



MEMORIA

PROYECTO FINAL DE CARRERA: NAVE DE SECADO DE SALAZONES CÁRNICAS EN MONTEJO (SALAMANCA)

Autor: Javier Jiménez Sevillano

Tutor de proyecto: Víctor Tabuenca

Especialidad: Mecánica

Convocatoria: Junio 2010

INDICE:

INDICE:.....	1
1. INTRODUCCIÓN:.....	3
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:	3
3. ANTECEDENTES:	5
4. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:	6
5. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA:	6
a. Geometría del edificio:.....	6
b. Cubierta :.....	7
c. Distribución de secaderos y bodegas:.....	8
6. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA:	9
a. Cubierta:.....	9
b. Pilares de la nave central:	11
c. Pilares zona bodegas:.....	13
d. Forjado planta superior:.....	13
e. Forjado planta baja:	14
f. Correas de fachada:.....	15
g. Correas de cubierta:	17
7. ACCESOS Y MANTENIMIENTO:.....	18
8. CARACTERÍSTICAS PANELES AISLANTES:	19
a. Cerramientos cubierta y laterales:.....	19
b. Paneles aislantes de las cámaras	20
9. ACCIONES CONSIDERADAS:.....	21

a. Nieve:	22
b. Cargas permanentes:	24
c. Sobrecargas:	27
d. Electroavía:	28
e. Viento:	30
10. DISEÑO Y CÁLCULO DE UNIONES:	41
Union Nº 1:	41
Unión nº 2:	45
Unión nº3:	48
11. CÁLCULO DE ZAPATA AISLADA:	54
a. Hundimiento:	54
b. Vuelco :	56
c. Deslizamiento:	57
d. Cálculo estructural :	57
12. BIBLIOGRAFÍA:	62

1. INTRODUCCIÓN:

“Nave de secado de salazones cárnicas en Montejo (Salamanca)” es el título del proyecto final de carrera del alumno Javier Jiménez Sevillano, y tiene como objeto presentar una posible solución al cálculo y distribución de la estructura metálica de la ampliación de una nave industrial ya existente.

Dentro de la presente memoria se van a nombrar y posteriormente detallar las distintas partes que van a componer el proyecto, como son: descripción de la obra, explicando cada parte de ésta; cargas consideradas a la hora de calcular; justificación del uso de algunos perfiles especiales; optimización de la estructura; cálculo manual de uniones atornilladas y ejemplo de cálculo también manual de una zapata aislada.

Todo ello quedará correctamente definido con la memoria, y los veinticinco planos que se adjuntarán con la misma, y que serán imprescindibles a la hora de comprender el proyecto del secadero.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

El entramado metálico que a continuación se propone, sirve como estructura para contener en su interior un secadero de salazones cárnicas, mediante la división en diferentes cámaras frigoríficas como luego se mostrarán dentro de éste mismo proyecto más detalladamente.

Por todo ello, se deben tener en consideración varios aspectos a la hora del diseño de la nave, como son la higiene debido al uso alimentario del producto que se obtiene en su interior, así como determinados aspectos como la temperatura de secado de los jamones y la automatización de la mayor parte del proceso.

La distribución de la nave parte del edificio ya existente, junto con las características del terreno (desniveles por ejemplo) hacen que la solución estudiada tenga una geometría, forma, repartos de cargas, tipos de nudos, etc. que entrañan una gran dificultad a la hora tanto de diseñarlas como de calcularlas.

Antes de comenzar con la parte técnica del proyecto, se va a redactar una pequeña introducción sobre el proceso de secado de jamones, que servirá para comprender algunas partes especiales de la obra (como por ejemplo la aplicación de las sobrecargas por el peso de los jamones).

El proceso de secado en salazón de jamones, comienza en el matadero, donde se extraen correctamente las extremidades del cerdo, que pueden llegar a un peso en sangre de hasta 13 – 14 kg.

Una vez que termina la fase del matadero, se trasladan ya al secadero, donde comienza la primera de las cinco fases que componen el secado: la salazón.

La salazón se realiza mediante el aplique de distintas capas de sal marina por ambos lados de la pieza, consiguiendo la mayor homogeneidad posible. Este proceso ayuda a la deshidratación de las patas, y a su vez mejora la conservación de éstas. Todo esto se realiza en una atmósfera controlada y a una temperatura constante que puede llegar a alcanzar entre 1 y 5°C, así como unas altas humedades entre el 80 o 90 %. El tiempo que dura este proceso, varía dependiendo de la pieza a sazonar, tomando como referencia una duración de un día por kg en sangre que pese la unidad.

Cuando los jamones o las paletas alcanzan su punto exacto de salazón, se les hace un lavado a las piezas, eliminando los restos de sal adherida, y a la vez se perfila y afina la superficie exterior.

De ahí se pasa al proceso de asentamiento, en el cual se va a comenzar a extraer el agua del jamón de forma paulatina, ya que el exterior está seco debido a la sal, pero el interior conlleva un secado mucho más lento. El tiempo de asentamiento depende de la cantidad de grasa que contenga el jamón, ya que a mayor cantidad, el proceso es más rápido.

Todo el proceso se realiza cuidando con detalle la humedad relativa de la sala, ya que los jamones comenzarán a soltar el agua que llevan dentro y podrían estropearse.

En este momento, las piezas se trasladan a la zona propiamente dicha de secado, donde la sal se junta con la grasa del jamón y comienza el proceso de 'sudado', por el que se termina de secar el interior. Se dice que es en esta parte del proceso donde el jamón comienza a obtener su sabor y olor característicos mediante la fusión de las grasas contenidas.

Las condiciones de las cámaras de secado también son controladas continuamente, variando la temperatura entre 15-20°C y una baja humedad relativa.

Después del largo proceso de secado, los jamones pasarán a una bodega, después de un selectivo proceso de clasificado según pesos y calidad, donde se terminará el proceso de secado de la forma más natural posible.

El tiempo que permanecen en bodega depende del tipo de jamón y el peso siendo aproximadamente de 9 a 16 meses en jamones y de 5 a 6 meses en paletillas.

El tiempo total de curado que comprende los cinco procesos especificados, será de entre 14 y 38 meses.

La ampliación propuesta en el proyecto albergará tres de las fases más importantes para el proceso de secado como son: el asentamiento, el secado propiamente dicho y el envejecimiento en bodega. La situación de cada uno de los procesos se va describir a continuación en los siguientes apartados de la memoria.

3. ANTECEDENTES:

El presente proyecto, como ya se ha explicado anteriormente, ha sido encargado por una empresa privada dedicada a la fabricación de jamones de denominación de origen guijuelo.

Previamente al encargo por parte de la empresa de dicho proyecto, se ha realizado el consiguiente y necesario estudio socioeconómico, que dictaminó que debido a la gran aceptación que posee el producto dentro del territorio español, como la inminente expansión de éste a países extranjeros hacen que en el momento actual sea viable la ampliación de la producción.

El nuevo secadero dará cabida a un máximo de unos 150.000 piezas en secaderos y unas 30.000 en bodega, lo que según los datos del grupo supondrá un aumento del 50% anual de producción.

4. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA:

El emplazamiento del edificio proyectado se encuentra en Montejo, un pueblo situado a 10 km al norte de Guijuelo, pueblo que da nombre a una de las zonas de España con más tradición en el proceso de secado de jamones.

El pueblo de Montejo comunica con Salamanca, capital de provincia, mediante la A-66, lo que hace que el acceso sea inmejorable por carretera.

La comunicación por tren conlleva mayor dificultad, debido a que la estación más cercana se encuentra en Salamanca capital, a 41 km de distancia, por lo que conviene descartar cualquier tipo de transporte que no se por carretera.

Las distancias con los principales puntos de interés más cercanos son:

Salamanca: 41 km

Madrid: 315 km por la AV-11

Barcelona: 837 km

Aeropuerto y ferrocarril más próximos: Salamanca

5. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA:

a. Geometría del edificio:

La nave del proyecto fue diseñada de tal forma que quedara dividida en dos zonas diferenciadas, pero comunicadas entre sí.

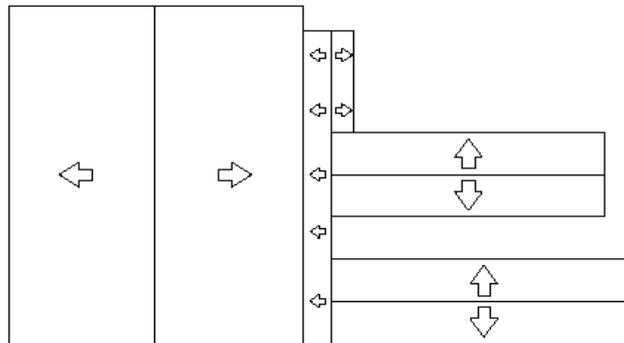
La primera zona, la más occidental, se compone de una nave de dimensiones 56 m de largo por aproximadamente 50 m de ancho. Ésta fue diseñada con forma aporticada, de este a oeste, con una modularidad de 7 m.

La segunda zona se comunica con la primera por su lado occidental, y se compone de una cámara inferior sin ningún tipo de división hasta una cota de 7.25 m y dos zonas a partir de esta cota, en forma de pasillos de 7 m de ancho cada uno hasta una altura máxima de 16.7 m. Cada uno de estos pasillos a su vez se alargan hasta una distancia de 47 m el más largo y 42.5 m aproximadamente el más corto de los dos. Dichos corredores, quedan separados por una pasarela abierta al exterior que sirve de acceso a la nave, de 7 m de ancho, y queda situada entre ambos, a la cual se accede solamente a pie, y comunica directamente con las bodegas abiertas de cara al público por medio de una zona acristalada.

Ambas zonas se comunican en su parte inferior tal que la unión de las dos forma una sola nave de 4.348 m² por planta.

b. Cubierta :

Toda la cubierta de la nave se ha realizado mediante el diseño a dos aguas, evacuando en un total de 7 zonas distintas tal y como muestra la siguiente imagen:



Todas las caras de cubierta, deberán soportar las cargas que se estiman en el apartado acciones consideradas que se redactará en el proyecto posteriormente.

Las cotas más altas del edificio se encuentran en el pico de la cubierta de la nave oriental, alcanzando una altura en la cumbre de 17,4 m.

Para el cerramiento de cubierta, así como de las paredes laterales, se ha elegido un panel tipo sandwich de lana de roca, cuyas características se describirán en el apartado termodinámico dentro de ésta misma memoria.

Todos los perfiles que componen el forjado de cubierta, se definen también dentro de la memoria en el apartado “Descripción de la estructura: cubierta”.

c. Distribución de secaderos y bodegas:

Una vez explicada la distribución de la estructura que compone la nave, se va a hacer una descripción del uso que se le va a dar a cada zona de ésta.

Desde la planta sótano hasta la primera, la nave está dividida en distintas partes correctamente aisladas unas de otras formando cámaras frigoríficas de gran tamaño dedicadas al secado de la carne. Las superficies de éstas van desde 838.45 m² hasta 273 m².

La planta sótano se divide en su zona este en dos cámaras, una que estará situada justo debajo del pasillo norte y el acceso a la nave, formando una superficie cerrada de 838.45 m². Junto a ésta se sitúa otra cámara de menor tamaño (623.54 m²), y ambas forman la parte este de la nave en su zona más baja.

La nave oeste, se divide en ocho cámaras de menor tamaño que las anteriores (desde 273 m² hasta 312.31 m²) todas ellas comunicadas entre sí por un distribuidor en forma de pasillo que cruza el edificio completo de norte a sur.

Cada cámara de refrigeración posee su propio climatizador, el cual mantendrá la temperatura constante según quede programado por la necesidad o uso que se le de a su respectiva cámara, tal y como se ha explicado anteriormente. Las máquinas de la parte occidental, se colocan en pequeñas habitaciones en el extremo este de cada una de ellas, cubriendo una superficie suficiente para acceso en tareas de mantenimiento (20.07 m²). Cada habitación se comunica con la siguiente, y así sucesivamente, mediante puertas, al igual que cada cámara se comunica con la habitación que alberga su máquina correspondiente.

Los climatizadores destinados a las cámaras de mayor tamaño se sitúan en el centro del distribuidor, comunicando con su cámara correspondiente en su zona este.

En cuanto a la planta superior, la zona oeste, se divide en siete cámaras con superficies superiores a 300 m² cada una, pero sus respectivas máquinas de refrigeración se han colocado en la zona del distribuidor.

La zona este, formada por los dos pasillos descritos con anterioridad, alberga dos bodegas (una por pasillo) de 560 y 623 m² destinada a una zona que albergará la carne ya procesada, que será visible desde el corredor central.

La zona norte de ésta primera planta de la nave, se comunica con la zona ya existente previamente y a su vez de ésta parte un corredor que acabará en dos pequeños aseos para personal autorizado.

Toda la información anterior se muestra en sendos planos en el anexo correspondiente, al final de la presente memoria.

6. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA:

Como ya se ha explicado anteriormente, toda la nave se ha diseñado con forma aportada, con dos direcciones principales perpendiculares entre sí, por lo que se debe hacer una breve descripción de cada uno de los tipos que existen.

Se puede ver en los planos que se adjuntan en la presente memoria que cada pódico lleva algún elemento que lo diferencia de los demás, pero hay algunos tipos de pódico, que se asemejan bastante.

Para la descripción se va a optar por dividir la nave en las distintas zonas que la componen: cubierta, pilares nave principal, pilares de la zona de bodegas, forjado planta superior, planta inferior, correas de cubierta y correas de fachada.

a. Cubierta:

En la geometría de la nave se ha realizado una breve descripción de toda la zona de cubierta, que se ampliará en este apartado. Toda la cubierta se ha diseñado con la forma a dos aguas en la nave principal y la zona de bodegas, pero en el pasillo central en su zona norte, la cubierta se inclina hacia el lado derecho, evacuando solamente a esa zona del edificio.

En toda la nave central, se diseña una inclinación de 10.34% (aproximadamente 5°), pero el tipo de perfil no se mantiene constante en toda la longitud de la viga, sino que en la parte de cumbrera el perfil reduce su canto. Esto es debido a que la superficie de carga que debe soportar cada perfil en la zona de altura máxima, es menor que en el resto de nave, y a su vez los momentos son menores debido a la menor longitud de estos perfiles con respecto a los de la zona de los extremos de la cubierta, por lo que se puede ahorrar económicamente hablando, si reducimos el perfil.

