

UNIVERSIDAD CARLOS III DE MADRID
ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR



**DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS
Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS**

Grado en Ingeniería Mecánica

PROYECTO DE FIN DE GRADO

**CÁLCULO Y DISEÑO DE UNA NAVE
INDUSTRIAL CON CUBIERTA
FOTOVOLTAICA Y ENTREPLANTA**

Autor: Miguel Vizquete Martínez

Tutor: Jesús Pernas Sánchez

Marzo de 2013

Agradecimientos:

A mis padres

A mis hermanos

A mis amigos y compañeros

A mi tutor y al resto de profesores

*Y todas aquellas personas que han hecho que este camino se hiciera lo mas llano, liviano y
llevadero posible.*

A todos vosotros va dedicado este proyecto, espero que os guste.

I. Índice

1.	Capítulo I: Introducción.....	10
1.	1. Motivación.....	11
2.	2. Objetivos y alcance del proyecto.....	12
3.	3. Estructura del proyecto.....	13
2.	Capítulo II: Antecedentes y normativa aplicable.....	15
1.	1. Consideraciones previas.....	16
1.1.	1.1. Estructura ¿Qué es una estructura?.....	16
1.2.	1.2. Características generales de las naves industriales.....	17
1.3.	1.3. Elección de materiales.....	20
1.4.	1.4. Características mecánicas del acero.....	23
1.5.	1.5. Herramienta de cálculo: CYPE 2012.a.....	24
2.	2. Normativa urbanística.....	25
3.	3. Otras normativas aplicables de carácter general.....	26
3.	Capítulo III: Descripción del proyecto.....	29
1.	1. Descripción de la nave.....	30
2.	2. Cumplimiento de la normativa urbanística.....	32
3.	3. Cargas consideradas.....	33
4.	4. Bases de cálculo.....	33
4.1.	4.1. Capacidad portante.....	33
4.2.	4.2. Aptitud al servicio.....	36
4.	Capítulo IV: Cargas aplicadas sobre la estructura.....	39
1.	1. Acciones permanentes.....	40
1.1.	1.1. Peso propio.....	40
2.	2. Acciones variables.....	41
2.1.	2.1. Sobrecarga de Uso.....	41
2.2.	2.2. Nieve.....	42
2.3.	2.3. Acciones Térmicas.....	43
2.4.	2.4. Viento.....	44
3.	3. Acciones Accidentales.....	58
3.1.	3.1. Sismo.....	58
3.2.	3.2. Acciones del terreno, Q_{Terr}	59
4.	4. Combinación de acciones.....	60
5.	Capítulo V: Cálculo de la estructura metálica.....	64
1.	1. Introducción de datos y cargas.....	65
2.	2. Información estructural y diseño de correas en cubierta.....	70
3.	3. Consideraciones a la hora de exportar a Nuevo Metal 3D.....	73
4.	4. Definición de la geometría completa.....	76
5.	5. Descripción de los nudos del pórtico tipo.....	79

5.1.	Vinculación externa	79
5.2.	Vinculación interna.....	79
6.	Descripción de barras.....	82
6.1.	Pórtico tipo.....	82
6.2.	Pórticos hastiales.....	83
6.3.	Entreplanta.....	84
6.4.	Arriostramiento longitudinal.....	89
6.5.	Arriostramientos laterales	89
7.	Introducción de flechas y pandeos en las barras	91
7.1.	Introducción de coeficientes de pandeo	91
7.2.	Introducción de flechas	94
7.3.	Resultados y conclusiones	96
8.	Análisis y optimización de la estructura	98
8.1.	Dinteles	98
8.2.	Jácnas de la entreplanta.....	99
8.3.	Pilares	100
9.	Estudio de otros parámetros.....	100
6.	Capítulo VI: Cálculo analítico de un pórtico tipo.....	104
6.1.	Comprobación de pilar tipo	105
6.2.	Comprobación del dintel tipo	111
7.	Capítulo VII: Uniones y placas de anclaje.....	119
1.	Uniones	120
1.	Cálculo de placas de anclaje	126
2.	Vista 3D de la estructura completa	129
8.	Capítulo VIII: Presupuesto	131
9.	Capítulo IX: Conclusiones y consideraciones futuras	137
1.	Conclusiones.....	138
2.	Trabajos futuros	140
10.	Capítulo X: Bibliografía	141

II. Índice de figuras

Figura 1.1: Nave de hormigón.....	11
Figura 1.2: Nave metálica.....	11
Figura 2.1: Nave industrial.....	17
Figura 2.2: Cercha americana.....	19
Figura 2.3: Cercha belga.....	19
Figura 2.4: Cercha inglesa.....	19
Figura 2.5: Polonceu recta.....	19
Figura 2.6: Polonceu recta invertida.....	19
Figura 2.7: Pórtico rígido.....	19
Figura 2.8: Viga en celosía.....	19
Figura 2.9: Pórtico de perfil variable.....	19
Figura 3.1: Pórtico tipo.....	31
Figura 3.2: Imagen tomada del Google Earth.....	32
Figura 3.3: Parcela 4 en Plano; Sector I-2, Manzana I-4.....	32
Figura 3.2: Desplomes.....	37
Figura 4.1: Presiones ejercidas por el viento en construcciones diáfanas.....	46
Figura 4.2: Vista de alzado de los laterales.....	48
Figura 4.3: Vista en planta de la nave.....	48
Figura 4.4: Vista de alzado de los hastiales.....	51
Figura 4.5: Vista en planta de la nave.....	51
Figura 4.6: Alzado de la nave con cubierta a dos aguas de pendiente positiva.....	53
Figura 4.7: Planta de una nave con cubierta a dos aguas.....	53
Figura 4.8: Alzado de una nave a dos aguas.....	56
Figura 4.9: Planta de una nave a dos aguas, con viento a 90°.....	56
Figura 4.10: Mapa de peligrosidad sísmica.....	58
Figura 5.1: Panel de sándwich de cubierta Tapajuntas.....	65
Figura 5.2: Cubierta fotovoltaica.....	66
Figura 5.3: Radiación solar según la zona (latitud).....	67
Figura 5.4: Energía generada anualmente en kWh.....	68
Figura 5.5: Perfil IPE 140.....	72
Figura 5.6: Edición de correas en cubierta.....	72
Figura 5.7: Pórtico tipo mediante el Generador de pórticos.....	73
Figura 5.8: Cuadro de exportación del Generador a NM3D.....	74
Figura 5.9: Primera imagen del NM3D.....	76
Figura 5.10: Pórtico hastial acotado.....	76
Figura 5.11: Nave con vigas de atado.....	77
Figura 5.12: Nave con cruces de San Andrés.....	78
Figura 5.13: Geometría completa.....	78
Figura 5.14: Acartelamiento de un pilar a su placa de anclaje.....	79
Figura 5.15: Rigidizadores.....	80
Figura 5.16: Cartela pilar-dintel.....	80
Figura 5.17: Cartela de cumbrera.....	81
Figura 5.18: Posición de pilarillos hastiales en pórticos de fachada.....	83
Figura 5.19: Esquema de la entreplanta.....	88
Figura 5.20: Mecanismo para tensar los tirantes.....	90
Figura 5.21: Desplomes.....	95
Figura 5.22: Pórtico tipo con entreplanta en 3D.....	98
Figura 5.23: : Pórtico tipo con entreplanta en 2D.....	98
Figura 5.24: Envoltente de tensiones en el dintel.....	99
Figura 5.25: Flecha en el dintel.....	99
Figura 5.26: Diagrama de momentos flectores.....	101
Figura 5.27: Diagrama de cortantes del plano.....	101
Figura 5.28: Diagrama de axiles del plano.....	102

Figura 5.29: Cuadro de dialogo para el cálculo de reacciones.....	102
Figura 5.30: Reacciones en el pórtico hastial con entreplanta.....	103
Figura 5.31: Reacciones en el pórtico tipo.....	103
Figura 6.1: Disposiciones geométricas del pilar.	105
Figura 6.2: Determinación de la clase de sección para piezas comprimidas.	105
Figura 6.3: Disposiciones geométricas del dintel.	111
Figura 6.4: Determinación de la clase de sección para piezas flectadas.....	112
Figura 7.1: Descomposición de los esfuerzos transmitidos al cordón de soldadura.....	123
Figura 7.2: Descomposición de los esfuerzos en el nudo.	124
Figura 7.3: Cotas importantes del nudo.	124
Figura 7.4: Geometría de la placa de anclaje de los pilares de la ENTREPLANTA.....	127
Figura 7.5: Vista 3D de la placa de anclaje de los pilares de la ENTREPLANTA.	127
Figura 7.6: Geometría de la placa de anclaje de los pilares de un PÓRTICO TIPO.	127
Figura 7.7: Vista 3D de la placa de anclaje de los pilares de un PÓRTICO TIPO.....	127
Figura 7.8: Geometría de la placa de anclaje de los pilares HASTIALES.	128
Figura 7.9: Vista 3D de la placa de anclaje de los pilares HASTIALES.....	128
Figura 7.10: Geometría de la placa de anclaje de los PILARILLOS.....	128
Figura 7.11: Vista 3D de la placa de anclaje de los PILARILLOS.	128
Figura 7.12: Vista 3D (1).....	129
Figura 7.13: Vista 3D (2).....	129
Figura 7.14: Vista 3D (3).....	130
Figura 7.15: Vista 3D (4).....	130

III. Índice de tablas

Tabla 2.1: Tipología de cerchas.....	19
Tabla 2.2: Clases de acero.....	23
Tabla 2.3: Justificación urbanística de Navalcarnero.....	25
Tabla 3.1: Coeficientes parciales de seguridad (γ).....	35
Tabla 3.2: Coeficiente de simultaneidad (ψ).....	35
Tabla 4.1: Valores característicos de las sobrecargas de uso.....	41
Tabla 4.2: Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas.....	42
Tabla 4.3: Cargas para hipótesis de nieve asimétricas.....	43
Tabla 4.4: Valores del coeficiente de exposición c_e	45
Tabla 4.5: Coeficientes de presión interior.....	46
Tabla 4.6: Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales para vientos frontales.....	48
Tabla 4.7: Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales para vientos frontales.....	49
Tabla 4.8: Términos de presión exterior para los paramentos en las hipótesis de viento frontal.....	49
Tabla 4.9: Términos de presión interior.....	49
Tabla 4.10: Carga estática de viento en paramentos para VIENTOS A 90° MÁXIMA PRESIÓN INTERIOR.....	49
Tabla 4.11: Carga estática de viento en paramentos para VIENTOS A 90° MÁXIMA SUCCIÓN INTERIOR.....	50
Tabla 4.12: Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales para vientos laterales.....	51
Tabla 4.13: Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales para vientos laterales.....	51
Tabla 4.14: Términos de presión exterior para los paramentos en las hipótesis de viento lateral.....	52
Tabla 4.15: Carga estática de viento en paramentos para VIENTOS A 0° (IGUAL PARA PRESIÓN QUE PARA SUCCIÓN INTERIOR).....	52
Tabla 4.16: Coeficientes de presión exterior en paramentos horizontales para vientos laterales.....	53
Tabla 4.17: Valores del coeficiente de presión exterior para la hipótesis 0° tipo 1, máxima presión interior.....	54
Tabla 4.18: Valores del coeficiente de presión exterior para la hipótesis 0° tipo 2, máxima succión interior.....	54
Tabla 4.19: Términos de presión exterior para cubierta hipótesis 0° tipo 1, máxima presión interior.....	54
Tabla 4.20: Términos de presión exterior para cubierta hipótesis 0° tipo 2, máxima succión interior.....	54
Tabla 4.21: Carga estática de viento en cubierta para VIENTOS A 0° TIPO 1, MÁXIMA PRESIÓN INTERIOR.....	55
Tabla 4.22: Carga estática de viento en cubierta para VIENTOS A 0° TIPO 1, MÁXIMA SUCCIÓN INTERIOR.....	55
Tabla 4.23: Carga estática de viento en cubierta para VIENTOS A 0° TIPO 2, MÁXIMA PRESIÓN INTERIOR.....	55
Tabla 4.24: Carga estática de viento en cubierta para VIENTOS A 0° TIPO 2, MÁXIMA SUCCIÓN INTERIOR.....	56
Tabla 4.25: Coeficientes de presión exterior en paramentos horizontales para vientos a 90°.....	56
Tabla 4.26: Valores del coeficiente de presión exterior para la hipótesis 90°.....	57
Tabla 4.27: Términos de presión exterior para cubierta hipótesis 90°.....	57
Tabla 4.28: Carga estática de viento en cubierta para vientos a 90 ° máxima presión interior.....	57
Tabla 4.29: Carga estática de viento en cubierta para vientos a 90 ° máxima succión interior.....	57
Tabla 4.30: Presiones admisibles en el terreno de cimentación, según la norma NBE-AE/88.....	59
Tabla 4.31: Combinación de acciones.....	61
Tabla 4.32: Combinatoria completa de acciones.....	62
Tabla 5.1: Datos técnicos de la cubierta de de panel sándwich tapajuntas con remate de unión.....	66
Tabla 5.2: Perfiles de correas.....	71
Tabla 5.3: Longitud de pandeo de barras canónicas según CTE.....	91
Tabla 6.1: Valores críticos obtenidos mediante CYPE.....	105

Tabla 7.1: Tipología de uniones aplicadas.....	121
Tabla 7.2: Resumen de la geometría de las placas de anclaje de la estructura.	126

Capítulo I: Introducción

1. MOTIVACIÓN
2. OBJETIVOS
3. ESTRUCTURA DEL PROYECTO

1. Motivación

El origen de este proyecto es la correcta implementación de los diferentes sistemas e instalaciones básicas necesarias para la puesta en marcha de un establecimiento industrial.

Antes de proseguir, sería interesante recordar la definición de ingeniería:

*“La ingeniería es el conjunto de conocimientos y técnicas científicas aplicadas, que se dedica a la **RESOLUCIÓN** y **OPTIMIZACIÓN** de los problemas que afectan directamente a la humanidad.*

En ella, el conocimiento, manejo y dominio de las matemáticas y física, obtenido mediante estudio, experiencia y práctica, se aplica con juicio para desarrollar formas eficientes de utilizar los materiales y las fuerzas de la naturaleza para beneficio de la humanidad y del ambiente.”

De esta definición surgen dos ideas. La primera sería la necesidad de optimizar las instalaciones garantizando las especificaciones del cliente y el cumplimiento de la normativa. La segunda está relacionada con la reducción de costes y de tiempo en la fabricación y montaje de las naves industriales.

Las naves industriales son una solución muy común para fábricas, almacenes y cada vez con más frecuencia para uso comercial, ya que permite disponer de grandes espacios diáfanos. Es por ello, por lo que el diseño de la nave industrial no debe descuidarse, pues debe ser capaz de adaptarse a las necesidades del negocio y a las de los trabajadores.

Existen diferentes tipos de naves industriales, desde las de hormigón prefabricado hasta las naves metálicas, pasando por las mixtas, dependiendo de las necesidades, tal y como se muestran en las figuras 1.1 y 1.2. El proyectista deberá elegir entre las diferentes soluciones constructivas, atendiendo a la experiencia y a las preferencias del cliente.



Figura 1.1: Nave de hormigón.



Figura 1.2: Nave metálica.

Por tanto, es lógico pensar que el cálculo y diseño de una nave industrial no es una tarea fácil y repetitiva, sino que requiere una serie de conocimientos importante.

En resumen, a mí siempre me han fascinado las estructuras y por ese motivo me dediqué al estudio de la ingeniería. Así que como un primer paso hacia el cálculo de estructuras más complejas, la nave industrial es un buen comienzo de manera introductoria hacia la optimización de la estructura y estudio de los diferentes parámetros que influyen en el dimensionamiento de estas edificaciones.

2. *Objetivos y alcance del proyecto*

El objeto del presente proyecto es el diseño, cálculo y optimización de la estructura metálica de una nave industrial con cubierta fotovoltaica diseñada mediante pórticos rígidos a dos aguas. Los cálculos se han realizado con el código comercial de CYPE Ingenieros, software capaz de implementar todos los requisitos establecidos por el Código Técnico de la Edificación (CTE).

El objetivo principal es el diseño de una estructura industrial, aunque también existen otros fines secundarios. A continuación se enumeran los objetivos secundarios que se persiguen con este proyecto:

- Elección adecuada y cálculo de los diferentes elementos que componen una nave industrial, tales como: correas, vigas de atado, pilares hastiales, cruces de San Andrés y el diseño de una entreplanta en la que se alojaran unas oficinas.
- Establecer una metodología de trabajo detallada con orientación pedagógica para el diseño y cálculo de estructuras metálicas.
- Aprendizaje y manejo de un código comercial de uso en la actualidad para el cálculo de estructuras. En este caso, del programa informático *CYPE*, en concreto, sus módulos *Generador de Pórticos* y *Nuevo Metal 3D*. Así como el programa informático *AUTOCAD* para la realización de los planos.
- Un primer acercamiento con el mundo de la construcción de una estructura industrial.

La nave objeto está situada en una parcela del polígono industrial “Alparrache-La dehesa”, sector I-2 (Barrio de San Isidro), en la localidad de Navalcarnero, población que se encuentra en la Comunidad de Madrid. Se considerará que la parcela dispone de abastecimiento de agua, red de saneamiento y suministro de energía para los trabajos que se tengan que realizar in-situ.

El alcance del proyecto es el cálculo de estructura de la nave. Quedan fuera del alcance de este proyecto el cálculo de la cimentación, aunque se suministraran los datos suficientes para su diseño al final del capítulo V, y el diseño de las instalaciones con las que consta un establecimiento industrial. Ambos se considerarán como trabajos futuros.

Para realizar dicha nave se tendrá que estudiar, previo diseño de la misma, los distintos tipos de materiales estructurales que actualmente ofrece el mercado, eligiendo el más adecuado para nuestro caso en concreto.

Una vez elegido los elementos estructurales se procederá a su descripción y a la comprobación de la capacidad resistente de los mismos, teniendo en cuenta la normativa vigente en el sector y las cargas aplicadas.

Hay que destacar que se contemplará la posibilidad de realizar una futura ampliación en la nave industrial, de dimensiones y características idénticas a la inicial, teniendo en cuenta de no superar la normativa vigente del ayuntamiento de Navalcarnero en lo que a la ocupación del terreno se refiere.

3. Estructura del proyecto

El presente documento se divide en 10 capítulos cada uno de los cuales trata los siguientes aspectos:

- *Capítulo I:* se realiza una introducción al proyecto, analizando los objetivos y las características generales del mismo.
- *Capítulo II:* se exponen los antecedentes al proyecto y la descripción del mismo, analizando las diferentes normativas aplicables, tanto las de régimen municipal como las de carácter general. También se exponen ciertas consideraciones previas, como el uso del software CYPE y el estudio de algunos materiales constructivos, como son el acero y el hormigón.
- *Capítulo III:* se presenta la descripción de la nave, su geometría y su ubicación, así como el cumplimiento de la normativa urbanística correspondiente. Además se establecen las bases de cálculo para los distintos análisis de la estructura.
- *Capítulo IV:* se muestran las cargas actuantes sobre la estructura en relación al Código Técnico de la Edificación en el documento básico de las Acciones de la Edificación (CTE-DB-SE-AE).
- *Capítulo V:* se realiza el cálculo de la estructura metálica mediante CYPE. Se seguirá el mismo proceso de introducción de datos con el fin de facilitar la lectura y la comprensión del lector. En este capítulo se describirá la geometría de la nave, las características de los nudos y las barras, se introducirán los coeficientes de pandeos y flechas y como último paso se realizará un análisis de los diferentes parámetros con el fin de buscar alguna solución que permita optimizar la estructura.
- *Capítulo VI:* se realiza el cálculo analítico de un pórtico tipo. Se comprobará de manera manual, siguiendo los preceptos establecidos por el CTE-DB-SE-A, la capacidad portante de las barras que componen el pórtico.
- *Capítulo VII:* se exponen la teoría para el cálculo de uniones y los datos geométricos de las placas de anclaje. Los diferentes cálculos y comprobaciones en relación a esto último se muestran en los Anejos G y H, correspondiente a Uniones y Placas de Anclaje, respectivamente.
- *Capítulo VIII:* se encuentra el presupuesto detallado de la obra.
- *Capítulo IX:* se analizan las conclusiones finales, así como los posibles trabajos futuros a los que puede dar lugar el presente proyecto.
- *Capítulo X:* se encontrarán las referencias bibliográficas consultadas para la realización del presente trabajo.

– Anejos:

- Anejo A: Datos de obra.
- Anejo B: Comprobación de correas.
- Anejo C: Conceptos teóricos de los tirantes.
- Anejo D: Geometría de la nave, características y resumen de medición.
- Anejo E: Resultados de los nudos y las barras.
- Anejo F: Comprobación de los Estados Límites Últimos
- Anejo G: Uniones.
- Anejo H: Placas de anclaje.
- Anejo I: Planos.

Capítulo II: Antecedentes y normativa aplicable

1. CONSIDERACIONES PREVIAS
 - 1.1. Estructura. ¿Qué es una estructura?
 - 1.2. Características de las naves industriales
 - 1.3. Elección de materiales
 - 1.4. Características mecánicas del acero
 - 1.5. Herramienta de cálculo CYPE 2012a
2. NORMATIVA URBANÍSTICA
3. OTRAS NORMATIVAS APLICABLES DE CARÁCTER GENERAL

En este capítulo se repasan las normativas que debe cumplir el proyecto atendiendo a las tareas que se van a realizar. También se establecerán ciertas consideraciones previas como el uso del CYPE para la resolución del problema o la determinación de material del que estará compuesta la estructura principal, entre otras.

1. Consideraciones previas

1.1. Estructura ¿Qué es una estructura?

Es el conjunto de elementos resistentes convenientemente vinculados entre sí que accionan y reaccionan bajo los efectos de las cargas a que son sometidos. Su finalidad es resistir y transmitir las cargas del edificio a los apoyos manteniendo la forma sin sufrir deformaciones incompatibles. Las cargas se pueden clasificar en:

- *Peso propio.*
- *Cargas de funcionamiento.*
- *Acciones varias.*

Dentro del peso propio se incluyen las cargas de la estructura y las cargas reológicas, que son las producidas por las deformaciones que experimentan los materiales en el paso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas.

En las cargas de funcionamiento se incluyen las cargas que actúan sobre la construcción como por ejemplo: mobiliario, máquinas, grúas y las personas que van a estar en la construcción.

Cuando se habla de acciones varias se refiere a la temperatura (dilatación-contracción), el viento, la nieve, colisión de vehículos, incendio, sismos, etc. La estructura debe soportar la combinación más desfavorable de entre todas ellas.

Las verificaciones que se establecen en relación con el CTE para esa situación más desfavorable son:

- *Capacidad portante* (estabilidad y resistencia).
- *Aptitud al servicio* (deformación limitada, vibraciones y deterioro).

La *estabilidad* de una estructura es la que garantiza que dicha estructura, entendida como un sólido rígido, cumpla con las ecuaciones de la estática al ser sometida a las acciones exteriores y a su propio peso.

La *resistencia* es la que obliga a que no se superen las tensiones admisibles del material y a que no se rompa ninguna sección.

La *deformación limitada* implica que se mantenga dentro de unos límites. Toda estructura se deforma al actuar las cargas, pero esta deformación debe ser controlada, de tal

manera, que no afecte al confort de los usuarios y a la integridad estructural de otros elementos secundarios, tales como tabiques, fontanería y demás.

Los elementos estructurales fundamentales de las estructuras son:

- Las *vigas de directriz recta* que fundamentalmente trabajan a flexión.
- Los *pilares*, que trabajan a compresión generalmente o a flexo-compresión de ahí el estudio del pandeo.

También es importante la cimentación y las características del terreno, ya que al ser el elemento último de la nave, debe de transmitir esas cargas al terreno sobre el que está construido.



Figura 2.1: Nave industrial.

1.2. Características generales de las naves industriales

Cuando se plantea el diseño y cálculo de una nave industrial son muchas las variables a tener en cuenta y son muchos los casos que se pueden presentar, así que el calculista debe abordarlos de forma que se garantice la eficacia resistente, constructiva y económica de la estructura.

Las naves industriales se caracterizan por cubrir grandes luces, generalmente con pequeñas cargas de origen gravitatorio. Esto origina unas particularidades que solo se dan en este tipo de estructuras, en las cuales las cargas horizontales y los fenómenos de inestabilidad cobran especial importancia, debido a la gran esbeltez de la estructura.

Los principales factores a tener en cuenta son:

- *Uso de la nave:* Debe contener las instalaciones y equipos y siempre ha de tenerse en cuenta una posible ampliación.
- *Precio:* Se necesitará pilares más robustos para naves con grandes alturas, como puede ser el caso de naves con puentes grúa.
- *Confort climático:* La climatización depende del volumen de aire y del salto de temperaturas entre el interior y el exterior.
- *Confort lumínico:* Ha de conseguirse una iluminación sin grandes contrastes en el plano de trabajo.
- *Elementos constructivos internos de la nave:* Se ha de prever una modificación interna de la nave, como pueden ser entreplantas o puentes grúa y debemos garantizar que las condiciones de trabajo se podrán desarrollar en condiciones de salubridad adecuadas y sin agobios claustrofóbicos, de ahí la gran altura que se suele dar a este tipo de estructuras.
- *Pendientes de los faldones:* Mientras más pendiente tenga la cubierta mejor suele trabajar la estructura porque es más abovedada y la nieve y agua resbalarán mejor, sin embargo, presentará mayor resistencia al viento y estará más expuesta. Por ello, se suele optar por *pendientes inferiores al 25%*.
- *Tipo de cubierta:* Debe plantearse el emplear pórticos rígidos para la cubierta, o bien cerchas. Estas últimas confieren ventajas a los pilares y a la cimentación, pues estas van articuladas sobre la cabeza de los pilares y no transmiten momentos. No obstante su uso va en contra de la habitabilidad, pues su cordón inferior va entre cabezas de pilares y se estará desperdiciando un espacio que puede ser muy útil.

Igualmente, el uso de cerchas encarece la estructura pues su montaje y mantenimiento son más costosos, por lo que generalmente se suelen montar cuando:

- Se requieren grandes cargas sobre la cubierta,
- Se necesita cubrir grandes luces o
- Simplemente por razones estéticas.

En la tabla 2.1 se pueden ver algunas de las tipologías de cerchas más empleadas:

Tabla 2.1: Tipología de cerchas.

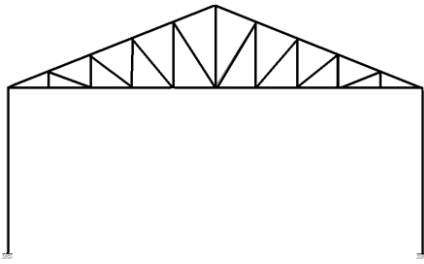


Figura 2.2: Cercha americana.

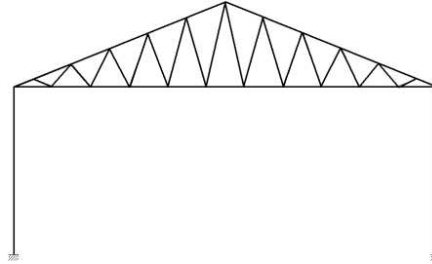


Figura 2.3: Cercha belga.

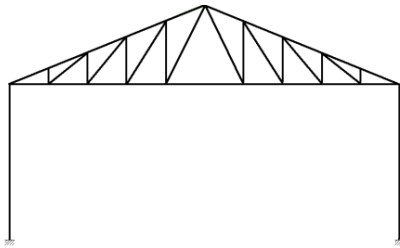


Figura 2.4: Cercha inglesa.

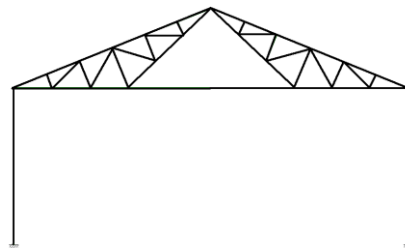


Figura 2.5: Polonceu recta.

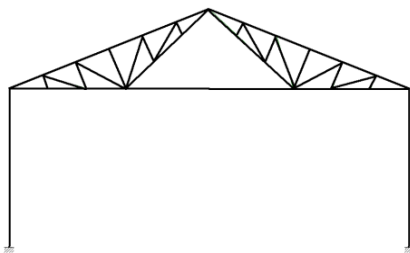


Figura 2.6: Polonceu recta invertida.

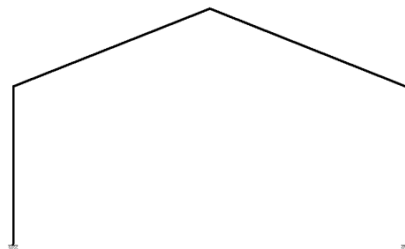


Figura 2.7: Pórtico rígido.

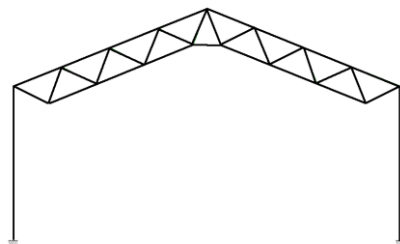


Figura 2.8: Viga en celosía.



Figura 2.9: Pórtico de perfil variable.

Una vez definidos los principales factores de las naves industriales, se procede a elegir el material de construcción del cual estarán fabricados los elementos resistentes de la estructura.

1.3. Elección de materiales

Como se citó en la introducción, existen diferentes tipos de naves industriales atendiendo al material de construcción del que están hechas. Las hay de acero, las formadas por bloques de hormigón y las mixtas. A continuación se desgranará las principales ventajas e inconvenientes de cada solución constructiva, según el material, para elegir el que más se ajuste a las necesidades de la nave proyecto.

1.3.1. Propiedades del hormigón armado o pretensado

Entre las propiedades más importantes del hormigón armado/pretensado en la construcción se puede destacar las siguientes:

- *Resistencia estructural:* El hormigón posee una elevada resistencia a compresión alcanzando valores comprendidos entre los 60 y 100 N/mm². El problema es que no tiene buena resistencia a tracción. Por este motivo se añaden barras de acero corrugado en el interior del hormigón que proporciona al conjunto una adecuada resistencia a los esfuerzos de tracción, dando lugar a elementos capaces de alcanzar grandes luces y soportar grandes cargas.

Por otro lado, las estructuras de hormigón armado/pretensado presentan una ventaja adicional frente a otras realizadas con otros materiales como el acero: su excelente capacidad de resistir sobrecargas adicionales. Debido a su elevada relación peso propio/sobrecarga, proporciona un elevado nivel de seguridad a la estructura. Esto puede evitar que se produzcan tragedias humanas y materiales como las que a veces se producen por acciones imprevistas, como por ejemplo sobrecargas de nieve.

Una de las importantes ventajas es su carácter monolítico, ya que todos los elementos que forman la estructura de una obra de hormigón armado - como pueden ser columnas, vigas y losas - están sólidamente unidos entre sí, presentando una elevada estabilidad contra vibraciones y movimientos sísmicos, siendo por lo tanto una estructura ideal para regiones azotadas por terremotos. Tanto es así, que toma el nombre de estructura antisísmica. Además presenta la ventaja adicional de que no requiere mantenimiento alguno.

- *Resistencia al fuego:* Las estructuras realizadas mediante hormigón armado/pretensado presentan una excepcional resistencia a la acción del fuego, sin necesidad de ningún tipo de protección adicional. Además, esta resistencia puede ser más fácilmente adaptada a las exigencias establecidas por ordenanzas municipales y resto de normativa vigente, modificando las dimensiones y recubrimientos mínimos de los elementos estructurales.

En relación a este aspecto, el hormigón posee dos características ventajosas en la protección contra incendios. La primera es que es mal conductor del calor, por lo cual este penetra lentamente en el interior de las paredes. La segunda es que el hormigón es un material incombustible, por lo cual al producirse fuego en el interior del recinto, el hormigón no arde y no contribuye a la producción de humos y gases, así como de

construir una barrera de contención contra el fuego, minimizando el daño y aumentando la efectividad de los sistemas de extinción.

Es frecuente comprobar que al finalizar un incendio la estructura de hormigón permanece estable; mientras que en el caso de otros materiales (acero y madera fundamentalmente) suele ser normal el hundimiento total del edificio a los pocos minutos de comenzar el fuego, a menos que se hayan utilizado costosos productos de protección en revestimientos estructurales.

- *Aislamiento térmico y acústico:* Al ser ambos función de espesores y masas, los paneles de hormigón, tanto en forjados como en paramentos verticales, presentan coeficientes satisfactorios fácilmente incrementables hasta cualquier cota incorporando otros materiales aislantes (polietileno expandido, arcillas expandidas, áridos ligeros, etc.).
- *Versatilidad de formas y acabados:* La calidad moldeable de este material permite formas curvas, angulosas, lisas, con relieves de cualquier forma y tamaño, con posibilidades potenciales hasta el infinito al combinarse con distintos tipos de acabado superficial (pintura, áridos vistos mediante chorreado de agua y/o arena, hormigones blancos o pigmentados) cuya única limitación es la imaginación del usuario y el presupuesto de la obra.
- *Durabilidad:* En este aspecto, el hormigón proporciona una adecuada protección a las armaduras y elementos metálicos en él embebidos, gracias a su elevada basicidad y a la utilización de cementos adecuados a cada tipo de ambiente agresivo.

Sin embargo presenta algunas desventajas tales como:

- La elevada estabilidad se la otorga la gran cantidad de material que necesita, por lo cual posee un excesivo peso y volumen.
- Tiene un difícil control de calidad. A pesar de que se establecen ciertas normas sobre las cantidades de materiales y tiempo de fraguado mínimo, no garantiza completamente que se realice de la manera correcta.
- La ejecución es lenta, debido al fraguado y al endurecimiento de la masa. Este tiempo oscila 1 mes de duración.
- Los materiales no recuperables tras la demolición.

1.3.2. Propiedades del acero estructural

El empleo del acero en las estructuras industriales tiene una serie de ventajas sobre otros materiales que hace que las estructuras metálicas monopolicen la construcción de naves. Entre las propiedades más importantes del acero estructural se puede destacar las siguientes:

- *Resistencia estructural:* El acero estructural es un material que posee alta resistencia a compresión como a tracción, por lo que no necesita de otro tipo de material para trabajar correctamente. Además de la alta resistencia mecánica, tiene un reducido peso propio, por lo que las secciones resistentes necesarias son de reducidas dimensiones.

Por este mismo motivo, debido a su gran ligereza y la reducida esbeltez, un gran número de accidentes se han producido por inestabilidad local, sin haberse agotado la capacidad resistente. Esto obliga a realizar un arriostramiento preciso de los distintos elementos estructurales.

Una de las desventajas frente a otros elementos constructivos es la susceptibilidad a pandeo y la necesidad de añadir elementos arriostrantes para conseguir la rigidez requerida tales como tirantes, nudos rígidos, pantallas, etc.

Además debido a esta excesiva flexibilidad, el diseño de las estructuras metálicas suele estar muy limitado por las deformaciones, así como por las tensiones admisibles, lo que provoca una resistencia desaprovechada al limitar las deformaciones máximas para evitar vibraciones.

El acero es un material dúctil, es decir, que antes de alcanzar el estado último de carga, es decir, el de rotura, el material se deforma plásticamente hasta un cierto límite. Gracias a esta propiedad, las estructuras metálicas antes de producirse el fallo definitivo “avisar”.

- *Durabilidad:* El acero es vulnerable a la corrosión y por lo general va acompañado de un recubrimiento que evite en la medida de lo posible este efecto. Este recubrimiento se puede conseguir mediante: una capa de un material anticorrosivo como es el zinc, mediante un proceso de galvanizado, de una capa de pintura o una mezcla de ellos, lo que provoca un coste en el mantenimiento en este tipo de estructuras. Aunque, si el mantenimiento de estas estructuras es adecuado, durará indefinidamente. Un ejemplo es la Torre Eiffel de París, construida en el año 1889.
- *Reciclaje:* Las estructuras de acero presentan una ventaja adicional frente a otras realizadas con otros materiales como el hormigón: la posibilidad de reciclaje una vez termine su ciclo de vida útil. El acero de las demoliciones se vende como chatarra, luego se funde en las siderurgias y con una adición de algunos componentes se consigue de nuevo acero estructural.
- *Resistencia al fuego:* El acero es un material sensible al fuego. Las características mecánicas de éste disminuyen rápidamente con la temperatura, por lo que las estructuras metálicas deben protegerse del fuego.
- *Versatilidad de formas y acabados:* El acero es un material que, debido a sus procesos de obtención, presenta ciertas dificultades a la adaptación de formas variadas ya que la normalización de los perfiles y chapas en el proceso de fabricación complica mucho poder realizar nuevas formas. Por ello se suele recurrir a elementos prefabricados, ya que de esta manera se agilizará el proceso de construcción y reducirá costes.
- *Aislamiento térmico y acústico:* Debido a las propiedades de los metales, el acero presenta una resistencia térmica y acústica limitada, por lo que es necesario utilizar otros materiales aislantes como el polietileno expandido en los cerramientos laterales y en cubierta.