Además reduciendo el perfil también se reduce el peso de las vigas de cubierta, lo que será beneficioso a la hora de calcular los pilares.

En los pórticos hastiales de la primera zona (Alineaciones A e I), el perfil es menor que en el resto de pórticos y se mantiene constante la IPE-180 en toda la longitud de las vigas debido a que solo deben soportar las cargas de cubierta correspondientes con la mitad de la modularidad.

Para el resto de alineaciones intermedias entre la A e I, el perfil diseñado es una IPE-240 que va desde los extremos de la cubierta hasta una distancia de 1.7 m en la que el canto se reduce hasta una IPE-180. La unión de ambos tipos de perfiles se ha diseñado mediante un empalme con chapa frontal ajustando la llanta al perfil de la IPE y quedando los tornillos en la zona delimitada por las alas del perfil.

En la cubierta de la zona de bodegas, se ha pretendido a parte de optimizar la estructura, reducir al máximo el número de perfiles distintos dentro de la obra, ya que debido al alto número de elementos que se van a colocar, podría llegar a ser contraproducente a la hora del montaje. Por ello se ha calculado y finalmente decidido que todos las vigas de cubierta de los pórticos interiores (Alineaciones de la 9 a la 15) sean del tipo IPE-240, mientras que los pórticos axiales, en este caso los dos porticos que delimitan el final de cada bodega, se compongan con IPE-180. Ambas cubiertas, evacuarán con una inclinación del 19.85%.

En la zona del pasillo central que queda entre las bodegas, la cubierta se alza por encima de las anteriores, hasta una altura máxima de 17.2 metros. En toda la parte sur del pasillo se han colocado IPE-180 debido a que las cargas que soportarán serán menores que las zonas principales de la nave. Todas las IPE se han colocado con una inclinación del 3.26%, evacuando hacia el oeste, lo que hace que se evacúe el agua sobre con el canalón de la parte derecha de la nave principal.

Finalmente, en la zona de cubierta, se han colocado los arriostrados correspondientes, que se situarán entre el pórtico A y B y por otro lado en la zona de bodegas, unirán los pórticos 14 y 15. En los planos, no quedan bien reflejados, pero se pueden apreciar las uniones de los arriostrados, con los pilares principales mediante una barilla rosacada de diámetro 20 mm.

Todas las vigas descritas en este apartado, se unen mediante chapas de cumbrera atornilladas a los pilares que las sustentan. La unión se ha diseñado de la forma más sencilla posible de cara al posterior montaje en obra, por lo cual se han colocado cuatro tornillos esquinados como unión a la chapa de cumbrera y la chapa soldada al ala inferior del perfil de cubierta.

b. Pilares de la nave central:

Los pilares de la nave central se han diseñado tal y como se muestra en los planos, con varios cambios de inercia a lo largo de su longitud, lo que se realiza mediante la variación del canto de los perfiles, que va aumentando conforme se va reduciendo la distancia al suelo, debido a que cada planta añade un gran peso que deben soportar.

En toda la zona central de la nave, desde el pórtico B hasta el H, se ha intentado igualar al máximo el tipo de perfil, llegando a la siguiente distribución.

Desde la zona de cubierta y hasta la altura del suelo de la última planta (13.8 m) los pilares están formados por perfiles cuadrados huecos de 300 mm de ancho por 6 de espesor. Por debajo de éstos, y hasta una altura de 7.3 m se aumenta el espesor de los perfiles a 8 mm, manteniendo constante la anchura. Y por último desde los 7.3 m hasta el suelo se debe aumentar tanto el canto como el espesor hasta un perfil de # 350x10 mm, que será el máximo perfil a colocar entre todos los perfiles de la nave.

Toda la zona de la planta sótano, tanto de la nave central como de la zona de bodegas, quedará diseñada de tal forma que todos los pilares interiores queden igualados. Estos pilares soportarán la gran carga que suministra el forjado alveolar, incluida la electrovía que cuelga de éste, por lo que el canto deberá ser mayor que el anterior.

Sin embargo, en los pórticos hastiales debido a que las cargas de cubierta, y las de los forjados son mucho mayores que las que pudieran resultar por la acción del viento, se puede llegar a reducir en gran medida el peso total de la nave, disminuyendo el canto de los pilares. Por ello, todos ellos se han igualado a la zona de pilares de la primera planta (# 300x6).

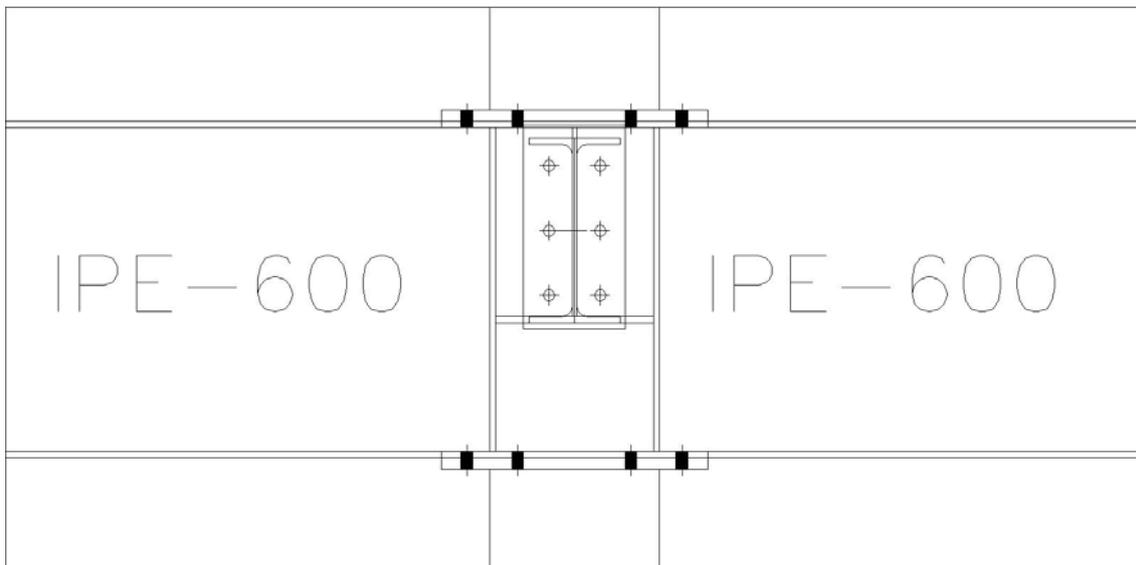
Como se puede observar el canto y el espesor aumentan sustancialmente cuando se produce el cambio de planta, esto es debido a las sobrecargas que se producen por la electrovía, paso de maquinaria, maquinaria de refrigeración, etc.

Los pilares de las esquinas, debido a que la carga tanto de viento como de cubierta y plantas se reduce a la mitad que la de los pórticos hastiales, se han diseñado pilares de sección continua de # 250x6, que es dentro de los perfiles estandar usados en la obra el de menor tamaño.

En cuanto a las uniones entre pilares, se han diseñado unas chapas con forma octogonal, tal y como se puede observar al final de esta memoria en el apartado de diseño y cálculo de uniones.

Estas chapas dependerán del tipo de unión irán colocadas en parejas, una soldada a la base del pilar superior y otra a la cumbrera del pilar inferior y atornilladas entre sí.

También puede darse el caso de que varias vigas lleguen a coincidir en el mismo nudo en el que se juntan dos pilares, entonces lo que se hará será colocar una de las chapas soldada a la cumbrera del pilar inferior, justo encima colocar apoyada sobre el ala inferior la viga que llega de forjado. El pilar superior, apoyará sobre ésta viga gracias a otra chapa del mismo tipo que la anterior, y ambas quedarán atornilladas a las alas del pilar tal y como se muestra en la imagen.



c. Pilares zona bodegas:

Los pilares de la zona de bodega, distan de los de la nave central en su zona superior. En este caso, se mantienen los perfiles de la planta sótano (# 350x10), tal y como se ha explicado en el apartado anterior, al igual que se mantienen constantes en toda la anchura del edificio en su fachada sur los pilares del tipo # 300x6.

Sin embargo tanto las dos fachadas interiores que dan al corredor de acceso, como la fachada norte de la bodega, se han mantenido con el perfil usado para la parte interior de las bodegas, en su zona de la planta primera, que se corresponde con un perfil cuadrado hueco de 300 mm por 10 de espesor.

Al igual que ocurría en la nave principal, en la zona de bodegas también se reduce el canto de los pilares conforme va aumentando su altura, hasta llegar a un perfil cuadrado de 250 mm de ancho por 6 de espesor en la zona de pilares que se unen con la cubierta.

Todas las uniones entre pilares, o entre pilar y viga se realizarán como se ha especificado en el apartado anterior.

d. Forjado planta superior:

El forjado de la planta superior sirve para dividir el edificio en dos zonas, la planta primera que se dividirá a su vez en las camaras anteriormente diseñadas, pero también servirá como apoyo para los railes de la electrovía que distribuyen las perchas por toda la planta, incluyendo la zona de bodegas.

Debido al elevado peso que puede llegar a tener que soportar la electrovía, como se explicará en el apartado de cargas consideradas para el cálculo, se deben colocar unos perfiles cuyo eje fuerte soporte los esfuerzos bien a cortante y que a su vez tenga superficies de facil acceso a la hora de atornillar el rail.

Por ello se ha elegico el perfil tipo IPE, al cual se atornillarán unas bridas lo más cerca del alma del perfil posible, de tal forma que el raíl de la electrovía quede por debajo del perfil, como se puede observar en la imagen a continuación.

Al hacer el cálculo se determina la colocación de IPE-140 por toda la zona donde discorra la electrovía. Estos perfiles apoyarán sobre otras IPE que deberán ser de mayor tamaño debido a que cada una de ellas soportará el peso de cuatro vigas con su respectiva electrovía a cada lado de forma simétrica.

Por ello, se han colocado IPE-330 que se unirán mediante brochales hechos con chapa de pequeño espesor, soldados a la IPE soporte y atornillados a la IPE-140.

A su vez, las IPE-330 que no estén en el mismo plano que alguno de los pórticos principales, se unirán con otro tipo de brochal (tal y como se diseña en el apartado de cálculo de uniones) al alma de las IPE principales, que tienen un canto de 600 mm, y que se prolongan a lo largo de toda la longitud del pórtico.

Toda la geometría de este forjado queda reflejada en el plano número 3.1: Forjado electrovía.

A este tipo de vigas se les colocan las chapas octogonales atornilladas a las alas superior e inferior para después colocar los pilares unidos a éstas. Unión que también va incluida en el apartado de cálculo y diseño de uniones.

El forjado se corresponde con la zona de la nave principal, pero también con la zona de bodegas, pero la dirección de los pórticos varía de una a otra zona por lo que la dirección de las vigas también lo hará de la siguiente manera:

Las vigas de canto 600 en la nave central irán colocadas en dirección este-oeste, mientras que en la zona de bodegas irán en dirección norte-sur.

Debido a la longitud total de estas vigas, de hasta 46 m, para su transporte se dividen en distintos tramos en la zona donde los momentos flectores se hacen mínimos. En estos puntos, se colocan chapas de 30 mm de espesor de forma frontal, que se atornillarán tal y como se muestra en el diseño de la unión en el respectivo apartado.

e. Forjado planta baja:

Para soportar las altas cargas de la maquinaria sobre el suelo de la planta baja, se colocará tal y como se explicará más adelante en el apartado de cargas consideradas, un forjado alveolar con una capa de hormigón de compresión y otra de pavimento, ambas de 5 cm de espesor, que se apoyarán sobre perfiles tipo IPE-600 que se extenderán de norte a sur por toda la geometría de la nave.

Estas vigas, llevarán unas varillas dobladas de acero acorrugado en su parte superior, que permitirán al forjado quedar perfectamente unido a éstas, y que estarán soldadas a las alas superiores de las vigas.

Dentro del mismo forjado, pero en sentido este-oeste, se han colocado para reforzar la estructura unos pequeños perfiles redondos huecos de tamaño $\varnothing 133 \times 2,6$ que arriostrarán tanto los pilares como las vigas en sus puntos comunes de unión.

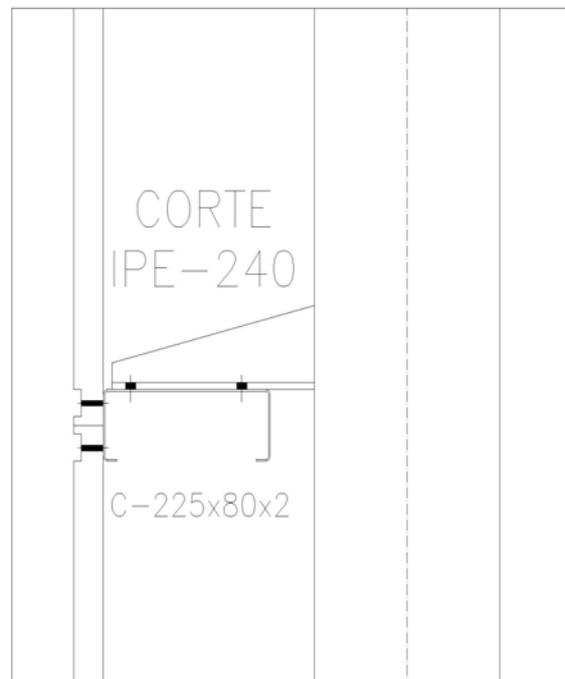
f. Correas de fachada:

Toda la fachada del edificio se va a realizar mediante paneles del tipo sandwich de lana de roca, debido a su poder aislante, que mantendrá mejor la temperatura dentro de ésta, sin aumentar en exceso el peso propio.

Este tipo de panel seleccionado lleva unos rebajes en sus extremos, con un refuerzo interior en la chapa, que permite atornillarlos a cualquier tipo de estructura. Estos rebajes tendrán una distancia mínima de atornillado con respecto a los extremos, y la distancia óptima de atornillado será de 50 mm, dato que habrá que tener en cuenta a la hora de elegir las correas.