Además de las propiedades anteriormente descritas se ha de destacar una serie de factores económicos y constructivos del acero estructural:

- Facilidad de montaje y transporte debido a su ligereza.
- Rapidez en la ejecución de la obra, ya que la mayoría de las piezas se fabrican en taller, uniéndose en obra de forma sencilla mediante tornillos o soldaduras.
- Fácil control de ejecución y calidad, ya que la fabricación en talleres permite un control adecuado, debido a que en ellas se realizan las pruebas pertinentes.
- La estructura metálica requiere cimentaciones de menor proporción, lo que genera una disminución en los costes de las excavaciones.
- Necesita mantenimiento y supervisión periódica, debido a que es altamente corrosivo.
- Existe un coste adicional asociado con la necesidad de mano de obra especializada, es necesario un personal formado técnicamente.
- Se puede utilizar en construcciones que requieren grandes luces, hasta 100m según el sistema de construcción utilizado.

Debido a las importantes ventajas que presentan las estructuras metálicas, en lo que sigue, se centrará el estudio para construcciones realizadas con acero.

1.4. Características mecánicas del acero

El acero ordinario es el más empleado. Existen diferentes tipos reflejados en la tabla 2.2, obtenida de la norma EN 10027:

Tabla 2.2: Clases de acero.

S235JR	S235J0	S235J2
S275JR	S275J0	S275J2
S355JR	S355J0	S355J2

La primera sigla es una “S” de Steel, término anglosajón para el acero. La siguiente cantidad numérica es el límite elástico en MPa. Las últimas siglas indican es la sensibilidad a la rotura frágil y su soldabilidad:

- JR para construcciones ordinarias.
- J0 cuando se requiere alta soldabilidad y resistencia a la rotura frágil.
- J2 cuando se requiere exigencias especiales de resiliencia, resistencia a la rotura frágil y soldabilidad.

El acero más común que se fabrica en España es el **S275JR**, todos los demás se suministran bajo pedido, así que de esta manera con el fin de ahorrar costes, se elegirá esta clase de acero para los perfiles de obra. El acero S275JR tiene un límite elástico $\sigma_y = 275$ MPa y un límite de rotura último $\sigma_{rot} = 410$ MPa.

Las características comunes para todos los aceros son:

- Módulo de Elasticidad: $E = 210$ GPa
- Módulo de Rigidez: $G = 81$ GPa
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ (°C)⁻¹
- Densidad: $\rho = 7.850$ kg/m³

1.5. Herramienta de cálculo: CYPE 2012.a.

Como se ha mencionado en el capítulo introductorio de este documento, el cálculo de la nave se llevará a cabo con programa CYPE versión 2012a, una herramienta muy extendida en el ámbito comercial. Se trata de una potente aplicación para el cálculo de estructuras de edificios, naves industriales y cualquier otro tipo de estructura resistente.

Mediante la aplicación de métodos matriciales obtiene de una forma relativamente sencilla y fiable, el dimensionado y optimización de las estructuras, ya sean de hormigón, metálicas o combinadas.

Dicho programa se estructura en diferentes módulos, cada uno de los cuáles esta específicamente diseñado para una finalidad concreta. A continuación se nombran algunos de los módulos que han sido de utilidad para este proyecto:

- *Generador de Pórticos.* Permite el cálculo sencillo de pórticos para estructuras porticadas, facilita el cálculo de las correas de cubierta y laterales, así como la creación de hipótesis de viento y nieve.
- *Nuevo Metal 3D.* Es la evolución del Metal 3D, igualmente para el cálculo de estructuras metálicas, pero con mejoras (se prevé que en un futuro desaparezca Metal 3D y solo quede Nuevo Metal 3D).
- *CYPECAD.* Creado para el cálculo de estructuras de hormigón y detalles no muy complicados de estructuras metálicas. Su función principal es el cálculo de estructuras de edificación.
- *Elementos Estructurales.* Permiten el dimensionado, comprobación y dibujo de las partes singulares de las estructuras como: ménsulas cortas, escaleras, muros de sótano, losas de cimentación, etc.
- *Generadores de presupuestos.* Permiten realizar el presupuesto de cualquier tipo de estructura de edificación.

Estos son algunos de los módulos con los que cuenta el programa, pero aún contiene muchos más que permiten el cálculo de infinidad de detalles como ahorro energético, aislamientos, etc.

Así mismo CYPE permite realizar el cálculo acorde con diferentes normativas, tanto normativas actuales como puede ser el CTE, como normativas ya derogadas (NBE-EA-95), incluso normativas europeas como los Eurocódigos o normativas de otros países (Argentina, Portugal,...).

2. Normativa urbanística

Debido a la ubicación geográfica del proyecto se distingue 3 clases de normativas diferentes: una general de carácter nacional y es en la que se basa el cálculo principalmente, una específica de la comunidad de Madrid (a destacar que hace más estricta las normas generales de medioambiente y seguridad contra incendios) y por último la Norma subsidiaria de Navalcarnero, en la cual se tienen restricciones técnicas de edificabilidad, retranqueos o altura máxima entre otras. Estas últimas son las más limitantes.

Cada municipio posee una normativa urbanística propia, estas suelen ser las condiciones más restrictivas ya que afectan directamente a la geometría de la edificación, la disposición del establecimiento y las distancias y separaciones mínimas y máximas con la calzada y con otros edificios.

En la tabla 2.3 se resumen las limitaciones urbanísticas establecidas por el Plan General de Ordenación Urbanística (PGOU) de Navalcarnero.

Tabla 2.3: Justificación urbanística de Navalcarnero.

Requisitos del PGOU

Edificación Aislada
Parcela mínima 3000 m ² y frente mínimo de 35 m.
Edificabilidad 0,5 m ² /m ² .
Retranqueos a linderos público 10 m y privado 7,5 m.
Alturas: Máxima 10 m y mínima libre de obstáculos 4,5 m. 3,5 en plantas de uso administrativo.
Separación entre edificios.
Zonas exclusivas de carga y descarga.
Las superficies no pavimentadas, se tratarán como espacios ajardinados.

3. Otras normativas aplicables de carácter general

Además de las normativas específicas del municipio, se debe cumplir unos requisitos de carácter general en función de su actividad, de tal manera que se adecuen las exigencias básicas a los posibles riesgos asociados con esas actividades. A continuación se enumeran las normas y leyes que han sido aplicadas en diferentes momentos a lo largo del desarrollo del proyecto, así como una pequeña descripción de las mismas.

Código Técnico de la Edificación (CTE). Establece las exigencias que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad, se debe garantizar la seguridad de las personas, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente. Algunos puntos de este documento son obligaciones y otros simplemente son directrices orientativas hacia un buen diseño y aprovechamiento de recursos [1].

Dicho Código fue aprobado por la Ley de Ordenación de la Edificación (LOE) 38/1999 del 5 de noviembre, el 6 de mayo de 2000, en sustitución de las normas ya derogadas como Normas Básicas de la Edificación (NBE), las Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE) y las Soluciones Homologadas de la Edificación (SHE).

Dentro del CTE, se establecen y explican ciertas exigencias básicas como son:

- **DB-SE. Seguridad Estructural:** en este documento se establecen los principios de *Resistencia y estabilidad*, y la *Aptitud al servicio*, que consiste en asegurar que el edificio tiene un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto. La ejecución, la utilización, la inspección y el mantenimiento se tratan en la medida en la que afectan a la elaboración del proyecto. El período de servicio de la nave se establecerá en 50 años.
- **DB-SE-A. Seguridad Estructural. Acero:** este documento es de necesaria aplicación. En él se establecen los principios para verificar la seguridad estructural de los elementos realizados con acero en edificación. No se contemplan, por tanto, aspectos propios de otros campos de la construcción (puentes, silos, chimeneas, antenas, tanques, etc.). Tampoco se tratan aspectos relativos a elementos que, por su carácter específico, requieren consideraciones especiales. Nuestra nave al estar formada por la concatenación de pórticos hechos de acero este requisito es indispensable cumplimiento.
- **DB-SE-AE. Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación:** La edificación, por sus características constructivas se encuentra sometida a una serie de acciones, como pueden ser viento, nieve o peso propio, entre otras. Para determinar las acciones que actuarán concretamente sobre la edificación se hace necesario este requisito.
- **DB-SE-F. Seguridad estructural. Fábrica:** El campo de aplicación de este DB es el de la verificación de la seguridad estructural de muros resistentes en la edificación realizados a partir de piezas relativamente pequeñas, comparadas con las dimensiones de los elementos, asentadas mediante mortero, tales como fábricas de ladrillo, bloques de hormigón y de cerámica aligerada. Los muros de la nave estarán formados por unión de ladrillos, así que será necesario el cumplimiento de los requisitos de este Documento Básico.

Ordenación de la edificación: La edificación es uno de los principales sectores económicos y de una gran repercusión en la sociedad. Este requisito tiene por objeto regular en sus aspectos esenciales el proceso de la edificación, estableciendo las obligaciones y responsabilidades de los agentes que intervienen en dicho proceso, así como las garantías necesarias para el adecuado desarrollo del mismo, con el fin de asegurar la calidad mediante el cumplimiento de los requisitos básicos de los edificios y la adecuada protección de los intereses de los usuarios [2].

Para diseño completo de la nave, son de necesaria aplicación las siguientes normativas, relativas al cumplimiento de requisitos de la cimentación y las diferentes instalaciones necesarias para la puesta a en marcha de una actividad:

Para el cálculo del hormigón habrá que hacer uso de las siguientes normas:

DB-SE-C. Seguridad Estructural. Cimientos: Los cimientos, son los elementos que soportan todas las acciones y por lo tanto se deben dimensionar según el terreno en el que se ubique y según las acciones que van a actuar.

EHE. Instrucción de hormigón estructural. Real Decreto 2661/1998 del 11 de diciembre, modificado por el Real Decreto 996/1999 del 11 de junio. Norma aplicable a las estructuras y elementos de hormigón estructural, incluido el hormigón en masa, armado y pretensado, así como hormigones especiales [3].

Para el diseño de las diversas instalaciones necesarias para la puesta en marcha se citan las siguientes:

Certificación energética de edificios de nueva construcción: La normativa establece una serie de parámetros (temperatura, humedad relativa, etc.) a cumplir en las nuevas construcciones para garantizar el confort dentro de estas. Este objetivo de confort se consigue con requisitos de eficiencia energética (cargas térmicas). También se establece que dependiendo del tipo de construcción y su posterior uso una parte de la energía consumida en la climatización debe ser de origen renovable.

Aislamiento térmico: Este requisito se refiere a los materiales empleados para conseguir el aislamiento térmico mínimo exigido por la normativa. Los materiales deben estar libres de sustancias peligrosas para la salud y el entorno.

Calefacción, climatización y agua caliente sanitaria: Toda la climatización del edificio y el agua caliente sanitaria debe ser estudiada y optimizada en busca de reducir el consumo energético. Además la normativa exige que parte del consumo energético sea de origen renovable. Esta hace que nos encontremos con múltiples posibilidades para cumplir este requisito, haciendo muy interesantes la búsqueda de la mejor solución. En caso de que el foco frío de la instalación de climatización se consiga mediante torres húmedas de refrigeración se hace indispensable controles extra de seguridad para el control de la legionelosis.

Criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano: Al tratarse de una construcción industrial destinada al comercio se hace necesario que las condiciones del agua que llega al edificio sean aptas para el consumo humano.

Electricidad: La instalación eléctrica es una de las importantes en todas las construcciones. Hay establecidos según la normativa unos requisitos de seguridad y eficiencia. Algunos de obligado cumplimiento y otros directrices orientadas hacia la buena praxis del ingeniero.

Protección contra incendios: Los requisitos de protección contra incendios se dividen en dos vertientes. La primera es una protección pasiva, estable distancias máximas de evacuación de la nave, necesidad de puertas antipánico, materiales de la construcción y su comportamiento y

resistencia al fuego, acceso de bomberos, tomas de agua y riesgo de incendio de las instalaciones y equipos del interior. La segunda vertiente se encarga de las instalaciones de protección contra incendios, referido a los requisitos mínimos de la instalación, ya sean extintores necesarios, instalación de la línea seca y sistemas de apagado de incendios (ya sean mangueras, aspersores, detectores, etc.).

Cubiertas: Las cubiertas son una parte importante de la edificación. En esta construcción serán prefabricadas. Deben ser libres de amianto y además cumplir con unos requisitos de rigidez y respuesta a esfuerzos, ya que estarán expuestas a cargas de viento y nieve y deben trabajar correctamente junto a la estructura.

Aislamiento acústico: Este requisito es tanto para el confort interior, limitando los ruidos procedentes del exterior, como para cumplir con el límite de emisión de ruido al exterior. Debido a la ubicación de la construcción los principales ruidos que habrá en la zona serán industrias/comercios cercanos y los vehículos que circulen por las calles cercanas.

Seguridad y salud en las obras de construcción: Este requisito establece las disposiciones mínimas de seguridad y salud que debe haber en la construcción. Este requisito está principalmente orientado a la seguridad de los trabajadores, pero también hacia la seguridad de los viandantes u otros trabajadores de los alrededores. También se encarga de la regulación de la subcontratación en el sector de la construcción y la prevención de los riesgos laborales asociados. Un punto a destacar es la señalización necesaria a utilizar en la obra, así como la manipulación de cargas y la utilización de equipos de protección personal (EPI).

Seguridad de utilización: El objetivo del presente requisito consiste en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios sufran daños inmediatos en el uso previsto de los edificios, como consecuencia de las características de su proyecto, construcción, uso y mantenimiento. Algunos requisitos particulares son, la seguridad frente al riesgo de caídas, seguridad frente al riesgo de impacto o de atrapamiento con elementos fijos o practicables del edificio, seguridad frente al riesgo causado por iluminación inadecuada tanto interior como exterior y seguridad frente al riesgo causado por situaciones con alta ocupación facilitando la circulación de las personas y la sectorización con elementos de protección y contención.

Barreras arquitectónicas: Se facilitará el acceso y la utilización no discriminatoria, independiente y segura de los edificios a las personas con discapacidad. El requisito establece unas medidas mínimas sobre accesibilidad en los edificios.

Instrucciones y pliegos de recepción: Son requisitos que establecen las prescripciones técnicas que han de reunir los materiales para su recepción en las obras de construcción, estableciendo además los métodos de ensayo necesarios para determinar las características de los materiales. Hay que mencionar que se debe prestar especial atención a la recepción del cemento.

Medio ambiente: Estos requisitos limitan actividades molestas, insalubres, nocivas y peligrosas. También exige unos niveles de calidad del aire y protección de la atmósfera. El último requisito medioambiental es la regulación de la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición.

Capítulo III:

Descripción del proyecto

1. DESCRIPCIÓN DE LA NAVE
2. CUMPLIMIENTO DE LA NORMATIVA URBANÍSTICA
3. CARGAS CONSIDERADAS
4. BASES DE CÁLCULO
 - 4.1. Capacidad portante
 - 4.2. Aptitud al servicio

En este capítulo se repasan las características y necesidades que presenta la nave debido al futuro trabajo que se llevará a cabo en su interior. Se describe su ubicación, el tamaño previsto de la nave y de las diferentes estancias, obteniendo así una primera aproximación de cómo será la estructura. Además se establecerán las bases de cálculo para la determinación de las secciones de las barras que forman la nave.

1. Descripción de la nave

La nave a realizar está ubicada en una parcela rectangular del polígono industrial “Alparrache – La dehesa”, sector I-2 (Barrio de San Isidro), en la localidad de Navalcarnero, población que se encuentra en la Comunidad de Madrid.

La parcela ocupa una superficie total de 3385 m^2 , con un frente de 40 metros, tal y como figura en los planos de ocupación del solar. Se considerará que dispone de abastecimiento de agua, red de saneamiento y suministro de energía para los trabajos que se tengan que realizar in-situ, véase la figura 3.2 correspondiente a imagen tomada mediante el “Google Maps”.

El terreno está limitado por el Norte, Este y Oeste con otras parcelas ya edificadas, y por el Sur con la calle Carlos IV, la cual será la vía de acceso a la obra para la maquinaria y el personal. Los viales tendrán un ancho de calzada de 12 metros, lo cual no dificultará el acceso a vehículos de grandes dimensiones.

La nave posee unas dimensiones de 20 metros de ancho por 50 metros de longitud, es decir, con una superficie total de 3385 m^2 limitada por el Norte, Este y Oeste con parcelas edificadas y por el Sur con la calle Carlos IV.

La superficie total de ocupación de la parcela, teniendo en cuenta el PGOU vigente del ayuntamiento de Navalcarnero, no puede ser superior al 50% de la totalidad de la superficie existente, tal como aparece en la tabla 2.3 referente a la justificación urbanística. Por lo que tenemos que el límite de construcción es:

$$Superficie_{m\acute{a}xima\ construible} = 3385 \text{ m}^2 \cdot 0,5\% = 1692,5 \text{ m}^2$$

$$Superficie_{edificada} = 20 \times 50 \text{ m}^2 = 1000 \text{ m}^2$$

$$Superficie_{m\acute{a}xima\ construible} \geq Superficie_{edificada} \text{ -- } \rightarrow \text{Cumple}$$

Teniendo en cuenta el anterior requisito, y considerando que la nave industrial tiene que estar preparada para una futura ampliación de características similares a la inicial, la superficie edificada podrá ser de hasta $1692,5 \text{ m}^2$, límite que establece el PGOU de Navalcarnero.

La estructura estará formada por pórticos rígidos a dos aguas separados a una distancia de 5 metros. El PGOU de Navalcarnero establece la altura máxima para construcciones en el polígono del Alparrache-La dehesa es de 10 metros. La nave objeto tendrá una altura de pilares igual a 7 metros y una altura máxima, correspondiente a la cumbrera, de 9 metros. La figura 3.1 muestra el esquema de un pórtico tipo de la nave.

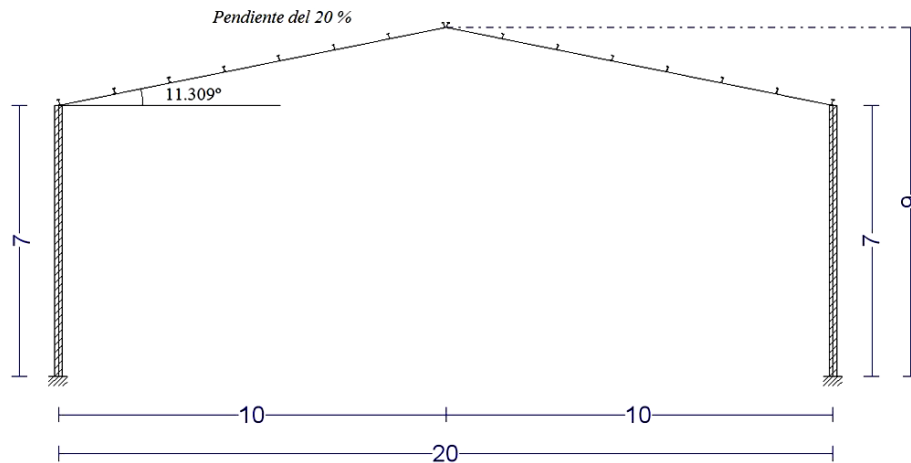


Figura 3.1: Pórtico tipo

Respecto a la nave, se tratará de una nave diáfana separada de los linderos del solar por un acceso rodado mínimo a los 5 m de anchura a lo largo de todo el perímetro de la parcela. Lo cual, aparte de cumplir los requisitos del ayuntamiento de Navalcarnero en lo que a la separación mínima se refiere, evitará tener que definir el sistema de protección para la propagación de las llamas con las otras edificaciones de las parcelas colindantes y evitará problemas en la construcción de la nave por temas de accesibilidad.

Las características geométricas de la nave son las siguientes:

- Altura de los pilares: 7 m.
- Altura de cumbrera: 9 m.
- Anchura: 20 m.
- Profundidad: 50 m.
- Pendiente de cubierta: 20 %.
- Superficie: 20 x 50: 1000 m².
- Número de pórticos: 11.
- Número de correas: 16 correas de perfil IPE 140 separadas entre sí a una distancia de 1,55 m.
- Número de accesos: 2 puertas, localizadas en el hastial delantero y trasero, respectivamente.
- 280 paneles fotovoltaicos dobles en cubierta de una generación energética de 520 kW.

En el interior de la nave, se dispondrá de un sector destinado a ubicar unas oficinas. La geometría y la disposición de superficies se exponen a continuación:

- Altura: 3,5 m.
- Anchura: 6,5 m.
- Profundidad: 15 m.
- Superficie: 6,5 x 15 = 97,5 m².

2. Cumplimiento de la normativa urbanística

En la tabla 3.1 se resumen las limitaciones urbanísticas establecidas por el Plan General de Ordenación Urbanística (PGOU) de Navalcarnero y el cumplimiento de estos requisitos. También se añade la localización de la parcela mediante la figura 3.2 tomada con el Google Maps y la figura 3.3 del catastro de Navalcarnero.

Tabla 3.1: Justificación urbanística de Navalcarnero.

<i>Requisitos del PGOU</i>	<i>Características de la nave</i>
Edificación Aislada	Edificio aislado.
Parcela mínima 3000 m ² y frente mínimo de 35 m.	Parcela de 3.385 m ² , con un frente de 40 m.
Edificabilidad 0,5 m ² /m ² .	Edificada 0,295 m ² /m ² .
Retranqueos a linderos público 10 m y privado 7,5 m.	Cumple con estas medidas.
Alturas: Máxima 10 m y mínima libre de obstáculos 4,5 m. 3,5 en plantas de uso administrativo.	La edificación tiene 9 m de altura y 4,5 en altura libre de obstáculos.
Separación entre edificios.	Se compone de un único edificio.
Zonas exclusivas de carga y descarga.	Existe esta zona.
Las superficies no pavimentadas, se tratarán como espacios ajardinados.	Cumple con este requisito.



Figura 3.2: Imagen tomada del Google Earth.



Figura 3.3: Parcela 4 en Plano; Sector I-2, Manzana I-4.

3. Cargas consideradas

Los edificios o construcciones se encuentran sometidos a una serie de acciones, tal como establece en el CTE-DB-SE-AE. Estas cargas pueden actuar de manera aislada o conjuntamente entre ellas, es decir, que además de actuar las cargas de origen gravitatorio como es el peso de la estructura, también puede soplar el viento y nevar de forma copiosa. A continuación se exponen la tipología de las cargas y los coeficientes de combinación para ponderar esa acción conjunta:

Acciones permanentes:

- El peso propio.

Acciones variables:

- Las sobrecargas de uso o explotación.
- La sobrecarga producida por la nieve.
- Las acciones de viento.
- Acciones térmicas

Acciones accidentales:

- Sismo
- Acciones del terreno

El valor de las mismas se establecerá en el siguiente capítulo.

4. Bases de cálculo

Se utilizará un modelo para el análisis estructural basado en la verificación de los estados límites, últimos y de servicio, mediante coeficientes parciales para la determinación del efecto de las acciones, así como de la respuesta estructural.

Se utilizan los valores de cálculo de las variables, obtenidos a partir de sus valores característicos, u otros valores representativos, multiplicándolos o dividiéndolos por los correspondientes coeficientes parciales para las acciones y la resistencia.

Para cada verificación, se identificará la disposición de las acciones simultáneas que deberán tenerse en cuenta, como deformaciones previas o imperfecciones. Asimismo, se deberá considerar las desviaciones probables en las disposiciones o en las direcciones de las acciones.

La estructura, en su conjunto y cada uno de sus elementos, cumple los estados límites últimos y los estados límite de servicio, según cálculos realizados sometiendo la estructura a las acciones ponderadas y en las combinaciones más desfavorables.

Para la estructura se verifica:

4.1. Capacidad portante

Se denomina capacidad portante a la aptitud de un edificio para asegurar, con la fiabilidad requerida, la estabilidad del conjunto y la resistencia necesaria, durante un tiempo determinado, denominado periodo de servicio establecido en 50 años.

4.1.1. Verificaciones

- *Estabilidad:* en toda estructura o en cualquiera de sus partes se debe verificar que el efecto de las acciones estabilizadoras ($E_{d,stab}$) es mayor o igual que el de las desestabilizadoras ($E_{d,des}$):

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

- *Resistencia:* la estructura o cualquiera de sus partes (se refiere a las barras, secciones, puntos, y especialmente las uniones), posee suficiente resistencia si el valor de cálculo de cualquier situación de carga (E_d) es inferior al de su capacidad resistente (R_d):

$$E_d \leq R_d$$

4.1.2. Combinación de acciones

1 El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a una situación *persistente* o *transitoria*, se determina mediante la combinación de acciones a partir de la expresión:

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

siendo:

γ : Coeficiente parcial de seguridad. El subíndice G es para las acciones permanentes, el P para el pretensado y el Q para las acciones variables.

Ψ : Coeficiente de simultaneidad. Cuando actúan varias acciones variables, se toma una como principal ($\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$) y el resto en combinación ($\gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en los distintos análisis.

G: es el valor de cálculo de las acciones permanentes.

P: el valor de cálculo del pretensado.

Q: es el valor de cálculo de una acción variable.

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla 3.2 para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la tabla 3.3.

2 El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a una situación *extraordinaria*, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot G_{k,j}$$

3 En los casos en los que la *acción accidental* sea la acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, según la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot G_{k,j}$$

Para simplificar cálculos, estableceremos que las acciones y situaciones que le sucedan a la estructura serán de carácter persistente o transitorio, correspondiente a la primera ecuación de la combinación de acciones para el cálculo de la capacidad portante.

A continuación, se exponen las tablas 3.1, y 3.2, relativas a los coeficientes parciales de seguridad (γ) y los coeficientes de simultaneidad (ψ), obtenidas del CTE DB –SE.

Tabla 3.2: Coeficientes parciales de seguridad (γ).

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

Tabla 3.3: Coeficiente de simultaneidad (ψ).

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

En la tabla 3.3 se pueden observar varias columnas. A continuación se explica que significa cada columna. Se debe recordar que los cálculos se realizarán en conformidad a la

primera ecuación referente a las acciones persistentes o transitorias, importando solo el valor de ψ_0 .

- *Valor de combinación ψ_0* : intensidad de la misma en el caso de que, en un determinado periodo de referencia, actúe simultáneamente con otra acción variable, estadísticamente independiente, cuya intensidad sea extrema.
- *Valor frecuente ψ_1* : superado durante el 1% del tiempo de referencia.
- *Valor casi permanente ψ_2* : superado durante el 50% del tiempo de referencia.

4.2. Aptitud al servicio

Se denomina aptitud al servicio a la capacidad de asegurar el funcionamiento de la obra, el confort de los usuarios y de mantener el aspecto visual.

4.2.1. Verificaciones

Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro, si se cumple que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto. Se establecen unas limitaciones en relación con los desplazamientos que sufren los elementos constructivos:

4.2.1.1. Flechas

Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, la *flecha relativa* es menor que:

- 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
- 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
- 1/300 en el resto de los casos.

4.2.1.2. Desplazamientos horizontales

Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (véase figura 3.2) es menor de:

- desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;
- desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

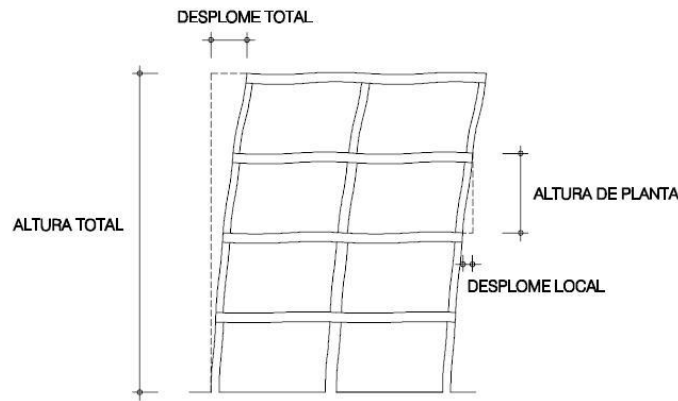


Figura 3.4: Desplomes.

4.2.2. Combinación de acciones

Para cada situación de dimensionado y criterio considerado, los efectos de las acciones se determinarán a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas, de acuerdo con los criterios que se establecen a continuación.

1 Los efectos debidos a las acciones de *corta duración* que pueden resultar *irreversibles*, se determinan mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

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

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo (G_k), incluido el pretensado (P);
- una acción variable cualquiera tomada como carga variable principal, en valor de cálculo (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).

2 Los efectos de las acciones de *corta duración* que pueden resultar *reversibles*, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo frecuente, a partir de la expresión:

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

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo (G_k), incluido el pretensado (P);
- una acción variable cualquiera tomada como carga variable principal, en valor frecuente (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_0 \cdot Q_k$).

3 Los efectos debidos a las acciones de *larga duración*, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo casi permanente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot G_{k,j}$$

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- b) todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).

Como base de cálculo se realizará el análisis a partir de las acciones y situaciones de corta duración y carácter irreversibles.

Capítulo IV:

Cargas aplicadas sobre la

estructura

1. ACCIONES PERMANENTES
 - 1.1. Peso propio
2. ACCIONES VARIABLES
 - 2.1. Sobrecarga de Uso
 - 2.2. Nieve
 - 2.3. Acciones térmicas
 - 2.4. Viento
3. ACCIONES ACCIDENTALES
 - 3.1. Sismo
 - 3.2. Acciones del terreno
4. COMBINACIÓN DE ACCIONES

En este capítulo se van a desgranar las diferentes cargas actuantes sobre la estructura, dividiéndose en acciones permanentes, variables y accidentales. Todas ellas se han cuantificado según el CTE-DB-SE-AE.

1. Acciones permanentes.

1.1. Peso propio

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

El valor característico del peso propio de los elementos constructivos, se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios. Estos valores se pueden encontrar en el Anejo C del CTE-DB-SE-AE, en el que se incluyen los pesos de materiales, productos y elementos constructivos típicos.

En la estructura estudiada se distinguen varias clases de cargas que afectan a las acciones permanentes:

- *Cubierta*: estará formada por paneles sándwich con una capa intermedia de poliuretano de 50 mm., apoyados en las correas. Se establece una carga distribuida de valor 10 kg/m².
- *Correas de cubierta*: soportan la cubierta, junto con los elementos de sujeción e impermeabilización correspondientes. Su peso se determinara más adelante, en el siguiente capítulo.
- *Dinteles*: las acciones sobre estos son los que aparecen en los apoyos (casquillos) de las correas de sujeción, derivadas de la transmisión del peso de la cubierta y de las propias correas, que serán convenientemente dimensionadas para las acciones externas que se presentan sobre la cubierta. La resistencia de los dinteles depende de la inercia de estos y la inercia depende de la geometría de las vigas, que está estrechamente relacionado con el peso, así que se calcularán más adelante, en el siguiente capítulo.
- *Forjado de planta de oficinas*: soporta el peso del pavimento de esta planta y de los paneles de división o tabiquería de esta misma planta. El peso propio del forjado es **225 kg/m²**.

2. Acciones variables.

2.1. Sobrecarga de Uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. Se adoptarán unos valores característicos de acuerdo a la tabla 4.1 obtenida del CTE – DB – SE – AE, en relación del uso para el que este destinado la nave completa o cada sector dentro de ella.

Dichos valores incluyen tanto los efectos derivados del uso normal, personas, mobiliario, enseres, mercancías habituales, contenido de los conductos, maquinaria y en su caso vehículos, así como las derivadas de la utilización poco habitual, como acumulación de personas, de mobiliario con ocasión de un traslado o incluso vehículos.

Tabla 4.1: Valores característicos de las sobrecargas de uso.

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

De esta tabla se deduce que las sobrecargas de uso a tener en cuenta en cada elemento de la nave serán las siguientes:

- Cubierta: será accesible únicamente para tareas de conservación y mantenimiento, con una subcategoría de uso **G1**, con un valor característico de **40 kg/m²**, según la última corrección del CTE.
- Forjado de planta de oficinas: Clasificado como B. Zona Administrativa locales privados: **200 kg/m²**.

2.2. Nieve

Para la determinación de la sobrecarga de nieve se ha seguido las indicaciones de la norma DB-SE-AE en su apartado 3.5. En esta norma se da como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , y puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

μ es el coeficiente de forma de la cubierta según tabla 3.5.3 del CTE. En nuestro caso tomamos la opción 1 en la que se establece un valor igual a 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30°. Ya que la inclinación de la cubierta es de 20 %, $\mu = 1$.

s_k es el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2 de CTE-DB-SE-AE. Los valores característicos se obtienen de la tabla 4.2 correspondiente a la sobrecarga en capitales de provincia. Para este caso, la nave estará situada en Navalcarnero, municipio de la comunidad de Madrid, con lo que se fija un valor característico de $s_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$.

Tabla 4.2: Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas.

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	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

Con estos valores la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal resulta:

$$q_n = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

Este valor es necesario modificarlo de tal forma que la carga este aplicado sobre las barras y no en proyección horizontal. De esta manera, siendo más específico a la hora de aplicar las cargas, la anterior expresión se debería multiplicar por el coseno del ángulo del faldón. Según las disposiciones geométricas, la pendiente de la nave será del 20%, es decir, un ángulo de 11,31°.

$$\text{Carga de nieve sobre cubierta} = 0,6 \cdot \cos(11,31^\circ) = 0,588 \text{ kN/m}^2$$

Para calcular la carga sobre cada cordón superior de la cubierta, y por tanto la correspondiente hipótesis de nieve simétrica (N1), se multiplica por el ancho de banda correspondiente:

Carga de nieve sobre los cordones superiores de los pórticos intermedios:

$$0,588 \cdot 5 = 2,94 \text{ kN/m}$$

Carga de nieve sobre los cordones superiores de los pórticos hastiales:

$$0,588 \cdot 2,5 = 1,47 \text{ kN/m}$$

Cabe decir, que para los pórticos hastiales estas cargas serán la mitad del valor obtenido anteriormente. Esto es así porque el hastial delantero solo tendrá que soportar la carga trasera y el mismo razonamiento para el hastial trasero.

En el apartado 3.5.3 párrafo 4 del CTE-DB-SE-AE establece que se debe considerar la distribución asimétrica de la nieve sobre la cubierta debido a un eventual transporte de ésta por el viento.

Será necesario crear dos nuevas hipótesis de nieve con distribución asimétrica (N2 y N3) para sobrecarga de nieve en el faldón derecho e izquierdo respectivamente. Obviamente las tres hipótesis de nieve no serán combinables entre sí.

Crear estas dos nuevas hipótesis es sencillo, pues según este epígrafe, en el alero que resulte beneficiado se reducirá su carga a la mitad respecto a la hipótesis de nieve simétrica, quedando las cargas en los pórticos como indica la tabla 4.3.

Tabla 4.3: Cargas para hipótesis de nieve asimétricas.

		N2(kN/m)	N3(kN/m)
Pórticos intermedios	Alero derecho	2,94	1,47
	Alero izquierdo	1,47	2,94
Pórticos hastiales	Alero derecho	1,47	0,74
	Alero izquierdo	0,74	1,47

2.3. Acciones Térmicas

Las acciones térmicas son las producidas por las deformaciones debidas a los cambios de temperatura. No se consideran acciones térmicas y reológicas debido a que según la norma CTE. DB SE-A en su apartado 3.4.1.3 referentes a cargas térmicas dice que pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación o cuando no existan elementos continuos de más de 40 m. de longitud. En esta estructura no se dispondrá de elementos continuos de más de 40 m. de longitud, ni las correas que están dispuestas cada tres vanos, las cuales no serán mayores a 20 metros.

2.4. Viento

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento.

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

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad [\text{kN/m}^2]$$

siendo:

q_e = presión estática del viento en kN/m^2 .

q_b = presión dinámica del viento en kN/m^2 .

c_e = coeficiente de exposición adimensional de acuerdo con el subepígrafe 3.3.3

c_p = coeficiente eólico o de presión adimensional. Tomará valores positivos (presión) o negativos (succión), de acuerdo con el subepígrafe 3.3.5

2.4.1. q_b : la presión dinámica del viento.

De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$. Aunque se debe realizar la determinación del valor preciso mediante la fórmula dispuesta en el anejo D.1 del CTE-SE-AE, en función del emplazamiento geográfico de la obra:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

siendo:

δ = densidad del aire, de valor $1,25 \text{ kg/m}^3$

v_b = velocidad del viento. Para este caso, Navalcarnero se encuentra en la zona eólica tipo A, cuya velocidad del viento es 26 m/s .

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot (26)^2 = 422,5 \text{ N/m}^2 = \mathbf{0,42 \text{ kN/m}^2}$$

2.4.2. c_e : el coeficiente de exposición

Es un coeficiente adimensional variable con la altura del punto considerado y en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Su valor se puede tomar de la tabla 3.3 del CTE-SE-AE, que nos ofrece unos valores aproximados.

2.4.2.1. *Coeficiente de exposición EXTERIOR*

La nave está localizada en una ubicación de *grado de aspereza del entorno nivel IV (zona industrial)* con una altura en cumbre de 9 m , con lo cual se obtendrá un valor de $c_{e,ext} = \mathbf{1.7}$.

Tabla 4.4: Valores del coeficiente de exposición c_e .