Los tornillos seleccionados para este tipo de unión son autotaladrantes y autorroscantes, reduciendo el tiempo de montaje, y por tanto el precio de la mano de obra. El tamaño es bastante reducido, siendo cada tornillo de M6 y de longitud 85 mm, suficiente para atornillar a cualquier tipo de superficie de espesor elevado.

Para las correas se ha seleccionado el perfil tipo C, que nos permite una fácil colocación en los ejones gracias a su alma ancha, y a su vez permite atornillar los paneles de forma fácil en el ala que queda en la parte exterior. A su vez, soportan gran carga debido a que su eje fuerte se coloca perpendicularmente a la fachada, lo que hace que el perfil no sufra alabeos de ningún tipo, ya que estará atornillado en toda su longitud tal y como se ve en la imagen.



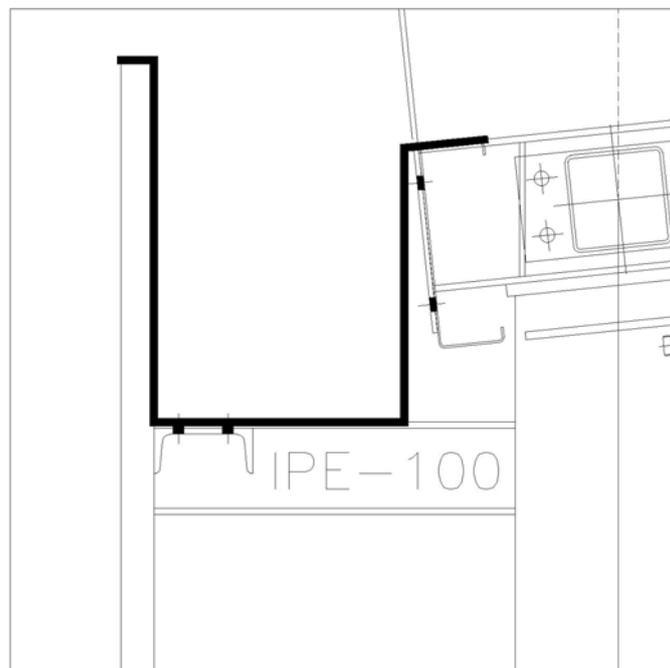
Después de un cálculo aproximado, y tomando como partida las distancias mínimas de atornillado de los paneles, se han elegido los perfiles tipo C-225x80x2.

Para sujetarlos a los pilares se han creado ejiones aprovechando otro tipo de perfil ya existente en la obra como son las IPE-240 pertenecientes a las vigas de cubierta de la mayor parte de la nave. Gracias a ello, se pueden conseguir dos ejiones con solamente un tramo de 275 mm de IPE, con el debido corte transversal del alma tal y como se muestra en la imagen anterior.

Con el perfil de tipo IPE se consigue que las distancias de atornillado al alma del perfil sean suficientes, sin dañar la resistencia del ejión.

En cuanto a las correas de la parte superior de la fachada, se deses timará la colocación de los mismos ejiones que en el resto de la fachada, ya que la separación con los pilares se aumenta debido a la necesidad de colocar los canalones de evacuación de aguas procedentes de la cubierta.

Por ello se ha optado por colocar una pequeña IPE-100 colocado con el plano que contiene el alma perpendicularmente al panel de fachada tal y como se muestra en la imagen inferior. Se coloca de esta forma para poder seleccionar la longitud adecuada dependiendo del canalon que se deba colocar, y a su vez, la resistencia es mayor que si se colocara el plano de las alas perpendicular al panel.



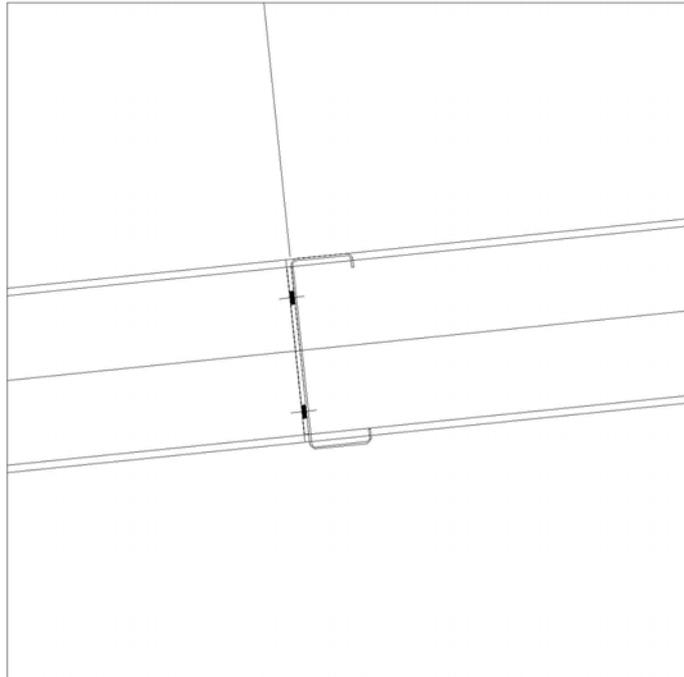
Debido a que el alma de la IPE interferiría con la correa, lo que se ha diseñado es colocar una UPN-120 tal y como muestra la imagen, que tendrá mas resistencia que la C al separarla del ejón, y por tanto permitirá atornillar el panel a la distancia que se desee.

La zona oscura de la imagen se corresponde con una chapa doblada con la forma que se muestra, y que se atornillará tanto a la correa de cubierta como al ejón y al extremo superior del cerramiento. Encima de esta chapa se colocará el canalón que evacuará las aguas de cubierta.

g. Correas de cubierta:

Las correas de cubierta se van a colocar directamente incrustadas sobre las vigas, por lo que se ha optado por colocar perfiles tipo C-250x80x3. Las correas se atornillarán por su alma a unas pequeñas IPE que servirán de forjado de cubierta en la zona de los pórticos axiales, y que se colocarán cada 1.65 m, distancia a la que se atornillarán los paneles de lana de roca.

En los pórticos centrales se unirán a las vigas de cubierta atornillandolas a las llantas que se muestran en la imagen y que quedarán soldadas a las alas y el alma, y tendrán un espesor de 6 mm.



Este tipo de perfiles al igual que ocurría con los de fachada, dejarán una distancia suficiente de atornillado para los paneles y su resistencia será suficiente para que no plastifiquen con las cargas de cubierta, gracias a que su eje fuerte es el paralelo a la dirección de las cargas.

7. ACCESOS Y MANTENIMIENTO:

Debido a que la ampliación está diseñada para que cada cámara quede prácticamente automatizada por completo, el acceso a la determinadas zonas de la nave sólo se le permite al personal autorizado, y otras zonas quedan abiertas solamente a tareas de mantenimiento.

Toda la nave tendrá puertas de acceso herméticas a cada cámara que las comunicarán con el corredor en la zona sótano, y una pasarela elevada que discurrirá por encima de las máquinas de frío en la zona central del corredor en la planta primera. De ésta forma se minimiza el paso de gente evitando acumular suciedad o partículas posiblemente dañinas para el proceso de secado.

Para el acceso de la mercancía, se ha adaptado la ampliación para que la zona noreste comunique directamente con el muelle para camiones que ya existía en la parte antigua de la fábrica, y cuyas desgargas, podrán ir destinadas a una u otra zona del edificio según las especificaciones del secado, tipo de carne, etc.

Así la empresa a la que está destinada la ampliación, determina que el acceso a esta parte nueva de la fábrica por el personal sea minimizada al máximo, quedando la zona de salazón y empaquetados, zonas con mayor acumulación de personal, en habitaciones especiales en la parte norte (zona ya existente de la fábrica).

Las bodegas, situadas en la zona este de la primera planta, suponen la última fase del secado de las piezas de carne, y a su vez sirven de escaparate a la hora de que haya algún posible comprador interesado en la mercancía, pudiendola inspeccionar a través de las cristaleras a ambos lados del pasillo de acceso. Por lo tanto estas bodegas tendrán también el acceso restringido, pero serán perfectamente visibles desde el exterior.

Todos los accesos a la nave por parte del personal, se harán desde la zona norte, teniendo también la posibilidad de acceder por una puerta en la parte central del corredor nombrado en el párrafo anterior.

8. CARACTERÍSTICAS PANELES AISLANTES:

Dentro del edificio, se van a usar paneles tipo sandwich para evitar la fuga de la temperatura óptima obtenida mediante los refrigeradores dentro de las cámaras. También se usarán los paneles sandwich como cerramientos de todo el edificio, tal y como se indica en los planos.

a. Cerramientos cubierta y laterales:

Los cerramientos de panel sandwich tienen diversas aplicaciones, entre ellas, sirven de cerramiento de cubierta y laterales, colocándolos con tornillos autotaladrantes y autoroscantes sobre las correas colocadas para sostenerlos.

En el caso de la nave de Montejo, se han elegido paneles de lana de roca y acero prelacado a ambos lados, todo ello unido con resinas especiales.

La lana de roca ha sido seleccionada por su capacidad aislante ante el bajo coeficiente de transmisión de calor a través de ella, ya que debido a la gran superficie de contacto que posee la nave con el exterior, pueden ser considerables y esto aumentaría la temperatura del edificio, lo que es perjudicial para el proceso del secado.

Según los cálculos de aislamientos térmicos con el programa creado por el IDAE (Ministerio de Industria) 'AISLAM' especial para cálculos de este tipo, suponiendo una temperatura exterior máxima de 40°C y la interior, que será de 20°C aproximadamente, con un espesor de lana de roca de 50 mm y densidad 100 kg/m³ será más que suficiente para evitar aumentos de temperatura considerables, y así a su vez se ahorrará en el consumo de los equipos de frío.

Otra consideración a tener en cuenta a la hora de escoger los paneles de lana de roca, es la tensión admisible que aguantan, ya que al añadirle las láminas de 0.5mm de espesor a cada lado del aislante, se aumenta la resistencia de estos, pero nunca se llegará a la sobrecarga para tareas de mantenimiento, por lo que el técnico destinado a tal tarea, debe asegurarse de moverse por la zona donde se sitúen las correas o vigas de cubierta.

En conclusión, los paneles elegidos para la zona de cubierta son:

Panel lana de roca. Densidad 100 kg/m³. Espesor lana 50mm y acero prelacado de 0.5 mm a cada lado.

Estos paneles tendrán un peso, como luego se especificará a la hora de introducir las cargas, de 15kg/m². Y se colocarán sobre las correas colocadas tal y como queda reflejado en los planos, con una distancia entre apoyos de 1.5 m (máxima distancia admisible para este tipo de panel).

Los paneles laterales, serán del mismo tipo, ya que todas las zonas donde se mantiene la temperatura más reducida, quedarán aisladas mediante sus propios paneles especiales.

b. Paneles aislantes de las cámaras

Para el correcto proceso de secado de jamones, como se ha explicado en la descripción del proyecto, es necesario mantener aproximadamente constante la temperatura de las cámaras en unos 15°C por lo que se deben minimizar las pérdidas entre el interior y el exterior de éstas.

Para ello, se usa como aislante la lana de roca, pero ésta vez debe ser de mayor calidad que el caso de los cerramientos exteriores, debido a que el flujo de calor será mayor cuanto más diferencia de temperaturas haya entre las superficies.

Las características del panel sandwich, son similares a las anteriores, con una capa de acero prelacado de 0.5 mm de espesor a cada lado de la lana. En éste caso no hará falta aumentar el espesor de la capa de acero, ya que se van a colocar los paneles como paredes y techumbre, pero no deberán soportar encima cargas de ningún tipo.

El espesor del aislamiento se aumenta para disminuir el flujo total de calor a través de él. Para realizar el cálculo, se ha utilizado el programa 'AISLAM', en el cual se introducen los datos de temperaturas y conductividad térmica del aislante, y obtenemos el resultado de aproximadamente 120 mm de espesor de aislante.

Las características finales del panel son: 120 mm espesor de la lana, cubierta de chapas prelacadas de 0.5 mm de espesor, con una densidad de fibra de 135 kg/m³ y 1.5 m entre apoyos.

Los apoyos se realizarán mediante la colocación de unos pequeños perfiles en 'L' que se unirán a columnas principales de la nave.

9. DISTRIBUCIÓN SISTEMA REFRIGERACIÓN:

Para mantener la temperatura constante en cada bodega se va a instalar un sistema de intercambio de agua-aire en determinadas zonas tal y como se indica en el anejo 1: planos refrigeración.

Antes de comenzar con toda la distribución dentro de la nave conviene destacar que la primera fase del enfriamiento se producirá en el exterior del edificio.

En la zona norte, fuera de los límites de la ampliación proyectada, quedan situadas estratégicamente varias enfriadoras sobre la cubierta del edificio. Se tratan de enfriadoras aire-agua que usan la temperatura exterior del aire para enfriar una solución de agua-glicol al 30%, lo que ayuda a la hora de la transferencia de calor con el aire aumentando el calor específico del agua.

Una vez se obtiene una temperatura de aproximadamente de 7°C (temperatura normal de trabajo para la enfriadora), el agua es bombeada con una electrobomba desde el depósito incorporado que lleva la enfriadora hacia el interior del edificio.

Este agua llega a unos intercambiadores agua-aire en el interior de la nave, en zonas ya próximas a las cámaras de secado, donde por medio de una batería de tubos de cobre, enfría el aire que hay a su alrededor. Este aire es impulsado por medio de ventiladores que lo transportan a través de los conductos de chapa (ya que se debe evitar el uso de fibras debido al uso alimentario del producto del interior) hasta el interior de cada bodega.

Una vez dentro de la cámara, este aire se dirige directamente sobre el producto mediante una serie de toberas orientables, que mantendrán la temperatura constante, una vez se hayan enfriado.

Este aire recircula y se retira gracias a un conducto de extracción que se sitúa en un extremo de la cámara, y que volverá a pasar de nuevo por el intercambiador para ser enfriado de nuevo.

Todos los ventiladores, así como las toberas, los conductos, etc quedan definidos en el anejo 1 de la memoria, que se adjuntará con ésta.

10. ACCIONES CONSIDERADAS:

Para el cálculo de la estructura según el código técnico de la edificación se han aplicado las siguientes cargas a la estructura:

Acciones de viento

Acciones de nieve

Sobrecargas de uso

Cargas permanentes (instalaciones, paneles, etc.)

Y sobretodo una sobrecarga debida a la electrovía de la que colgarán los jamones en perchas

Todas ellas se van a explicar a continuación con más detenimiento, nombrando los factores que influyen a la hora de tener en cuenta cada una de ellas, así como la distribución que tendrán una vez aplicadas sobre cada pórtico.

a. Nieve:

Para el cálculo de la carga de nieve que le correspondería en éste caso se recurre al documento básico de seguridad estructural y acciones en la edificación del código técnico.

Según aparece en la página 10 de éste documento, la carga de nieve se calcula a partir de los coeficientes de forma (μ) y el valor característico de la carga de nieve (S_k).

En el caso de la nave de Montejo, el ángulo de la pendiente máxima es de $11,22^\circ$ (19.85%), que al no superar la máxima de 30° , hace que el coeficiente de forma sea igual a 1.

Debido a la situación geográfica del edificio (provincia de Salamanca), la carga de nieve será igual a 0.7 kN/m^2 debido a los 931 metros sobre el nivel del mar, que superan a los 780 que estipula el CTE para Salamanca (0.5 kN/m^2).

$$Q_N = 1 \times 0.7 \text{ kN/m}^2 = \boxed{0.7 \text{ kN/m}^2}$$

Una vez obtenida la carga de nieve por metro cuadrado, se debe aplicar a cada pórtico multiplicando éste valor por la mitad de la modularidad con los pórticos anterior y posterior.

En este caso, es muy importante tener en cuenta que la modularidad no es constante para toda la nave en el sentido este-oeste (porticos numerados del 1 al 16), pero sí lo es en el sentido norte-sur (pórticos nombrados de la A a la I).

Según el plano número 1, de la distribución en planta de la nave, nombrando cada alineación, se calculan las siguientes cargas:

$$\text{Pórticos A e I: } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 3.5 \text{ m} = 2.45 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port del B al H: } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 7 \text{ m} = 4.9 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port A': } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 0.84 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port A'': } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 3.2 \text{ m} = 2.24 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port B': } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 4 \text{ m} = 2.8 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port C': } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 5.225 \text{ m} = 3.6575 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port 9: } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 3.685 \text{ m} = 2.5795 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port 10: } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 6.91 \text{ m} = 4.837 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port del 11 al 14: } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 6.45 \text{ m} = 4.515 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port 15: } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 6.705 \text{ m} = 4.6935 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port 15 P: } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 1.14 \text{ m} = 0.798 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port 15': } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 4.365 \text{ m} = 3.0555 \text{ kN/m lineal}$$

$$\text{Port 16: } 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 3.48 \text{ m} = 2.436 \text{ kN/m lineal}$$

Todas las cargas se aplican sobre los pórticos descritos de forma distribuida en dirección vertical hacia abajo.

La mayoría de éstas cargas recaerán sobre las vigas de cubierta, excepto en la zona de las bodegas, donde también se extenderán por el pasillo central.

b. Cargas permanentes:

En el caso de las cargas permanentes, se van a considerar varias acciones situadas en distintos lugares del edificio.

Para el cerramiento de cubierta, se ha elegido un panel sandwich de lana de roca con las siguientes características: 50 mm espesor lana, con una densidad de 100 kg/m³, con cierres de chapa laminada de 0.5 mm de espesor cubriendo la lana, con resistencia al fuego tipo A1 (no combustible, sin contribuir al fuego en grado máximo).

Este tipo de panel especial para cubiertas, añade una carga de aproximadamente de 15 kg/m² a las vigas que lo soportan:

$$Q_{\text{PANELES}} = 0.15 \text{ kN/m}^2$$

Para el primer cálculo de la nave, ya que se va a hacer sin diseñar las correas por el momento, se han supuesto unas cargas equivalentes a éstas, repartidas en las vigas de cubierta.

$$Q_{\text{CORREAS}} = 0.05 \text{ kN/m}^2$$

Por otra parte, cargando las vigas de cubierta, irán colocadas la mayor parte de las instalaciones de luz, los tubos de tomas de agua que comunican con el exterior, etc y por todo ello, se ha estimado una sobrecarga en todas estas vigas por su parte inferior de 10 Kg/m².

$$Q_{\text{INSTALACIONES}} = 0.1 \text{ kN/m}^2$$

Una vez se tienen todas las cargas permanentes aplicables a las vigas de cubierta, se procede a sumarlas y calcular la carga que le corresponde a cada pórtico tal y como se ha hecho con las cargas de viento.

$$Q_{\text{PERMANENTE CUBIERTA}} = 0.3 \text{ kN/m}^2$$

Aplicando las cargas a cada pórtico:

- Pórticos A e I: $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 3.5 \text{ m} = 1.05 \text{ kN/m}$ lineal
- Port del B al H: $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 7 \text{ m} = 2.1 \text{ kN/m}$ lineal
- Port A': $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 0.36 \text{ kN/m}$ lineal
- Port A'': $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 3.2 \text{ m} = 0.96 \text{ kN/m}$ lineal
- Port B': $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 4 \text{ m} = 1.2 \text{ kN/m}$ lineal
- Port C': $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 5.225 \text{ m} = 1.5675 \text{ kN/m}$ lineal
- Port 9: $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 3.685 \text{ m} = 1.1055 \text{ kN/m}$ lineal
- Port 10: $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 6.91 \text{ m} = 2.073 \text{ kN/m}$ lineal
- Port del 11 al 14: $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 6.45 \text{ m} = 1.935 \text{ kN/m}$ lineal
- Port 15: $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 6.705 \text{ m} = 2.0115 \text{ kN/m}$ lineal
- Port 15 P: $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 1.14 \text{ m} = 0.342 \text{ kN/m}$ lineal
- Port 15': $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 4.365 \text{ m} = 1.3095 \text{ kN/m}$ lineal
- Port 16: $0.3 \text{ kN/m}^2 \times 3.48 \text{ m} = 1.044 \text{ kN/m}$ lineal

Todas las cargas descritas, se aplicarán igual que las de nieve, de forma vertical hacia abajo, ya que son pesos de materiales, y por tanto dependen directamente de la fuerza de la gravedad.

Una vez determinadas las cargas permanentes aplicables a la zona de cubierta, se deben calcular también las que cargan la parte superior de la primera planta, las vigas que se sitúan en la cota 13,8 m sobre el nivel del suelo del sótano.

Estas vigas supondrán la techumbre de las cámaras frigoríficas, por lo que llevarán paneles frigoríficos y conductos de refrigeración para llevar el aire desde las máquinas hasta el lugar específico de colocación de las toberas orientables.

Los paneles aislarán la zona, para que el aire a menor temperatura no se escape por la parte superior. Éstos paneles serán en forma de sandwich de lana de roca de 40 mm de espesor, con acero laminado a ambos lados. Todas las

características, se han descrito en el apartado anterior de características de los cerramientos.

El peso de éstos paneles según especificaciones del fabricante será de aproximadamente 20 Kg/m².

A este peso debe unirse el de los conductos de circulación del aire frío (15 Kg/m²), crean una carga total de:

$$Q_{\text{PANEL+COND}} = 0.3 \text{ kN/m}^2$$

Para evitar complicaciones posteriores de aplicación de cargas a la hora de cálculo, se ha decidido aplicar esta carga uniformemente distribuida por toda la superficie de la nave a la altura anteriormente nombrada.

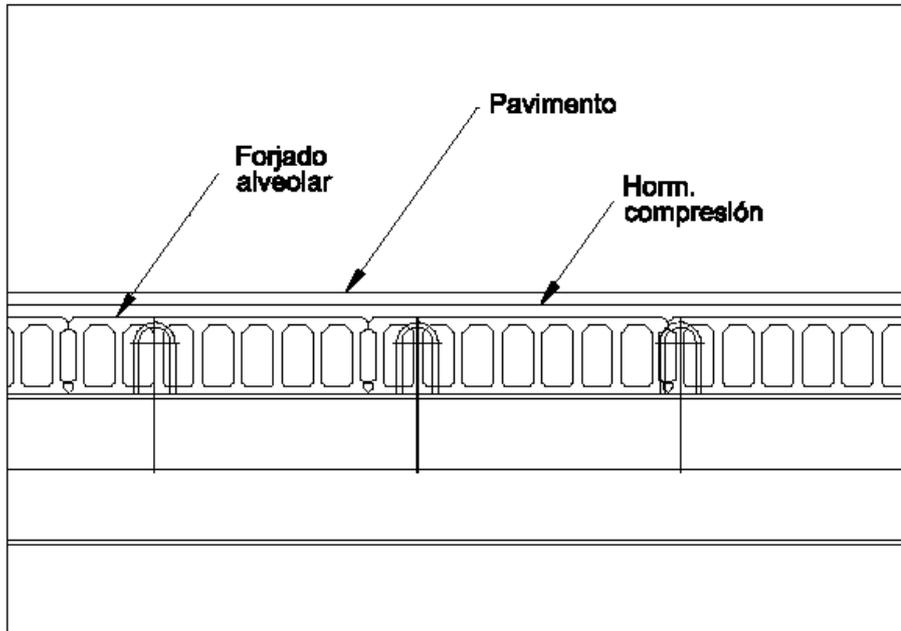
Sobre el corredor central de ésta planta, como antes se ha explicado, se colocarán los climatizadores que mantendrán a la temperatura asignada todas las cámaras de la planta. Cada máquina ocupará una superficie aproximada de 3.5m² y pesarán unos 500 kg. Todo esto supondrá una carga de aproximadamente 150kg/m².

$$Q_{\text{MAQUINAS}} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Esta carga se colocará al igual que la anterior uniformemente distribuida, pero en este caso solamente en la zona del corredor.

Para separar esta planta de la planta sótano, y sus respectivas zonas de secado, lo que se ha decidido es colocar un forjado alveolar de 30 cm de espesor, tal y como se muestra en la imagen inferior.

El forjado incluye como se puede ver en la imagen varias capas en su parte superior, que se corresponden con una fina capa de hormigón a compresión de 5 cm de espesor (incluyendo mallazo en su interior) y otra capa de pavimento de 5 cm de espesor también.



$$\left. \begin{array}{l} Q_{\text{FORJADO}} = 3.5 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{\text{HORMIGON}} = 1.1 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{\text{PAVIMENTO}} = 1 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} Q_{\text{SOLADO}} = 5.6 \text{ kN/m}^2$$

Esta carga permanente se situará sobre todo el solado de la nave, cubriendo toda la superficie, a una cota de 7.3 m sobre el nivel inferior del sótano.

c. Sobrecargas:

En cuanto a las sobrecargas, la mayoría se producen por tareas de mantenimiento, excepto en las vigas de la primera planta, que se añadirá una sobrecarga bastante considerable por el paso de maquinaria pesada para acceder a las cámaras.

En las vigas que forman el techo de la primera planta, existe una sobrecarga de paso de gente igual a:

$$S_{\text{PASO}} = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

La sobrecarga se colocará uniformemente distribuida sobre toda la superficie de la nave.

En el forjado alveolar de la primera planta, existe la posibilidad de que se mueva por la nave maquinaria de elevación de cargas, con un peso total en carga de unos 500 kg/m². Esta sobrecarga que se extenderá por todas las zonas donde se sitúe el forjado, tendrá un valor de:

$$S_{PASO} = 5 \text{ kN/m}^2$$

d. Electrovía:

Para la automatización de la materia prima por todas las zonas del proceso, se ha colocado una electrovía tal y como se muestra en el plano adjunto 3.1.

La electrovía está fabricada con un perfil en forma de I reforzado, con un material especial como es el aluminio extrusionado, y los soportes para sujetar la electrovía son perfiles en forma de 'C', que se unirían mediante una chapa con tornillos pasantes al alma de la I, y a su vez se atornillaría al perfil de forjado o al forjado alveolar.

En el otro lado del alma, la I lleva ocho conductores de cobre con una sección de unos 100 Amperios. Dichos conductores están repartidos: tres fases más tierra para potencia, dos conductores para control de seguridad y emergencia y otros dos como red de comunicaciones entre la estación central y las perchas.

Cada percha de jamones lleva un carro en su parte superior un carro para soportar las cargas, que van movidos por un motorreductor trifásico, el cual llevará la potencia adecuada para la capacidad de la percha en cuestión.

Este motorreductor mueve una rueda vulcanizada que va en el ala superior de la I, y la usa como vía de rodadura y tanto extremos de las alas superiores e inferiores como parte inferior de la I, se usan como ruedas de contraste para evitar movimientos innecesarios.

El propio motorreductor contiene un variador propio para regular las arrancadas y frenadas bruscas y la velocidad del carro.

El propio carro, contiene un equipo electrónico con ocho escobillas dobles de grafito que se usan para tener control y alimentación del propio carro. También llevará dentro del propio carro, las protecciones termicas y el módulo de control de cada carro, que a través de los dos conductores anteriormente nombrados se comunica con el PLC de control y a la vez con el ordenador de producción.

Esta electrovía, tiene las siguientes características: carga máxima admisible puntual de 1000kg y velocidad máxima de 120 m/min.

En nuestro caso, el tipo de electrovía que se va a colocar, tiene un peso propio de 65 kg por metro lineal, incluyendo bridas, tornillería, llantas, etc.

Para el cálculo de la sobrecarga que produce la electrovía se va a ir calculando cada parte influyente paso por paso:

Peso máximo por unidad en proceso de secado (jamón o paleta): 16 kg/ud.
Este peso es aproximadamente el peso en sangre que llega a alcanzar un jamón recién llegado del matadero.