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

O también se puede obtener atendiendo a las fórmulas establecidas en el anejo D.2 del mismo documento optando por unos valores más precisos. Según este último método, deben calcularse algunos parámetros de la siguiente manera:

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

$$F = k \cdot \ln \left(\frac{\max(z, Z)}{L} \right)$$

siendo k, L, Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2. Para nuestro caso estos parámetros asumen los siguientes valores:

$$k = 0,22 \quad L(m) = 0,3 \quad Z = 5 \text{ m} \quad z(\text{altura de cumbrera}) = 10 \text{ m}$$

$$F = 0,22 \cdot \ln \left(\frac{9}{0,3} \right) = 0,748$$

$$c_e = 0,748 \cdot (0,748 + 7 \cdot 0,22) = 1,712$$

De esta manera tendríamos un valor para c_e de 1,712.

Elegiremos este último como base de cálculo.

2.4.2.2. Coeficiente de exposición INTERIOR

Si un edificio presenta grandes huecos, el viento puede generar, además de presiones exteriores, presiones interiores al entrar el aire por esas aberturas de grandes dimensiones. La norma no especifica claramente qué se consideran grandes huecos por lo que se puede suponer en cada caso lo que se estime oportuno.

En nuestro caso, la nave tendrá dos puertas de acceso de medidas 6 x 5 m² en cada hastial (delantero y trasero), y 5 ventanas por lado de 1 x 1,5 m² a una altura de 5 metros. La superficie total de los huecos sería: 2 (6 x 5) + 10 (1 x 1,5) = 75 m². Se puede considerar que el área de los huecos es suficientemente grande para estimar los efectos de la presión interior generada por el viento.

El coeficiente de exposición interior, $c_{e,int}$, se calcula de la misma manera que para el exterior. Se va a estimar que la altura media de todos los huecos es de 5 m, con lo que se estima un valor de $c_{e,int} = 1,35$.

Al incluir las presiones internas, la fórmula para el cálculo de la carga de viento se modifica de la siguiente manera:

$$q_e = q_b \cdot (c_{e,ext} \cdot c_{p,ext} - c_{e,int} \cdot c_{p,int}) \quad [\text{kN/m}^2]$$

Donde, los subíndices *ext* y *int* son los coeficientes correspondientes a las acciones del viento en el exterior e interior de la nave.

2.4.3. c_p : Coeficiente de presión

2.4.3.1. Coeficiente de presión INTERIOR

Como la nave objeto tiene huecos de grandes dimensiones, se debe calcular las dos posibilidades pésimas para cada sentido del viento; la que produce en el interior la mayor sobrepresión y la que genera mayor depresión o succión.

La situación que produce mayor sobrepresión se da cuando todos los huecos en la cara en la que azota el viento, la cara de barlovento, están abiertos y el resto de huecos cerrados. De igual modo, la máxima succión interior se da cuando se tienen abiertos todos los huecos en la cara contraria a la que sopla el viento, la cara a sotavento, y el resto cerrados.

Estas definiciones y cálculos son los representados por la figura 4.1 de supégrafo 3.3.5 del CTE – SE – AE, en la tabla 4.5 relativa a los coeficientes de presión interior.

Tabla 4.5: Coeficientes de presión interior.

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3

Sobrepresión. Huecos a BARLOVENTO ABIERTOS y el resto cerrados

HUECOS A BARLOVENTO

PRESION (exterior izquierda), SUCCION (exterior derecha), PRESION INTERIOR

Succión. Huecos a SOTAVENTO ABIERTOS y el resto cerrados

HUECOS A SOTAVENTO

PRESION (exterior izquierda), SUCCION (exterior derecha), SUCCION INTERIOR

Figura 4.1: Presiones ejercidas por el viento en construcciones diáfanas.

Para ello se debe calcular la esbeltez en cada plano de la nave según la dirección del viento. La esbeltez es la máxima altura a debe superar el viento dividido entre la distancia horizontal necesaria para sobrepasar el impedimento.

Con esta definición, si el viento sopla por los laterales tendrá que recorrer 20 m de anchura del edificio y 9 m de altura siendo una esbeltez de $9/20 = 0,45 \leq 1$. Si el viento sopla por los hastiales, la altura es la misma y la distancia a recorrer es la longitud de la nave, 50 m, por lo cual la esbeltez en este plano es $9/50 = 0,18 \leq 1$.

Para los valores de máxima presión interior se produce cuando los huecos a barlovento están abiertos, así que el área de huecos en zonas de succión es $0,0$, con un $c_{p,interior} = 0,7$.

$$c_{p,interior} \text{ presión máxima} = 0,7$$

Para los valores de máxima succión interior se produce cuando los huecos a sotavento están abiertos, así que el área de huecos en zonas de succión es $1,0$, con un $c_{p,interior} = -0,5$.

$$c_{p,interior} \text{ succión máxima} = -0,5$$

Estas sobrepresiones o depresiones interiores se aplican en todas las superficies de nuestra nave y tienen que sumarse algebraicamente a las presiones o depresiones que el viento exterior genera sobre cada cara de la nave

Se debe considerar que el aire puede solicitar a la nave por cualquiera de sus cuatro caras. El ángulo del viento respecto al cero trigonométrico se llama θ . Con esto podemos establecer que tenemos 8 hipótesis de viento:

- Viento a 0° , máxima presión interior.
- Viento a 0° , máxima succión interior.
- Viento a 90° , máxima presión interior.
- Viento a 90° , máxima succión interior.
- Viento a 180° , máxima presión interior.
- Viento a 180° , máxima succión interior.
- Viento a 270° , máxima presión interior.
- Viento a 270° , máxima succión interior.

El criterio de signos es que para un valor positivo las fuerzas ejercidas van de dentro hacia fuera, y el sentido opuesto, de fuera a dentro, para un valor negativo.

2.4.3.2. Coeficiente de presión EXTERIOR.

c_p es el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie.

En naves y construcciones diáfanos, sin forjados que conecten las fachadas, la acción de viento debe individualizarse en cada elemento de superficie exterior. Para su cálculo se debe acudir a la Tabla D.1, para los parámetros verticales como son los laterales y los hastiales, y a la tabla D.4 para la cubierta, que es a dos aguas.

PARAMENTOS VERTICALES

a) Viento a 90° (Dirección del viento $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$)

Las zonas A, B y C se encontrarán en los laterales de la nave y las zonas D y E son respectivamente el hastial delantero y el piñón trasero, tal como se muestra en las figuras 4.2 y 4.3, respectivamente. Los valores de los coeficientes de presión según la zona de la nave se muestran en la tabla 4.6.

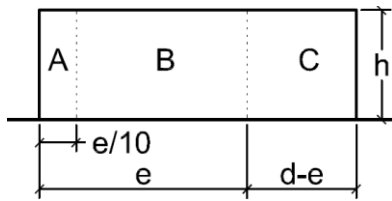


Figura 4.2: Vista de alzado de los laterales.

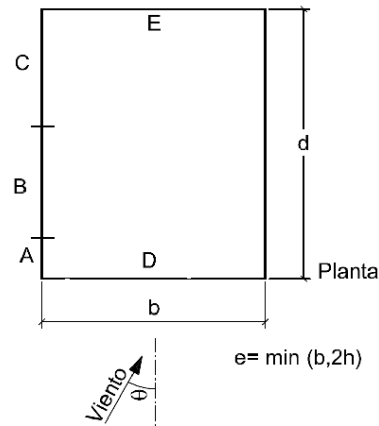


Figura 4.3: Vista en planta de la nave.

Tabla 4.6: Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales para vientos frontales.

A (m ²)	h / d	Zona, $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	$9/50 = 0,18 \approx 0,25$	- 1,2	- 0,8	- 0,5	0,7	- 0,3

Se calcula en primer lugar la anchura de las zonas A, B y C. La zona A ocupa una anchura de $e/10$, la zona B $9e/10$ y la zona C $(d - e)$. El valor de “d” es la longitud ocupada por las zonas A, B y C, es decir, 50 m. El valor “b” es la anchura de la nave en la dirección que azota el viento, es decir, $b = 20$ m. El parámetro “h” es la altura de los muros. Con estas aclaraciones el valor de e y d será:

$$e = \min(b, 2h) = \min(20, 2 \cdot 7) = 14 \text{ m}$$

$$d = 50 \text{ m}$$

Si $e = 14$, la zona A ocupa $e/10 = 1,4$ m, la B $9e/10 = 12,6$ m y la C el resto que son 36 m.

Como método aproximado, se puede ponderar los coeficientes de presión de las zonas ABC con el fin de tener una fuerza distribuida de valor constante, en función de sus anchos de influencia, es decir:

$$ABC = \left[A \cdot \frac{e}{10} + B \cdot \frac{9e}{10} + C \cdot (d - e) \right] \cdot \frac{1}{d}$$

$$ABC = [(-1,2) \cdot 1,4 + (-0,8) \cdot 12,6 + (-0,5) \cdot 36] \cdot \frac{1}{50} = -0,595$$

En la tabla 4.7 se muestran los resultados de manera resumida:

Tabla 4.7: Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales para vientos frontales.

ABC	D	E
- 0,595	0,7	- 0,3

Se puede calcular los términos de presión exterior y por consiguiente la carga estática de viento a aplicar en el paramento correspondiente dentro de las hipótesis en estudio. En las tablas 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12 se recogen todos los datos necesarios correspondientes a los términos de presión exterior, términos de presión interior, y las cargas correspondientes a viento a 90 ° con máxima presión y máxima succión.

Tabla 4.8: Términos de presión exterior para los paramentos en las hipótesis de viento frontal.

Zonas	$c_{e,ext}$	$c_{p,ext}$	$c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}$
ABC	1,712	- 0,595	- 1,019
D	1,712	0,7	1,198
E	1,712	- 0,3	- 0,514

Tabla 4.9: Términos de presión interior.

Hipótesis	$c_{p,interna}$	$c_{p,interna} \cdot c_{e,interna} (= 1,35)$
Viento a 0°, máxima presión interior	0	0
Viento a 0°, máxima succión interior	0	0
Viento a 90°, máxima presión interior	0,7	0,945
Viento a 90°, máxima succión interior	- 0,5	- 0,675
Viento a 180°, máxima presión interior	0	0
Viento a 180°, máxima succión interior	0	0
Viento a 270°, máxima presión interior	0,7	0,945
Viento a 270°, máxima succión interior	- 0,5	- 0,675

Tabla 4.10: Carga estática de viento en paramentos para VIENTOS A 90° MÁXIMA PRESIÓN INTERIOR

Zonas	q_b	$c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}$	$c_{e,int} \cdot c_{p,int}$	$q_e = q_b \cdot \left(\begin{matrix} c_{e,ext} \cdot c_{p,ext} \\ c_{e,int} \cdot c_{p,int} \end{matrix} \right)$ [kN / m ²]	Carga definitiva en pilares de la zona en función de su posición (multiplicando por el ancho de banda de cada pieza). [kN / m]
ABC	0,42	-1,019	0,945	- 0,825	Esquina: - 0,825 x 5/2 = - 2,06
					Centrales: - 0,825 x 5 = - 4,12
D	0,42	1,198	0,945	0,106	Esquina: 0,106 x 6,5/2 = 0,34
					Centrales: 0,106 x 6,5 = 0,69
E	0,42	-0,514	0,945	- 0,613	Esquina: - 0,613 x 6,5/2 = - 1,99
					Centrales: - 0,613 x 6,5 = - 3,98

Tabla 4.11: Carga estática de viento en paramentos para VIENTOS A 90° MÁXIMA SUCCIÓN INTERIOR

Zonas	q_b	$c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}$	$c_{e,int} \cdot c_{p,int}$	$q_e = q_b \cdot$ $\left(\frac{c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}}{c_{e,int} \cdot c_{p,int}} \right)$ [kN / m ²]	Carga definitiva en pilares de la zona en función de su posición (multiplicando por el ancho de banda de cada pieza). [kN / m]
ABC	0,42	-1,019	-0,675	0,144	Esquina: 0,144 x 5/2 = 0,36
					Centrales: 0,144 x 5 = 0,72
D	0,42	1,198	-0,675	0,787	Esquina: 0,787 x 6,5/2 = 2,56
					Centrales: 0,787 x 6,5 = 5,11
E	0,42	-0,514	-0,675	0,068	Esquina: 0,068 x 6,5/2 = 0,22
					Centrales: 0,068 x 6,5 = 0,44

El criterio es que para un valor positivo de las cargas, las presiones salen de dentro de la nave. Estos valores positivos se dan cuando predomina la presión interior sobre la exterior. Los sentidos negativos son las cargas que intentan tirar los paramentos hacia dentro de la nave, se dan cuando predomina el azote del viento.

Se comprueba como estas cargas son similares a las calculadas por el programa, a pesar de las aproximaciones e hipótesis supuestas. Obviamente, si se hubieran separado las cargas de las barras correspondientes a las zonas A, B y C, en vez de promediarlas, los resultados habrían sido mucho más exactos, sin embargo, habría complicado el cálculo y obligado a realizar un trabajo más tedioso, de tal forma que tampoco habría aportado nada al propósito buscado en este desarrollo.

Para la dirección del viento a 270 °, las cargas producidas son similares a las calculadas para 90 ° a excepción de que el barlovento y sotavento intercambiarán sus posiciones al cambiar la dirección del viento. Cuestión notación pero sin trascendencia en los resultados.

b) *Viento a 0 °* (Dirección del viento - 45° ≤ θ ≤ 45°).

En este caso el cálculo de las cargas sobre los paramentos es más sencillo, pues la ausencia de huecos en las caras laterales de la nave simplifica el cálculo.

La zona D es el lateral izquierdo, la E es el derecho y las zonas A, B y C ocuparían el hastial delantero o trasero, en función de sí el ángulo es algo menor o mayor que cero. Para generalizar se dispondrán las cargas de las zonas A, B y C en ambos piñones (figuras 4.4 y 4.5).

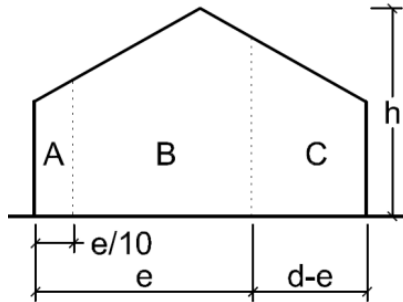


Figura 4.4: Vista de alzado de los hastiales.

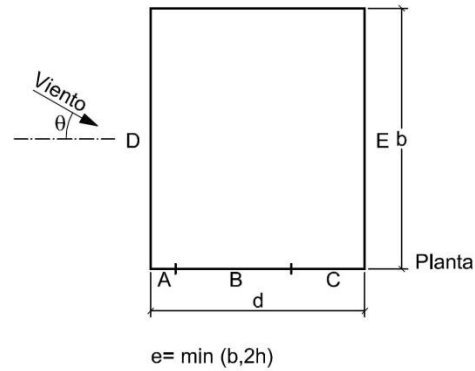


Figura 4.5: Vista en planta de la nave.

Tabla 4.12: Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales para vientos laterales.

A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < Θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	9/20 = 0,45 ≈ 0,25	- 1,2	- 0,8	- 0,5	0,7	- 0,3

Para calcular las anchuras de las zonas A, B y C se realizan los mismos pasos que para el caso anterior. Los parámetros geométricos en este caso son: b = 50 m, d = 20 m, h = 9 m (altura de cumbrera).

El valor de e y d serán:

$$e = \min(b, 2h) = \min(50, 2 \cdot 9) = 18 \text{ m}$$

$$d = 20 \text{ m}$$

Si e = 18, la zona A ocupa e/10 = 1,8 m, la B 9e/10 = 16,2 m y la C el resto que son 2 m.

Se seguirá el mismo método aproximado que para el anterior caso. Se obtendrá una fuerza distribuida promedio de valor constante en la zona ABC de la siguiente manera:

$$ABC = \left[A \cdot \frac{e}{10} + B \cdot \frac{9e}{10} + C \cdot (d - e) \right] \cdot \frac{1}{d}$$

$$ABC = [(-1,2) \cdot 1,8 + (-0,8) \cdot 16,2 + (-0,5) \cdot 2] \cdot \frac{1}{20} = -0,806$$

En la tabla 4.13 se muestran los resultados de manera resumida:

Tabla 4.13: Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales para vientos laterales.

ABC	D	E
-0,806	0,7	-0,3

Por tanto los términos de presión exterior serán los que muestra la tabla 4.14:

Tabla 4.14: Términos de presión exterior para los paramentos en las hipótesis de viento lateral.

Zonas	$c_{e,ext}$	$c_{p,ext}$	$c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}$
ABC	1,712	- 0,806	- 1,380
D	1,712	0,7	1,198
E	1,712	- 0,3	- 0,514

Los términos correspondientes a la presión interior son los mismos que se mostraron en la tabla 4.9, sin embargo, no hay que olvidar que los laterales de la nave no tienen huecos de importancia, es decir, ahora las zonas D y E no presentan huecos por tanto no tendrá sentido calcular los términos de presión interior para estas zonas.

Las cargas quedarán, por tanto, como muestra la tabla 4.15. Notar que no hay máxima succión interior y máxima presión interior, pues al no haber huecos no tendría sentido, pues serían la misma hipótesis.

Tabla 4.15: Carga estática de viento en paramentos para VIENTOS A 0° (IGUAL PARA PRESIÓN QUE PARA SUCCIÓN INTERIOR).

Zonas	q_b	$c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}$	$c_{e,int} \cdot c_{p,int}$	$q_e = q_b \cdot$ $\left(\begin{matrix} c_{e,ext} \cdot c_{p,ext} \\ c_{e,int} \cdot c_{p,int} \end{matrix} \right)$ [kN / m ²]	Carga definitiva en pilares de la zona en función de su posición (multiplicando por el ancho de banda de cada pieza). [kN / m]
ABC	0,42	- 1,380	0	- 0,580	Esquina: - 0,58 x 6,5/2 = - 1,885
					Centrales: -0,58 x 6,5 = - 3,77
D	0,42	1,198	0	0,503	Esquina: 0,503 x 5/2 = 1,257
					Centrales: 0,503 x 5 = 2,515
E	0,42	- 0,514	0	- 0,216	Esquina: -0,216 x 5/2 = - 0,54
					Centrales: -0,216 x 5 = - 1,08

PARÁMETROS HORIZONTALES --- VIENTO EN CUBIERTA

Faltar por calcular las cargas de viento en la cubierta. Al ser una cubierta a dos aguas, se empleará las tablas D.4 del anejo D del CTE-SE-AE.

Para este caso, el cálculo se complica ligeramente, pues ahora tendremos más zonas en la cubierta y entra en juego el ángulo de inclinación de esta.

a) Viento a 0° (Dirección del viento - $45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

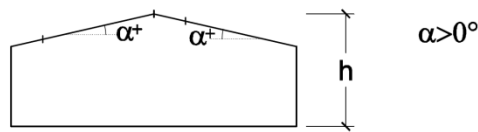


Figura 4.6: Alzado de la nave con cubierta a dos aguas de pendiente positiva.

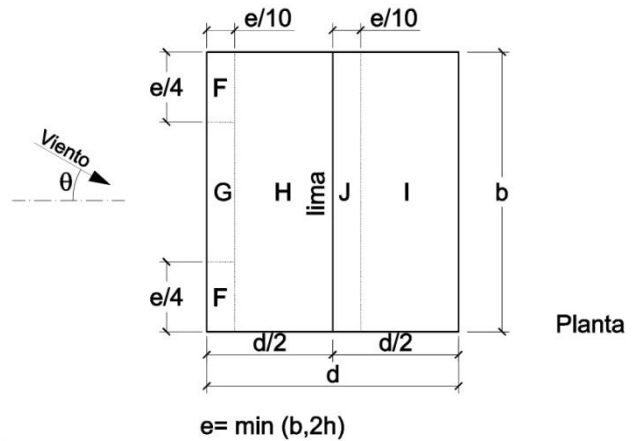


Figura 4.7: Planta de una nave con cubierta a dos aguas.

Tabla 4.16: Coeficientes de presión exterior en paramentos horizontales para vientos laterales.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona, $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$				
		F	G	H	I	J
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
		0,0	0,0	0,0	-0,6	-0,6
11,31°	≥ 10	-1,3	-1,35	-0,4	-0,1	-0,4
		0,1	0,1	0,1	-0,3	-0,3
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
		0,2	0,2	0,2	0,0	0,0

Los valores de los parámetros son los siguientes: h = 9 m, b = 50 m, d = 20 m, e = 18 m.

El ángulo de inclinación de la cubierta es de 11,31°, al no aparecer en las tablas es necesario interpolar. Igualmente se entra por la subfila de superficies mayores de 10 m².

Entrando en la tabla se puede observar que no es un valor para el coeficiente el que aparece, sino que son dos. Esto quiere decir que el mismo viento que solicita a la nave generando las cargas sobre paramentos, puede solicitar a la cubierta de dos formas distintas, según los valores superiores y los inferiores.

Para este caso se realizará un cálculo ponderando las áreas de influencia, en vez de las longitudes, tal como se muestra en las tablas 4.17 y 4.18.

Tabla 4.17: Valores del coeficiente de presión exterior para la hipótesis 0° tipo 1, máxima presión interior.

	F	G	H	I	J
$c_{p, ext}$ ($\theta = 11,31^\circ$)	- 1,3	- 1,35	- 0,4	- 0,1	- 0,4
Metros de longitud	4,5 (e/4)	41	50	50	50
Metros de anchura	1,8 (e/10)	1,8	8,2	8,2	1,8
Área	8,1	73,8	410	410	90
$c_{p, ext}$	- 0,548			- 0,154	

Tabla 4.18: Valores del coeficiente de presión exterior para la hipótesis 0° tipo 2, máxima succión interior.

	F	G	H	I	J
$c_{p, ext}$ ($\theta = 11,31^\circ$)	0,1	0,1	0,1	- 0,3	- 0,3
Metros de longitud	4,5	41	50	50	50
Metros de anchura	1,8	1,8	8,2	8,2	1,8
Área	8,1	73,8	410	410	90
$c_{p, ext}$	0,1			- 0,3	

Con estos valores se pueden plantear los términos de presión exterior y, a partir de ellos, todos los demás valores. En las tablas 4.19, 4.20, 4.21, 4.22, 4.23 y 4.24 se recogen los resultados, como en el caso anterior.

Tabla 4.19: Términos de presión exterior para cubierta hipótesis 0° tipo 1, máxima presión interior.

Zonas	$c_{e, ext}$	$c_{p, ext}$	$c_{e, ext} \cdot c_{p, ext}$
FGH	1,712	- 0,548	- 0,939
IJ	1,712	- 0,154	- 0,264

Tabla 4.20: Términos de presión exterior para cubierta hipótesis 0° tipo 2, máxima succión interior.

Zonas	$c_{e, ext}$	$c_{p, ext}$	$c_{e, ext} \cdot c_{p, ext}$
FGH	1,712	0,1	0,171
IJ	1,712	- 0,3	- 0,514

Tabla 4.21: Carga estática de viento en cubierta para VIENTOS A 0° TIPO 1, MÁXIMA PRESIÓN INTERIOR.

Zonas	q_b	$c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}$	$c_{e,int} \cdot c_{p,int}$	$q_e = q_b \cdot \left(\frac{c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}}{c_{e,int} \cdot c_{p,int}} \right)$ [kN / m ²]	Carga definitiva en pilares de la zona en función de su posición (multiplicando por el ancho de banda de cada pieza). [kN / m]
FGH	0,42	- 0,939	0	- 0,394	Esquina: - 0,394 x 5/2 = - 0,985
					Centrales: - 0,394 x 5 = - 1,97
IJ	0,42	- 0,264	0	- 0,111	Esquina: - 0,111 x 5/2 = - 0,277
					Centrales: - 0,111 x 5 = - 0,555

Tabla 4.22: Carga estática de viento en cubierta para VIENTOS A 0° TIPO 1, MÁXIMA SUCCIÓN INTERIOR.

Zonas	q_b	$c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}$	$c_{e,int} \cdot c_{p,int}$	$q_e = q_b \cdot \left(\frac{c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}}{c_{e,int} \cdot c_{p,int}} \right)$ [kN / m ²]	Carga definitiva en pilares de la zona en función de su posición (multiplicando por el ancho de banda de cada pieza). [kN / m]
FGH	0,42	- 0,939	0	- 0,394	Esquina: - 0,394 x 5/2 = - 0,985
					Centrales: - 0,394 x 5 = - 1,97
IJ	0,42	- 0,264	0	- 0,111	Esquina: - 0,111 x 5/2 = - 0,277
					Centrales: - 0,111 x 5 = - 0,555

Tabla 4.23: Carga estática de viento en cubierta para VIENTOS A 0° TIPO 2, MÁXIMA PRESIÓN INTERIOR.

Zonas	q_b	$c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}$	$c_{e,int} \cdot c_{p,int}$	$q_e = q_b \cdot \left(\frac{c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}}{c_{e,int} \cdot c_{p,int}} \right)$ [kN / m ²]	Carga definitiva en pilares de la zona en función de su posición (multiplicando por el ancho de banda de cada pieza). [kN / m]
FGH	0,42	0,171	0	0,072	Esquina: 0,072 x 5/2 = 0,18
					Centrales: 0,072 x 5 = 0,36
IJ	0,42	- 0,514	0	- 0,216	Esquina: - 0,216 x 5/2 = - 0,54
					Centrales: - 0,216 x 5 = - 1,079

Tabla 4.24: Carga estática de viento en cubierta para VIENTOS A 0° TIPO 2, MÁXIMA SUCCIÓN INTERIOR.

Zonas	q_b	$c_{e,ext} \cdot c_{p,ext}$	$c_{e,int} \cdot c_{p,int}$	$q_e = q_b \cdot$ $\left(\begin{matrix} c_{e,ext} \cdot c_{p,ext} \\ c_{e,int} \cdot c_{p,int} \end{matrix} \right)$ [kN / m ²]	Carga definitiva en pilares de la zona en función de su posición (multiplicando por el ancho de banda de cada pieza). [kN / m]
FGH	0,42	0,171	0	0,072	Esquina: $0,072 \times 5/2 = 0,18$
					Centrales: $0,072 \times 5 = 0,36$
IJ	0,42	-0,514	0	-0,216	Esquina: $-0,216 \times 5/2 = -0,54$
					Centrales: $-0,216 \times 5 = -1,08$

b) Viento a 90° (Dirección del viento $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$)

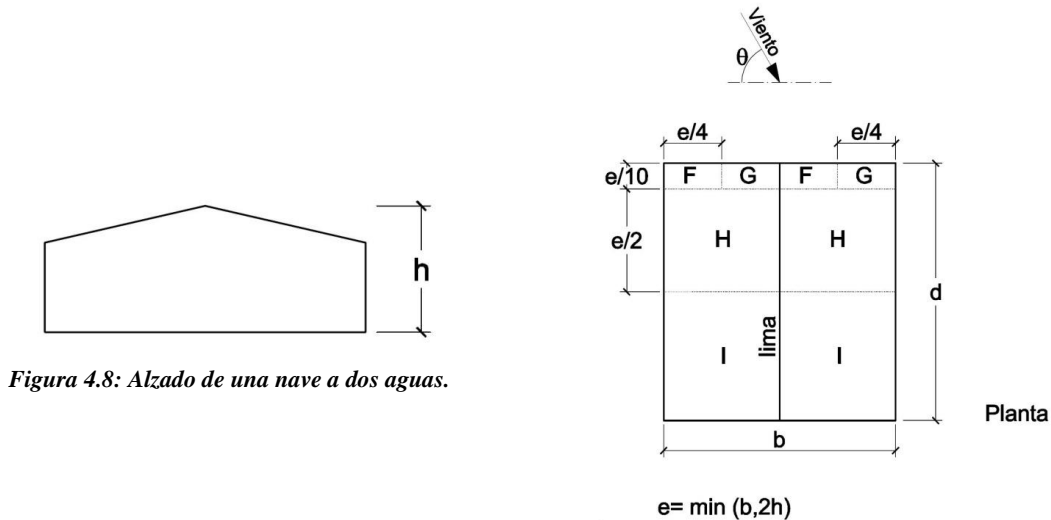


Figura 4.8: Alzado de una nave a dos aguas.

Figura 4.9: Planta de una nave a dos aguas, con viento a 90°.

Tabla 4.25: Coeficientes de presión exterior en paramentos horizontales para vientos a 90°.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura 4.9)			
		F	G	H	I
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	0,6
11,30°	≥ 10	-1,45	-1,3	-0,65	-0,55
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5

Los valores de los parámetros son los siguientes: h = 9 m, b = 20 m, d = 50 m, e = 14 m, ángulo de inclinación 11,31°, área > 10 m². Las diferentes zonas de influencia vienen representadas en las figuras 4.6 y 4.7.

En este caso, el cálculo es más sencillo ya que solo aparece un valor, y no dos como en el caso anterior. Se utiliza el método de ponderar las áreas de influencia con el fin de obtener una carga distribuida de valor constante. En la tabla 4.26 se puede observar el valor promedio del coeficiente de presión exterior para viento a 90°.

Tabla 4.26: Valores del coeficiente de presión exterior para la hipótesis 90°.

	F	G	H	I
$c_{p, ext}$ ($\theta = 11,31^\circ$)	- 1,45	- 1,3	- 0,65	- 0,55
Metros de longitud	1,4	1,4	7	41,6
Metros de anchura	10	10	20	20
Área	14	14	140	832
$c_{p, ext}$	- 1,375		- 0,565	

Al igual que antes, con estos datos se puede plantear los términos de presión exterior y a partir de ellos todos los demás. En las tablas 4.27, 4.28 y 4.29 se recogen los resultados.

Tabla 4.27: Términos de presión exterior para cubierta hipótesis 90°.

Zonas	$c_{e, ext}$	$c_{p, ext}$	$c_{e, ext} \cdot c_{p, ext}$
FG	1,712	- 1,375	- 2,354
HI	1,712	- 0,565	- 0,967

Tabla 4.28: Carga estática de viento en cubierta para vientos a 90° máxima presión interior.

Zonas	q_b	$c_{e, ext} \cdot c_{p, ext}$	$c_{e, int} \cdot c_{p, int}$	$q_e = q_b \cdot \left(\frac{c_{e, ext} \cdot c_{p, ext}}{c_{e, int} \cdot c_{p, int}} \right)$ [kN / m ²]	Carga definitiva en pilares de la zona en función de su posición (multiplicando por el ancho de banda de cada pieza). [kN / m]
FG	0,42	- 2,354	0,945	- 1,386	Esquina: - 1,386 x 5/2 = - 3,465
					Centrales: - 1,386 x 5 = - 6,93
HI	0,42	- 0,967	0,945	0,803	Esquina: - 0,803 x 5/2 = - 2,007
					Centrales: - 0,803 x 5 = - 4,015

Tabla 4.29: Carga estática de viento en cubierta para vientos a 90° máxima succión interior.

Zonas	q_b	$c_{e, ext} \cdot c_{p, ext}$	$c_{e, int} \cdot c_{p, int}$	$q_e = q_b \cdot \left(\frac{c_{e, ext} \cdot c_{p, ext}}{c_{e, int} \cdot c_{p, int}} \right)$ [kN / m ²]	Carga definitiva en pilares de la zona en función de su posición (multiplicando por el ancho de banda de cada pieza). [kN / m]
FG	0,42	- 2,354	- 0,675	- 0,705	Esquina: - 0,705 x 5/2 = - 1,763
					Centrales: - 0,705 x 5 = - 3,526
HI	0,42	- 0,967	- 0,675	- 0,123	Esquina: - 0,123 x 5/2 = - 0,307
					Centrales: - 0,123 x 5 = - 0,613

3. Acciones Accidentales.

3.1. Sismo

Las acciones sísmicas son las producidas por las aceleraciones de las sacudidas sísmicas. Estas acciones están regladas en la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02.

Para determinar las acciones de tipo sísmico, hay que tener en cuenta en el cálculo de la estructura. La norma NCSE-02 exige determinar en qué categoría se puede incluir la edificación. Esta categoría depende del uso al que se destina y de los daños que puede ocasionar su destrucción, tanto a nivel económico como humano. Así, debe ser incluida dentro de uno de los siguientes niveles de importancia:

- *Importancia moderada*: existe una baja probabilidad de que su destrucción produjera víctimas, interrumpiera un servicio primario o produjera daños económicos significativos a terceros.
- *Importancia normal*: su destrucción puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- *Importancia especial*: su destrucción puede interrumpir un servicio para la colectividad, producir importantes pérdidas económicas o dar lugar a efectos catastróficos.

Según esta Norma y de acuerdo a los daños que puede ocasionar su destrucción, la edificación objeto del presente trabajo se clasifica como de importancia normal.

La norma se aplica en las construcciones de importancia *normal* excepto cuando la aceleración sísmica básica, ab sea inferior a 0,04 g.

Consultando el mapa de peligrosidad sísmica, representando en la figura 4.10, se observa que el valor de la aceleración sísmica básica para la ciudad de Navalcarnero es menor que 0,04 g. Con esto, nuestra nave queda exenta de seguir los preceptos de la Norma Sismorresistente.

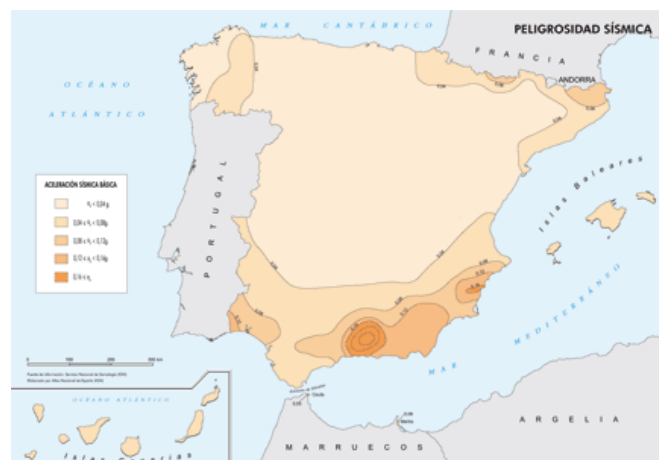


Figura 4.10: Mapa de peligrosidad sísmica.

3.2. Acciones del terreno, Q_{Terr}

Las acciones del terreno son las debidas al empuje, activo o pasivo, del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

Estas acciones dependen del tipo del terreno sobre el que se asiente. La norma clasifica los terrenos de la siguiente forma:

- *Rocas*: formaciones geológicas sólidas, con notable resistencia a compresión. Se agrupan en isotropas y estratificadas.
- *Terrenos sin cohesión*: terrenos formados fundamentalmente por áridos: grava, arena y limo inorgánico, pudiendo contener arcillas en cantidad moderada. Predomina en ellos la resistencia debida al rozamiento. Se clasifican en:
 - Terrenos de graveras.
 - Terrenos arenosos gruesos.
 - Terrenos arenosos finos.
- *Terrenos coherentes*: formados fundamentalmente por arcillas, que pueden contener áridos en cantidad moderada. Al secarse forman terrones que no pueden pulverizarse con los dedos. Predomina en ellos la resistencia debida a la cohesión. Según su consistencia y su resistencia a compresión en estado natural no alterado, se clasifica en:
 - Terrenos arcillosos duros.
 - Terrenos arcillosos semiduros.
 - Terrenos arcillosos blandos
 - Terrenos arcillosos fluidos.
- *Terrenos deficientes*: terrenos en general no aptos para la cimentación. Entre ellos se encuentran los siguientes:
 - Fangos inorgánicos.
 - Terrenos orgánicos.
 - Terreno de relleno o echadizos.

La Norma propone valores orientativos para la tensión admisible según el tipo de terreno, según se recoge en la tabla 4.30.

Tabla 4.30: Presiones admisibles en el terreno de cimentación, según la norma NBE-AE/88

Naturaleza del terreno	Presión admisible en Kg/cm ² para profundidad de cimentación en m de:				
	0	0.5	1	2	≥ 3
ROCAS					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas	10	12	16	20	20
TERRENOS SIN COHESIÓN					
Graveras	-	4	5	6.3	8
Arenosos gruesos	-	2.5	3.2	4	5
Arenosos finos	-	1.6	2	2.5	3.2
TERRENOS COHERENTES					
Arcillosos duros	-	-	4	4	4
Arcillosos semiduros	-	-	2	2	2
Arcillosos blandos	-	-	1	1	1
Arcillosos fluidos	-	-	0.5	0.5	0.5
TERRENOS DEFICIENTES					
Fangos	En general resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible.				
Terrenos orgánicos					
Rellenos sin consolidar					

En este caso, por tratarse de un edificio genérico, se considerará la existencia de un terreno coherente arcilloso semiduro, cuya tensión admisible será la siguiente:

$$\text{Tensión admisible del terreno} = 2.00 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

En el presente trabajo no se considerarán los posibles desplazamientos horizontales del terreno sobre la cimentación de la estructura.

4. Combinación de acciones

Una vez definidas las cargas de cada tipo, se debe combinar las acciones entre sí de acuerdo a las bases de cálculo establecidas en el apartado 3.1 del capítulo III del presente proyecto, con el fin de obtener la combinación de acciones más desfavorable para la estructura.