Numero de piezas por percha: 30 uds

Peso de percha descargada: 120 kg

Peso total de una percha con carga máxima:

$30 \text{ uds} \times 16 \text{ kg/ud} = 480 \text{ kg} + 120 \text{ kg de percha} = 600 \text{ kg / percha cargada}$

Cada metro de electrovía admite la colocación de 3 perchas, que sumadas a su peso propio, hacen una sobrecarga total de:

$3 \text{ perchas/m} \times 600 \text{ kg/percha} = 1800 \text{ kg/m (aprox)} + 40 \text{ kg/m (pp)} = \boxed{1840 \text{ kg/m}}$

Esta sobrecarga se aplicará sobre toda la línea que marca la electrovía, siendo el caso más desfavorable. Es la mayor carga que va a soportar la nave, y supondrá la colocación de perfiles especiales que no tendrán labor estructural, sino que servirán de apoyo para la colocación del rail.

e. Viento:

El cálculo de las cargas de viento sobre el edificio se ha hecho siguiendo las indicaciones del código técnico de la edificación.

Según éste, la carga de viento se calcula a partir de tres coeficientes: la presión dinámica (q_b), coeficiente de exposición (C_e) y coeficientes de presión exterior (C_p).

La presión dinámica depende directamente de la densidad del aire (ρ) y de la llamada velocidad básica del viento, que a su vez depende de la zona geográfica donde se sitúa el edificio en cuestión. Montejo, donde se sitúa la obra descrita en éste proyecto, se encuentra en la provincia de Salamanca, por lo tanto dentro de la llamada zona A.

Debido a esto, le corresponde una presión dinámica de 0.42 kN/m^2 . (Valor básico de la velocidad del viento= 26 m/s).

El coeficiente de exposición depende del tipo de terreno en el que se sitúa la obra, de su altura, etc.

Para el caso de Montejo, se tomará el tipo de zona: "Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia". Por esto, los parámetros 'k' y 'L' serán iguales a 0,17 y 0,01 respectivamente.

La altura máxima a considerar en este caso será de 17,432 m de altura de cumbre en los pasillos, sobre la base del terreno en su zona más baja.

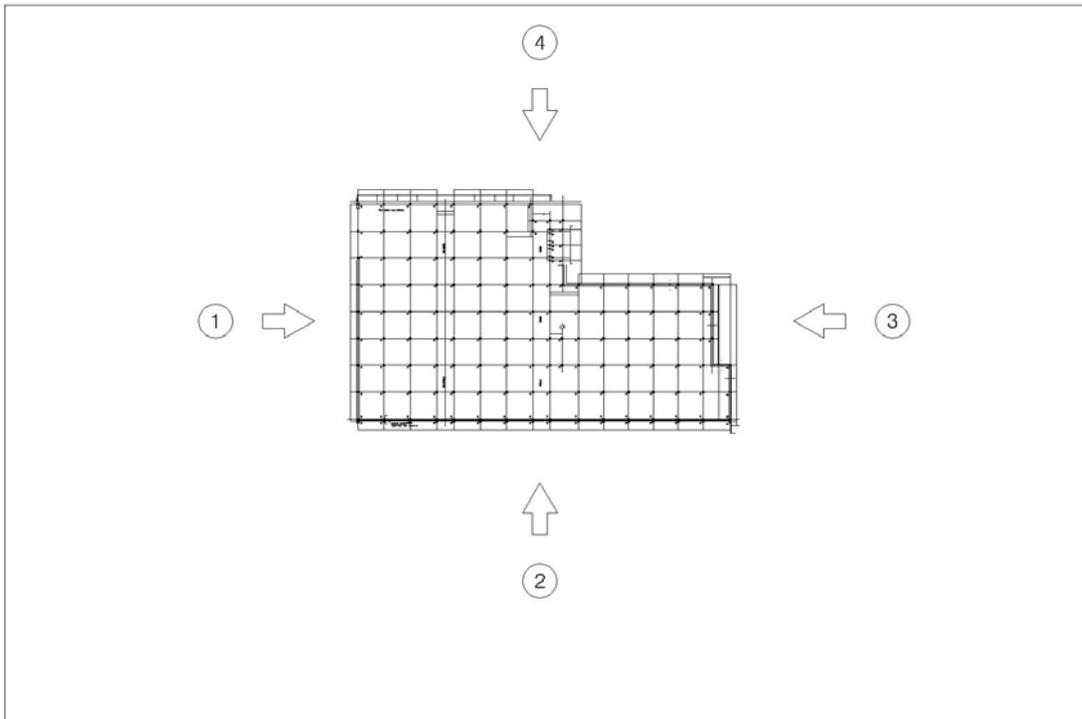
Según éstos datos el resultado del término 'F' será:

$$F = k \ln(z_{\max} / L) = 1,268$$

Y por tanto

$$C_e = F (F + 7 k) = 3.119$$

Para determinar el coeficiente de presión exterior, se debe estudiar cada zona por separado. Habrá en total tres casos de acciones de viento distintos, como se va a ver en la imagen de la siguiente página.



Antes de comenzar con el primer caso, calcularemos el área de influencia 'A' que condicionará a la hora de calcular el coeficiente de presión.

En nuestro caso, debido a la gran altura de cada pilar (mínimo 7,3 m con modularidad de 7 m hasta el siguiente) el área de influencia será siempre mayor que 10 m².

La zona norte de la ampliación comunica en toda su superficie con el edificio ya existente, por lo que no hace falta calcular cargas de viento, ya que en ésta cara no incide.

El edificio, aunque es una sola edificación se va a calcular como dos zonas diferenciadas, ya que la dificultad que conllevan los pasillos de las bodegas, hacen que sea más desfavorable calcularlas por separado y por tanto mejor y más sencillo.

Así se procederá a calcular primero la zona de la nave principal y posteriormente la zona de pasillos, todo esto para cada suposición de incidencia del viento.

CASO 1 y 3:

En el caso 1, el viento incide perpendicularmente a la cara oeste del edificio, y en el caso 3 es en la misma dirección pero sentido contrario. Para obtener el coeficiente de presión exterior en este caso se debe acudir a la tabla del anejo D del documento básico de Seguridad Estructural y acciones en la edificación. En la tabla D.3 Paramentos verticales encontraremos los coeficientes en la tabla de las caras frontal, laterales y posterior.

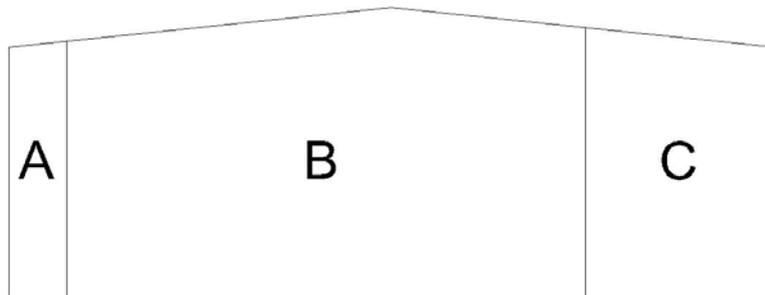
Antes de comenzar a tomar datos, se debe calcular la relación entre h y d , que en este caso se corresponden con $h = 17$ m y $d = 46$ m por tanto $h/d=0.37$

Entrando en la tabla obtenemos los terminos según las zonas de presión del viento:

$$A=-1.2 \quad B=-0.8 \quad C=-0.5 \quad D=0.713 \quad E=-0.33$$

Los coeficientes D y E se aplicarán directamente sobre la fórmula, ya que ocupan las caras frontal y posterior completas del edificio, pero con los coeficientes A, B y C se hará una media según sus superficies de incidencia, y el valor de esa media se colocará en ambas caras laterales.

Para el cálculo de las superficies hace falta calcular primero el parámetro $e=\min(b,2h)$. En éste caso $e=2h=34$ m con este dato se obtienen las siguientes superficies:



Superficies:

$$A=51.51 \text{ m}^2 \quad B=504.39 \text{ m}^2 \quad C= 174.58 \text{ m}^2$$

Con estos datos obtenemos la media a partir de las superficies de cada zona:

Media = -0,756

Los coeficientes por cada superficie quedarán entonces:

Frontal = 0.713 Laterales= -0.756 Posterior=-0.33

Como es lógico, la cara frontal sufre la acción del viento en forma de presión, y las caras tanto laterales como posterior sufren una fuerza de succión.

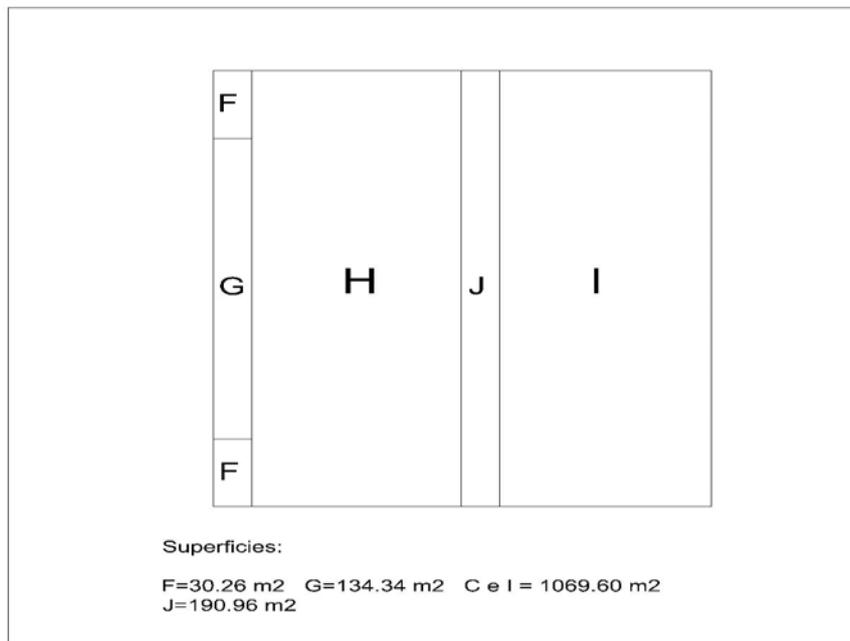
Todas las cargas se aplicarán a la nave tal y como se explica en el último apartado dentro de las cargas de viento.

En cuanto a los coeficientes en la cubierta, se obtienen del mismo anejo en la tabla D.6 Cubiertas a dos aguas.

La pendiente de la cubierta es de 5° aproximadamente por lo que se obtienen unos coeficientes:

F=-1.7 G= -1.2 H= -0.6 I= -0.6 J=-0.6

Al igual que ocurría en el caso anterior, habrá que calcular la media según las superficies indicadas a continuación:



Las medias de la zona izquierda y derecha respectivamente son:

Izquierda= -0.734 Derecha=-0.6

Por tanto como era de esperar, toda la cubierta sufriría una carga de succión, que intentaría arrancar los cerramientos.

Ahora se pasa a la zona de las bodegas, las cuales se van a dividir en norte y sur. Los primeros cálculos serán los de la bodega sur, que es ligeramente más larga que la norte (39.21 m frente a los 34.5 m de la sur).

La relación $h/d = 16.7/39.21 = 0.43$ y la $e = 14m$.

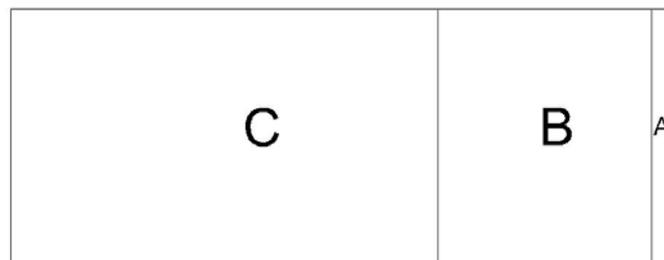
Los coeficientes de ésta zona serán:

$A = -1.2$ $B = -0.8$ $C = -0.5$ $D = 0.724$ $E = -0.304$ (estos dos últimos se han obtenido interpolando los coeficientes de la tabla D.3)

Tomando los datos de las superficies que se muestran en la imagen de la siguiente página, la media del coeficiente de la cara lateral quedará: Media = -0.621

Así los finalmente cada zona queda:

Frontal = 0.724 Lateral = -0.621 Posterior = -0.304



Superficies:

$A=21.31 \text{ m}^2$ $B=191.82 \text{ m}^2$ $C= 383.81\text{m}^2$

La cubierta de la bodega sur, con una inclinación de 11.23° (que se aproximará para calcular los coeficientes a 15°) tendrá los siguientes coeficientes:

$$F = -1.3 \quad G = -1.3 \quad H = -0.6 \quad I = -0.5$$

En este caso como se puede ver en la imagen de la página siguiente, la media del coeficiente de la superficie izquierda y derecha serán iguales.

I	H	F
I	H	G
I	H	F
I	H	G

Superficies:

$$F = 4.9 \text{ m}^2 \quad G = 4.9 \text{ m}^2 \quad H = 49 \text{ m}^2 \quad I = 215.67 \text{ m}^2$$

La media de la zona norte y sur de la cubierta será: Media = -0,547 será el único coeficiente que se le aplicará a la cubierta de la bodega sur.

La bodega norte en un poco más corta que la sur, pero ambas tienen el mismo ancho (14m). Por lo cual el coeficiente d variará su valor y por tanto, la relación h/d valdrá:

$$h/d = 16.7/34.531 = 0.48 \quad e = 14 \text{ m}$$

En este caso pues los coeficientes de presión exterior serán:

$$A = -1.2 \quad B = -1.2 \quad C = -0.5 \quad D = 0.731 \quad E = -0.36$$

De nuevo, la media de los coeficientes A, B y C se obtendrá a partir de las superficies de cada uno según quedan reflejadas en la imagen de la página siguiente.

Así, tomando estos datos, se obtiene una media del coeficiente de presión en los laterales del edificio de: Media = -0.638

Los coeficientes definitivos según la zona de incidencia del viento serán:

$$\text{Frontal} = 0.731 \quad \text{Posterior} = -0.36 \quad \text{Lateral} = -0.638$$



Superficies:

$$A=21.31 \text{ m}^2 \quad B=191.82 \text{ m}^2 \quad C= 312.55\text{m}^2$$

Al igual que ocurría en el caso de la bodega sur, en la bodega norte los coeficientes de presión exterior en la cubierta serán en este caso iguales a ambos lados de la cumbrera.

Los coeficientes serán los mismos que en la bodega sur, ya que la inclinación de la cubierta va a ser la misma (aproximada a 15°).

$$F = -1.3 \quad G = -1.3 \quad H = -0.6 \quad I = -0.5$$

Las superficies de influencia de cada coeficiente, debido a que el termino 'e' no varía, serán iguales a las de la imagen de cubiertas del caso anterior, excepto la zona I, que ser ligeramente más pequeña:



Superficies:

$$F= 4.9 \text{ m}^2 \quad G= 4.9 \text{ m}^2 \quad H= 49 \text{ m}^2 \quad I= 182.9 \text{ m}^2$$

Así, la media del coeficiente Cp en toda la cubierta será de: Media = -0,553

Todos estos coeficientes se aplicarán en cada superficie para el caso 1 y 3, según sea cara posterior, frontal, lateral o cubierta.

CASO 2:

El segundo caso de las posibles acciones de viento, es aquel en el que el la dirección de viento va de norte a sur de la nave y viceversa. En todo este caso, la cara posterior de la nave principal no estará expuesta a la acción del viento, por lo que no hará falta calcular los coeficientes en esta zona., pero sí se calcularán para la zona de pasillos.

Lo primero será al igual que en la anterior comprobación, separar el edificio en tres zonas, dos bodegas y la nave principal, que es la que primero se volverá a analizar.

Antes de entrar a la tabla D.3 de paramentos verticales, habrá que calcular la relación h/d y e.

$$h/d = 17/56 = 0.30 \quad y \quad e = \min(2h,b) = 2h = 34 \text{ m}$$

Según las relaciones anteriores, se obtienen unos coeficientes eólicos:

$$A = -1.2 \quad B = -0.8 \quad C = -0.5 \quad D = 0.706 \quad E = -0.31$$

Al igual que en los casos anteriores, se debe calcular la media de la zona lateral según la superficie de incidencia de cada coeficiente:



Superficies:

$$A=50.91 \text{ m}^2 \quad B=458.18 \text{ m}^2 \quad C= 329.41 \text{ m}^2$$

La media de la parte lateral será de: Media = -0.706

Por tanto los coeficientes serán:

Frontal =0.706 Lateral =-0.706 Posterior =-0.31

En cuanto a la cubierta de la nave principal, la distribución de coeficientes será de la forma:

Siendo (pendiente cubierta 5°):

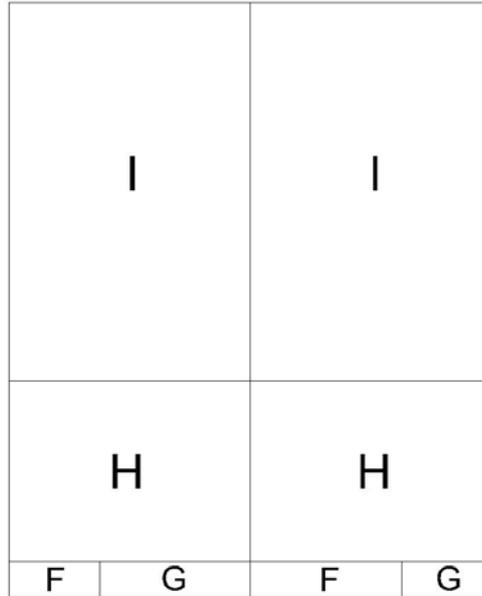
F= -1.6

G=-1.3

H=-0.7 I=-0.6

La media de todas las superficies será de:

Media= -0.693



Superficies:

F=48.11 m² G=47.75 m² H = 384.45 m²
 I=806.34 m²

Teniendo analizada ya toda la nave principal, es hora de calcular la zona de bodegas. Para ambos corredores, los coeficientes e y de robusted son iguales tal y como se muestra a continuación:

La geometría de ésta parte del edificio ya ha sido descrita en el apartado anterior, pero la relación h/d y e varían al variar la dirección de incidencia del viento.

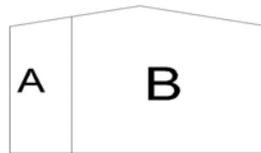
En este caso, $h/d = 16.7/14 = 1.19$ y $e = 2h = 33.4m$

Los coeficientes sobre los paramentos de la bodega norte quedarán:

$$A = -1.2 \quad B = -0.8 \quad C = -0.5 \quad D = 0.8 \quad E = -0.51$$

Como el resto de casos, con los coeficientes A,B y C habrá que calcular la media de las zonas laterales, según sus superficies.

Tanto la bodega norte como la sur tendrán la misma distribución de superficies en su zona lateral:



Superficies:

$$A = 29.97 \text{ m}^2 \quad B = 100.76 \text{ m}^2$$

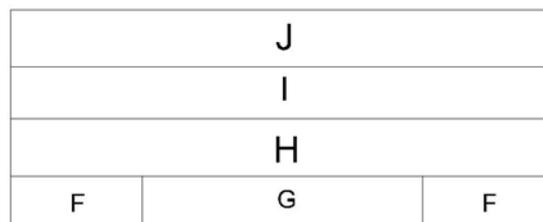
Así la media lateral quedará de la forma: Media = -0.89

Los coeficientes definitivos de los paramentos verticales de las bodegas según las hipótesis 2 y 4 serán:

$$\text{Frontal} = 0.8 \quad \text{Lateral} = -0.89 \quad \text{Posterior} = -0.51$$

Las cubiertas de la nave norte tendrán los siguientes coeficientes y superficies de reparto:

$$F = -0.9 \quad G = -0.8 \quad H = -0.3 \quad I = -0.4 \quad J = -1$$



Superficies:

$$F = 27.89 \text{ m}^2 \quad G = 59.55 \text{ m}^2 \quad H = 126.37 \text{ m}^2 \\
 I = 115.33 \text{ m}^2 \quad J = 126.37 \text{ m}^2$$

Para calcular los coeficientes generales, se hará la media de la zona norte y sur: Media zona norte = -0,714 Media zona sur = -0,517

Una vez se tienen calculados todos los coeficientes de las distintas zonas del edificio, se hace el cálculo tal y como se mostraba al principio del capítulo 'Viento', y se introducen al modelo como cargas distribuidas por toda la superficie del cerramiento, o en nuestro caso, se multiplica por la mitad de la modularidad con los pilares contiguos, y se distribuyen linealmente sobre el lateral exterior de cada pilar.

11. DISEÑO Y CÁLCULO DE UNIONES:

Union N° 1:

La primera unión diseñada, se trata de un empalme de un pilar, en el que concurren cuatro IPE de forjado en sus cuatro lados.

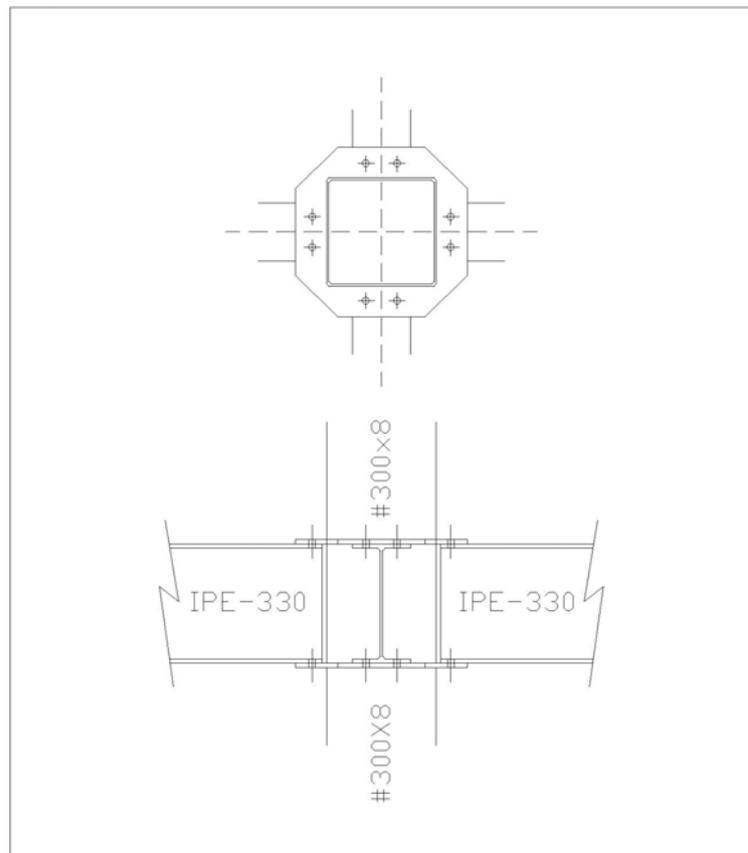
El perfil principal es del tipo cuadrado hueco de 300 mm de lado y 8 mm de espesor continuo.

Las IPE de forjado son del tipo IPE-330, y todas se colocarán de forma perpendicular a las caras del perfil cuadrado.

Para la resolución de este nudo se han diseñado dos chapas con forma octogonal tal y como se muestra en la imagen adyacente, de forma que los perfiles laterales queden unidos por las alas al perfil principal mediante un tornillo por cada ala de éstos.

Para la comprobación de esta unión se toman los esfuerzos axiales de las vigas de forjado, que se transmitirán en forma de cortante a los tornillos de unión a la chapa.

A la hora del diseño, recurriendo al Eurocódigo, se comprobará la geometría antes que las resistencias.



Según la imagen, las distancias serán:

$$e_1 = 45 \text{ mm}$$

$$e_2 = 77.55 \text{ mm} \quad \text{espesor} = 10 \text{ mm}$$

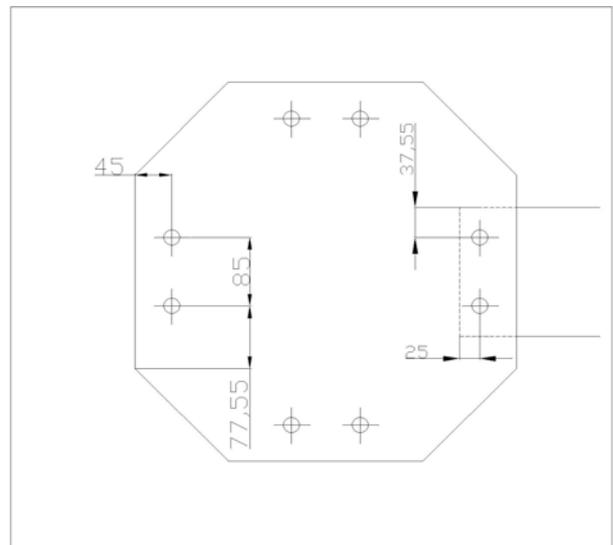
$$p_2 = 85 \text{ mm}$$

En la primera predimensión se han colocado tornillos de M16 - 8.8, por lo que los agujeros se han diseñado de diámetro $d_o = 18 \text{ mm}$, por lo que las distancias mínimas se cumplirán ya que:

$$e_1 = 45 \text{ mm} > 1.2 * d_o = 21.6 \text{ mm}$$

$$e_2 = 77.55 \text{ mm} > 1.5 * d_o = 27 \text{ mm}$$

$$p_2 = 85 \text{ mm} > 3 * d_o = 54 \text{ mm}$$



A su vez, se comprobará que las distancias mínimas de los agujeros a las vigas tal y como se muestra en la parte derecha de la imagen anterior también cumplen:

$$e_1 = 25 \text{ mm} > 1.2 * d_o = 21.6 \text{ mm}$$

$$e_2 = 37.5 \text{ mm} > 1.5 * d_o = 27 \text{ mm}$$

Una vez comprobada la geometría, se deberán comprobar las cargas a las que estará sometida la unión.

El axil máximo al que está sometido este tipo de unión es igual a 127.55 kN, por lo que cada tornillo deberá soportar un esfuerzo de 31.9 kN.

Las siguientes comprobaciones se corresponden con la chapa de unión:

Esfuerzo a cortante sobre un tornillo:

$$F_{v,Rd} = (n * 0.5 * f_{ub} * A) / \gamma_{M2} = (1 * 0.5 * 800 * 157) / 1.25 = 50240 \text{ N}$$

Donde:

n = numero de secciones transversales que resisten el esfuerzo de corte.

f_{ub} = tensión de rotura del acero del tornillo

A = en este caso corresponde al área resistente de la sección del tornillo

γ_{M2} = coeficiente parcial de seguridad del material de los tornillos

$F_{v,Rd} = 50240 \text{ N} > 31900 \text{ N} = F_{Ed}$ por lo tanto la unión CUMPLE la comprobación a cortante.

Aplastamiento de la chapa:

$$F_{b,Rd} = (2.5 * \alpha * f_u * d * t) / \gamma_{M2} = (2.5 * 0.88 * 410 * 18 * 10) / 1.25 = 129888 \text{ N}$$

Donde:

f_u = resistencia última del acero de la chapa

d = diámetro de los agujeros

t = espesor de la chapa

α = el menor valor de:

$$e_1/3*d_0 = 0.88 \quad p_1/3*d_0 - 0.25 = -0.25 \quad f_{ub}/f_u = 1.95 \quad \text{ó} \quad 1$$

$F_{b,Rd} = 129888 \text{ N} > 31900 \text{ N}$ por lo tanto CUMPLE la chapa cumple sobradamente la comprobación a aplastamiento.

Desgarro de la chapa:

Tanto la sección bruta como neta de la chapa tendrán una geometría especial, por lo que para hacer una aproximación se cogerá la sección recta que atraviesa por el centro ambos agujeros de los tornillos.