Como primer punto se va exponer un resumen acerca de las cargas consideradas para un pórtico tipo:

Peso propio

Cubierta: $30 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} = 150 \text{ kg/m}$

(10 del panel de sándwich y 20 de los paneles fotovoltaicos)

Correas de cubierta: $80 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} = 400 \text{ kg/m}$

Dinteles: $49,1 \text{ kg/m}$

TOTAL: $599,1 \text{ kg/m} = 5,99 \text{ kN/m}$

Sobrecarga de uso

Categoría de uso G, cubiertas únicamente accesible para mantenimiento. *Subcategoría de uso G1*, cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado)

Carga uniforme: $40 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} = 200 \text{ kg/m} = 2 \text{ kN/m}$

Viento

	Hipótesis	Pilar izquierdo [kN/m]	Alero izquierdo [kN/m]	Alero derecho [kN/m]	Pilar derecho [kN/m]
V1	0°, presión int.	2,515			-1,08
	Tipo 1		1,97	0,555	
V2	Tipo 2		0,36	1,079	
V3	0°, succión int.	2,515			-1,08
	Tipo 1		1,97	0,555	
V4	Tipo 2		0,36	1,079	
V5	90°, presión int.	- 4,12	4,015	4,015	- 4,12
V6	90°, succión int.	0,72	0,613	0,613	0,72
V7	180°, presión int.	-1,08			2,515
	Tipo 1		0,555	1,97	
V8	Tipo 2		1,079	0,36	
V9	180°, succión int.	-1,08			
	Tipo 1		0,555	1,97	
V10	Tipo 2		1,079	0,36	
V11	270°, presión int.	- 4,12	4,015	4,015	- 4,12
V12	270°, succión int.	0,72	0,613	0,613	0,72

Nieve

Nave localizada en Madrid, pendiente de cubierta $11,31^\circ$ (menor de 30°), $q_n = 0,588 \text{ kN/m}^2$

Estado de carga simétrico $N1$: $0,588 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 2,94 \text{ kN/m} = 294 \text{ kg/m}$

Estado de carga asimétrico izquierdo $N2$:

Alero izquierdo: $2,94 / 2 = 1,47 \text{ kN/m} = 147 \text{ kg/m}$

Alero derecho: $2,94 \text{ kN/m} = 294 \text{ kg/m}$

Estado de carga asimétrico derecho $N3$:

Alero izquierdo: $2,94 \text{ kN/m} = 294 \text{ kg/m}$

Alero derecho: $2,94 / 2 = 1,47 \text{ kN/m} = 147 \text{ kg/m}$

Mediante la ecuación que cuantifica el valor de cálculo de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria y las tablas 3.2 y 3.3 relacionadas con los coeficientes parciales de seguridad y los coeficientes de simultaneidad, se procede a calcular las cargas.

Haciendo uso del algebra Booleana, se indica en la tabla 4.31 las distintas hipótesis que se deben calcular, eligiendo de entre todas ellas la más desfavorable.

Tabla 4.31: Combinación de acciones.

Peso Propio	Sobrecarga de Uso	Nieve	Viento	Explicación	Combinación
1	0	0	1	P.P + Viento	1
1	0	1	0	P.P + Nieve	2
1	0	1	1	P.P + Nieve + Viento	3
1	1	0	0	P.P + S.U	4
1	1	0	1	P.P + S.U + Viento	5
1	1	1	0	P.P + S.U + Nieve	6
1	1	1	1	P.P + S.U + Nieve + Viento	7

En la tabla 4.32 muestra la completa combinatoria de acciones para hallar la situación más desfavorable.

Tabla 4.32: Combinatoria completa de acciones.

Comb.	G	SU	N1	N2	N3	V1	V2	V3	V4	V5	V6
Combinación 1: Peso propio + Viento											
I	γ_G	0	0	0	0	γ_Q	0	0	0	0	0
II	γ_G	0	0	0	0	0	γ_Q	0	0	0	0
III	γ_G	0	0	0	0	0	0	γ_Q	0	0	0
IV	γ_G	0	0	0	0	0	0	0	γ_Q	0	0
V	γ_G	0	0	0	0	0	0	0	0	γ_Q	0
VI	γ_G	0	0	0	0	0	0	0	0	0	γ_Q
Combinación 2: Peso propio + Nieve											
VII	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	0	0	0	0	0
VIII	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	0	0	0	0	0
IX	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	0	0	0	0	0
Combinación 3: Peso propio + Nieve + Viento											
Hipótesis 1: Viento carga principal y Nieve en combinación											
X	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	γ_Q	0	0	0	0	0
XI	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	γ_Q	0	0	0	0
XII	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	0	γ_Q	0	0	0
XIII	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	0	0	γ_Q	0	0
XIV	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	0	0	0	γ_Q	0
XV	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	0	0	0	0	γ_Q
XVI	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	γ_Q	0	0	0	0	0
XVII	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	γ_Q	0	0	0	0
XVIII	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	γ_Q	0	0	0
XIX	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	0	γ_Q	0	0
XX	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	0	0	γ_Q	0
XXI	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	0	0	0	γ_Q
XXII	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	γ_Q	0	0	0	0	0
XXIII	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	γ_Q	0	0	0	0
XXIV	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	γ_Q	0	0	0
XXV	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	γ_Q	0	0
XXVI	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	0	γ_Q	0
XXVII	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,N}$	0	0	0	0	0	γ_Q

Combinación 3: Peso propio + Nieve + Viento											
Hipótesis 2: Nieve carga principal y Viento en combinación											
XXVIII	γ_G	0	γ_Q	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0	0	0	0
XXIX	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0	0	0
XXX	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0	0
XXXI	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0
XXXII	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0
XXXIII	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$
XXXIV	γ_G	0	0	γ_Q	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0	0	0	0
XXXV	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0	0	0
XXXVI	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0	0
XXXVII	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0
XXXVII I	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0
XXXIX	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$
XL	γ_G	0	0	0	γ_Q	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0	0	0	0
XLI	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0	0	0
XLII	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0	0
XLIII	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0	0
XLIV	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$	0
XLV	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \Psi_{0,v}$
Combinación 4: Peso propio + Sobrecarga de uso											
XLVI	γ_G	γ_Q	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Las combinaciones 5, 6 y 7 son prescindibles, ya que al tratarse de una cubierta solamente accesible para mantenimiento con una subcategoría de uso tipo G1, las acciones de sobrecarga de uso es no comitante con el resto de acciones variables. No resulta lógico, que se realicen tareas de mantenimiento cuando nieva de forma copiosa o sopla el viento con fuerza.

En total tenemos 46 hipótesis de cálculo posible para encontrar entre todas ellas la más desfavorable para la estructura. Gracias a la herramienta de cálculo CYPE, el estudio de todas las hipótesis de carga no es necesario ya que lo realiza el programa. Cuando se dimensiona el pórtico tipo, se obtendrán los valores críticos que debe soportar la estructura.

Capítulo V: Cálculo de la estructura metálica

1. INTRODUCCIÓN DE CARGAS
2. INFORMACIÓN ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE CORREAS EN CUBIERTA
3. CONSIDERACIONES A LA HORA DE EXPORTAR A NUEVO METAL 3D
4. DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA COMPLETA
5. DESCRIPCIÓN DE LOS NUDOS DEL PÓRTICO TIPO
 - 5.1. Vinculación externa
 - 5.2. Vinculación interna
6. DESCRIPCIÓN DE BARRAS
 - 6.1. Pórtico tipo
 - 6.2. Pórticos hastiales
 - 6.3. Entreplanta
 - 6.4. Arriostramiento longitudinal
 - 6.5. Arriostramientos laterales
7. INTRODUCCIÓN DE FLECHAS Y PANDEOS EN BARRAS
 - 7.1. Introducción de coeficientes de pandeo
 - 7.2. Introducción de flechas
 - 7.3. Resultados y conclusiones
8. ANÁLISIS Y OPTIMIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA
 - 8.1. Dinteles
 - 8.2. Jácenas de la entreplanta
 - 8.3. Pilares
9. ESTUDIO DE OTROS PARÁMETROS

A lo largo de este apartado se expondrán los cálculos analíticos y los realizados con el código CYPE con todo detalle. Para los cálculos que hayan sido realizados con CYPE, se intentará seguir, en la medida de lo posible, el mismo orden de introducción explicando en cada momento los detalles particulares y la justificación de las soluciones adoptadas. Aquellos casos en los que se haya recurrido a un cálculo analítico, igualmente se expondrán los pasos seguidos así como los resultados obtenidos, intentando no prescindir de ningún detalle.

Para el cálculo se empleará el módulo “Generador de Pórticos”. Internamente este programa utiliza el modelo de viga continua con un número de tramos variable. En este caso concreto, se utiliza el modelo de viga continua de 3 o más vanos. El cálculo de tensiones y flechas se hace acorde a lo previsto en el CTE.

La comprobación de las correas se efectúa de acuerdo a las tensiones y flechas máximas, es decir, las correas se comprueban tanto para el estado límite último (E.L.U), como para el estado límite de servicio (E.L.S). Para los perfiles laminados se incluye el efecto del pandeo lateral y para los perfiles conformados se incluye además los efectos de combadura y abolladura contemplados en el CTE.

El “Generador de Pórticos” presenta ciertas ventajas e inconvenientes en relación al uso del módulo CYPECAD, que es el módulo de diseño gráfico de estructuras. El inconveniente es que solamente permite generar estructuras con pórticos paralelos y equidistantes, lo que no supondrá ningún problema para nuestro caso. La ventaja que presenta es que nos optimiza el tipo de perfil seleccionado para las correas, indicando la separación óptima y el menor perfil de la serie indicada con los requisitos especificados.

Una vez definida la geometría de un pórtico tipo, se procederá a exportarlo a otro módulo del programa llamado “Nuevo Metal 3D” (a partir de ahora NM3D), con el fin de seguir trabajando con él hasta obtener la estructura de la nave completa, incluyendo las uniones entre barras y las placas de anclaje.

1. Introducción de datos y cargas

A continuación se explica el orden de los datos introducidos, así como la justificación de dichos valores. Los datos más relevantes introducidos son:

- Número total de 11 vanos, con una separación entre vanos de 5 m, haciendo un total de 50m.
- Se utilizará un cerramiento en cubierta de panel de sándwich como se muestra en la figura 5.1 con un peso aproximado de 10 kg/m^2 .

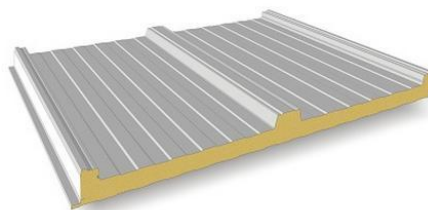


Figura 5.1: Panel de sándwich de cubierta Tapajuntas.

El panel de sándwich está formado por dos chapas de acero con tres grecas conformadas y un perfilado en la zona baja, confiriéndole una resistencia mecánica para ser autoportante y seguro con correas o puntos de apoyo a 1,75 ó 2 metros, incluso a más distancia.

Además el panel tiene en su interior poliuretano inyectado con una densidad de 40 kg/m^3 y un espesor de 50 mm, proporcionando un buen aislamiento térmico y acústico.

El panel de sándwich tiene buenas cualidades frente al viento, lluvia, humedad y frío. Los paneles se unirán entre sí por medio una junta de polietileno, de tal manera que le aporte un extra de seguridad a la cubierta frente a las pequeñas filtraciones o desviaciones de colocación.

La empresa “Panel de Sandwich Group”, facilita los datos técnicos de las diferentes tipologías de paneles en función del espesor. Estos datos son los representados por la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Datos técnicos de la cubierta de de panel sándwich tapajuntas con remate de unión.

CARACTERÍSTICAS DEL PANEL (Chapas de acero interior y exterior de 0.50mm/0.40mm de espesor nominal)								
Espesor del panel (mm):		30	40	50	60	80	100	120
Peso del panel (kg/m ²):		9.30	9.70	10.10	10.50	11.30	12.10	12.80
Transmitancia térmica (U)	Kcal/m ² h°C	0.56	0.43	0.35	0.29	0.22	0.18	0.15
	Watt/m ² °C	0.65	0.50	0.41	0.34	0.26	0.21	0.17

- Además de la cubierta de panel de sándwich, la estructura constará de una instalación de cubierta fotovoltaica “Arsolar” a lo largo de toda su superficie con un peso de 20 kg/m^2 , tal como se muestra en la figura 5.2.



Figura 5.2: Cubierta fotovoltaica.

Actualmente es obligatorio instalar paneles solares en los edificios para el uso de agua caliente sanitaria, lo cual viene regulado por el Código Técnico de Edificación en el apartado de Ahorro Energético HE. La colocación de paneles servirá además para ahorrar en la factura de la luz y obtener un cierto beneficio por la venta de energía a la red eléctrica.

En el caso de naves industriales, la legalización de la instalación es muy rápida pues prácticamente no hay limitaciones legales. Además es importante resaltar que las instalaciones fotovoltaicas colocadas sobre cubiertas o paramentos de edificaciones destinadas a vivienda, oficinas o locales comerciales o industriales no requieren la presentación del aval en industria para admitir el punto de conexión a la red eléctrica. Resumiendo, se agiliza mucho la autorización del punto de enganche a la red del distribuidor.

La radiación solar varía según la zona (latitud) como se recoge en la figura 5.3.

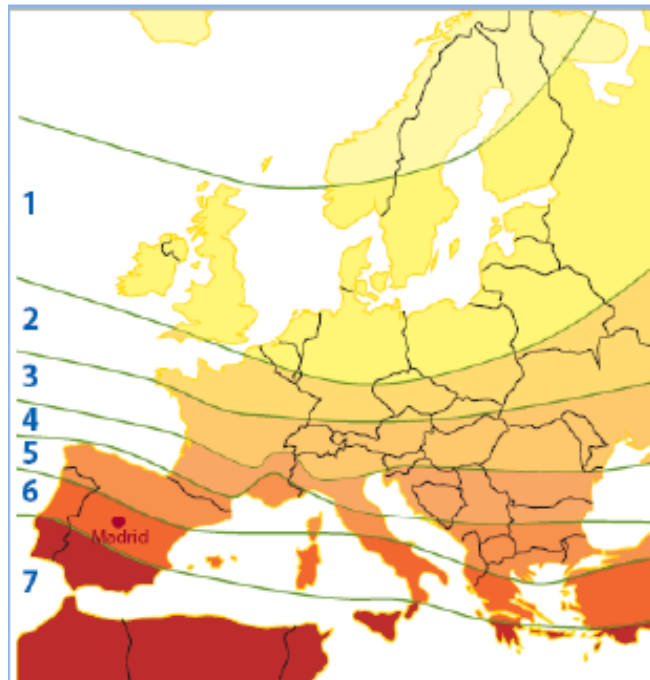


Figura 5.3: Radiación solar según la zona (latitud).

Técnicamente lo más importante es la orientación al Sur e inclinación óptima de los paneles fotovoltaicos para obtener el máximo rendimiento energético a lo largo de los años. La inclinación puede variar para cada localidad de España.

La cantidad de energía generada por la cubierta “Arsolar” depende de la zona de radiación y de la potencia instalada. En este caso, se dispondrá de 280 módulos dobles instalados en cubierta, con lo que la potencia instalada será:

$$\text{Potencia instalada} = 260 \text{ Wc/módulo} \cdot 280 \text{ módulos} = 72800 \text{ Wc}$$

La energía generada anualmente en kWh se puede determinar con el gráfico de la figura 5.4 proporcionado por el fabricante.

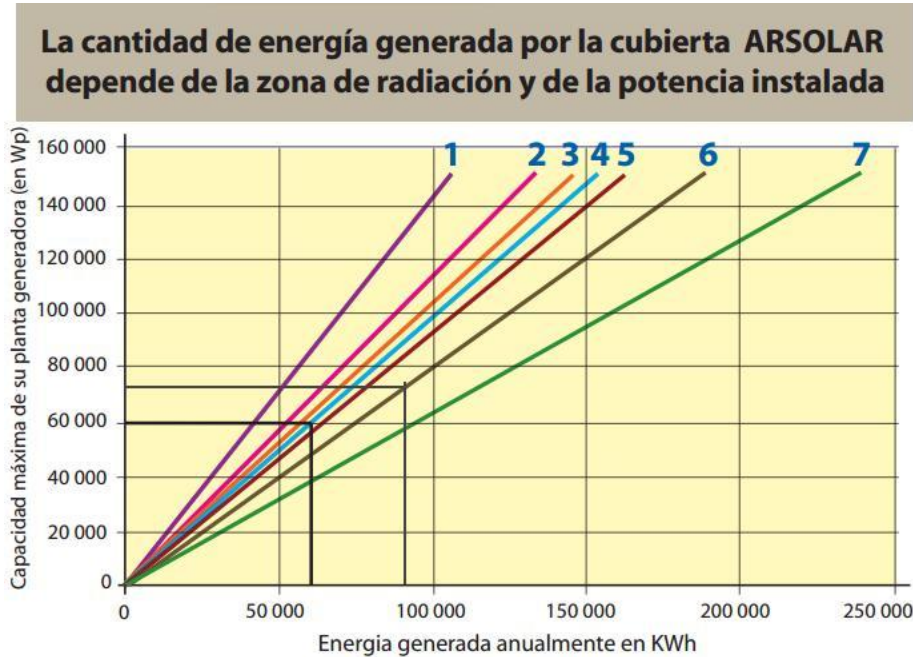


Figura 5.4: Energía generada anualmente en kWh.

Con la colocación de una cubierta fotovoltaica se tendría una producción anual de aproximadamente 90000 kWh/año. Si se vendiera toda esta energía a la red se obtendría un beneficio de 36000 €/año.

- En cuanto al sobrepeso del cerramiento, el CTE-DB-SE-AE, tipifica en su tabla 3.1 los valores característicos de las sobrecargas de uso. Para este caso, se trata de una cubierta accesible solo para conservación inferior a 20 ° de inclinación (Categoría G1), le correspondería un valor de 0.4 kN/m^2 . Esta carga no es concomitante con el resto de cargas variables, y si se observa más adelante en el cálculo se podrá comprobar cómo las sobrecargas de nieve y viento son superiores a dicha sobrecarga de uso, por tanto, cuando ocurre este caso los fabricantes recomiendan prescindir de dicha sobrecarga pues únicamente aumentará los tiempos de cálculo y no influirá para nuestro propósito. Además en el sentido físico y real de esta cuestión, cuando hace mucho viento o el cerramiento está cubierto por la nieve no se realizarán tareas de mantenimiento.
- La estructura constará de una entreplanta que se proyecta con el fin de albergar dentro de ella unas oficinas. Tendrá una altura de 3,5 m y una superficie de 15 m de profunda por 6,5 m de ancha en total una superficie de $97,5 \text{ m}^2$. El forjado irá apoyado en una jácena ubicada en los tres primeros pilares de la estructura a una altura de 3,5 m de altura y en los pilares secundarios diseñados con tal fin.
- No se considerará la existencia de las correas laterales, cuya misión es la de soportar el peso del cerramiento lateral de la nave. En este caso, no es necesaria la presencia de correas laterales pues los cerramientos de placas de hormigón prefabricado no las necesitan.

- En lo que a cargas de viento se refiere, se introducirán las cargas que indica el CTE-DB-SE-AE en su apartado 3.3. Para ello se debe indicar al programa las características de la zona donde se ubicará la nave:
 - Por ubicarse en Madrid, le corresponde la zona eólica A (26 m/s), con un grado de aspereza IV por tratarse de una zona industrial.
 - La nave tiene dos puertas de dimensiones 6 x 5 m², una en la cara delantera y otra en la trasera. Se considerará como “grandes huecos”, ya que la superficie por donde va a entrar el aire es suficientemente grande como para tener en cuenta las presiones interiores que se van a generar.

Este aspecto será importante tenerlo en cuenta, pues en función de los huecos que consideremos podemos tener una sobrepresión o una depresión interior. Estas condiciones diferenciales de presión interior generarían unas cargas en cada cara de la nave que habría que sumarlas algebraicamente a las cargas exteriores de viento para obtener las cargas totales.

Con todos estos datos, el Generador de Pórticos generará 12 hipótesis de viento, de acuerdo con el CTE. Será importante recordar dichas hipótesis pues serán con las que se tienen que trabajar a lo largo de todo el proyecto. Los nombres por los que las se identificarán son:

- 1) 0 grados. Presión exterior tipo 1. Presión interior
- 2) 0 grados. Presión exterior tipo 2. Presión interior
- 3) 0 grados. Presión exterior tipo 1. Succión interior
- 4) 0 grados. Presión exterior tipo 2. Succión interior
- 5) 180 grados. Presión exterior tipo 1. Presión interior
- 6) 180 grados. Presión exterior tipo 2. Presión interior
- 7) 180 grados. Presión exterior tipo 1. Succión interior
- 8) 180 grados. Presión exterior tipo 2. Succión interior
- 9) 90 grados. Presión interior
- 10) 90 grados. Succión interior
- 11) 270 grados. Presión interior
- 12) 270 grados. Succión interior

El número de grados hace referencia al ángulo con el que incide el viento sobre la nave (siempre de acuerdo con el criterio de signos establecido por el CTE), para cada ángulo existen dos situaciones: que se genere presión interior o bien que se genera succión interior. Así mismo para cada una de las dos situaciones tendremos dos tipos de hipótesis (tipo 1 y tipo 2), las cuales tienen su origen en la tabla D.6 del CTE-DB-SE-AE, en su Anejo D: Cubiertas a dos aguas. Como puede verse en dicha tabla para cubiertas con una inclinación del 20% (11,31 °), se tendrán dos coeficientes para cada una de las zonas.

- En cuanto a las cargas de nieve se introducirán nuevamente de acuerdo a lo estipulado en el CTE-DB-SE-AE en su epígrafe 3.5. La información necesaria para introducir dichas cargas es: o Navalcarnero se encuentra en una zona de clima invernal 4 y a una altitud media de 660 metros sobre el nivel del mar. La nave se ubicará en zona de exposición normal y se considerará que la nieve puede resbalar libremente por la cubierta (sin resaltos).

De acuerdo con estos datos el Generador de Pórticos generará 3 hipótesis de nieve que se identificarán con los siguientes nombres:

- 1) N1: Sobrecarga de nieve simétrica 1
- 2) N2: Sobrecarga de nieve asimétrica izquierda 2
- 3) N3: Sobrecarga de nieve asimétrica derecha 3

Las tres hipótesis hacen referencia a la distribución simétrica de la nieve sobre la cubierta, así como a las posibilidades de reparto asimétrico de la nieve debido a la acción del viento tal como indica el apartado 4 del subepígrafe 3.5.3, de ahí que se generen dos hipótesis adicionales de sobrecarga de nieve.

Una vez se han introducido los datos básicos con los que trabajará el programa, definida la normativa a aplicar y las cargas que ha de soportar, solamente queda por indicar al programa las condiciones concretas bajo las que trabajarán las correas de cubierta.

2. Información estructural y diseño de correas en cubierta

Se genera un pórtico a dos aguas, con una altura de pilares igual a 7 m, arriostrados a pandeo mediante un muro lateral, y una altura de cumbrera igual a 9 m. La luz de la nave será 20 m. Además la nave dispondrá de muros de hormigón prefabricado que arriostrarán los muros a pandeo aportándole intraslacionalidad al conjunto.

De acuerdo a lo estipulado en el apartado 4.3.3.1 del CTE-DB-SE relativo a los desplazamientos admisibles por una estructura en función de su uso, esta estructura se encuentra incluida en el tercero de los casos (caso c), de forma que la flecha máxima estará limitada a $L/300$, siendo L la longitud de la barra.

Es necesario incorporar a la estructura las correas de cubierta. Estos elementos son aquellos cuya misión es la de soportar al propio material de cerramiento de la cubierta, transmitiendo su peso a las vigas, y estas a su vez a los pilares, los cuales transmitirán la carga a las cimentaciones. Así mismo, desempeñan la función de arriostrar o ligar los pórticos fuera de su plano de una manera ligera pues su presencia no se considera suficiente para arriostrar a los pórticos en el sentido longitudinal de la nave, ya que sería necesario sobredimensionar mucho los perfiles.

Las correas trabajarán unidas rígidamente a la cubierta y con una longitud de tres vanos, que es la longitud máxima comercial que puede llegar a tener estos perfiles.

La elección de estas condiciones particulares tiene sus ventajas y sus inconvenientes. Atendiendo al teorema de Clapeyron, si se unen rígidamente las correas en sus apoyos se reducirá el máximo momento flector positivo del vano en detrimento del máximo momento flector negativo en el apoyo, de forma que se estará favoreciendo el aspecto de la flecha, que será menor, y aumentando los momentos en el apoyo.

En el caso de que estuviera articulado estos momentos no aparecerían. La reducción de estos momentos va en función del número de tramos que tenga la viga continua. Esta reducción se estabiliza cuando se tienen tres o más vanos, es decir, si se empotran las barras en todos los apoyos se disminuirá notablemente la flecha inferida y por consiguiente se optimizará la barra y la estructura. Para empotrar estas correas se puede soldarlas entre sí y al apoyo sobre el que descansan.

Por último, se debe seleccionar la separación entre correas consecutivas, para el cual se introducirá un valor calculado con cierta lógica utilizando un método recomendado por varios autores.

Para ello es necesario calcular la longitud del alero que para la nave será:

$$x = \sqrt{2^2 + 10^2} = 10,198 \text{ m.}$$

A esta distancia se le resta lo que ocupe el canalón (aprox. 20 cm) y los cerramientos laterales (aprox. 25 cm). Al espacio resultante se divide entre 1,8 (para cubiertas de panel de sándwich) y la cifra resultante será el número de vanos entre correas. Para obtener la separación de la correas se dividirá la longitud del alero entre el número de vanos. Explicado en forma de ecuación queda de la siguiente manera:

$$10,198 - 0,2 - 0,25 = 9,75 \rightarrow 9,75/1,8 = 5,41 \approx 6 \rightarrow 10,198/6 = 1,7 \text{ m.}$$

Este será un buen valor orientativo para una cubierta sin ningún accesorio adicional, tanto es así que al realizar el cálculo mediante CYPE, la distancia óptima sería 1,65 m. Pero como la cubierta de la nave proyecto tendrá paneles fotovoltaicos que le inferirán un peso extra, esa distancia se reducirá a 1,55 m.

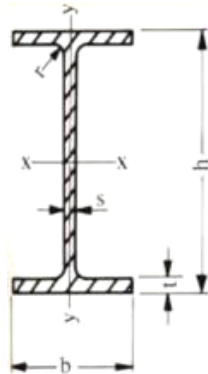
Una vez que se han introducido los datos básicos al programa y se han definido todas las características necesarias para el cálculo de las correas de cubierta para un caso general, como ya se introdujo en la metodología de cálculo, se procederá para un tipo de cubierta concreto a la selección del tipo de correa que menor peso infiera a la estructura.

Se analizarán los distintos perfiles de la serie IPE, unos de los más utilizados para el uso de correas en cubierta. En la tabla 5.2 se pueden consultar los resultados obtenidos, donde se indica el tipo de perfil analizado y el peso que cada uno de estos perfiles infiere a la estructura.

Tabla 5.2: Perfiles de correas.

Perfil	Tensión	Flecha	Peso (kN/m ²)
IPE 120		165.96 %	0.07
IPE 140	45.72 %	97.99 %	0.08
IPE 160		40.79 %	0.10

En conclusión a estos resultados, se va a diseñar correas de perfiles normalizados IPE 140, con un peso propio de 80 kg/m² y una separación de 1,55 m. Se requieren un total de 16 correas. La clase de acero será el S 275. Las dimensiones se muestran en la figura 5.5.



Dimensiones:

- b = 73 mm
- t = 6,9 mm
- h = 140 mm
- s = 4,7 mm
- r = 7 mm

Figura 5.5: Perfil IPE 140.

Todos los datos anteriormente descritos se resumen en la figura 5.6, correspondiente a la ventana de edición de correas en cubierta del módulo Generador de Pórticos.

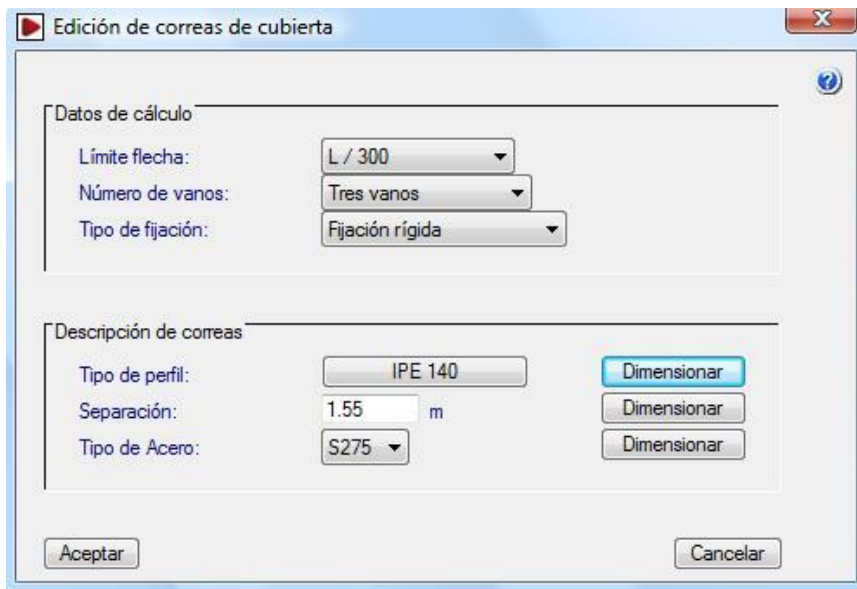


Figura 5.6: Edición de correas en cubierta.

Con la introducción de las correas, ya estará el pórtico tipo terminado. Resta exportarlo al módulo NM3D, donde se terminará la estructura de la nave completa.

Los listados acerca de las comprobaciones de las correas se encuentran en el Anexo B de este proyecto.

De esta manera el pórtico tipo quedará de la siguiente manera:

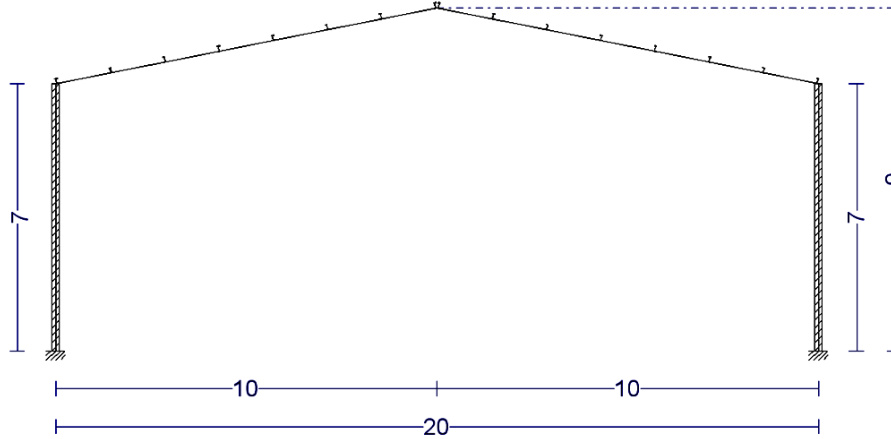


Figura 5.7: Pórtico tipo mediante el Generador de pórticos.

3. Consideraciones a la hora de exportar a Nuevo Metal 3D

Una vez terminado el pórtico, se procede a exportarlo al módulo NM3D. Para ello es necesario establecer ciertas consideraciones, porque de ello dependerán los cálculos que se van a realizar. Es muy importante que el montaje de la obra se realice tal y como se ha proyectado, en el caso contrario se estaría produciendo un error fatal, ya que lo calculado no tendría nada que ver con lo construido.

A continuación se detallan las opciones de exportación:

- Los pilares irán empotrados a sus correspondientes zapatas.
- En cuanto a las opciones de pandeo, es importante seleccionar bien esta característica. El programa siempre genera longitudes de pandeo independientemente de la opción que se seleccione, pero se debe determinar si la estructura es traslacional o intraslacionalidad en su conjunto. Por tanto se harán las siguientes consideraciones:
 - La estructura es intraslacional en el sentido longitudinal de la nave, pues el cerramiento estará formado por paneles de hormigón prefabricado que arriostrarán suficientemente la estructura en el sentido longitudinal como para considerarla intraslacional.
 - En cuanto a la traslacionalidad de los pórticos en su plano, habrá que distinguir dos situaciones. Los pórticos hastiales, al igual que los planos laterales de la nave, se encontrarán cerrados mediante paneles prefabricados de hormigón lo que se pueden considerar intraslacionales en dicho plano. Por otro lado los pórticos centrales, o lo que no son hastiales, no tienen ningún tipo de cerramiento por tanto se deberán considerar traslacionales en su plano.

Ahora bien, como se ha comentado al inicio del proyecto, la nave ha de diseñarse con previsión de una posible ampliación de la misma, lo que quiere decir que si se calcula los pórticos hastiales intraslacionales y el resto traslacionales, frente a una posible ampliación, el cálculo de los pórticos hastiales no serviría y lo más probable es que estos no cumplieran los requerimientos del CTE.

Por tanto, se calcularán todos los pórticos como traslacionales en su plano en previsión de una posible ampliación. Este hecho provocará que en el cálculo de los pórticos hastiales, estos estén ligeramente sobredimensionados, no obstante se asume como correcto que estos tengan un perfil de mayores dimensiones por lo anteriormente expuesto.

Consecuentemente, se selecciona que los pórticos serán traslacionales en su plano, aunque posteriormente se verá en detalle el tema de los coeficientes de pandeo que deben llevar cada uno de los elementos de la estructura.

También se desea que el programa genere la estructura completa para a partir de ella incorporar el resto de los elementos. Por ello se debe marcar la opción de generación de pórticos tridimensionales (3D).

Toda esta información viene resumida en el cuadro de dialogo “opciones de exportación a NM3D”, correspondiente a la figura 5.8.

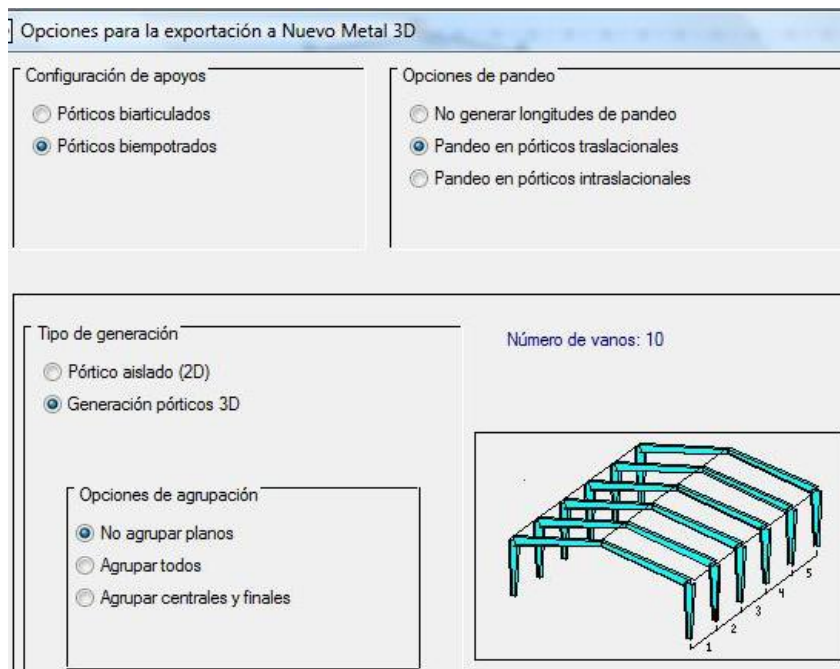


Figura 5.8: Cuadro de exportación del Generador a NM3D.

Hasta el momento se tiene:

- La estructura del pórtico dibujado, incluyendo los muros que arriostrarán a los pilares.
- Los parámetros de pandeo aproximados que ha calculado el Generador de Pórticos como se indicó en el apartado anterior, aunque llegados a este punto los parámetros de pandeo se deben cambiar para ajustar mejor la estructura a las condiciones de contorno reales.
- Las correas calculadas y las cargas correspondientes ya implementadas.
- Las cargas de viento y nieve totalmente generadas e introducidas en la estructura. Gracias a esto, no será preciso su nueva definición.

A partir de aquí en el módulo Nuevo Metal 3D se deberá definir los parámetros siguientes:

- Definir la geometría completa
- Definir los nudos de la estructura y las condiciones concretas de los apoyos.
- Definir las barras restantes del pórtico tipo, entreplanta y pórticos hastiales.
- Introducir los coeficientes de pandeo en los ejes XY y XZ y las limitaciones de flechas (según lo establecido en el CTE).
- Analizar el peso y optimizar la estructura.

Estos serán los pasos hasta resolver la estructura por completo.

4. Definición de la geometría completa

Nada más exportarlo, la estructura “base” aparecerá tal y como se muestra en la figura 5.9:

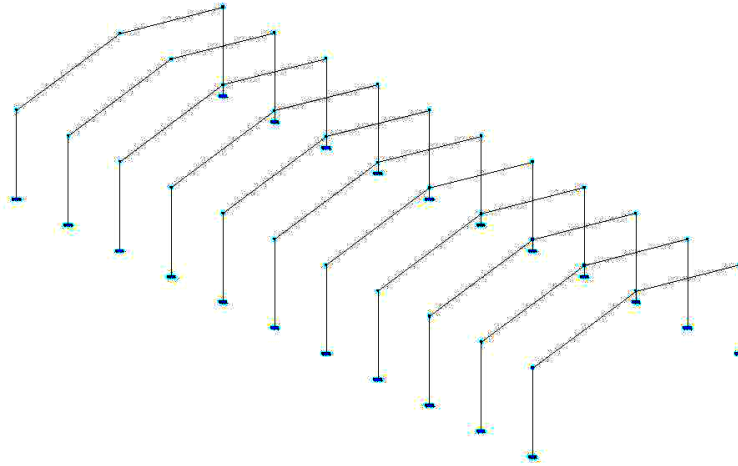


Figura 5.9: Primera imagen del NM3D.

Como primer paso, se debe añadir unos pilarillos hastiales en la cara frontal y trasera de la nave, con el fin de que estos aporten resistencia frente al viento frontal. Aunque este es su objetivo principal, también existen otros tales como ser el apoyo de dinteles de puertas, apoyos de jácenas para forjado o sustento de un peto de fachada. Estos pilares se dimensionan por motivos constructivos más que por motivos resistentes.

Se dispondrán 2 pilarillos en los hastiales de 8,3 m, separados de los pilares de esquina a 6,5 m. La base de estos pilarillos será articulada, ya que estos pilares trabajan esencialmente a flexión y de esta manera se consigue un momento flector positivo mayor. Con esta disposición se conseguirá que trabajen más, aprovechando lo máximo posible su capacidad resistente. Cabe indicar que el programa resalta los dinteles debido a que van a trabajar como viga continua, a pesar del acople de los pilarillos. En la figura 5.10 se detalla mejor los datos geométricos de los pórticos hastiales.

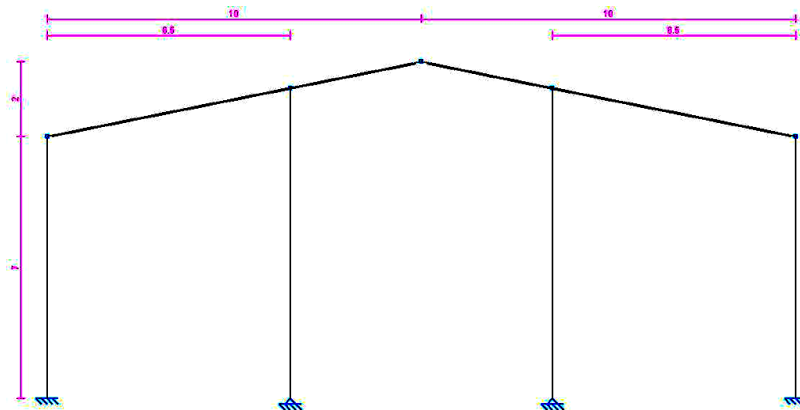


Figura 5.10: Pórtico hastial acotado.

El siguiente paso es crear unas vigas de atado entre las cabezas de los pilares. Estas vigas tienen el cometido de ayudar a garantizar que los pórticos no van a desplomarse unos con respecto a otros en caso de superarse el estado límite último. También ayudan a esta función otros elementos de la estructura tales como los cerramientos y las correas. La estructura con las vigas de atado se representa en la figura 5.11. Es importante reseñar que estas vigas de atado irán por tramos de 5 metros, por eso en la imagen no aparecen en resaltados.

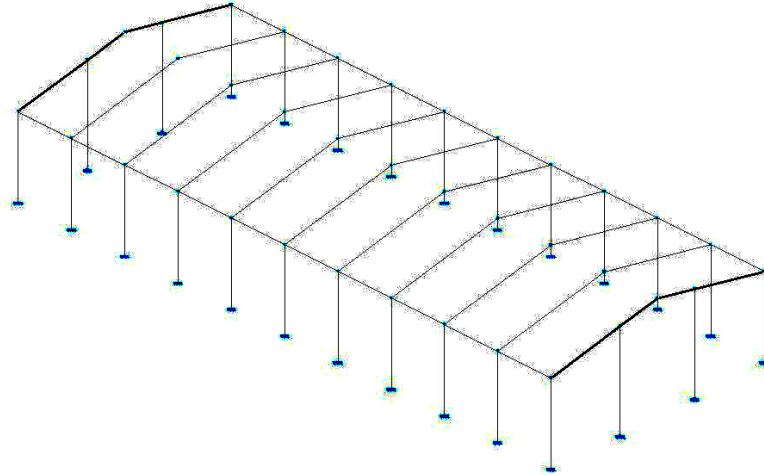


Figura 5.11: Nave con vigas de atado.

El siguiente paso es incorporar las cruces de San Andrés y sus bastidores, véase figura 5.12. Estos bastidores son vigas que enmarcan a las cruces que tienen que cumplir los requisitos que se exponen a continuación:

- Se debe enmarcar completamente cada cruz con un bastidor de barras, excepto en los bordes con vinculaciones exteriores en sus extremos, como las cruces laterales.
- El área transversal del tirante tiene que ser menor del 20% de la barra del bastidor de menor sección.
- Todos los ángulos de este marco tienen que ser rectos y cada par de tirantes debe tener la misma longitud, ser de la misma sección y ser del mismo tipo de acero.

Con la adición de los tirantes a la estructura, se introduce a la matriz de rigideces de cada nudo sólo el término de rigidez axial de cada tirante dividido entre dos. Esta división se debe a que los tirantes solo trabajan a tracción. Cuando la estructura está solicitada de tal manera que uno de los tirantes trabaja a tracción el otro estará comprimido y por lo tanto queda descargado y no aporta rigidez al sistema.

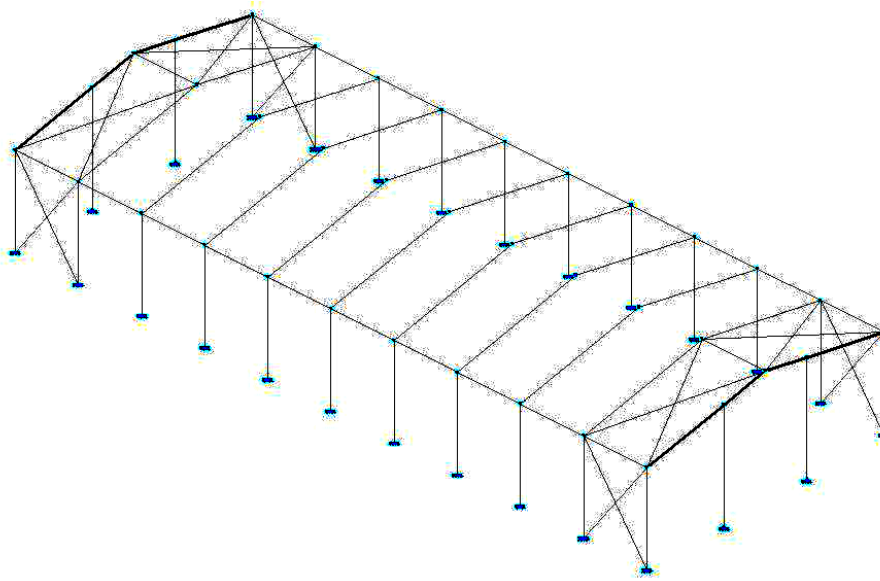


Figura 5.12: Nave con cruces de San Andrés.

Por último, queda incluir la entreplanta donde estará ubicado el sector correspondiente a las oficinas. Este sector tendrá una superficie de $15 \times 6,5 \text{ m}^2$, a una altura de 3,5 m. Las jácenas o elementos horizontales deberán estar articulados en sus extremos ya que no es conveniente realizar soldaduras completas en el alma de los pilares. La condición de empotramiento se conseguirá mediante la adición de cartelas. Debido a la jácena localizada en el extremo de la nave apoyada en el piñon o pilar de la esquina, es necesario dividir la cruz de San Andrés en dos partes como se observa en la figura 5.13.

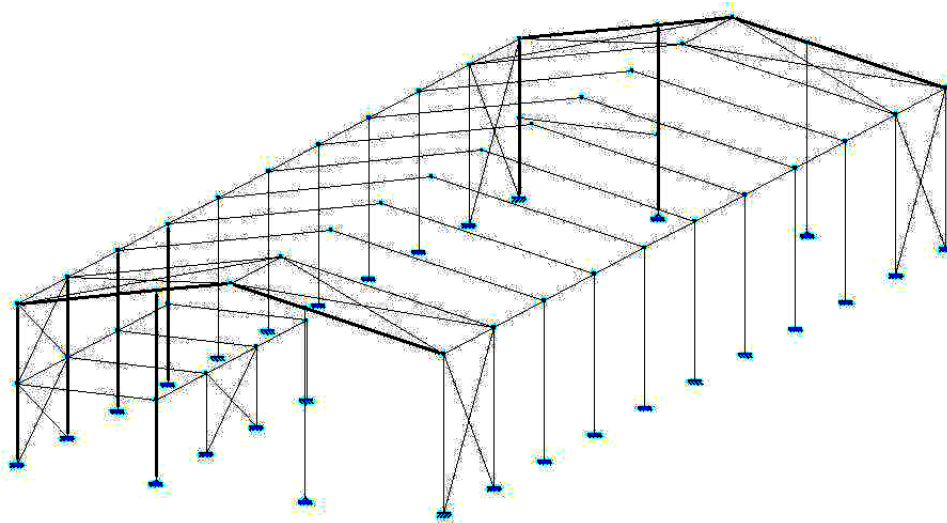


Figura 5.13: Geometría completa.

5. Descripción de los nudos del pórtico tipo

5.1. Vinculación externa

Los pilares irán empotrados a la cimentación mediante las placas de anclaje con los respectivos pernos, ya que esa era la condición de exportación a NM3D como se pudo observar en la figura 5.8. La definición de empotramiento es que en el punto empotrado la barra no debe girar ni desplazarse. El primer requisito se puede cumplir acartelando el pilar a su placa de anclaje, tal como se muestra en la figura 5.14. Que el nudo no se desplace se encargará la correcta cimentación.

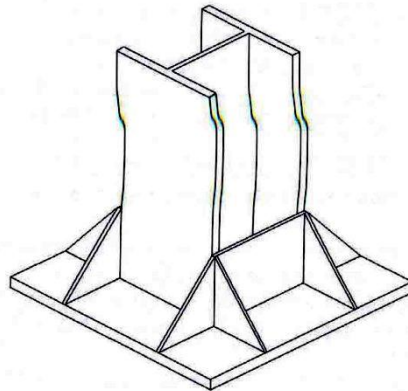


Figura 5.14: Acartelamiento de un pilar a su placa de anclaje.

Los pilarillos hastiales irán articulados en su base, por los motivos constructivos anteriormente explicados.

Los pilares de la entreplanta también irán empotrados al suelo.

5.2. Vinculación interna

Todas las barras de la estructura se montarán soldadas entre sí a lo largo de todo su contorno; por tanto, la vinculación interna de todos los nudos será como nudos rígidos transmitiéndose todos los momentos generados en el pórtico debido a las cargas que afectan a la estructura.

Que un nudo sea rígido o empotrado implica que el ángulo relativo que forman las barras entre sí antes de estar sometidas a ninguna sollicitación se va a mantener tras cargar la estructura, es decir, que las deformadas de todas las barras que concurren en el nudo van a mantener el ángulo original entre ellas en este punto.

Esta rigidez necesaria para considerar los nudos como empotrados, se puede conseguir añadiendo rigidizadores, de tal forma que simulen que las alas de las barras atraviesan las demás empotrándose en ellas, como si se tratase de un elemento continuo. En la figura 5.15 se muestra un ejemplo.

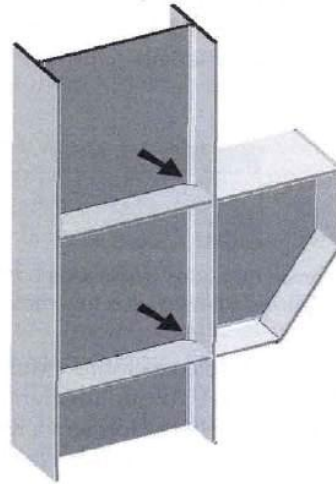


Figura 5.15: Rigidizadores.

Otra manera de aumentar la rigidez, es la incorporación de cartelas. Este elemento se construye del mismo perfil que el de la barra que se desee acartelar, cortándolo en diagonal, de tal manera, que con una pieza se obtienen las dos cartelas necesarias para las uniones que se deban rigidizar.

Para el nudo correspondiente al cruce de las barras pilar-dintel, se hace muy recomendable el uso de estos elementos. La cartela además de garantizar que el nudo trabaje como rígido también tiene su función resistente aumentando la sección del perfil en la parte más solicitada del pórtico, que es donde sufre mayor tensión. Esta manera de empotramiento se muestra en la figura 5.16.

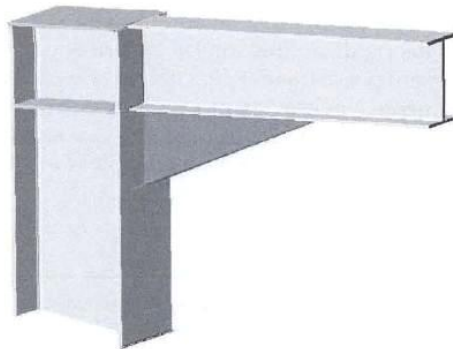


Figura 5.16: Cartela pilar-dintel.

El nudo de la cumbrera, también debe estar empotrado mediante cartelas. Estas cartelas no ayudan en la función resistente ya que este punto está apenas solicitado, simplemente garantizan la condición de empotramiento, como la de la figura 5.17. Este será un punto en el que se puede optimizar el peso de la estructura.

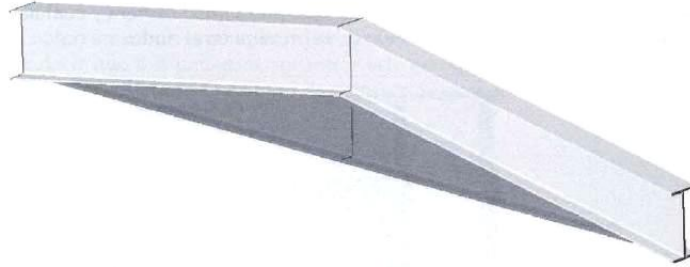


Figura 5.17: Cartela de cumbrera.

En los pórticos de la entreplanta se han creado nudos nuevos que se describen a continuación:

- En el pórtico hastial, se empotrarán los nudos de la jácena a los pilares laterales y se articularán a los pilarillos intermedios.
- En el resto de los pórticos, se empotrarán los nudos de la jácena a los pilares.

6. Descripción de barras

CYPE usa el método matricial de rigideces que incorpora para el cálculo de los desplazamientos y de los esfuerzos, una matriz formada por las rigideces de cada barra que convergen en cada nudos. Estas rigideces son proporcionales a las inercias de cada barra y estas inercias a su vez dependen de la sección del perfil. Por este motivo es necesario definir el perfil de todas y cada una de las barras del pórtico predimensionando con unos perfiles próximos al real, con el fin de ahorrar tiempo en el cálculo.

Cierto es, que se puede predimensionar como se quiera, pero hay que tener presente los momentos que se transmiten de una barra a otra depende de las inercias de las barras que concurren en ese nudo. Esto significa que si se predimensiona muy desproporcionadamente, el programa puede llegar a cometer errores numéricos transmitiendo momentos irreales. Por este motivo, es importante realizar un correcto predimensionamiento, para que el programa encuentre rápidamente la solución óptima.

El programa se encargará de indicar al usuario cuál es el primer perfil de la serie que cumple con los requisitos que establece el CTE acerca de la capacidad portante y la aptitud al servicio. A pesar de todo, será necesario realizar algunas reconsideraciones en la descripción de los perfiles por si hubiese la opción de optimizarlos de alguna manera (con el consiguiente ahorro de material, tiempo y dinero).

6.1. Pórtico tipo

6.1.1. Pilares

Respecto a los pilares, se dispondrá del perfil HEB ya que además de soportar mejor la compresión y unos momentos mayores por ser más robusto, deberá sujetar el cerramiento entre sus alas. Como unos valores aproximados, se estimará que el perfil oscilará entre un HEB-220 y un HEB-400. Para un primer acercamiento se escogerá un HEB-280. Una vez introducido todos los parámetros para el cálculo, se ajustará el perfil de cada barra del pórtico optimizando al máximo la estructura.

6.1.2. Dinteles

La luz de la nave es de 20 m; para esas longitudes el mejor perfil es un IPE debido a que es la serie de perfiles que ofrece mejor relación entre las propiedades mecánicas resistentes y el peso que posee. Es decir, es la serie más optimizada.

Para estas luces, el dintel oscilará entre un IPE-270 y un IPE-400, dependiendo de la geometría e inclinación de la cubierta. Se empezará por un IPE-330 de perfil simple con cartelas, una inicial y otra final. La cartela inicial corresponde a la unión entre en pilar y el dintel por lo que será la más importante. La final corresponde al nudo de cumbrera.

La cartela inicial se estimará en un 10 % de la luz de la nave, por lo tanto se tendrá una cartela inicial de 2 m. En el capítulo V apartado 8 del presente proyecto, relativo a la optimización de la estructura se verá cómo las cartelas ayudan a la función resistente, de tal

manera, que si se prolonga lo suficiente, se puede llegar incluso a reducir el perfil de la estructura con el consiguiente ahorro en material.

La cartela final se va dimensionar de tal forma que quede horizontal. Para que esto ocurra, se tiene el perfil IPE 330 al 20 %, que es la pendiente de la cubierta. Es necesario una cartela final de $330/0,2 = 1650$ mm, es decir, 1,65 m. Más adelante se verá cómo esta última cartela es prácticamente innecesaria, desde el punto de vista resistente.

6.2. Pórticos hastiales

6.2.1. Pilares de esquina o piñones

Respecto a los piñones, se dispondrá de la serie de perfiles HEB, por lo mismos motivos que para los pilares del pórtico tipo. Para un primer acercamiento, se escogerá el perfil HEB 160. Estos pilares tendrán menor sección ya que soportan menos carga.

6.2.2. Pilarillos hastiales

Para el arriostramiento de los paramentos frontales, se colocarán unos pilarillos hastiales. La nave dispondrá de dos pilarillos para la fachada frontal y otros dos para la trasera (véase la figura 5.10), en total 4. El perfil empleado para estos pilarillos será un perfil laminado IPE 160 ya que a la escasa sollicitación que sufrirán estas vigas, si se colocan correctamente cumplirán perfectamente su misión resistente.

Una consideración importante que habrá que tener en cuenta es que estos pilarillos no irán montados como el resto de pilares de apoyo, sino girados 90 °, como se muestra en la figura 5.18, de manera que el alma quede perpendicular al cerramiento para que ofrezcan su mayor inercia con el objeto de combatir el viento frontal.

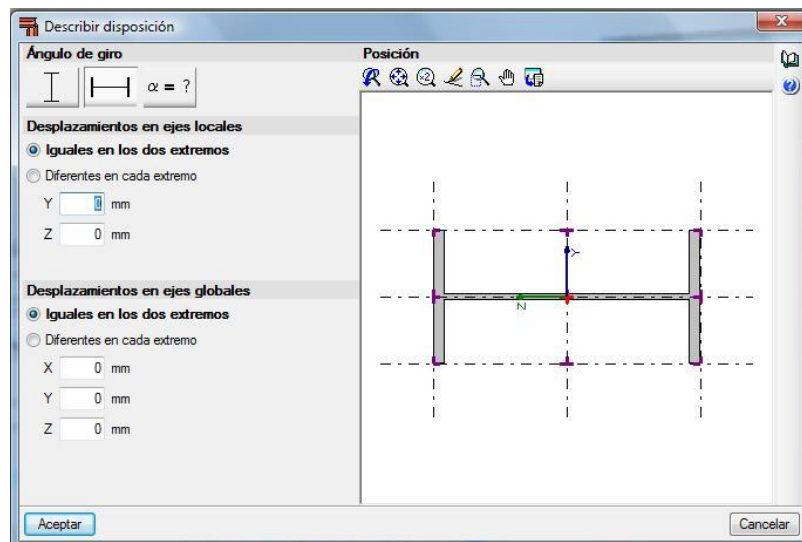


Figura 5.18: Posición de pilarillos hastiales en pórticos de fachada

6.3. Entreplanta

Como la entreplanta no ha sido calculada por el Generador de Pórticos, habrá que realizar un cálculo analítico determinando la carga que deben soportar las vigas con el fin de establecer los perfiles necesarios.

Además de la estructura principal, la nave cuenta con una planta de oficinas en el piso inferior y un espacio diáfano en el piso superior que puede ser utilizado como un pequeño almacén. Es necesario calcular un forjado que resista en peso de las estanterías y piezas que gravitarán encima de la oficina.

Las características geométricas el forjado son:

- Superficie: 6,50 m. x 15 m. = 97,5 m², divididos en 3 paños.
- Separación entre apoyos: 5 m.
- Longitud de losas: 5,01 m.
- Longitud de vigas de forjado: 6,5 m.

Dadas estas características geométricas, se utilizarán losas alveolares de hormigón pretensado de 16 mm que irán apoyadas sobre las vigas metálicas de la entreplanta. Se hará la consideración para el cálculo, al igual que para el resto de nudos rígidos, que las vigas metálicas se encuentran biempotradas.

El primer paso, será la determinación de las acciones para el posterior cálculo de secciones. Las cargas que actúan sobre la entreplanta son:

- Peso propio del forjado, vigas y jácenas.
 - Forjado de losas alveolares de hormigón pretensado: 200 kg/m².
 - Para los pórticos hastiales: 200 kg/m² x 2,5 m = 500 kg/ m.
 - Para los pórticos intermedios: 200 kg/m² x 5 m = 1000 kg/ m
 - Peso de vigas: 50 kg/ m
 - TOTAL: 550 para los pórticos hastiales y 1050 kg/m para los intermedios.
- Sobrecarga de uso producida por el mobiliario y las mercancías que se puedan alojar en el piso superior.
 - Se estimará un peso de 200 kg/m².
 - Para los pórticos hastiales: 200 kg/m² x 2,5 m = 500 kg/ m.
 - Para los pórticos intermedios: 200 kg/m² x 5 m = 1000 kg/ m
- Viento: no se considera al estar dentro de la nave.

- Nieve: por el mismo motivo que el viento, tampoco se considera.

Combinación de acciones:

$$q = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q_{SU}$$

Pórticos hastiales:

$$q = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q_{SU} = 1,35 \cdot 550 + 1,5 \cdot 500 = 1492,5 \text{ kg/m} = 14,92 \text{ kN/m}$$

Pórticos intermedios:

$$q = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q_{SU} = 1,35 \cdot 1050 + 1,5 \cdot 1000 = 2917,5 \text{ kg/m} = 29,17 \text{ kN/m}$$

Para una carga q distribuida, que será el resultado de la combinación del peso propio, la carga permanente y la sobrecarga de uso, las reacciones en los extremos de las jácenas serán de la siguiente forma:

$$R_a = R_b = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{q \cdot 6,5}{2}$$

Pórticos hastiales:	Pórticos intermedios:
48,49 kN	94,8 kN

Haciendo uso de las ecuaciones de compatibilidad de movimientos y los teoremas de Möhr para la determinación del momento máximo positivo en el apoyo, resulta:

$$-M_a = M_b = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Pórticos hastiales:	Pórticos intermedios:
78,8 kN·m	154,05 kN·m

Utilizando la ecuación para el cálculo de momento límite último correspondiente al apartado 6.2.6 del CTE-DB-SE-A, se tiene que:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{yd} \cdot w_{pl,y}$$

$$w_{pl,y} \geq M_{Ed} / f_{yd}$$

siendo:

M_{Ed} el momento flector al que está sometida la viga.

M_{Rd} el momento resistente que debe ofrecer el perfil para resistir los esfuerzos.

f_{yd} es la resistencia de cálculo. Se define como el cociente de la tensión límite y el coeficiente de seguridad del material. ($f_y / \gamma_M = 275 / 1,05$ [N/mm²])

$w_{pl,y}$ el módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión.

Atendiendo a la última ecuación se puede obtener el módulo plástico necesario para resistir los momentos al que están sometidos las jácenas de la entreplanta:

$$\begin{array}{l|l} \text{Pórticos hastiales:} & \text{Pórticos intermedios:} \\ 300 \times 10^3 \text{ mm}^3 & 588,19 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{array}$$

Mirando a las tablas de perfiles IPE, se observa que el perfil de sección menor que cumple con los límites establecidos es para los pórticos hastiales un IPE 240 ($w_{pl,y} = 366,6 \times 10^3 \text{ mm}^3$) y para los intermedios un IPE 300 ($w_{pl,y} = 628,4 \times 10^3 \text{ mm}^3$).

Para el cálculo del perfil los pilares, se toma como valor de referencia la reacción del pórtico intermedio, es decir, 94,8 kN. El problema de los elementos sometidos a esfuerzos de compresión es que pandeen. El pandeo es el fenómeno que condiciona las piezas sometidas a compresión. Es el efecto que limita la capacidad portante de la barra debido a que al deformarse esta con la carga, pierde su forma de máxima resistencia.

Utilizando la ecuación para el cálculo de la capacidad a pandeo por flexión correspondiente al apartado 6.3.2 del CTE-DB-SE-A, se tiene que:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = A \cdot f_{yd} \cdot \chi$$

siendo:

N_{Ed} el valor absoluto del axil a compresión al que está sometida la viga.

N_{Rd} el valor absoluto del axil a compresión que debe ofrecer el perfil para resistir los esfuerzos.

A es el área de la sección transversal.

f_{yd} es la resistencia de cálculo. Se define como el cociente de la tensión límite y el coeficiente de seguridad del material. ($f_y/\gamma_M = 275 / 1,05 \text{ [N/mm}^2\text{]}$)

χ es el coeficiente de reducción por pandeo. Depende de dos parámetros: de la esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$) y de la curva de pandeo en función de la sección transversal.

La esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$) es la relación entre la resistencia plástica de la sección de cálculo y la compresión crítica que produce el fenómeno de pandeo. Para la determinación de este parámetro, el CTE ofrece dos ecuaciones para su cálculo:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

Siendo:

E el módulo de elasticidad

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

L_k es la longitud de pandeo de la pieza. Para casos canónicos este parámetro se define mediante la tabla 6.1 del CTE-DB-SE-A, que para este caso se trataría de barras biempotradas desplazables con $L_k = 1,0 \cdot L$.

Resolviendo las anteriores ecuaciones, se tiene que:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

$$I_{min} = \frac{N_{cr}}{\left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E} = \frac{94,8 \cdot 10^3}{\left(\frac{\pi}{1,0 \cdot 3,5 \cdot 10^3}\right)^2 \cdot 210 \cdot 10^3} = 56,03 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

El primer perfil de la serie HEB que cumple este requisito es el HEB 100 ($I_y = 449,5 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$) con un área transversal de $26 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$.

Una vez identificado el perfil, se recalcula el axil de compresión crítico:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{3,5 \cdot 10^3}\right)^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 449,5 \cdot 10^4 = 760,523 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{26 \cdot 10^2 \cdot 275 / 1,05}{760,523 \cdot 10^3}} = 0,94$$

Ahora solo queda determinar la curva de pandeo para calcular el coeficiente de reducción χ . Para ello hay que dirigirse a la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A, para perfiles laminados en I. Para ello debemos calcular la relación de altura y saber el espesor de las alas del perfil:

$$\frac{h}{b} = \frac{100}{100} = 1,0; t = 10 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Por lo tanto según la tabla 6.2 del CTE-SE-A, para un perfil HEB 100 de acero S275, le corresponde una curva de pandeo “tipo b”.

Siendo $\bar{\lambda}_y = 0,94$ siguiendo la tabla 6.3, a nuestro perfil le corresponde una esbeltez reducida de:

$$\chi_y = 0,68$$

Después de todos estos cálculos se comprueba si los pilares cumplen a pandeo.

$$N_{Ed} = 94,8 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 26 \cdot 10^2 \cdot 275 / 1,05 \cdot 0,68 = 463,05 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Para aprovechar la capacidad de cálculo del programa Metal 3D, se considerarán las vigas metálicas como parte de la estructura principal y se dimensionarán por separado las losas alveolares.

Se distinguen dos tipos de vigas metálicas: las longitudinales, paralelas a las losas alveolares y que soportan la misma carga distribuida que ellas, y las transversales, que son las que sirven de apoyo a las placas pretensadas. Por tanto, las acciones sobre las vigas transversales coincidirán con las reacciones en los apoyos de las losas. Por tanto, para poder dimensionar su perfil, será necesario determinar el valor de estas cargas.

A continuación se expone de manera resumida las barras que se han introducido:

- Se aplicarán un HEB-100 para los tres nuevos pilares.
- Se aplicará un IPE 300 para las jácenas intermedias.
- Se aplicará un IPE 240 para las jácenas hastiales.
- Se aplicará un IPE 120 para las viguetas del forjado colaborante.
- Se aplicará un perfil redondo de 6 mm de diámetro a las cruces de San Andrés de los pórticos en los que se encuentra la entreplanta.

La figura 5.19 muestra el esquema de la entreplanta:

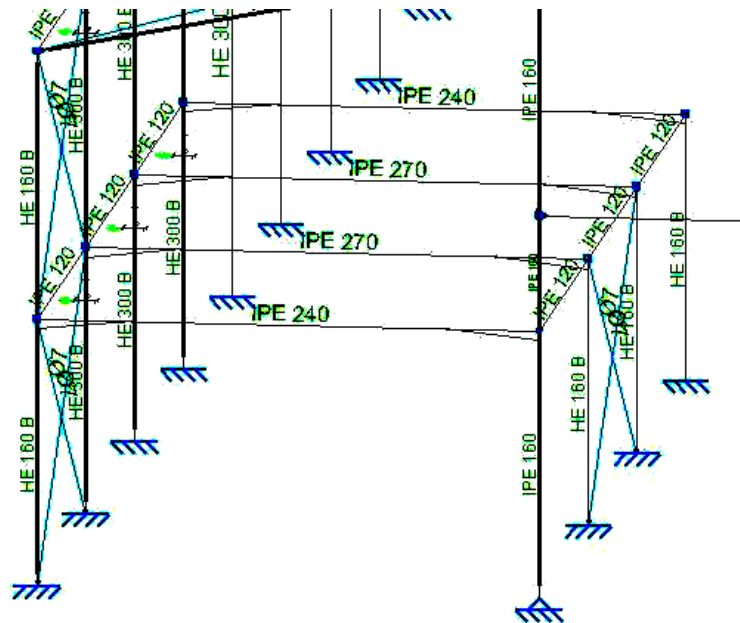


Figura 5.19: Esquema de la entreplanta.

6.4. Arriostramiento longitudinal

También es necesario incorporar un arriostramiento longitudinal para una estructura porticada, pues un empuje frontal del viento provocaría el derrumbe la estructura como si de fichas de dominó se tratase. Habrá que crear un arriostrado longitudinal tanto en la cubierta como en los paramentos laterales y frontales.

6.4.1. Vigas de atado

Como arriostramiento longitudinal en los paramentos laterales se disponen de unas vigas de atado en las cabezas de los pilares, que “cosen” la estructura porticada. De esta manera quedarán arriostrados los pórticos en el sentido longitudinal y además se consigue reducir el pandeo del dicho pórtico.

Interesa que los pilares mantengan su horizontalidad lo mejor posible, pues cualquier desviación de la misma provocaría un momento en la base del pilar y consecuentemente el levantamiento de la zapata y sería entonces necesario aumentar el tamaño de estas.

Los perfiles que se utilizarán para este tipo de vigas son los perfiles IPE 120 ya que poseen una buena resistencia al pandeo en su eje fuerte. Serán necesarios 20 tramos de este perfil.

6.4.2. Bastidores de las cruces de San Andrés

Habrán de dos tipos: los primeros que corresponden con las vigas de atado y el segundo grupo son las vigas que hay que añadir a la estructura con el fin de encuadrar los tirantes de la cumbrera.

Los del primer grupo ya están descritos y los segundos, con el fin de igualar piezas para abaratar el pedido, se establece que serán precisos 2 tramos de IPE-120 para estos bastidores.

6.5. Arriostramientos laterales

6.5.1. Cruces de San Andrés

Los últimos elementos que quedan por definir son los arriostramientos de cubierta y los arriostramientos en los laterales de la nave. Generalmente la solución más utilizada son los arriostramientos mediante cruces de San Andrés, pues son fáciles de montar y cumplen perfectamente su función.

Los perfiles de las cruces de San Andrés son tirantes. Un tirante o tensor se define como una pieza biarticulada, normalmente barras o cables metálicos, sometida exclusivamente a tracción y se suelen montar con un mecanismo (véase figura 5.20) que permite tensar los cables.

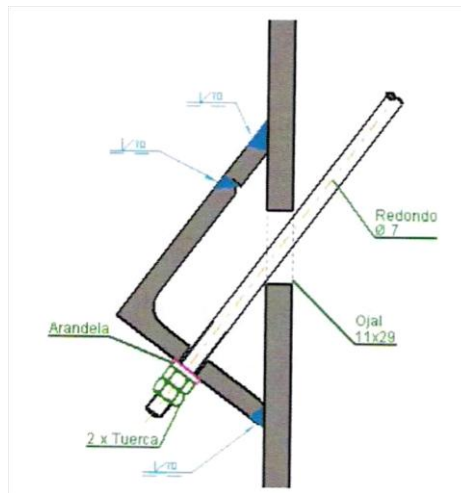


Figura 5.20: Mecanismo para tensar los tirantes

Los tirantes exigen ciertas condiciones explicadas ya en el capítulo 5, apartado 4 correspondiente a la definición de la geometría completa.

Se clasificarán los tirantes según la longitud que deben cubrir. Habrá 3 tipos:

- 1) Por un lado tenemos los tirantes de la cubierta. Serán necesarios 8 tirantes de perfil redondo de 10 mm de diámetro y longitud 11,355 m.
- 2) Otro tipo son los tirantes acoplados a los pilares de esquina de la estructura, a excepción del que comparte perfil con la entreplanta que por ese motivo se ha tenido que dividir esa cruz en dos partes. Serán necesarios 6 tirantes de perfil redondo de 10 mm de diámetro y longitud 8,602 m.
- 3) Y por último las cruces del pilar de esquina antes citado y la cruz ubicada en entre el segundo y tercer pódico de la entreplanta. Serán necesarios 6 tirantes de perfil redondo de 6 mm de diámetro y longitud 6,103 m.

En el Anexo C, se detallan mejor las condiciones de funcionamiento

7. Introducción de flechas y pandeos en las barras

El siguiente paso es la introducción de las limitaciones de flecha y los coeficientes de pandeo de todas las barras de la estructura. Se prestará especial atención al tema de los coeficientes de pandeo, ya que juegan un papel importante en el cálculo de la estructura por que limita la capacidad resistente de la sección, como se ha podido observar en el cálculo de los pilares de la entreplanta.

7.1. Introducción de coeficientes de pandeo

Aunque el Generador de Pórticos ya calculó unos coeficientes aproximados para cada barra, es necesario realizar un análisis de los resultados y modificarlos si fuese preciso.

El programa aplicará estrictamente el CTE-DB-SE-A para deducir los pandeos de cada barra en cada eje, aunque no se tienen en cuenta ciertas condiciones de contorno tales como la consideración de una posible ampliación de la nave, la existencia de elementos que impidan pandear a esas barras o la conexión con el resto de barras de la estructura. En consecuencia, habrá que modificar esos coeficientes con el fin de traducir todos esos condicionantes a un número. Este número es el llamado “coeficiente de pandeo” (β).

El coeficiente de pandeo (β) es un valor mayor o igual a cero que pondera la longitud de la barra, calculando la llamada longitud de pandeo ($L_K = \beta \cdot L$). Esta longitud es la distancia que habrá entre dos puntos de inflexión consecutivos en la deformada de la barra para ese plano.

El elegir correctamente este coeficiente es complicado y requiere estudio, porque de eso dependen directamente los resultados. Es por tanto éste un tema trascendental a la hora de calcular.

Hay profundos estudios de diversos autores acerca del cálculo de este coeficiente, como ejemplo podemos citar los textos de *Ortiz Herrera, J.* La única que se puede sacar es que no se trata de una ciencia exacta y cada autor utiliza sus propios métodos.

Este proyecto partirá de las bases establecidas por el CTE-DB-SE-A en su epígrafe 6.3.2, las cuales pueden verse en la tabla 5.3, donde se relacionan los coeficientes de pandeo con la descripción de los extremos de las barras, sin embargo se aplicarán atenuantes en virtud de aquellas condiciones de contorno que restrinjan la posibilidad de pandear de la barra.

Tabla 5.3: Longitud de pandeo de barras canónicas según CTE.

Condiciones del extremo	Biarticulada	Biempotrada	Articulada-empotrada	Biempotrada desplazable	En ménsula
L_K	1.0 L	0.5 L	0.7 L	1.0 L	2.0 L

Para el pandeo es muy importante conocer si la estructura se comportará como traslacional o intraslacional, pues en las primeras el pandeo resultará más nocivo estructuralmente hablando. Como se explicó en apartados anteriores, se considerará la estructura como traslacional en el plano del pórtico, e intraslacional en el plano de los cerramientos y cubiertas, gracias a la rigidez de estos elementos infieren a la estructura.

En NM3D se deben introducir los coeficientes de pandeo en función de los ejes locales de cada barra y se deben introducir en cada uno de los dos planos principales de cada una de las barras. El criterio que utiliza CYPE para designar los planos es el siguiente:

- El *plano débil* del perfil es el “xy” y se corresponde con el plano paralelo a las *alas* del perfil.
- El *plano fuerte* del perfil es el “xz” y se corresponde con el plano que contiene el *alma* de la pieza.