Sección bruta:

$$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0} = 3300 * 275 / 1.05 = 864285 \text{ N} > 31900 \text{ N} \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

Sección neta:

$$N_{V,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M0} = 0.9 * 2980 * 410 / 1.25 = 879696 \text{ N} > 31900 \text{ N}$$

CUMPLE

Las siguientes comprobaciones se harán para el ala del perfil, considerada como una chapa:

Aplastamiento:

En este caso α será el menor de:

$$e_1/3*d_0 = 0.49 \quad p_1/3*d_0 - 0.25 = -0.25 \quad f_{ub}/f_u = 1.95 \quad \text{ó} \quad 1$$

$$F_{b,Rd} = 51640 \text{ N} > 31900 \text{ N} \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

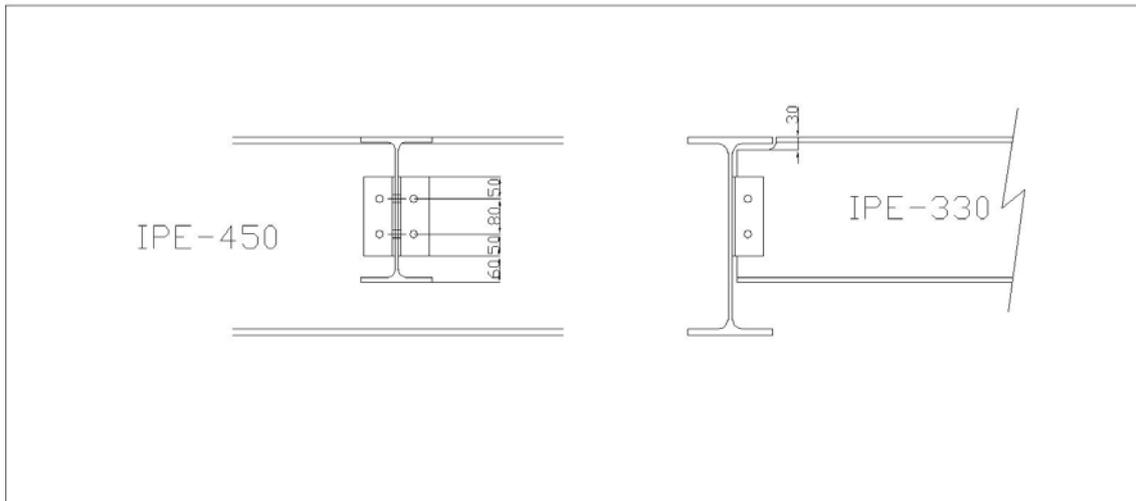
De todos estos resultados se deduce que tanto la chapa diseñada como la IPE y los tornillos de métrica 16 son válidos para el axil máximo que debe soportar este tipo de unión.

Unión nº 2:

El segundo tipo de nudo a diseñar se trata de un brochal que une dos perfiles tipo IPE. Tal y como se muestra en la imagen se junta una IPE-330 con su eje de su alma perpendicular al alma de otra IPE-450. La unión se va a realizar mediante la colocación de un perfil en forma de 'L' uniendo las almas de ambas almas de las IPE.

Lo primero es elegir la longitud del perfil de unión, que debe superar la mitad de de la altura del perfil de forjado (IPE-330), por lo que se elige una longitud cómoda a la hora del corte de 180 mm.

El único esfuerzo que debe soportar la unión es a cortante y tendrá un valor máximo de 81.663 kN.



Para seleccionar el tipo de perfil en 'L' se va a actuar de la siguiente manera: primero se deberán calcular los esfuerzos sobre ambos grupos de tornillos, tanto la unión a doble cortadura de la IPE-330, como la unión a simple cortadura de dos "L" a la viga principal (IPE-450).

Primero se predimensiona el perfil en L y la tornillería, comprobando que la geometría cumple las especificaciones del Código Técnico.

Predimensión: L-70x6 con tornillos de M16 y calidad 8.8.

$$e_1 = 50 \text{ mm} \geq 1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 18 = 21.6 \text{ mm}$$

$$p1 = 80 \text{ mm} \geq 2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 18 = 39.6 \text{ mm}$$

$$e2 = \text{gramil menor} = 30 \text{ mm} \geq 1.5 \cdot d_0 = 1.5 \cdot 18 = 27 \text{ mm}$$

La geometría del perfil cumple las especificaciones, por tanto ahora se deben calcular los esfuerzos sobre los tornillos, para ello se calculará la reacción combinada de esfuerzo cortante y axil sobre cada tornillo:

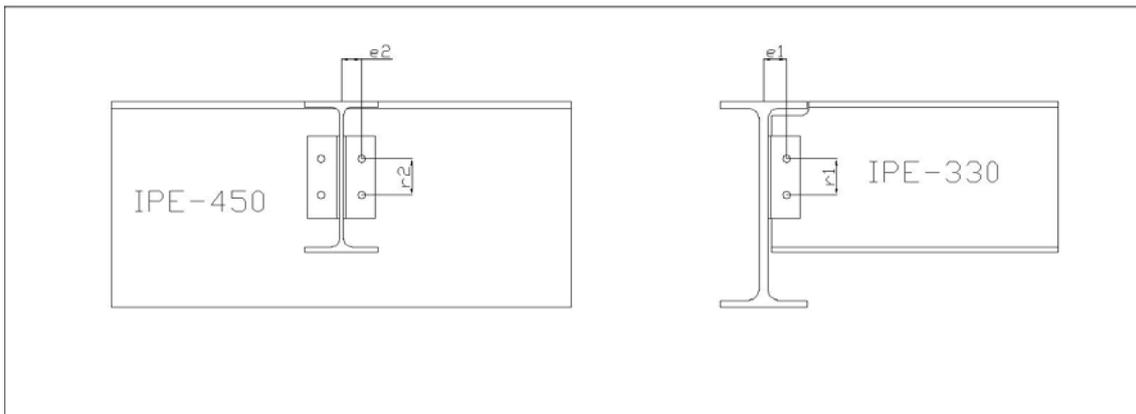
$$V_1 = V_{Ed}/n \quad F_1 = M_1/r_1 = V_{Ed} \cdot e_1/r_1$$

Donde: V_{Ed} = esfuerzo cortante = 81.663 Kn

n = nº de tornillos = 2

m = nº de angulares

e_1 , e_2 , r_1 y r_2 son las distancias tal y como se muestra e la siguiente imagen:



La combinación de los dos esfuerzos en un tornillo de la unión con del perfil IPE-330 será igual a:

$$R_1 = \sqrt{(V_1^2 + F_1^2)} = V_{Ed}/2 \cdot r_1 \sqrt{(r_1^2 + 4 \cdot e_1^2)} = 81663/2 \cdot 80 \sqrt{(80^2 + 4 \cdot 35^2)} = 54255 \text{ N}$$

Este esfuerzo se corresponde con la sollicitación de los tornillos de unión con el perfil IPE-330.

Los tornillos de unión con el perfil principal tendrán una sollicitación igual a:

$$V_2 = V_{Ed}/n = 81.663/4 = 20.416 \text{ kN}$$

$$F_2 = M_2/m \cdot r_2 = V_{Ed} \cdot e_2/m \cdot r_2 = 81.663 \cdot 35/2 \cdot 80 = 17.86 \text{ kN}$$

La combinación de ambos esfuerzos dará:

$$R_2 = \sqrt{(V_2^2 + F_2^2)} = 27128 \text{ N}$$

A partir de estos esfuerzos, se debe comprobar la resistencia de los tornillos a cortante.

Primero los tornillos de la unión del perfil IPE-330:

$F_{v1,Rd} = (n \cdot 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A) / \gamma_{M2} = 2 \cdot 0.5 \cdot 800 \cdot 157 / 1.25 = 100.48 \text{ kN} > 54.225 \text{ kN}$
de esfuerzo, por lo que el tornillo CUMPLE la comprobación a cortante.

Ahora se comprueban los tornillos de unión entre la L y el perfil principal:

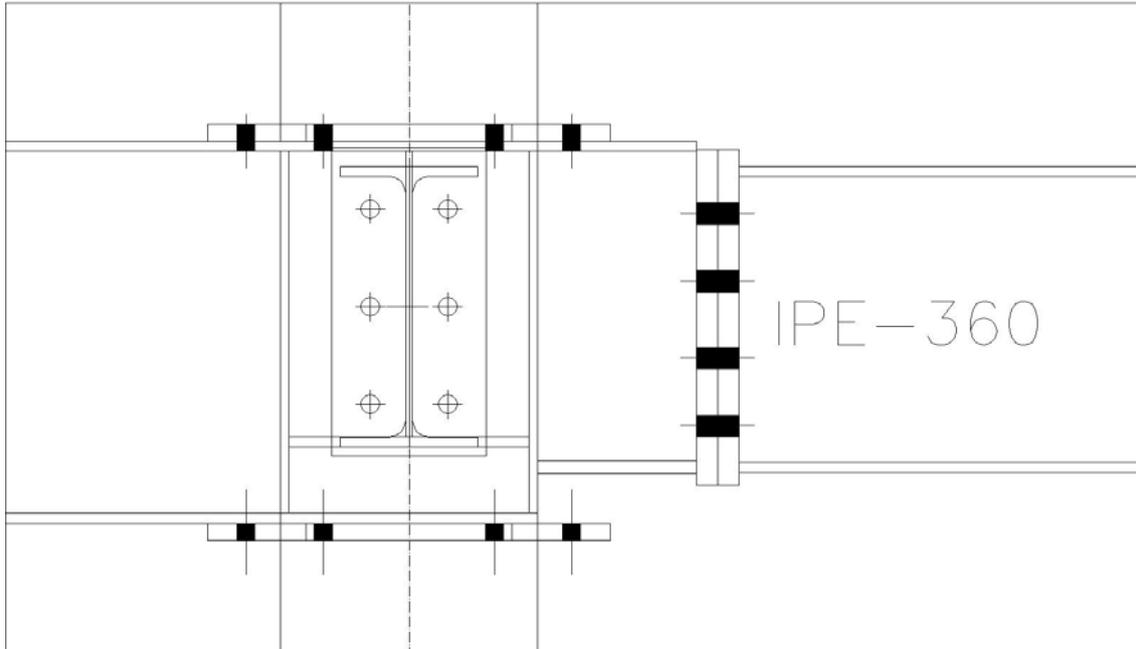
$F_{v2,Rd} = (n \cdot 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A) / \gamma_{M2} = 1 \cdot 0.5 \cdot 800 \cdot 157 / 1.25 = 50.24 \text{ kN} > 27.128 \text{ kN}$
resultantes en la anterior comprobación, por lo que la unión CUMPLE.

Por tanto la unión predimensionada es correcta. Se ha comprobado también a reducir el tipo de perfil tipo L debido al gran numero de uniones de este tipo presentes en la obra, pero haciendo las mismas comprobaciones para un perfil tipo L-60x6, se obtiene que el perfil no cumple con las especificaciones de la geometría del código técnico, ya que la distancia hasta el extremo del perfil es menor que $1.5 d_0$ por lo que no se podrá reducir el tipo de perfil.

También se ha comprobado si se podría reducir el tipo de tornillos, pero los esfuerzos obtenidos serán mayores que la resistencia a cortante del tornillo de métrica 12 por lo que no se cumplirían con la norma, por lo que se ha desechado esta variación.

Por lo tanto la unión diseñada se podría decir que está optimizada.

Unión nº3:



Para este tipo de unión se van a comprobar la capacidad de los tonillos tanto a tracción como a cortante de la chapa frontal que une la IPE-360 con las chapas que se atornillan a las chapas diseñadas en la unión tipo uno. A su vez se deberán comprobar los cordones de soldadura de la chapa frontal interior con las llantas de unión con el nudo.

Geometría de la chapa frontal:

La geometría inicial se ha ajustado al perfil IPE-360, quedando los tornillos entre las alas de esta y tendrá la forma:

$$e_1 = 75 \text{ mm} > 1.2 \cdot d_o = 1.2 \cdot 18 = 21.6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2.2 \cdot d_o = 2.2 \cdot 18 = 39.6 \text{ mm}$$

$$e_2 = 75 \text{ mm} > 1.5 \cdot d_o = 1.5 \cdot 18 = 27 \text{ mm}$$

$$p_2 = 120 \text{ mm} > 3 \cdot d_o = 3 \cdot 18 = 54 \text{ mm}$$

Por tanto la geometría de la chapa tal y como se ha diseñado en la primera aproximación cumple sobradamente.

Ahora se deben comprobar los tornillos tanto a cortante como a tracción, así como la resistencia de la chapa a aplastamiento.

Los tornillos para hacer la primera aproximación se han elegido de métrica 16, tal y como se puede ver en las comprobaciones de la geometría de la chapa, con agujeros de 18 mm de diámetro.

La primera comprobación será el cortante de la unión atornillada, que será soportado por las secciones de todos los tornillos a la vez, y no por la chapa, debido a que no son tornillos pretensados.

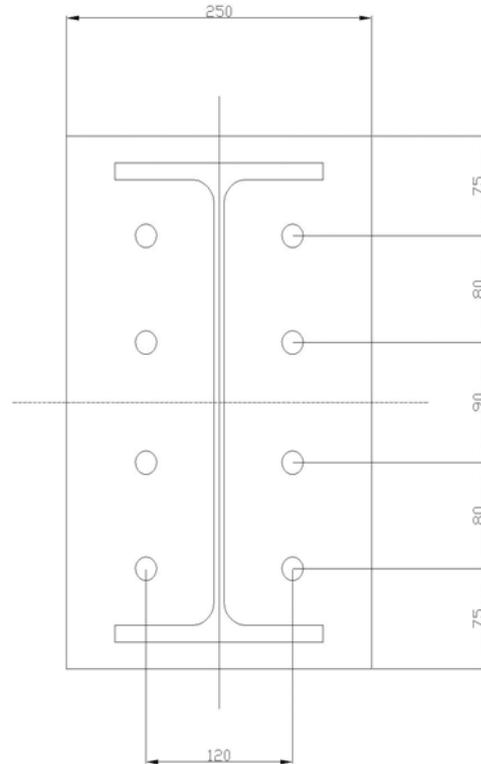
Los esfuerzos totales sobre la unión a calcular son:

$$N = 77.765 \text{ kN}$$

$$V = 35.324 \text{ kN}$$

$$M = 79.77 \text{ kN m}$$

El esfuerzo total en la unión a cortante será igual a 35.324 kN, que dividido entre los ocho tornillos de unión, dará un esfuerzo por tornillo igual a 4.4155 kN.