Una vez se ha explicado el fenómeno del pandeo y como se deben introducir los parámetros en el programa, el siguiente paso es especificar los coeficientes introducidos en cada barra y mostrar una pequeña justificación del valor escogido.

7.1.1. Coeficientes de pandeo en pilares

Los coeficientes de pandeo seleccionados para los pilares del pórtico serán los siguientes:

- En el plano xy:

$$L_K = \beta \cdot L = 0,0 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 0,0$ es que como entre el alma y alma de dos pilares consecutivos se dispone un cerramiento que arropa las vigas en este plano impidiendo que puedan pandear sobre él.

- En el plano xz:

$$L_K = \beta \cdot L = 0,7 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 0,7$ es debido a que en los pórticos centrales no se dispone ningún tipo de cerramiento al tratarse de una nave diáfana y se deberán considerar traslacionales en su plano. Como ya se ha explicado anteriormente.

Para la determinación de este coeficiente de pandeo, es necesario realizar ciertas consideraciones. Las barras de los pilares estarán biempotradas, de ahí la adición de cartelas, con lo que el coeficiente sería de 0,5; pero sin embargo, sufre desplazamientos importantes en el dintel, con un coeficiente de 1,0. Así que tomando un valor intermedio se estima en 0,7.

7.1.2. Coeficientes de pandeo en pilares hastiales o piñones

Los coeficientes de pandeo seleccionados para los pilares hastiales o piñones serán los siguientes:

- En el plano xy:

$$L_K = \beta \cdot L = 0,0 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 0,0$ al igual que en el caso anterior, es porque existe un cerramiento que impide el pandeo.

- En el plano xz:

$$L_K = \beta \cdot L = 0,7 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 0,7$ según los mismos criterios aplicados a los pilares intermedios.

7.1.3. Coeficientes de pandeo en los pilarillos hastiales

Los coeficientes de pandeo seleccionados para los pilares hastiales serán los siguientes:

- En el plano xy:

$$L_K = \beta \cdot L = 0,0 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 0,0$, al igual que en el caso anterior, es porque existe un cerramiento que impide el pandeo.

- En el plano xz:

$$L_K = \beta \cdot L = 1,0 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 1,0$ se debe a que los pilares hastiales trabajan principalmente a flexión frente a las cargas del viento, así que al articularlos en la base se puede aprovechar mejor su capacidad resistente.

7.1.4. Coeficientes de pandeo en pilares de la entreplanta

Los coeficientes de pandeo seleccionados para los pilares de la entreplanta serán los siguientes:

- En el plano xy:

$$L_K = \beta \cdot L = 0,0 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 0,0$, es que las jácenas de la entreplanta tienen absolutamente impedido el pandeo en su plano xy, ya que cuenta con el forjado que arriostra totalmente a la pieza en ese plano, por lo tanto le corresponde un 0 en el plano xy..

- En el plano xz:

$$L_K = \beta \cdot L = 1,0 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 1,0$ se debe a que en el plano xz se tiene que es una barra biempotrada en un pórtico traslacional, por lo tanto, le corresponde un coeficiente de 1,0.

7.1.5. Coeficientes de pandeo en dinteles

Los coeficientes de pandeo seleccionados para los dinteles del pórtico serán los siguientes:

- En el plano xy:

$$L_K = \beta \cdot L = 0,15 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 0,15$ es la siguiente; en el plano de inercia débil las correas arriostran a los dinteles. Esto hace que sea casi despreciable la capacidad de pandeo en este plano, que será en función de la separación y rigidez de estas últimas, pudiendo adoptarse valores entre 0,1 y 0,2.

- En el plano xz:

$$L_K = \beta \cdot L = 1,0 \cdot L$$

La justificación del valor $\beta = 1,0$ es que aunque los pórticos centrales están biempotrados, sufren importantes desplazamientos, considerado así una barra biempotrada desplazable de coeficiente 1,0 según el CTE.

7.1.6. Coeficientes de pandeo en elementos longitudinales

Los coeficientes de pandeo seleccionados para los bastidores de las cruces, las vigas colaborantes del forjado y las jácenas serán los siguientes:

- En el plano xy:

$$L_K = \beta \cdot L = 0,0 \cdot L$$

La justificación de valor $\beta = 0,0$ es que el pandeo en el plano de inercia débil coincide con el cerramiento.

- En el plano xz:

$$L_K = \beta \cdot L = 1,0 \cdot L$$

La justificación del valor $\beta = 1,0$ es que no es idóneo que se empotre una barra al alma de otra, ya que la haría trabajar a torsión, lo cual no es aconsejable. Así que se impondrá como extremos articulados, con un valor de coeficiente igual a 1,0.

7.2. Introducción de flechas

Frecuentemente se tienen que desechar perfiles que cumplirían la misión resistente que se les encomienda sólo porque no verifican una cierta limitación en cuanto a la deformación que pueden sufrir. Y es que no conferiría una situación agradable entrar en un edificio con sus elementos demasiado flectados o aún peor, que esa flecha excesiva provocara grietas y deformaciones en otros elementos del edificio. Es lo que en el CTE se conoce como Aptitud al Servicio.

7.2.1. Flecha en los dinteles y elementos longitudinales

Por este motivo se hace necesario limitar esa deformación debida a flexión. El CTE en su epígrafe 4.3.3, propone que las flechas relativas siempre deben ser compatibles con las necesidades específicas en cada caso, pero nunca serán mayores de unos valores que especificados. Estos valores son los siguientes:

- a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
- b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
- c) 1/300 en el resto de los casos.

Todas las barras de nuestra estructura principal pueden acogerse al caso c), que es el menos exigente.

La longitud de los dinteles hasta la cumbrera sería 10197 mm, por lo cual la flecha máxima admisible en valor absoluto es 34 mm (10197 mm/300).

7.2.2. Flecha en la jácena de la entreplanta

Al tratarse de un espacio destinado a oficinas con tabiques frágiles, para que no afecte al confort de los ocupantes y no cargue demasiado los tabiques, la flecha máxima relativa será de 1/500. En valor absoluto es $6500 \text{ mm}/500 = 13 \text{ mm}$.

7.2.3. Desplazamientos horizontales en los pilares

Los desplazamientos horizontales pueden afectar a la integridad de los elementos constructivos, tales como tabiques o fachadas rígidas, por lo tanto se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (véase figura 5.21) es menor de:

- a) Desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;
- b) Desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

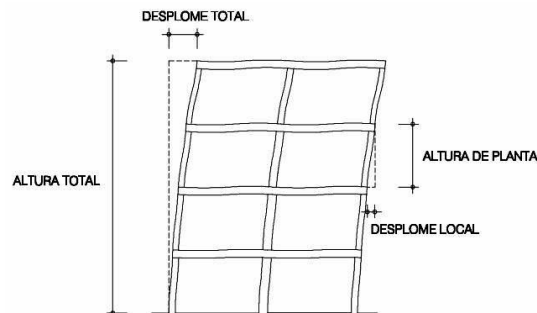


Figura 5.21: Desplomes.

Para los pilares, se introducirá como desplazamiento máximo relativo para el plano xz un valor de 1/500 que es el correspondiente a un desplome total de la estructura en caso de

colapso. Este valor viene reflejado en el CTE en el apartado 4.3.3.2. El valor absoluto de estos desplazamientos es $9000 \text{ mm}/500 = 18 \text{ mm}$.

7.2.4. Desplazamientos horizontales en los pilares de la entreplanta

Para los pilares lo introduciremos como desplazamiento máximo relativo para el plano xz un valor de $1/250$ que es el correspondiente a un desplome local de la estructura en caso de colapso. Este valor viene reflejado en el CTE en el apartado 4.3.3.2. El valor absoluto de estos desplazamientos es $3500 \text{ mm}/500 = 14 \text{ mm}$.

7.3. Resultados y conclusiones

Una vez realizados todos los pasos para el correcto cálculo del pórtico tipo, llega el momento de calcular la estructura y observar si se puede optimizar. Así mismo será importante recordar dichos pasos, pues serán los pasos a seguir para definir la estructura completa y obviamente no se repetirán, solamente se indicarán los nuevos valores que haya que introducir.

Una vez CYPE ha realizado los cálculos correspondientes sobre el pórtico tipo, se procede a comprobar si los perfiles elegidos cumplen con la normativa.

Clicando sobre cada una de las barras que METAL 3D indica que no cumplen, en color rojo, el mismo programa indica qué perfil de la serie es el primero que cumple además de mostrar el peso que inferiría a la estructura cada uno de los perfiles de la serie, por lo que cabría pensar que solamente clicando sobre cada una de las barras y cambiando su perfil ya se tendrá la estructura optimizada. Este método permitiría obtener de una forma relativamente rápida una estructura que cumple con los requisitos de resistencia estructural, sin embargo, no estaría optimizada pues no sería la estructura con el menor peso posible. Esto es debido a que como se comentó anteriormente, CYPE emplea métodos matriciales, en los cálculos internos que se realizan se producirán acoplamientos de matrices, esto quiere decir que una modificación en una barra afectará al resto de barras de la estructura, por ello el mejor método a seguir es recalcular la estructura ante cada modificación que se haga.

Siguiendo este método, los pasos a seguir para optimizar la estructura serán los siguientes:

- Se clicará sobre una barra y se seleccionará aquel perfil de la serie que menor peso infiere a la estructura y que obviamente cumple con los criterios de resistencia estructural.
- Una vez seleccionado el perfil se recalculará nuevamente el pórtico.
- Se comprobará nuevamente dicha barra para ver que es realmente la de menor peso que cumple los criterios de resistencia estructural.
- Se realizará este proceso de forma individual para cada una de las barras. Se llevará a cabo este procedimiento de forma iterativa hasta haber conseguido que todos los perfiles del pórtico cumplan los criterios de resistencia y además sea óptimo desde el punto de vista del peso.

Siguiendo el proceso iterativo definido en el anterior apartado los resultados obtenidos se muestran a continuación. Dichos perfiles cumplen con los requisitos de resistencia y aptitud al servicio.

A continuación se expone de manera resumida todos los perfiles necesarios para definir la estructura, así como las longitudes de cada uno de ellos.

Entreplanta:

3 Pilares: HEB 160.de 3,5m de altura

4 Jácenas:

2 Intermedias: IPE 300 con cartelas (inicial de 1 m y final de 1 m), de 6,5 m de longitud.

2 Hastiales: IPE 240 con cartelas (inicial de 1 m y final de 1 m).), de 6,5 m de longitud.

Pórtico hastial:

4 Pilares hastiales o piñones: HEB 160, de 7 m de altura.

4 Pilarillos: IPE 160 girados 90 °, de 8,3 m de altura.

1 Dintel de la puerta: IPE 120, de 7 m de longitud.

Dintel del pórtico: 2 tramos de IPE 200 10,198 m de longitud.

Pórtico intermedio:

18 Pilares: HEB 300, de 7 m de altura.

Dinteles: 18 tramos IPE 330 con cartelas (inicial de 2 m y final de 1 m), de longitud 10,198 m.

Otros:

Cruces de San Andrés:

8 Tirantes de cubierta de 10 mm de diámetro y longitud 11,355 m.

6 Tirantes de acoplados a los pilares de esquina de 10 mm de diámetro y longitud 8,602 m

6 Tirantes para la entreplanta de 7 mm de diámetro y 6,103 m de longitud

Vigas de atado y bastidores:

6 Tramos para la entreplanta: IPE 120, de 5 m.

2 Tramos para los bastidores de las cruces en la cumbrera: IPE 120, de 5 m.

20 Tramos para los pórticos de la estructura completa: IPE 120, de 5 m.

8. Análisis y optimización de la estructura

A continuación se va a consultar en las distintas envolventes si existe la posibilidad de optimizar la estructura, comprobando si pueden reducirse los perfiles de tal modo que la estructura resulte más económica. Para ello se centrará el estudio en el análisis del pórtico tipo que contiene la entreplanta y los bastidores de los tirantes, véase figura 5.22 y 5.23.

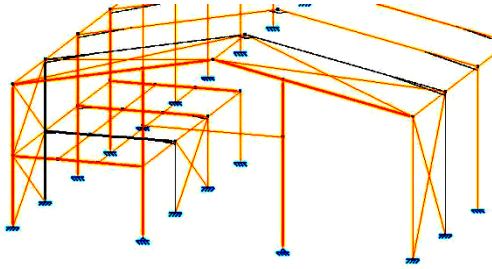


Figura 5.22: Pórtico tipo con entreplanta en 3D

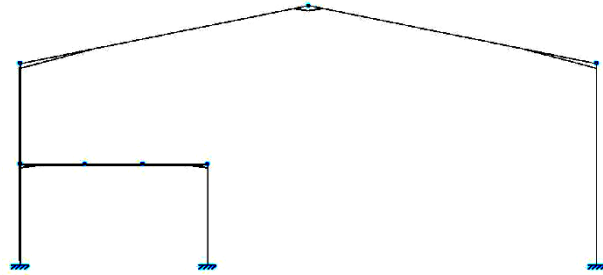


Figura 5.23: Pórtico tipo con entreplanta en 2D

Lo primero que se va a estudiar es la envolvente de tensión, es decir, la gráfica que recoge la tensión en cada sección de cada barra. Con esta gráfica se analiza en detalle el comportamiento de la estructura, de hecho se desprenden ya algunas conclusiones muy importantes.

8.1. Dinteles

Lo primero que se puede destacar es que en la cumbre los dinteles no están especialmente solicitados, por lo que la cartela no era del todo necesaria, por lo tanto si se ponen es por motivos estéticos o constructivos, pero no resistentes. Se recuerda que es necesario que el nudo se encuentre empotrado para que adquiera la calificación de nudo rígido, y una buena manera de hacerlo es colocando una cartela con el fin de tener la certeza de que la barra no gire en ese punto.

También puede observarse el efecto de las cartelas de la cumbre en la curva de tensiones, ya que la curva transcurre sensiblemente paralela al dintel hasta que llega a la sección en la que comienza la cartela, en la que su tensión desciende al haber más acero para absorber la misma carga.

Un poco más abajo, cerca del punto medio de estos dinteles se observa un valle en la gráfica, esto indica que en esa zona es donde menos se aprovecha la capacidad resistente del perfil y por eso, si se tiene que empalmar el perfil se preferirá encarecidamente que dicho empalme se practique en esta zona. En cualquier caso siempre será preferible que las barras sean piezas enteras y siempre será exigible un empalme realizado con las máximas precauciones.

Ya en la base de los dinteles se observa que la gráfica tiende a subir muy pronunciadamente y es la cartela la que, con el aumento de sección que aporta al dintel, alivia esta tendencia creciente. Justo donde termina esta cartela se produce un pico de tensión. Tal y como se representa en la figura 5.24.

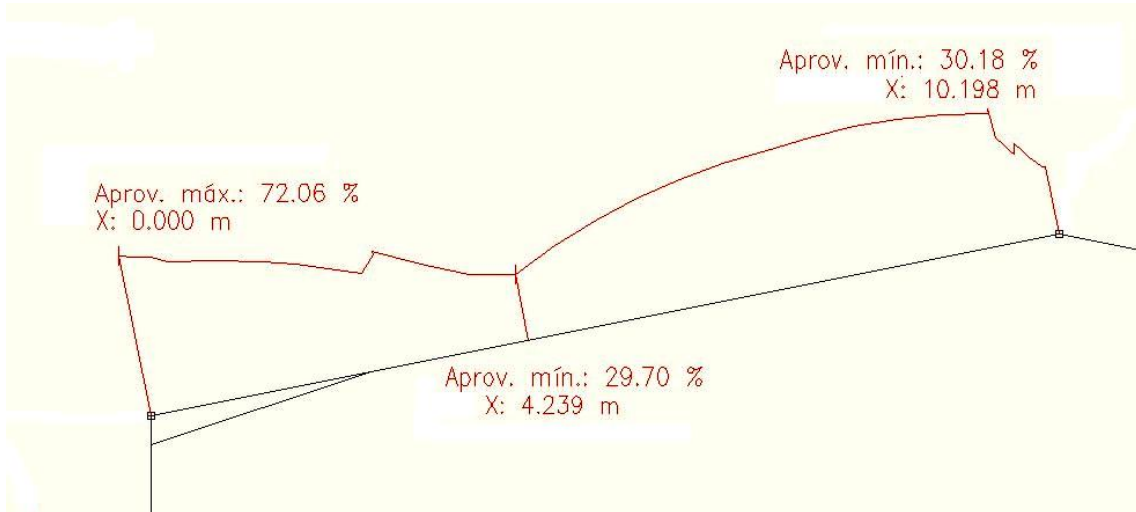


Figura 5.24: Envoltura de tensiones en el dintel

El IPE-330 no cumplía por flecha por muy poco ya que la flecha máxima en el vano era de 34,432 mm. Superando los 34 mm admitidos. Una solución es adecuar la sección de las vigas que forman los dinteles de tal manera que representen o imiten el diagrama del momento flector, tal y como ocurre en otras estructuras como los puentes. Incrementándole las cartelas se puede conseguir el objetivo de la reducción de la flecha, ahorrando dinero respecto a otras soluciones constructivas, tales como la creación de una cercha o de añadir pilares intermedios de apoyo.

De esta manera, se incrementará la cartela hasta los 2,85 m con el fin de reducir la flecha hasta 34 mm. Una vez redefinida las dimensiones de la cartela inicial y final se puede observar como el problema de la aptitud al servicio se elimina, siendo ahora la flecha de 32,24 mm y cumpliendo la limitación impuesta de flecha máxima relativa menor de $L/300$.

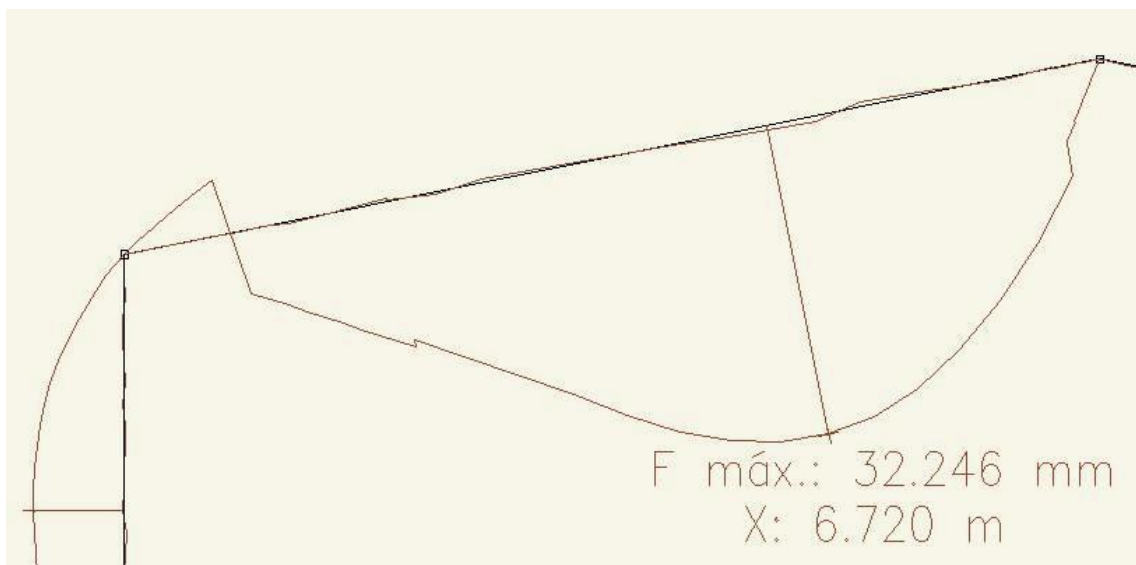


Figura 5.25: Flecha en el dintel

8.2. Jácenas de la entreplanta

Estas barras cumplen para un perfil simple de tipo IPE 300, pero se puede reducir las secciones. Haremos una división según su posición y por lo cual la cantidad de carga que tienen que soportar.

Por un lado están las barras de los extremos de la entreplanta. Estas solo soportan el peso de 2,5 m de forjado por lo cual verificando que perfil cumple ambas verificaciones se observa que es el IPE 240. Esta modificación ahorra 600 kg de acero lo que supone cerca de 1000 €.

El otro tipo son las jácenas intermedias, estas serán las que soporten más carga. De igual modo que para los dinteles, observando las envolventes de tensión/aprovechamiento y de flecha se observa que la jácena está poco aprovechada (34,6 %) y muy flectada (73,13 %) para un perfil IPE 300.

Por lo tanto, se va a cambiar perfil actual, por un IPE 270 de perfil simple con cartelas. Se colocarán dos cartelas, una inicial y otra final, de 1 m de longitud cada una. Con este cambio aprovechamos mejor la sección y la flecha se mantiene dentro de las limitaciones. Con esta modificación se consigue también hay que añadir que con esta modificación se consigue ahorrar 320 kg de acero lo que supone cerca de 550 €.

8.3. Pilares

A pesar de que el HEB 280 cumple las exigencias (el pilar más cargado está aprovechado al 98,98 %) está muy cerca del límite por lo cual vamos a aumentar la sección a un HEB 300. Este cambio también es necesario para que las uniones soldadas que se le practiquen al pilar cumplan las dimensiones mínimas requeridas según el CTE-SE.A.

9. Estudio de otros parámetros

Hay muchos otros parámetros ya calculados que también pueden ayudar al usuario a comprender el funcionamiento de la estructura, pueden obtenerse el diagrama de momentos flectores, las flechas, los cortantes, axiles, etc.

De la figura de las flechas cabe destacar que la flecha máxima es inicialmente provocada por la succión del viento en la cubierta, por eso tiene un tramo por encima de la pieza y que llega un punto a partir del que predominan las flechas inferidas por las acciones gravitatorias.

Las mayores flechas se producen en la sección central del dintel del pórtico esto es debido a la disposición de las cargas de cubierta. Lo mismo ocurre en los pilares donde la flecha es máxima en la sección central. Esto es debido a los momentos generados por las cargas correspondientes a la entreplanta y las cargas derivadas del viento.

En esta zona está la flecha crítica, que se ha conseguido reducir aligerando la estructura. Si se hubiera producido esta flecha máxima en la zona de succión, las cartelas en cubierta

hubieran beneficiado a la estructura, ya que su peso hubiera contrarrestado esta succión tan perjudicial desde el punto de vista estructural.

La figura 5.26 muestra las envolventes de momentos flectores. Como se podía intuir los mayores momentos se produce en la unión de los pilares y los dinteles, que es el punto más solicitado. Por este motivo se refuerza la sección añadiendo cartelas. El otro nudo crítico como se puede observar en el diagrama de momentos sería el nudo de unión de pilar a la cimentación. Este punto de unión será mediante soldadura del pilar a la placa de anclaje base y esta a su vez va anclada a la cimentación mediante los pernos de anclaje. Concretamente este nudo es el más crítico del pilar de nuestro pórtico tipo. Siendo esta la sección más crítica del pilar y de la que calcularemos analíticamente a flexocompresión mediante los datos obtenidos en el programa de cálculo.

También se debe enfatizar, que el momento flector mínimo en los dinteles coincide con el valle de tensiones que se comprobó anteriormente, éste es sin duda el punto más favorable de estas piezas.

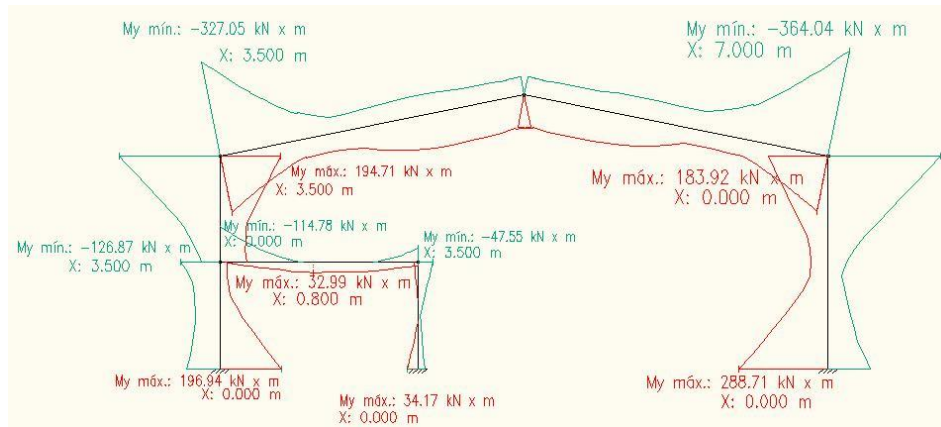


Figura 5.26: Diagrama de momentos flectores

En la figura 5.27 se puede observar el diagrama de esfuerzos cortantes, igual que se comentaba con el diagrama de momentos flectores, se puede ver como los mayores cortantes se producen en la unión pilar-dintel, producidas por las cargas en cubierta.

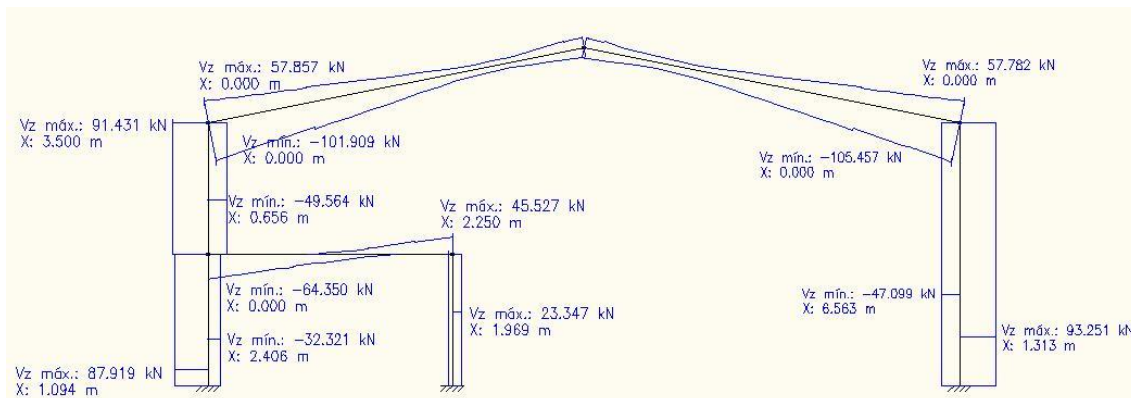


Figura 5.27: Diagrama de cortantes del plano

En la figura 5.28 muestra el diagrama de esfuerzos axiales provocado por las cargas soportadas por nuestra estructura. Se puede ver el efecto de la entreplanta en el pilar al que está unido, aumentando la carga de compresión.

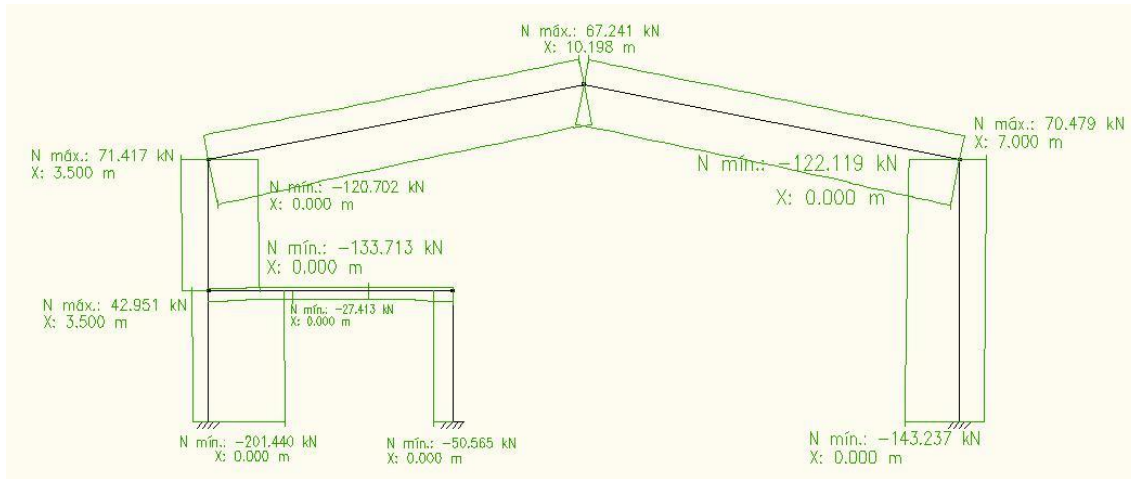


Figura 5.28: Diagrama de axiles del plano

Finalmente también pueden obtenerse las reacciones. Se pueden obtener estas reacciones atendiendo a tres premisas, según aparecen en el cuadro de diálogo correspondiente, que se recoge en la figura 5.29.

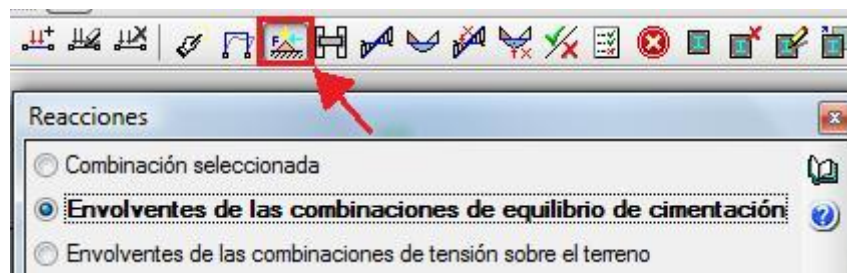


Figura 5.29: Cuadro de dialogo para el cálculo de reacciones

Cada una de estas opciones ofrece valores que tienen distintas aplicaciones:

- Combinación seleccionada: Se pueden comprobar las reacciones en los apoyos para cualquier combinación que se escoja. La que el programa ofrece por defecto es una en la que sólo participan las cargas permanentes, es decir, las cargas del peso propio.
- *Envoltente de la combinación de equilibrio de cimentación*: De entre todas las combinaciones evaluadas hay una que es la más desfavorable desde el punto de vista del vuelco de la zapata. *Se utilizará esta para el cálculo de la cimentación.*
- *Envoltente de la combinación de tensión sobre el terreno*: El programa ofrece las reacciones de los apoyos debidas a la combinación que más tensión transmite al suelo. Esta combinación suele ser la más desfavorable para estructuras pesadas, pero para las naves industriales suele ser más limitante el vuelco de la zapata.

En las figuras 5.30 y 5.31, respectivamente, se muestran las reacciones máximas del pórtico hastial y de un pórtico tipo. Con esos valores se procedería a calcular las zapatas de cimentación, pero eso queda fuera del alcance de este proyecto.

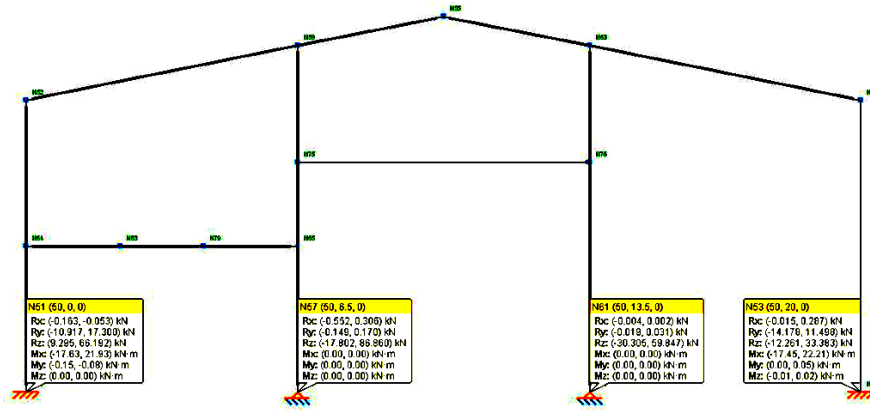


Figura 5.30: Reacciones en el pórtico hastial con entreplanta

R_x : (-0.163, -0.053) kN	R_x : (-0.552, 0.306) kN	R_x : (-0.004, 0.002) kN	R_x : (-0.015, 0.287) kN
R_y : (-10.917, 17.300) kN	R_y : (-0.149, 0.170) kN	R_y : (-0.019, 0.031) kN	R_y : (-14.178, 11.489) kN
R_z : (9.295, 66.192) kN	R_z : (-17.802, 86.860) kN	R_z : (-30.305, 59.847) kN	R_z : (-12.261, 33.383) kN
M_x : (-17.63, 21.93) kN·m	M_x : (0.00, 0.00) kN·m	M_x : (0.00, 0.00) kN·m	M_x : (-17.45, 22.21) kN·m
M_y : (-0.15, -0.08) kN·m	M_y : (0.00, 0.00) kN·m	M_y : (0.00, 0.00) kN·m	M_y : (0.00, 0.05) kN·m
M_z : (0.00, 0.00) kN·m	M_z : (0.00, 0.00) kN·m	M_z : (0.00, 0.00) kN·m	M_z : (-0.01, 0.02) kN·m

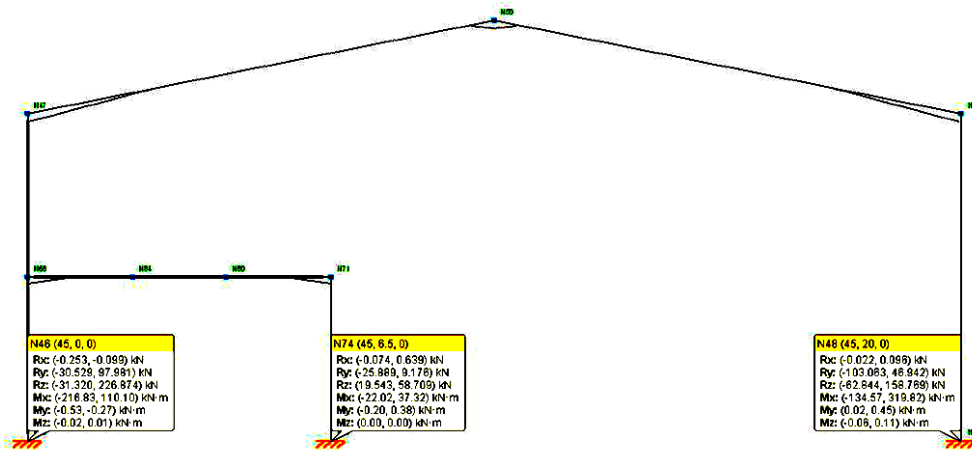


Figura 5.31: Reacciones en el pórtico tipo

R_x : (-0.253, -0.099) kN	R_x : (-0.074, 0.639) kN	R_x : (-0.022, -0.096) kN
R_y : (-30.529, 97.981) kN	R_y : (-25.889, 9.176) kN	R_y : (-103.063, 46.942) kN
R_z : (-31.320, 226.874) kN	R_z : (19.543, 58.709) kN	R_z : (-62.844, 158.769) kN
M_x : (-216.83, 110.10) kN·m	M_x : (-22.02, 37.32) kN·m	M_x : (-134.57, 319.82) kN·m
M_y : (-0.53, -0.27) kN·m	M_y : (-0.20, 0.38) kN·m	M_y : (0.02, 0.45) kN·m
M_z : (-0.02, 0.01) kN·m	M_z : (0.00, 0.00) kN·m	M_z : (-0.06, 0.11) kN·m

Capítulo VI: Cálculo

analítico de un pórtico tipo

1. COMPROBACIÓN DE PILAR TIPO
2. COMPROBACIÓN DEL DINTEL TIPO

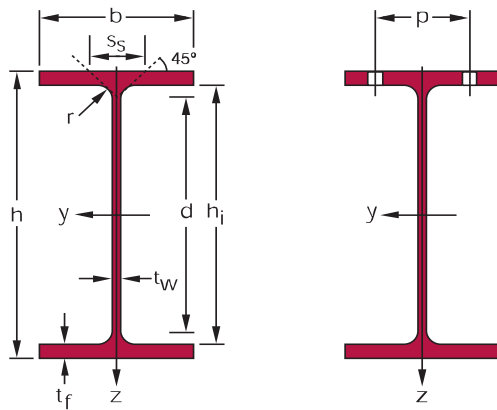
Para la comprobación el pórtico tipo se seguido los preceptos impuestos por el CTE-DB-SE-A. Una vez que se han obtenido del programa de cálculo CYPE los valores críticos de momentos flectores, esfuerzos cortantes y esfuerzos axiles se comprueba que el pilar y el dintel cumplen los requisitos de resistencia. Los valores críticos obtenidos han sido los siguientes:

Tabla 6.1: Valores críticos obtenidos mediante CYPE.

	Unidades	Pórtico tipo			
		Pilar		Dintel	
Axil N	[kN]	-117	53,4	-92,61	53,26
Cortante Q _z	[kN]	-35,72	69,76	-86,37	44,17
Momento M _y	[kN·m]	-277,03	199,48	-268,81	137,44

6.1. Comprobación de pilar tipo

Para los pilares se utilizará un perfil HEB 300 con las características mostradas en la figura 6.1:



Dimensiones:

- b = 300
- h = 300
- t_w = 11
- t_f = 19
- r = 27

- A = 149,1 · 10² mm²
- I_y = 25170 · 10⁴ mm⁴
- I_z = 8563 · 10⁴ mm⁴
- w_{pl,y} = 1869 · 10³ mm³

Figura 6.1: Disposiciones geométricas del pilar.

Antes de empezar a calcular las secciones, se debe conocer la clase de sección que es atendiendo al apartado 5.2.4 del CTE-DB-SE-A. En la tabla 5.3 de ese apartado establece los límites de esbeltez para elementos planos, apoyados en los dos bordes, total o parcialmente comprimidos. Los pilares de la estructura están sometidos a compresión por lo que la determinación de la clase de sección se seguirá las indicaciones de la figura 6.2.

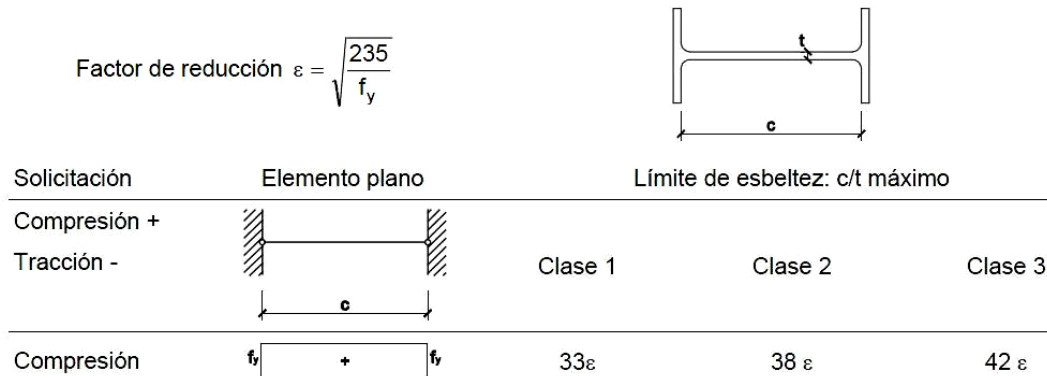


Figura 6.2: Determinación de la clase de sección para piezas comprimidas.

Teniendo en cuenta que los perfiles que vamos a utilizar serán HEB 300 en acero S275, la clase será:

$$\text{Factor de reducción } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$\text{Límite de esbeltez máximo } \frac{c}{t} = \frac{262}{11} = 23,818$$

$$\text{Clase 1: } 33\varepsilon = 33 \cdot 0,924 = 30,492 \geq 23,818$$

La sección transversal de los pilares pertenece a la *Clase 1: plástica*; permite la formación de la rótula plástica con capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos. Según la tabla 5.2 del CTE-DB-SE-A, el método de cálculo para la determinación de solicitaciones y para la determinación de la resistencia de las secciones podrá ser por el método plástico o elástico. Se elegirá el plástico.

Una vez determinada la clase de sección, se procederá a la comprobación de la *resistencia de las secciones*, según el apartado 6.2 del CTE-DB-SE-A. Se realizará la comprobación de:

- Resistencia a tracción
- Resistencia a compresión
- Resistencia a corte
- Resistencia a flexión
- Interacción de esfuerzos

Resistencia a tracción:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{Ed} = 53,4 \cdot 10^3 \leq 149,1 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{275}{1,05}\right) = 39,05 \cdot 10^6 = N_{pl,Rd}$$

$$53,4 \cdot 10^3 \leq 39,05 \cdot 10^6 \rightarrow \text{Cumple}$$

Resistencia a compresión:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{Ed} = 117 \cdot 10^3 \leq 149,1 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{275}{1,05}\right) = 39,05 \cdot 10^6 = N_{pl,Rd}$$

$$117 \cdot 10^3 \leq 39,05 \cdot 10^6 \rightarrow \text{Cumple}$$

Resistencia a corte:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

En perfiles H cargados perpendicularmente al alma, la sección sometida a cortante viene dada por la expresión:

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_V = 14910 - 2 \cdot 300 \cdot 19 + (11 + 2 \cdot 27) \cdot 19 = 3575 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 3575 \cdot \frac{275}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 540,58 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 69,76 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 540,58 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Resistencia a flexión:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = w_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$277,03 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq 1869 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05} = 489,5 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \rightarrow \text{Cumple}$$

Interacción de esfuerzos:

Para las secciones de clase 1 y 2 la comprobación es:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

Como el momento $M_{z,Ed}$ es nulo, la operación anterior se simplifica, quedando:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} \leq 1$$

Por tanto,

$$\frac{117 \cdot 10^3}{39,05 \cdot 10^6} + \frac{277 \cdot 10^6}{489,5 \cdot 10^6} = 0,569 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

Una vez terminada la comprobación de la resistencia de las secciones, resta la comprobación de la *resistencia de las barras*, según la norma CTE-DB-SE-A, en su apartado 6.3. Siguiendo el mismo proceso que para el cálculo de la entreplanta, es necesario realizar un estudio de las piezas que están comprimidas debido al efecto del pandeo. Se va a realizar las siguientes comprobaciones:

- Resistencia a pandeo.
- Interacción de esfuerzos de flexión y compresión.

Comprobación de la capacidad de pandeo.

Utilizando la ecuación para el cálculo de la capacidad a pandeo por flexión correspondiente al apartado 6.3.2, se tiene que:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = A \cdot f_{yd} \cdot \chi$$

siendo:

N_{Ed} el valor absoluto del axil a compresión al que está sometida la viga.

N_{Rd} el valor absoluto del axil a compresión que debe ofrecer el perfil para resistir los esfuerzos.

A es el área de la sección transversal.

f_{yd} es la resistencia de cálculo. Se define como el cociente de la tensión límite y el coeficiente de seguridad del material. ($f_y/\gamma_M = 275 / 1,05$ [N/mm²])

χ es el coeficiente de reducción por pandeo. Depende de dos parámetros: de la esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$) y de la curva de pandeo en función de la sección transversal.

La esbeltez reducida es la relación entre la resistencia plástica de la sección de cálculo y la compresión crítica que produce el fenómeno de pandeo. Para la determinación de este parámetro, el CTE ofrece dos ecuaciones para su cálculo:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

siendo:

E el módulo de elasticidad

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

L_k es la longitud de pandeo de la pieza. Será igual a $0,7 \cdot L$, según lo establecido en el apartado 7.1.1 del presente proyecto.

Resolviendo las anteriores ecuaciones, se tiene que:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_y$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{0,7 \cdot 7 \cdot 10^3}\right)^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 25170 \cdot 10^4 = 21727 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{149,1 \cdot 10^2 \cdot 275 / 1,05}{21727 \cdot 10^3}} = 0,424$$

Ahora solo queda determinar la curva de pandeo para calcular el coeficiente de reducción χ . Para ello hay que dirigirse a la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A, para perfiles

laminados en I. Para ello debemos calcular la relación de altura y saber el espesor de las alas del perfil:

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1,0 \quad t = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Por lo tanto según la tabla 6.2 del CTE-SE-A, para un perfil HEB 300 de acero S275, le corresponde un curva de pandeo “tipo b”.

Siendo $\bar{\lambda}_y = 0,424$ siguiendo la tabla 6.3, a nuestro perfil le corresponde una esbeltez reducida de:

$$\chi_y = 0,92$$

Después de todos estos cálculos, se comprueba si los pilares cumplen a pandeo.

$$N_{Ed} = 117 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 149,1 \cdot 10^2 \cdot \frac{275}{1,05} \cdot 0,92 = 3592,3 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobación a flexión y compresión

La comprobación se ha llevado a cabo, como se dijo anteriormente, siguiendo la norma establecida por el CTE, en el apartado Seguridad Estructural, Acero, con las formulas siguientes:

- En todas las piezas:

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

Además:

- En piezas no susceptibles de pandeo por torsión:

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

Como el momento $M_{z,Ed}$ es nulo, la operación anterior se simplifica, quedando:

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

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

siendo:

N_{Ed} el valor de la fuerza axial de compresión al que está sometida la pieza.

$M_{y,Ed}$ el momento de mayor valor absoluto al que está sometido la pieza.

f_{yd} es la resistencia de cálculo. ($f_y/\gamma_M = 275 / 1,05$ [N/mm²]).

Al ser un perfil de clase 1,

$$\begin{aligned} A^* &= A, \\ W_y &= W_{pl,y}, \\ \alpha_y &= 0,6, \\ e_{N,y} &= 0 \text{ (tabla 6.12 del CTE-SE-A)}. \end{aligned}$$

χ_y y χ_z son los coeficientes de pandeo en cada dirección.

χ_{LT} el coeficiente de pandeo lateral. Se tomará igual a 1,00 ya que los pilares al albergar un cerramiento entre sus alas, serán piezas no susceptibles a pandeo por torsión.

k_y el coeficiente de interacción (tabla 6.13 del CTE-SE-A).

$c_{m,y}$ el factor de momento flector uniforme equivalente (tabla 6.14 del CTE-SE-A).

De todos los factores de la formula anterior, falta por calcular χ_z , k_y , y $c_{m,y}$.

Coeficiente de pandeo χ_z :

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I_y$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{0,5 \cdot 7 \cdot 10^3} \right)^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 8563 \cdot 10^4 = 14488 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{149,1 \cdot 10^2 \cdot 275 / 1,05}{14488 \cdot 10^3}} = 0,519$$

Se determina la curva de pandeo que le corresponde al perfil HEB-240 alrededor del eje z-z.

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{300} = 1,0 \text{ t} = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Por lo tanto según la tabla 6.2 del CTE-SE-A, le corresponde un curva de pandeo “tipo c”.

Siendo $\bar{\lambda}_y = 0,519$ siguiendo la tabla 6.3, a nuestro perfil le corresponde una esbeltez reducida de:

$$\chi_z = 0,84$$

Coeficiente de interacción k_y (tabla 6.13)

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}}, \text{ donde } \bar{\lambda}_y \neq 1$$

$$k_y = 1 + (0,424 - 0,2) \cdot \frac{117 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 3905 \cdot 10^3} = 1,0073$$

$$N_{C,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Coefficiente $c_{m,y}$ (tabla 6.14)

El diagrama de momentos flectores puede ser considerado triangular, por lo tanto:

$$c_{m,y} = 0,6 + 0,4 \cdot \Psi \geq 0,4 \rightarrow c_{m,y} = 0,6$$

Comprobaciones:

De este modo, las dos condiciones a comprobar para el pilar son:

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

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

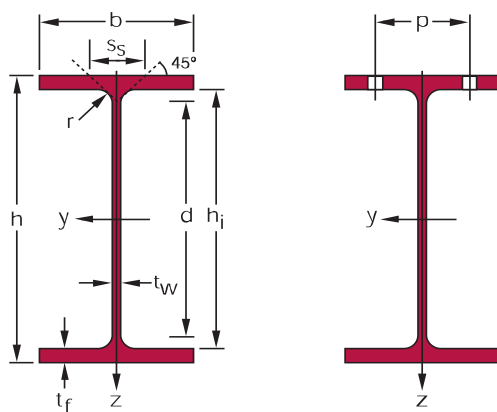
$$\frac{117 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 14910 \cdot 275/1,05} + 1,0073 \cdot \frac{0,6 \cdot 277,03 \cdot 10^6 + 0 \cdot 117 \cdot 10^3}{1 \cdot 1869 \cdot 10^4 \cdot 275/1,05} = 0,0667 \leq 1$$

$$\frac{117 \cdot 10^3}{0,84 \cdot 14910 \cdot 275/1,05} + 0,6 \cdot 1,0073 \cdot \frac{0,6 \cdot 277,03 \cdot 10^6 + 0 \cdot 117 \cdot 10^3}{1869 \cdot 10^4 \cdot 275/1,05} = 0,053 \leq 1$$

Por lo tanto se cumple que el perfil *HEB-300* es admisible.

6.2. Comprobación del dintel tipo

Para los dinteles se utilizará un perfil IPE 330 con cartelas con las características mostradas en la figura 6.3:



Dimensiones:

$$b = 160$$

$$h = 330$$

$$t_w = 7,5$$

$$t_f = 11,5$$

$$r = 18$$

$$A = 62,6 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 25170 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

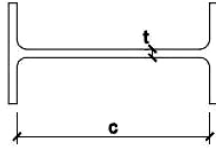
$$I_z = 8563 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$w_{pl,y} = 1869 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Figura 6.3: Disposiciones geométricas del dintel.

Del mismo modo que antes, lo primero es establecer la clase de sección que es el dintel. Se trata de una barra sometida principalmente a flexión producida por una carga distribuida. La determinación de la clase de sección se establecerá de acuerdo a los límites establecidos por la figura 6.4:

Factor de reducción $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$



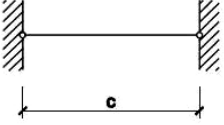
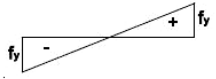
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Flexión simple		72ε	83ε	124ε

Figura 6.4: Determinación de la clase de sección para piezas flectadas.

Teniendo en cuenta que los perfiles que vamos a utilizar serán IPE 330 en acero S275, la clase será:

$$\text{Factor de reducción } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$\text{Límite de esbeltez máximo } \frac{c}{t} = \frac{307}{7,5} = 40,933$$

$$\text{Clase 1: } 72\varepsilon = 72 \cdot 0,924 = 66,528 \geq 40,933$$

La sección transversal de los dinteles pertenece a la *Clase 1: plástica*; permite la formación de la rótula plástica con capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos. Según la tabla 5.2 del CTE-DB-SE-A, el método de cálculo para la determinación de solicitaciones y para la determinación de la resistencia de las secciones podrá ser por el método plástico o elástico. Se elegirá el plástico.

Una vez determinada la clase de sección, se procederá a la comprobación de la *resistencia de las secciones*, según el apartado 6.2 del CTE-DB-SE-A. Se realizará la comprobación de:

- Resistencia a tracción
- Resistencia a compresión
- Resistencia a corte
- Resistencia a flexión
- Interacción de esfuerzos

Resistencia a tracción:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{Ed} = 53,26 \cdot 10^3 \leq 62,6 \cdot 10^2 \cdot \left(\frac{275}{1,05}\right) = 1639 \cdot 10^3 = N_{pl,Rd}$$

$$53,4 \cdot 10^3 \leq 1639 \cdot 10^3 \rightarrow \text{Cumple}$$

Resistencia a compresión:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{Ed} = 92,61 \cdot 10^3 \leq 62,6 \cdot 10^2 \cdot \left(\frac{275}{1,05}\right) = 1639 \cdot 10^3 = N_{pl,Rd}$$

$$117 \cdot 10^3 \leq 1639 \cdot 10^3 \rightarrow \text{Cumple}$$

Resistencia a corte:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

En perfiles I cargados perpendicularmente al alma, la sección sometida a cortante viene dada por la expresión:

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_V = 6260 - 2 \cdot 160 \cdot 11,5 + (7,5 + 2 \cdot 18) \cdot 11,5 = 2623,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 2623,5 \cdot \frac{275}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 396,7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 86,37 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 396,7 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Resistencia a flexión:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = w_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$268,81 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq 804,3 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05} = 210,65 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{Ed} \not\leq M_{Rd} \rightarrow \text{NO Cumple}$$

Como era de esperar, esta condición no se cumple. Por este motivo se añadió una cartela del mismo perfil, que ayudase en la función resistente. La adición de la cartela modifica los momentos de inercia y el módulo plástico, que a continuación se calculan:

Momento de inercia en el eje y; I_y; Eje vertical:

$$I_y = \frac{1}{12} 160 \cdot 11,5^3 + 2 \left[\frac{1}{12} 160 \cdot 11,5^3 + 160 \cdot 11,5 \cdot (330 - 11,5/2)^2 \right]$$

$$+ 2 \left[\frac{1}{12} 7,5 \cdot 307^3 + 7,5 \cdot 307 \cdot (307/2 - 11,5/2)^2 \right] = 52366,44 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Momento de inercia en el eje z; I_z ; Eje horizontal:

$$I_z = \frac{1}{12} 11,5 \cdot 160^3 + 2 \left[\frac{1}{12} 11,5 \cdot 160^3 \right] + 2 \left[\frac{1}{12} 307 \cdot 7,5^3 \right] = 1179 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Módulo plástico, según el eje y:

$$y'_g = \frac{160 \cdot 11,5 \cdot (307 + 11,5) + 7,5 \cdot 307 \cdot \left(\frac{307}{2} + \frac{11,5}{2} \right) + 160 \cdot \frac{11,5}{2} \left(\frac{11,5}{4} \right)}{160 \cdot 11,5 + 7,5 \cdot 307 + 160 \cdot \frac{11,5}{2}}$$

$$= 188,713 \text{ mm}$$

$$w_{pl,y} = 2 \cdot \left[\left(160 \cdot 11,5 + 7,5 \cdot 307 + 160 \cdot \frac{11,5}{2} \right) \cdot 188,713 \right] = 1910,713 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Una vez recalculados los momentos de inercia y el momento plástico según el eje y, se repetirá la comprobación de la resistencia a flexión:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = w_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$268,81 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq 1910,713 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05} = 500,43 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \rightarrow \text{Cumple}$$

Interacción de esfuerzos:

Para las secciones de clase 1 y 2 la comprobación es:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

Como el momento $M_{z,Ed}$ es nulo, la operación anterior se simplifica, quedando:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} \leq 1$$

Por tanto,

$$\frac{92,61 \cdot 10^3}{1639 \cdot 10^3} + \frac{268,81 \cdot 10^6}{500,43 \cdot 10^6} = 0,594 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

Una vez terminada la comprobación de la resistencia de las secciones, resta la comprobación de la *resistencia de las barras*, según la norma CTE-DB-SE-A, en su apartado 6.3. Siguiendo el mismo proceso que para el cálculo de la entreplanta, es necesario realizar un estudio de las piezas que están comprimidas debido al efecto del pandeo. Se va a realizar las siguientes comprobaciones:

- Resistencia a pandeo.
- Interacción de esfuerzos de flexión y compresión.

Utilizando la ecuación para el cálculo de la capacidad a pandeo por flexión correspondiente al apartado 6.3.2, se tiene que:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = A \cdot f_{yd} \cdot \chi$$

siendo:

N_{Ed} el valor absoluto del axil a compresión al que está sometida la viga.

N_{Rd} el valor absoluto del axil a compresión que debe ofrecer el perfil para resistir los esfuerzos.

A es el área de la sección transversal.

f_{yd} es la resistencia de cálculo. Se define como el cociente de la tensión límite y el coeficiente de seguridad del material. ($f_y/\gamma_M = 275 / 1,05$ [N/mm²])

χ es el coeficiente de reducción por pandeo. Depende de dos parámetros: de la esbeltez reducida ($\bar{\lambda}$) y de la curva de pandeo en función de la sección transversal.

La esbeltez reducida es la relación entre la resistencia plástica de la sección de cálculo y la compresión crítica que produce el fenómeno de pandeo. Para la determinación de este parámetro, el CTE ofrece dos ecuaciones para su cálculo:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yd}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

siendo:

E el módulo de elasticidad

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

L_k es la longitud de pandeo de la pieza. Será igual a $1,0 \cdot L$, según lo establecido en el apartado 7.1.1 del presente proyecto.

Resolviendo las anteriores ecuaciones, se tiene que:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{1 \cdot 10,198 \cdot 10^3}\right)^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 11770 \cdot 10^4 = 2216,05 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{62,6 \cdot 10^2 \cdot 275 / 1,05}{2216,05 \cdot 10^3}} = 0,86$$

Ahora solo queda determinar la curva de pandeo para calcular el coeficiente de reducción χ . Para ello hay que dirigirse a la tabla 6.2 del CTE-DB-SE-A, para perfiles laminados en I. Para ello debemos calcular la relación de altura y saber el espesor de las alas del perfil:

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{160} = 1,875 \text{ t} = 11,59 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Por lo tanto según la tabla 6.2 del CTE-SE-A, para un perfil IPE 330 de acero S275, le corresponde un curva de pandeo para el eje y del “tipo a”.

Siendo $\bar{\lambda}_y = 0,86$ siguiendo la tabla 6.3, a nuestro perfil le corresponde una esbeltez reducida de:

$$\chi_y = 0,78$$

Después de todos estos cálculos se comprueba si los dinteles cumplen a pandeo.

$$N_{Ed} = 92,61 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 62,6 \cdot 10^2 \cdot 275 / 1,05 \cdot 0,78 = 1278,83 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobación a flexión y compresión

La comprobación se ha llevado a cabo, como se dijo anteriormente, siguiendo la norma establecida por el CTE, en el apartado Seguridad Estructural, Acero, con las formulas siguientes:

- En todas las piezas:

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

Además:

- En piezas no susceptibles de pandeo por torsión:

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

Como el momento $M_{z,Ed}$ es nulo, la operación anterior se simplifica, quedando:

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

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

siendo:

N_{Ed} el valor de la fuerza axial de compresión al que está sometida la pieza.

$M_{y,Ed}$ el momento de mayor valor absoluto al que está sometido la pieza.

f_{yd} es la resistencia de cálculo. ($f_y/\gamma_M = 275 / 1,05$ [N/mm²]).

Al ser un perfil de clase 1,

$$A^*=A,$$

$$W_y=W_{pl,y},$$

$$\alpha_y=0,6,$$

$e_{N,y}=0$ (tabla 6.12 del CTE-SE-A).

χ_y y χ_z son los coeficientes de pandeo en cada dirección.

χ_{LT} el coeficiente de pandeo lateral. Se tomará igual a 1,00 ya que los pilares al albergar un cerramiento entre sus alas, serán piezas no susceptibles a pandeo por torsión.

k_y el coeficiente de interacción (tabla 6.13 del CTE-SE-A).

$c_{m,y}$ el factor de momento flector uniforme equivalente (tabla 6.14 del CTE-SE-A).

De todos los factores de la formula anterior, falta por calcular χ_z , k_y , y $c_{m,y}$.

Coeficiente de pandeo χ_z :

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_y$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{0,15 \cdot 10,198 \cdot 10^3}\right)^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 788,1 \cdot 10^4 = 6980,52 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{62,6 \cdot 10^2 \cdot 275 / 1,05}{6980,52 \cdot 10^3}} = 0,485$$

Se determina la curva de pandeo que le corresponde al perfil IPE 330 alrededor del eje z-z.

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{160} = 1,875 \text{ t} = 11,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Por lo tanto según la tabla 6.2 del CTE-SE-A, le corresponde una curva de pandeo “tipo b”.

Siendo $\bar{\lambda}_y = 0,485$ siguiendo la tabla 6.3, a nuestro perfil le corresponde una esbeltez reducida de:

$$\chi_z = 0,83$$

Coeficiente de interacción k_y (tabla 6.13)

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}}, \text{ donde } \bar{\lambda}_y \neq 1$$

$$k_y = 1 + (0,86 - 0,2) \cdot \frac{92,61 \cdot 10^3}{0,78 \cdot 1639 \cdot 10^3} = 1,0478$$

$$N_{C,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Coeficiente $c_{m,y}$ (tabla 6.14)

El diagrama de momentos flectores puede ser considerado triangular, por lo tanto:

$$c_{m,y} = 0,6 + 0,4 \cdot \Psi \geq 0,4 \rightarrow c_{m,y} = 0,6$$

Comprobaciones:

De este modo las dos condiciones a comprobar para el pilar se escriben:

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

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

$$\frac{92,61 \cdot 10^3}{0,78 \cdot 6260 \cdot 275 / 1,05} + 1,0478 \cdot \frac{0,6 \cdot 268,81 \cdot 10^6 + 0 \cdot 92,61 \cdot 10^3}{1 \cdot 804,3 \cdot 10^4 \cdot 275 / 1,05} = 0,153 \leq 1$$

$$\frac{92,61 \cdot 10^3}{0,83 \cdot 6260 \cdot 275 / 1,05} + 0,6 \cdot 1,0478 \cdot \frac{0,6 \cdot 268,81 \cdot 10^6 + 0 \cdot 92,61 \cdot 10^3}{804,3 \cdot 10^4 \cdot 275 / 1,05} = 0,121 \leq 1$$

Por lo tanto se cumple que el perfil IPE 330 con cartelas es admisible.

***Capítulo VII: Uniones y
placas de anclaje***

En este capítulo se dispone la teoría para el cálculo de las uniones entre barras y la geometría de las placas de anclaje. Todos los cálculos aparecen en los anejos G y H, respectivamente. Para el dimensionamiento de estos elementos, se seguirán las indicaciones establecidas por el CTE-DB-SE-A.

1. Uniones

El programa es capaz de dimensionar la longitud y el grosor del cordón de las gargantas de soldadura. Incluso se dispondrán rigidizadores si fuera preciso transmitir correctamente las tensiones de las barras a la unión.

Para ello, dispone de dos módulos que permiten realizar el cálculo y dimensionamiento automáticamente uniones soldadas y atornilladas de perfiles laminados y armados en doble T:

- Uniones I. *Soldadas*. Naves con perfiles laminados y armados en doble T

Módulo diseñado para calcular y dimensionar automáticamente uniones soldadas de perfiles doble T (incluidas las placas de anclaje) para las normas CTE DB SE-A, Eurocódigo 3 y ABNT NBR 8800:2008 (Brasil).

- Uniones II. *Atornilladas*. Naves con perfiles laminados y armados en doble T.

Módulo diseñado para calcular y dimensionar automáticamente uniones atornilladas de perfiles laminados y armados en doble T con tornillos no pretensados para las normas CTE DB-SE-A, EN 1993-1-8:2005-07 (Eurocódigo 3 genérico), NP EN 1993-1-8:2005-07 (Eurocódigo 3 para Portugal) y NF EN 1993-1-8/NA:2007-07 (Eurocódigo 3 para Francia).

En este proyecto se va a utilizar únicamente el módulo de uniones soldadas. De modo que todo el desarrollo del resto de este capítulo será referente a este módulo.

Se dispone de una amplia tipología de uniones soldadas entre perfiles de doble T. Es importante destacar que con este módulo también se dimensionarán las placas de anclaje de la estructura.

Sin embargo, puede darse el caso de que un tipo de unión implementado en el programa no pueda resolverse. Esto puede deberse a que se producen algunas de las circunstancias explicadas a continuación.

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

Por este motivo las barras de atado que unen los pórticos y los dinteles de las puertas, se han articulado en sus extremos.

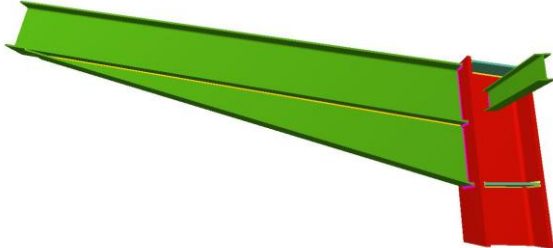
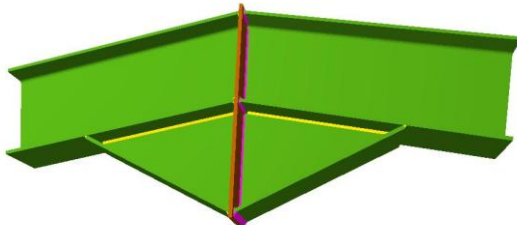
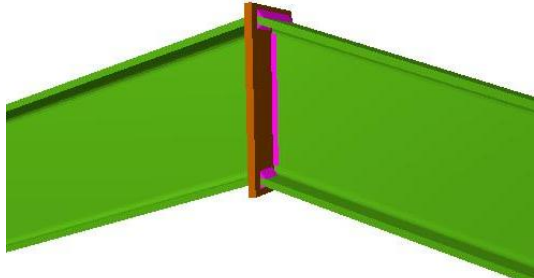
- *Interferencia entre perfiles*: Si las alas del perfil que se van a unir al alma de otro interfieren con las de este último, el programa no podrá resolver la unión, ya que no están implementados los recortes de barras. Evidentemente, para que un perfil quepa dentro de otro tiene que ser bastante más pequeño, nunca igual. Como un valor orientativo, las barras que se unan dentro de otras no debe superar $2/3$ del canto de la barra de mayores dimensiones.

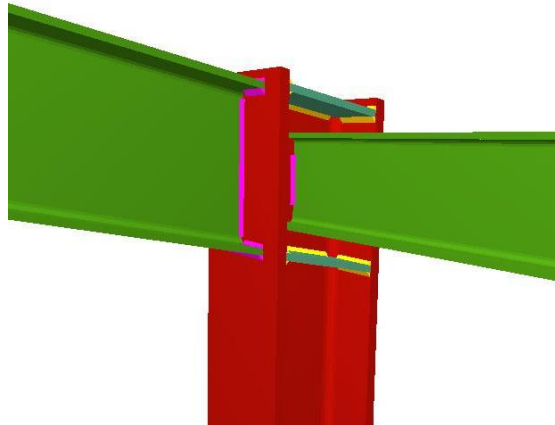
Debido a esto último ha sido necesario aumentar el perfil de los pilares hastiales y los pilarillos ya que al albergar las barras de la entreplanta, es necesario aumentar su perfil.

- *Interferencia entre perfiles y rigidizadores:* En el caso de que el perfil que se une al alma de otro intersecta con los rigidizadores que el programa ha colocado para garantizar el empotramiento de barras que acometen por el plano ortogonal.
- *Espesor insuficiente del cordón de soldadura:* Si la garganta del cordón de soldadura necesario en un nudo es mayor del 70% del grosor del alma de la pieza a soldar, esa unión no se puede calcular.
- *Ortogonalidad:* En el caso en el que los planos que contienen el alma de las barras no sean los mismos, o no sean perpendiculares entre sí, el programa no resolverá la unión.
- *Ángulo entre barras:* Si se cumple el punto anterior, el ángulo que forman las caras de las barras a soldar debe ser mayor o igual de 60°, en caso contrario, no se dimensiona la unión.

En la tabla 7.1 se exponen algunas tipologías de uniones empleadas en esta estructura:

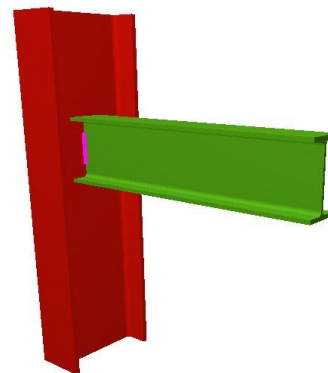
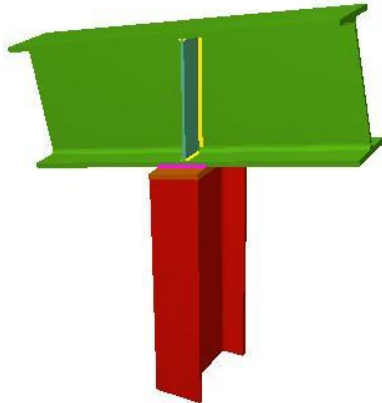
Tabla 7.1: Tipología de uniones aplicadas.

Pórtico tipo	
Pilar-dintel empotrados con cartelas y vigas ortogonales de atado articuladas	Unión empotrada con cartelas de dinteles en cumbrera
	
Pórtico hastial	Unión en cumbrera
Pilar-dintel empotrados y viga ortogonal de atado articulada	



Unión pilarillos hastiales-dintel

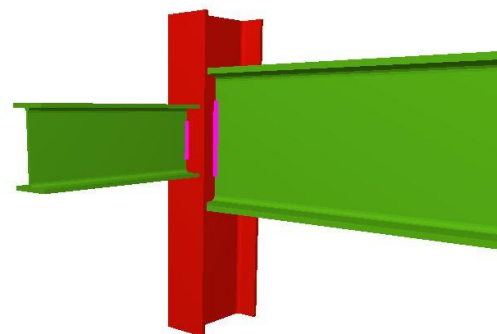
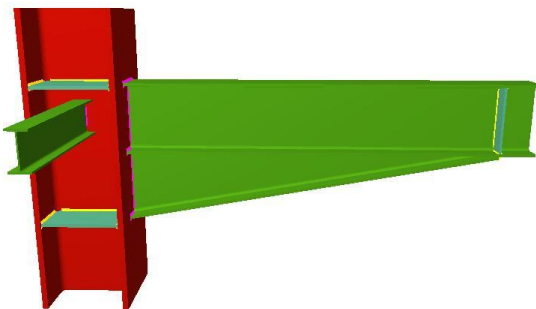
Dintel de las puertas de la nave, unión articulada



Entreplanta

Pilar-jácena de la entreplanta

Unión del forjado con los pilares del pórtico tipo



Dimensionamiento de uniones soldadas

Si durante el proceso de cálculo de la estructura se detectan nudos cuya unión está resuelta en el programa, éste dimensionará las uniones y dará como resultado un plano de detalle de la misma.

El programa dimensionará en las uniones los espesores de garganta de las soldaduras y longitud de las mismas, e incorporará rigidizadores en el caso de que sean necesarios para la transmisión de tensiones en la unión.

Los esfuerzos transmitidos al cordón de soldadura por unidad de longitud se descomponen en cada una de las componentes de tensión normal y tangencial al plano de la garganta, suponiendo que la distribución de tensiones es uniforme a lo largo de él, tal y como se ilustra en la figura 7.1.

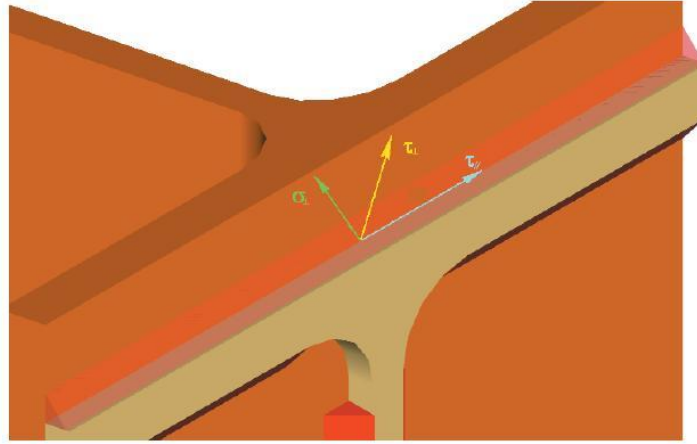


Figura 7.1: Descomposición de los esfuerzos transmitidos al cordón de soldadura.

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

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

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

donde:

σ_{\perp} : Tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

τ_{\perp} : Tensión tangencial perpendicular al eje del cordón.

τ_{\parallel} : Tensión tangencial paralela al cordón.

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

β_w : Coeficiente de correlación.

γ_{M2} : Coeficiente de seguridad parcial (1.25). El espesor de las soldaduras en ángulo será como mínimo 4 mm. Y no será mayor que 0.7 veces el espesor menor de las piezas a unir.

El programa descompondrá los esfuerzos del nudo, determinando las tensiones en cada uno de los cordones de soldadura de la unión, debiendo verificarse en cada uno de ellos la relación anterior. En el caso de una unión empotrada se obtienen tres tipos de cordones distintos. Tal y como se representa en las Figuras 7.2 y 7.3.

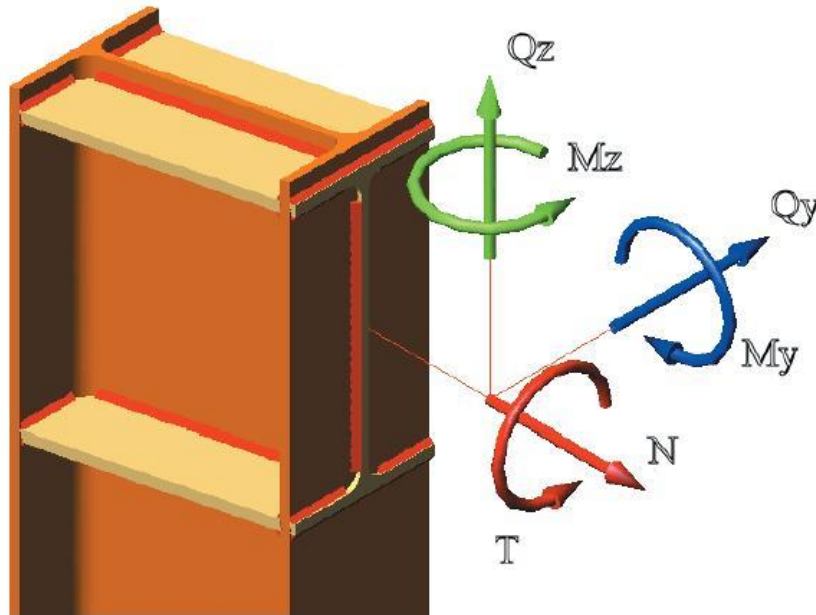


Figura 7.2: Descomposición de los esfuerzos en el nudo.

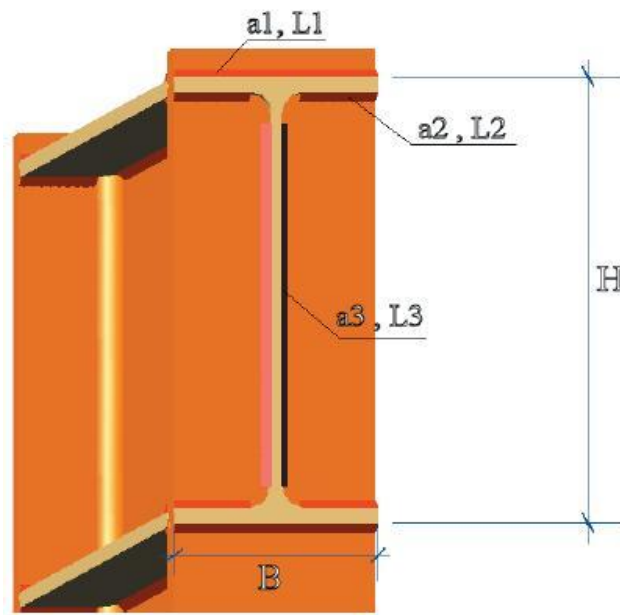


Figura 7.3: Cotas importantes del nudo.

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

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

$$I_z = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot a_1 \cdot L_1^3\right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot a_2 \cdot L_2^3\right) - 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot a_2 \cdot (L_1 - 2 \cdot L_2)^3\right) + 2 \cdot L_3 \cdot a_3 \cdot \left(\frac{t_f}{2} + \frac{a_3}{2}\right)^2$$

$$A = 2 \cdot L_1 \cdot a_1 + 4 \cdot L_2 \cdot a_2 + 2 \cdot L_3 \cdot a_3$$

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

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

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

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

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

En los cordones de soldadura 2:

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

En los cordones de soldadura 3:

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

Para el cálculo de las tensiones tangenciales debido a los esfuerzos cortantes, el programa, en el caso del cortante horizontal, lo distribuirá entre los cordones 1 y 2 de forma proporcional a su área resistente. En cambio, el cortante vertical lo deben resistir los cordones 3.

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

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

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

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

1. Cálculo de placas de anclaje

El material de las placas de anclaje será acero corrugado B-400S para los pernos y las barras lisas de acero S275.

Se tendrá cuatro tipologías de placas: las de los pórticos centrales o intermedios, las de los pilares de las esquinas, las de los pilarillos hastiales y las de los pilares de la entreplanta. En las figuras 7.4, 7.5, (entreplanta) 7.6, 7.7, (pórtico tipo) 7.8, 7.9, (pilares hastiales) 7.10 y 7.11 (pilarillos) se representan gráficamente los diferentes grupos de placas, así como sus dimensiones y geometría.

Con el fin de presentar los datos de forma resumida, se dispone de la tabla resumen 7.2 con las disposiciones geométricas de cada placa.

Tabla 7.2: Resumen de la geometría de las placas de anclaje de la estructura.

		Pilares intermedios	Pilares hastiales	Pilares entreplanta	Pilarillos
Placa base	Ancho X	650	300	350	150
	Ancho Y	650	300	350	250
	Espesor	25	15	15	10
Disposición	Posición X	Centrada	Centrada	Centrada	Centrada
	Posición Y	Centrada	Centrada	Centrada	Centrada
Rigidizadores	Paralelos a X Nº/Espesor	0 / 0	0 / 0	0 / 0	0 / 0
	Paralelos a X Nº/Espesor	2 / 10 mm	2 / 5 mm	2 / 5 mm	0 / 0
	Altura En perfil/en borde	200 mm / 0 mm	100 mm / 0 mm	100 mm / 0 mm	0 / 0
Pernos	Anclaje al hormigón	Patilla a 90°	Prolongación recta	Prolongación recta	Prolongación recta
	Nº	9	4	4	4
	Diámetro	32 mm	16 mm	16 mm	8 mm
	Longitud	600 mm	450 mm	450 mm	300 mm
	Distancia al borde	50 mm	30 mm	30 mm	20 mm

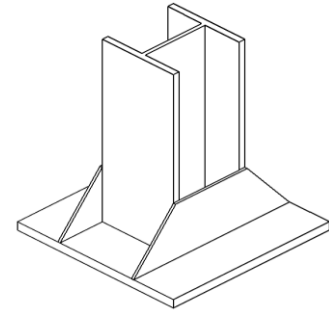
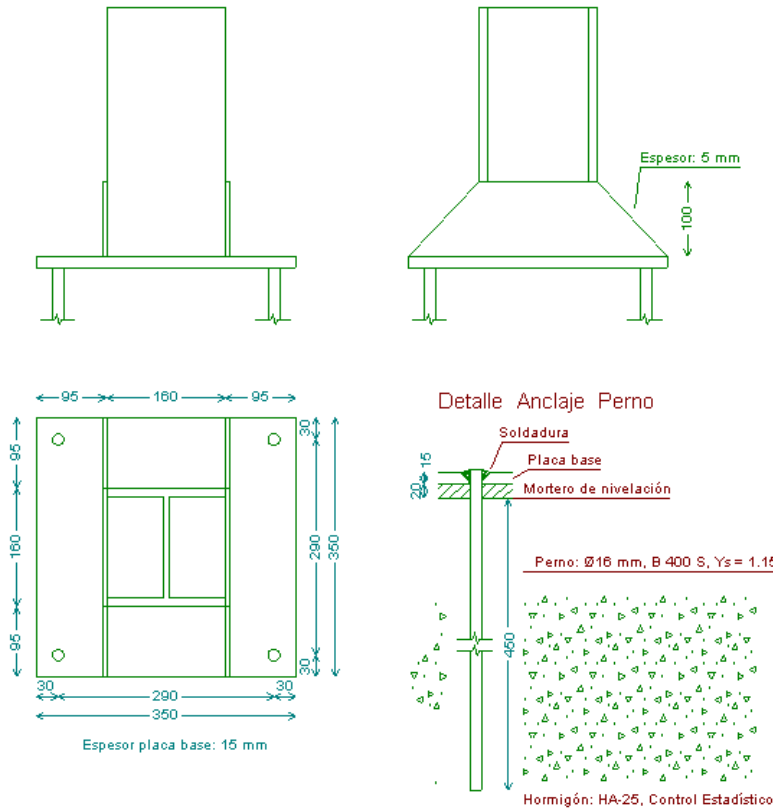


Figura 7.5: Vista 3D de la placa de anclaje de los pilares de la ENTREPLANTA.

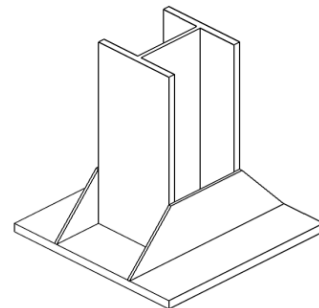
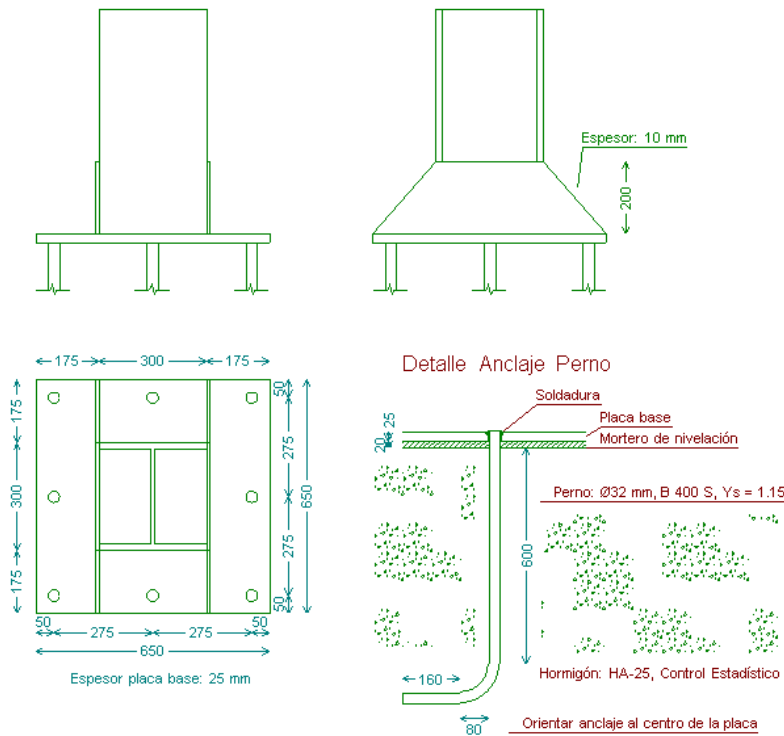


Figura 7.7: Vista 3D de la placa de anclaje de los pilares de un PÓRTICO TIPO.

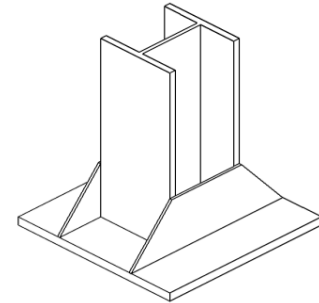
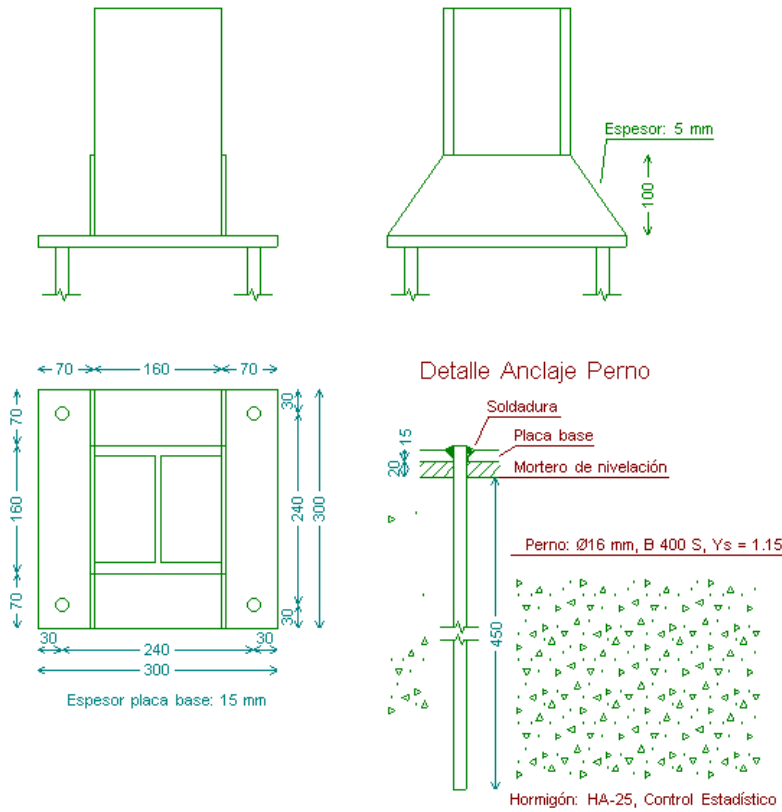


Figura 7.9: Vista 3D de la placa de anclaje de los pilares HASTIALES.

Figura 7.8: Geometría de la placa de anclaje de los pilares HASTIALES.

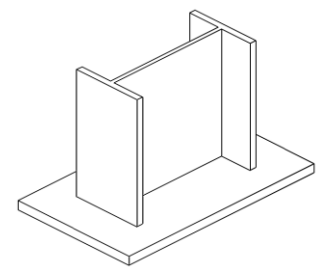
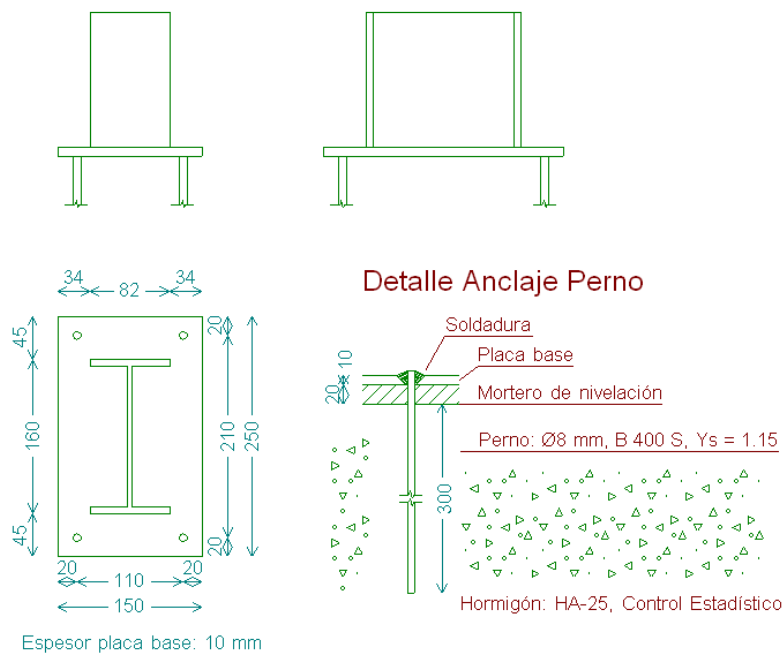


Figura 7.11: Vista 3D de la placa de anclaje de los PILARILLOS.

Figura 7.10: Geometría de la placa de anclaje de los PILARILLOS.

2. Vista 3D de la estructura completa

Las Figuras 7.12, 7.13, 7.14 y 7.15 muestran varias perspectivas en 3D de la estructura completa. En esta vista se puede visualizar todas las uniones soldadas de la estructura dimensionadas por el programa.

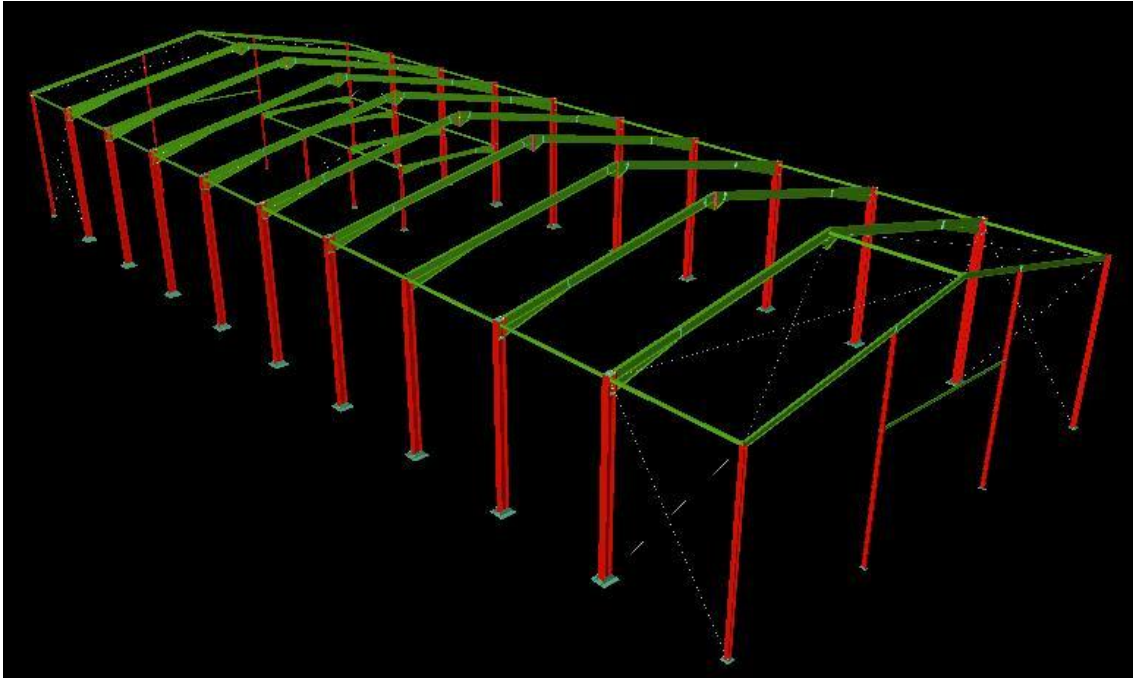


Figura 7.12: Vista 3D (1).

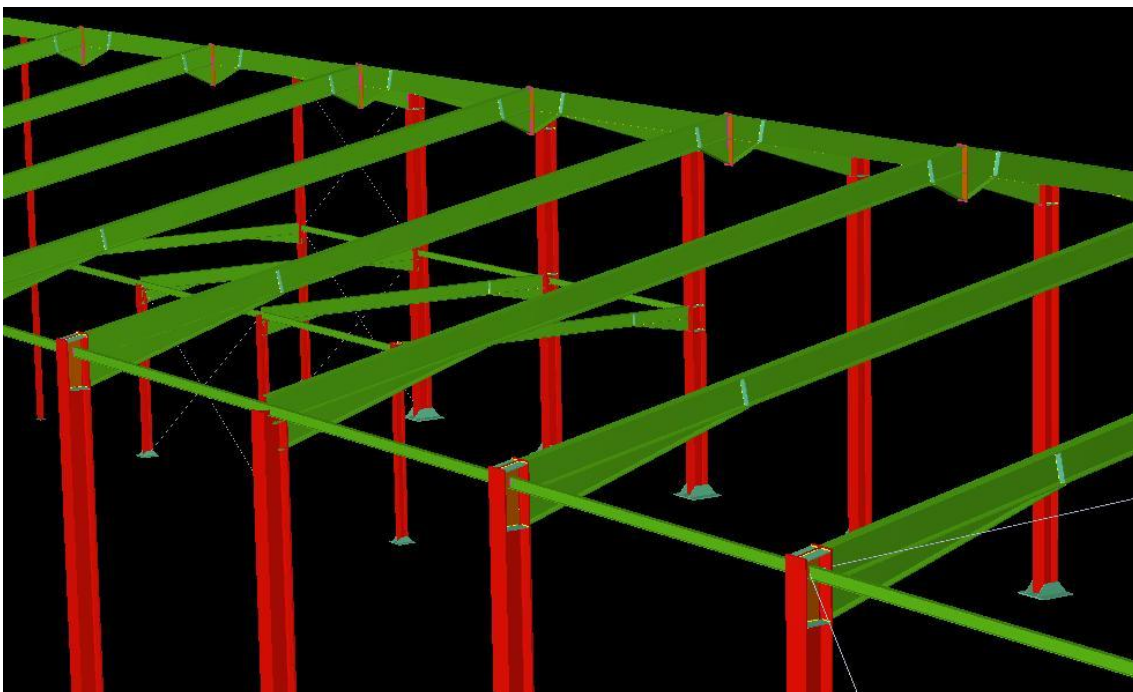


Figura 7.13: Vista 3D (2).

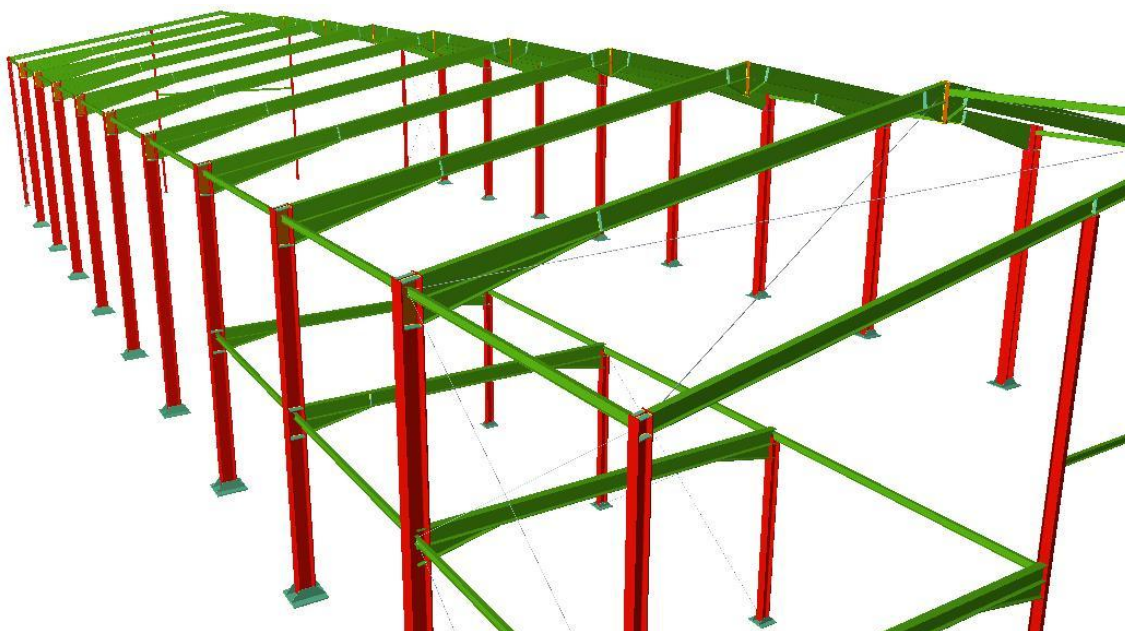


Figura 7.14: Vista 3D (3).

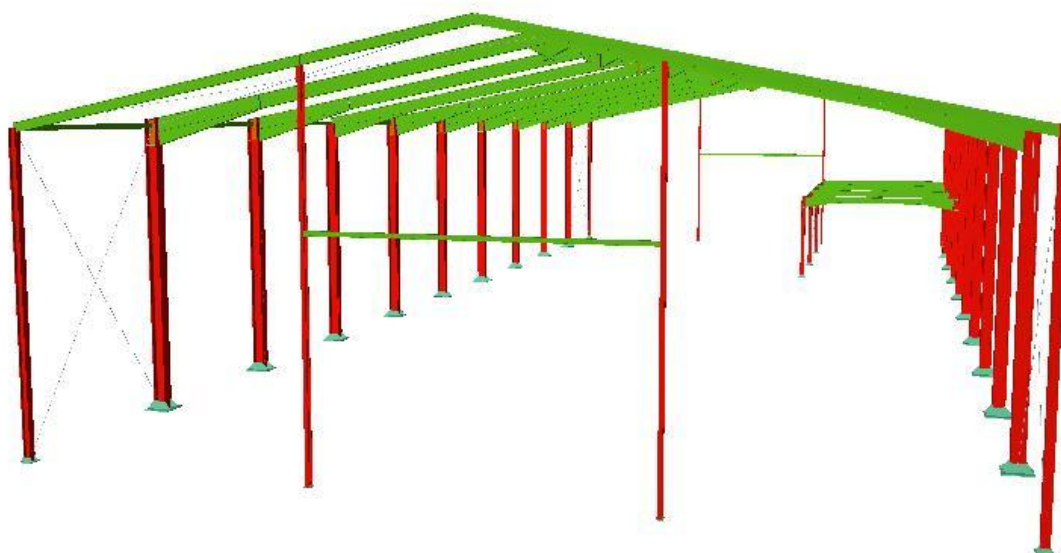


Figura 7.15: Vista 3D (4).

Capítulo VIII: Presupuesto

ACERO

Estructura metálica principal

Acero S275JR en vigas, pilares, perfiles laminados en caliente series IPN, IPE, UPN, HEA, HEB o HEM, tirantes (\emptyset , L, etc.), piezas simples, placas de anclaje y estructura soldada.

Condiciones previas del soporte: Antes de iniciarse las actividades correspondientes al proceso de ejecución, se realizarán las siguientes comprobaciones:

- La zona de soldadura no se pintará.
- No se pondrá en contacto directo el acero con otros metales ni con yesos.
- No se realizarán trabajos de soldadura cuando la temperatura sea inferior a 0°C.
- Presentará para su aprobación, al Director de ejecución de la obra, el programa de montaje de la estructura, basado en las indicaciones del Proyecto, así como la documentación que acredite que los soldadores que intervengan en su ejecución estén certificados por un organismo acreditado.

Incluye:

- Replanteo de la viga en sus apoyos.
- Limpieza y preparación del plano de apoyo del sistema.
- Colocación y fijación provisional de la viga.
- Nivelación y aplomado. Ejecución de las uniones.
- Reparación de defectos superficiales.

Condiciones de terminación: Enumeración de las condiciones en que debe quedar la unidad de obra para poder proseguir la ejecución del resto de unidades:

- Las cargas se transmitirán correctamente a la estructura.
- El acabado superficial será el adecuado para el posterior tratamiento de protección.

Criterio de medición del proyecto: peso nominal medido según documentación gráfica del Proyecto.

Total kg:	30.950,60 kg	1,66 €/kg	51.378,00 €
-----------	--------------	-----------	-------------

HORMIGÓN ARMADO

Forjados de losa mixta

Forjado de losa mixta, canto 12 cm, con chapa colaborante de acero galvanizado prelacado de 1 mm de espesor, de 200/210 mm de paso de malla y 60 mm de altura máxima; HA-25/B/12/IIa fabricado en central y vertido con bomba; volumen total de hormigón 0,082 m³/m²; acero UNE-EN 10080 B 400S, con una cuantía total de 1kg/m²; mallazo ME 15x30, Ø 5 mm, acero B400 T 6x2, 20 UNE-EN 10080.

Condiciones previas del soporte: Antes de iniciarse las actividades correspondientes al proceso de ejecución, se realizarán las siguientes comprobaciones:

- Se suspenderán los trabajos de hormigonado cuando llueva con intensidad, nieve, exista viento excesivo, una temperatura ambiente superior a 40 °C o se prevea dentro de las 48 horas siguientes pueda descender la temperatura ambiente por debajo de los 0°C.
- Dispondrá en obra de una serie de medios, en previsión de que se produzca cambios bruscos de las condiciones ambientales durante el hormigonado o posterior período de fraguado, no pudiendo comenzarse el hormigonado de los diferentes elementos sin la autorización por escrito del Director de Ejecución de la obra.

Incluye:

- Replanteo, montaje y fijación de las chapas, incluyendo voladizos, huecos y paso de instalaciones.
- Apuntalamiento.
- Colocación de armaduras con separadores homologados.
- Vertido y vibrado del hormigón.
- Regleado y nivelación de la superficie de acabado.
- Curado del hormigón.
- Reparación de defectos superficiales.
- Se evitará la actuación sobre el elemento de acciones mecánicas no previstas en el cálculo.

Condiciones de terminación: Enumeración de las condiciones en que debe quedar la unidad de obra para poder proseguir la ejecución del resto de unidades: La superficie quedará uniforme y sin irregularidades.

Criterio de medición del proyecto: superficie medida en verdadera magnitud, según documentación gráfica de Proyecto, deduciendo los huecos de superficie mayor de 6 m².

Total m ² :	97,50 m ²	57,91 €/ m ²	5.646,23 €
------------------------	----------------------	-------------------------	------------

FACHADAS

Paneles prefabricados de hormigón

Cerramiento de fachada formado por placas alveolares de hormigón pretensado, de 16 cm de espesor, 1,2 m de anchura y 9 m de longitud máxima, acabado en hormigón gris, montaje horizontal.

Condiciones previas del soporte: Antes de iniciarse las actividades correspondientes al proceso de ejecución, se realizarán las siguientes comprobaciones:

- Se comprobará que la superficie de apoyo de las placas está correctamente nivelada con la cimentación.
- Se suspenderán los trabajos cuando llueva, nieve o la velocidad del viento supere los 50km/h.
- Se protegerá durante las operaciones que pudieran ocasionarle manchas o daños mecánicos.
- Se evitará la actuación sobre el elemento de acciones mecánicas no previstas en el cálculo.

Incluye:

- Replanteo de placas.
- Colocación del cordón de caucho adhesivo.
- Posicionamiento de las placas en su lugar de colocación.
- Aplomo y apuntalamiento de las placas.
- Soldadura de los elementos metálicos de conexión.
- Sellado de juntas y retacado final con mortero de retracción.

Condiciones de terminación: enumeración de las condiciones en que debe quedar la unidad de obra para poder proseguir la ejecución del resto de unidades: El conjunto quedará aplomado, bien anclado a la estructura soporte y será estanco.

Criterio de medición de proyecto: Superficie medida según documentación gráfica de Proyecto, sin duplicar esquinas ni encuentros, deduciendo los huecos de superficie mayor de 3 m².

Total m ² :	960,00 m ²	23,73 €/m ²	2.278,08 €
------------------------	-----------------------	------------------------	------------

CUBIERTA

Chapas de acero

Cubierta inclinada de panel de sándwich Tapajuntas de “Panel de Sándwich Group” espesor 100 mm;

Condiciones previas del soporte: Antes de iniciarse las actividades correspondientes al proceso de ejecución, se realizarán las siguientes comprobaciones:

- La naturaleza del soporte permitirá el anclaje mecánico de los rastreles, y su dimensionamiento garantizará la estabilidad, con la flecha mínima, del conjunto.
- Se suspenderán los trabajos cuando llueva, nieve o la velocidad del viento supere los 50km/h.
- Se evitará la actuación sobre el elemento de acciones mecánicas no previstas en el cálculo.

Incluye:

- Delimitación de los huecos de iluminación y ventilación.
- Limpieza y presentación de los paneles.
- Colocación de los paneles.
- Ensamble, reglaje y sujeción de las chapas mediante tornillos autorroscantes.
- Taladro y anclaje del panel aislante e impermeabilizante.
- Ejecución de encuentros especiales y remates.

Condiciones de terminación: enumeración de las condiciones en que debe quedar la unidad de obra para poder proseguir la ejecución del resto de unidades: Serán básicas las condiciones de estanqueidad, el mantenimiento de la integridad de la cobertura frente a la acción del viento y la libre dilatación de todos los elementos metálicos.

Criterio de medición del proyecto: superficie medida en verdadera magnitud, según documentación gráfica de Proyecto.

Total m ² :	1.019,80 m ²	27,90 €/m ²	28.452,42 €
------------------------	-------------------------	------------------------	-------------

CUBIERTA FOTOVOLTAICA

Cubierta fotovoltaica de Arcelor-Mittal compuesta de módulos fotovoltaicos de silicio, mono o policristalino, integrados en perfiles de acero para la formación de cubiertas tanto para edificios terciarios como para naves industriales.

El módulo doble de la Cubierta Arsolar tiene una longitud de 2990 mm y una anchura de 1050 mm. Potencia máxima de 260 Wc.

Total m ² :	1.019,80 m ²	175 €/m ²	178.465,00 €
------------------------	-------------------------	----------------------	--------------

Capítulo	Importe
1 Estructura	
1.1 Acero	
1.1.1 Estructura metálica principal	51.378,00
1.2 Hormigón armado	
1.2.1 Forjados de losa mixta	5.646,23
Total 1 Estructuras.....:	57.024,23
2 Fachadas	
2.1 Pesadas	
2.1.1 Paneles prefabricados de hormigón.....	2.278,08
3 Cubiertas	
3.1 Inclinadas	
3.1.1 Chapas de acero.....	28.452,42
4 Cubierta fotovoltaica	178.465,00
<hr/>	
Presupuesto de ejecución material	266.219,97
13% de gastos generales	34.608,57
5% de beneficio industrial	13.310,99
Suma	314.139,28
21% IVA	65.969,24
Presupuesto de ejecución por contrata	380.108,53 €

Asciende el presupuesto de ejecución por contrata a la expresada cantidad de **TRESCIENTOS OCHENTAMIL CIENTO OCHO EUROS CON CINCUENTA Y TRES CÉNTIMOS.**

Capítulo IX: Conclusiones y consideraciones futuras

1. CONCLUSIONES
2. TRABAJOS FUTUROS

1. Conclusiones

En este proyecto se ha diseñado y calculado una nave industrial de estructura metálica empleando el código comercial CYPE Ingenieros, de acorde al Código Técnico de Edificación vigente. Se pueden destacar los aspectos más relevantes que se han llevado a cabo en este trabajo de fin de grado:

- La nave estará ubicada en la ciudad de Navalcarnero, en el polígono Alparrache-La dehesa. Tendrá una superficie en planta de 1000 m², 20 metros de luz y 50 metros de ancho.
- Estará compuesta de una estructura porticada convencional con una cubierta a dos aguas mediante pórticos rígidos empotrados entre sí con una separación de 5 m, más una zona de patio donde la estructura no posee ni correas ni cubierta.
- El uso del acero en este proyecto garantiza que su construcción sea ligera, flexible y rápida. Se han conseguido diferentes soluciones que garantizan el cumplimiento de los requisitos originales del proyecto.
- Se han determinado las acciones aplicadas sobre la estructura, describiendo los pasos necesarios para obtener su valor final. Entre estas acciones se encuentran las gravitatorias, sobrecarga de nieve, las de viento, las acciones térmicas, las sísmicas y las derivadas del movimiento del terreno bajo la estructura y en torno a su cimentación.
- La estructura metálica está formada por perfiles normalizados, de distinto tipo según su ubicación. En pilares se utilizarán perfiles simples de tipo HEB, siendo los más numerosos los de tipo HEB 300. Por su parte, las vigas de cubierta y las jácenas de forjado están formadas por perfiles simples de tipo IPE, entre IPE 120 e IPE 300 para los forjados y entre IPE 120 e IPE 330 para la cubierta.
- La unión entre los pilares y el hormigón de la zapata correspondiente se realiza mediante una placa de anclaje soldada a la base del pilar y que dispone de una serie de pernos de anclaje hundidos en la zapata, asegurando una perfecta transmisión de esfuerzos entre ambos elementos.
- Se ha integrado una entreplanta de oficinas de 97,5 m² con forjado colaborante, particularmente se ha utilizado el perfil EUROCOL-60 del fabricante EUROPERFIL.
- Se han instalado en cubierta 280 módulos dobles Arsolar, del fabricante Arcelor-Mittal, sobre la cubierta de panel sándwich Tapajuntas del fabricante Panel de Sándwich Group.
- Se ha determinado la producción anual de la cubierta fotovoltaica que es de 90000 KWh/año. Lo que significa que si se vendiera toda esta energía a la red se obtendría un beneficio de 36000 €/año.
- Como elementos de cerramiento y cubierta se han utilizado materiales prefabricados.

- El precio final dado a la propiedad está basado en los precios actuales de mercado, obteniéndose un importe total muy cercano a lo estimado por la propiedad, siendo este precio bastante asequible debido a que se ha intentado optimizar al máximo la estructura y elementos constructivos.
- El objetivo principal ha sido alcanzado con éxito, a través de la de la consecución de una serie de objetivos intermedios, entre los que se citan los siguientes:
 - Todos los datos, soluciones constructivas, detalles y precios se han obtenido de libros y documentos usados por las empresas del sector, así como de catálogo de proveedores. Esta ha requerido un trabajo de búsqueda y petición de información a diferentes empresas, fabricantes, consultores, etc....
 - Se ha aprendido a manejar, de forma totalmente autodidacta, uno de los principales códigos comerciales para el cálculo de estructuras utilizado en las principales empresas de ingeniería: CYPE.

A continuación se exponen las conclusiones de la realización de este proyecto:

- Los resultados obtenidos resultan coherentes ante una comparación con edificios reales. Por tanto, se puede asegurar que, pese a tratarse de un ejercicio teórico, se podría llevar a la práctica, realizando las modificaciones oportunas si el propietario lo considera oportuno.
- Todos los procedimientos de cálculo seguidos en el presente trabajo han sido obtenidos a partir del estudio de diversa documentación referente al cálculo de estructuras en general. El resultado detallado de este estudio se ve reflejado en los apartados correspondientes.
- Por otra parte, en este trabajo se ve reflejada la utilidad de los programas de cálculo de estructuras, aún con las distintas limitaciones que pueden padecer cada uno de ellos. En este caso, el cálculo de la estructura principal se ha realizado con uno de estos programas, Nuevo Metal 3D, lo que ha permitido simplificar el proceso de dimensionado de los elementos, tras la introducción de los datos necesarios.

2. Trabajos futuros

Entre los trabajos a los que podría dar lugar el presente proyecto se destacan los siguientes:

- Diseño y cálculo de las cimentaciones.
- Calcular las uniones tanto atornilladas como soldadas de las que consta la estructura.
- Analizar el comportamiento dinámico de la estructura, debido a la presencia de sismos.
- Realizar el pliego de condiciones. Con este trabajo se pretendería que este proyecto fuere el equivalente a un proyecto real.
- Debido a las últimas modificaciones que se están realizando en el CTE respecto al ahorro energético se puede realizar un análisis energético del edificio y se puede llevar a cabo una certificación energética del mismo.
- Realizar el diseño de la instalación eléctrica, de acuerdo al Real Decreto 842/2002, de 2 de agosto, por el que se aprueba el reglamento electrotécnico para baja tensión.
- Realizar un estudio de seguridad de utilización y accesibilidad, cumpliendo los requisitos establecidos por el CTE-DB-SUA.
- Efectuar el estudio de la salubridad en la obra, así como un estudio medioambiental.
- Diseño del sistema de seguridad ante incendios, acorde al Real Decreto 2267/2004 por el que se aprueba el Reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales.

Capítulo X: Bibliografía

Para la realización de este proyecto los principales documentos consultados han sido:

- *Código Técnico de la Edificación*. Actualizado a febrero de 2008. Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008).
- *“Apuntes de la asignatura Teoría de Estructuras y Construcciones Industriales”*. Grado de Ingeniería Mecánica, 4º Curso, 1º Cuatrimestre. Universidad Carlos III de Madrid.
- *“CYPE 2008: Cálculo de estructuras metálicas con Nuevo Metal 3D”* Antonio Manuel Reyes. Ed: Anaya Multimedia. 2008.
- *“La estructura metálica de hoy”* Ramón Argüelles Álvarez. Ed: Librería Técnica Bellisco 1975-1987.
- *“Estructuras metálicas para edificación: adaptado al CTE”* Jose Monfort Lleonart. Ed: UPV. 2006

También ha servido de ayuda la información contenida en las siguientes páginas web:

- *www.cype.es*. Página web oficial del código comercial CYPE Ingenieros (última visita: 05/02/2013)
- *www.codigotécnico.org*. Página web oficial sobre el Código Técnico de la Edificación. (27/01/2013)
- *www.access-steel.com*. Aplicación informática que ofrece información técnica basada en los Eurocódigos en forma de guías, ejemplos, diseños, detalles. Constituye una herramienta muy útil para el proyecto y la construcción de estructuras de acero. (10/01/2013)
- *Biblioteca.uc3m.es*. Página oficial de la Biblioteca de la Universidad Carlos III. (11/12/2012)