Cortante de un tornillo:

$$F_{v,Rd} = (n * 0.5 * f_{ub} * A) / \gamma_{M2} = (1 * 0.5 * 800 * 157) / 1.25 = 50240 \text{ N} > 4415.5 \text{ N}$$

por lo que cumple a cortante con un aprovechamiento del 8%

Aplastamiento de la chapa:

$$F_{b,Rd} = (2.5 * \alpha * f_u * d * t) / \gamma_{M2} = (2.5 * 1 * 410 * 18 * 25) / 1.25 = 369000 \text{ N}$$

Donde:

f_u = resistencia última del acero de la chapa

d = diámetro de los agujeros

t = espesor de la chapa = 25 mm

α = el menor valor de:

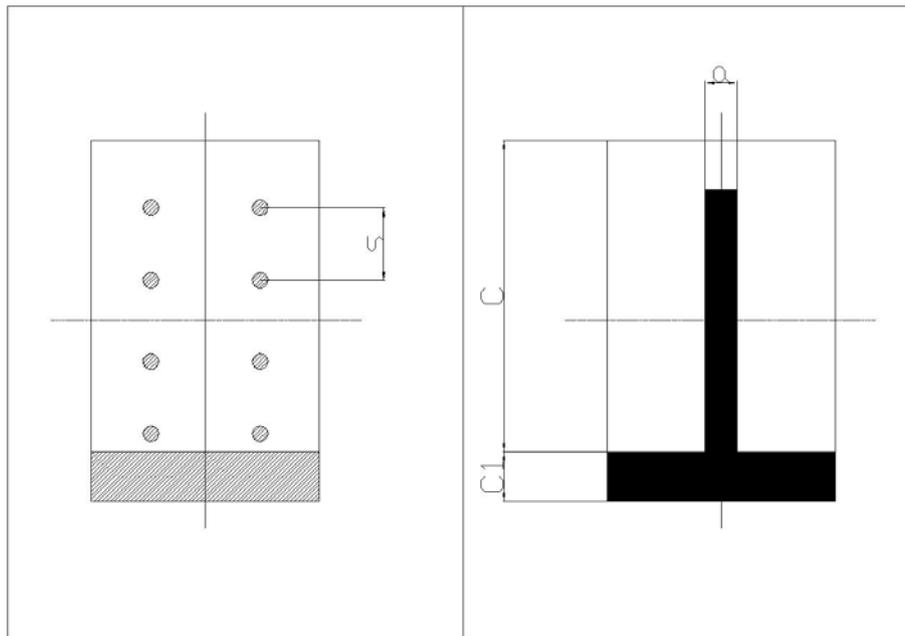
$$e_1/3*d_0 = 1.388 \quad p_1/3*d_0 - 0.25 = 1.23 \quad f_{ub}/f_u = 1.95 \quad \text{ó} \quad 1$$

$F_{b,Rd} = 369000 \text{ N} > 35324 \text{ N}$ por lo que la unión CUMPLE con un aprovechamiento del 9.5%

Una vez realizadas las comprobaciones a cortante, se harán las correspondientes a esfuerzos de tracción sobre los tornillos, para lo cual se deben calcular los esfuerzos que actúan sobre la unión.

Para el cálculo a tracción de este tipo de unión, se actúa según sea considerada unión con chapa rígida o flexible. En este caso, debido a que el espesor de las chapas es elevado, la unión será considerada como rígida y por tanto el cálculo de la resistencia a tracción se hará de la siguiente forma:

Lo primero será calcular la posición del eje neutro, según las superficies de resistencia (tanto la zona comprimida: será soportada por la chapa frontal, como traccionada: soportada por las secciones de los tornillos) tal y como muestra la imagen:



La línea del neutro se calculará a partir de los coeficientes que se muestran en la imagen con:

$$C_1/C = \sqrt{a/b} = \sqrt{8.93/250} = 0.18; \quad \boxed{C = 336.39 \text{ mm}}$$

Donde: $C + C_1 = 400 \text{ mm}$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$a = A \cdot m / s = 402.12 \cdot 2 / 90 = 8.93 \text{ mm}$$

$$A = 2 \cdot A_{\text{tor}} = 2 \cdot (16/2)^2 \cdot \pi = 402.12 \text{ mm}^2$$

$$m = n^\circ \text{ tornillos por fila} = 2$$

$$s = 90 \text{ mm}$$

A partir de la posición del neutro, se calculan los esfuerzos sobre el tornillo más cargado:

$$F = M_{\text{Ed}} \cdot c \cdot a \cdot s / (I \cdot m) = 79.77 \times 10^6 \cdot 336.39 \cdot 8.93 \cdot 90 / (1.35 \times 10^8 \cdot 2) = 79875 \text{ N}$$

Donde la inercia es igual a:

$$I = a * c^3/3 + b * C_1^3/3 = (8.93 * 336.39^3)/3 + (250 * 63.61^3)/3 = 1.35 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Resistencia a tracción del tornillo:

$$F_{t,Rd} = 0.9 * A_s * f_{ub} / \gamma_{M2} = 0.9 * 157 * 800 / 1.25 = 90432 \text{ kN} > 79875 \text{ kN}$$

por lo que la unión CUMPLE

Por tanto viendo los resultados, todas las comprobaciones cumplen sobradamente.

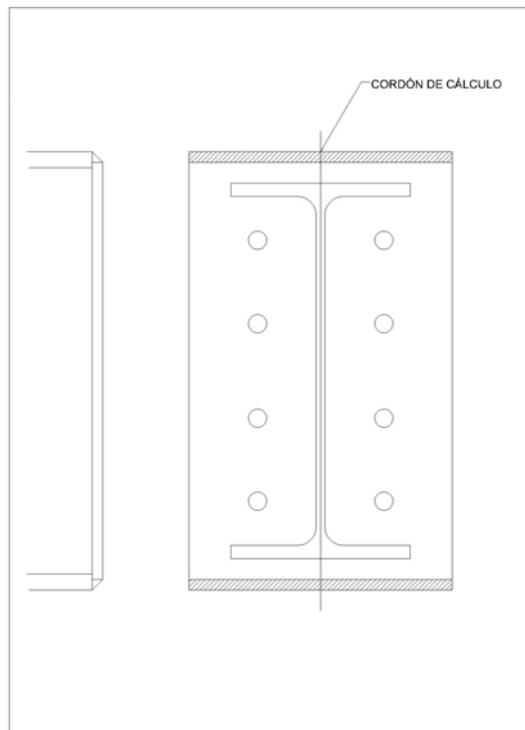
Una vez comprobada toda la tornillería y la geometría de la cartela, se deben calcular los cordones de soldadura horizontales de unión entre la chapa frontal y las transversales a estas.

Las tensiones sobre la sección abatida de los cordones será igual a:

$$n_{\perp} = M/W + N / (2 * a * L)$$

$$t_{\perp} = V / (2 * a * L)$$

$$t_{\parallel} = 0$$



$$n_{\perp} = 79.77 \times 10^6 / [170 * a * (360 + a)] + 77.765 \times 10^3 / (2 * 170 * a) = 469235.294 / (360a + a^2) + 228/a$$

$$t_{\perp} = 35.324 \times 10^3 / (2 * a * 170) = 103.89/a$$

Ahora se desabate la sección, obteniendo las tensiones sobre la garganta real de la soldadura en angulo:

$$\sigma_{\perp} = (n_{\perp} + t_{\perp}) / \sqrt{2} = (588974.89 + 332.61a) / [\sqrt{2} * a * (360+a)]$$

$$\delta_{\perp} = (-n_{\perp} + t_{\perp}) / \sqrt{2} = (-514174.094 - 124.83 * a) / [\sqrt{2} * a * (360+a)]$$

$$\delta_{//} = 0$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) = 410 / (0.85 * 1.25) = 385.88 \text{ N/mm}^2$$

Sustituyendo los coeficientes por su valor y resolviendo la ecuación obtendremos el valor de a:

$$a \geq 6 \text{ mm}$$

Según la geometría de la pieza, se obtendría una garganta mínima de 7 mm, por lo que la unión soldada CUMPLE.

12. CÁLCULO DE ZAPATA AISLADA:

El tipo de cimentación a calcular es una zapata aislada con carga centrada. Las comprobaciones de hundimiento, vuelco, deslizamiento y el cálculo estructural servirán para calcular las dimensiones de la cimentación así como el armado principal necesario.

La primera predimensión de la zapata se hará mediante la comprobación a hundimiento de la cimentación en el terreno.

a. Hundimiento:

En esta comprobación se debe cumplir que la presión total bruta de la zapata (q_b) es menor que la tensión admisible del terreno (q_{adm}).

La q_{adm} depende de las características del terreno: cohesión, peso específico etc. Pero debido a la complicación de cálculo que conlleva, se han normalizado valores característicos en tablas según el tipo de terreno.

En el caso de la nave proyectada se ha considerado un coeficiente de 0.4 Mpa que se corresponde con el tipo de terreno: mezcla de gravas y arenas, que suele ser el tipo de terreno más común.

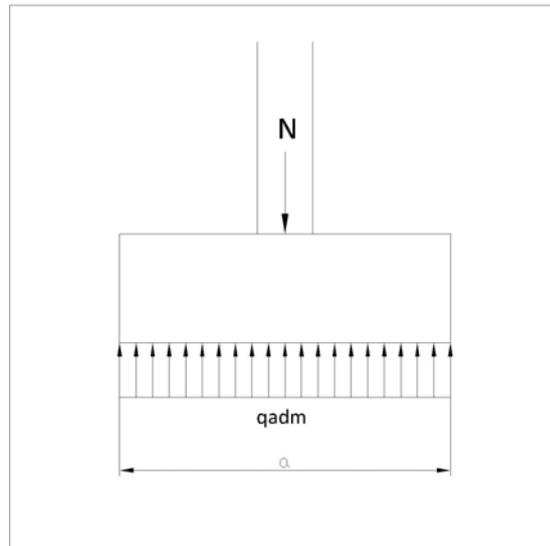
La relación de la comprobación de hundimiento será:

$$q_{adm} = 0.4 \text{ MPa} = 400 \text{ kN} \geq q_b = \frac{V}{A_{ef}}$$

La presión de la zapata sobre el terreno se define como la presión que producen el esfuerzo axial del pilar y el peso propio del cemento dividido por un área equivalente, que es la máxima sección cobaricéntrica con la componente de la sollicitación sobre la zapata.

Este área eficaz se calcula como la multiplicación de ancho y largo equivalentes.

$$A_{ef} = A^* \times B^* = (a - 2 \cdot e_x) \cdot (b - 2 \cdot e_y)$$



Siendo:

a = ancho de la zapata

b = largo de la zapata

e_x = excentricidad según el momento en el eje $y = M_y / V$

e_y = excentricidad según el momento en el eje $x = M_x / V$

V = sumatorio de esfuerzo cortante sobre la zapata y peso propio de ésta ($V = N + PP$)

En este caso será una zapata simétrica por lo que ancho y largo serán iguales $a = b$, por lo que el área eficaz será igual a:

$$A_{ef} = (a - 2 \cdot M_y / V) \cdot (a - 2 \cdot M_x / V)$$

Para el cálculo de el esfuerzo cortante sobre la zapata se tomará la densidad del hormigón igual a 2500 Kg/m^3 para el cálculo del peso propio de la zapata.

$$PP = 2500 \text{ Kg/m}^3 \cdot 9.81 \cdot a^2 \cdot h = 19620 \cdot a^2 \text{ N} = 19.62 \cdot a^2 \text{ kN}$$

Con h = altura de la zapata = 0.8 m

Los esfuerzos sobre la zapata característicos serán:

$$V = 498.993 \text{ kN} \quad M_x = 32.19 \text{ kN m} \quad M_y = 3.44 \text{ kN m}$$

Con estos valores se hallan los valores de las excentricidades:

$$e_x = 0,103 \text{ mm} \quad e_y = 0.006 \text{ mm}$$

$$\text{Y por tanto: } A_{ef} = (a - 0.206) \cdot (a - 0.012) = a^2 - 0.218a + 0.002472$$

$$\text{Entonces } q_b = (498.993 + 19.62a^2) / (a^2 - 0.218a + 0.002472)$$

$$\text{Por tanto } 400 \text{ kN} \geq (498.993 + 19.62a^2) / (a^2 - 0.218a + 0.002472)$$

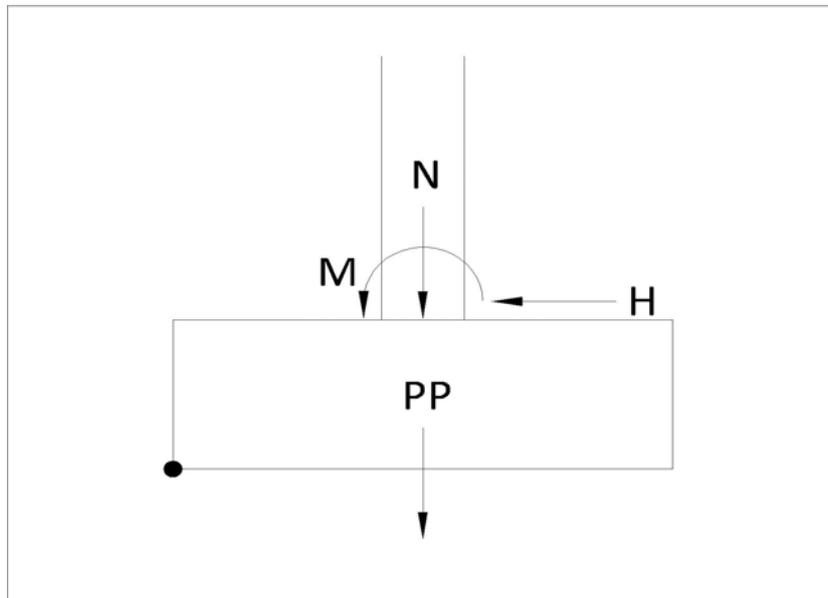
Después de hacer varias iteraciones se obtiene que el valor optimizado del ancho y largo de la zapata será igual a:

$$a = 1.273 \text{ m}$$

b. Vuelco :

En una misma zapata, tal y como se muestra en la imagen existen dos tipos de fuerzas para evaluar el vuelco de la cimentación.

Las fuerzas estabilizadoras son aquellas que producen el efecto sobre la zapata, tal que evitan el vuelco de esta. En este caso las fuerzas estabilizadoras serán el axil que llega de la base del pilar (N) y el peso propio de la zapata, y las desestabilizadoras que son aquellas que producen el vuelco de la cimentación, en este caso serían el momento M y la fuerza horizontal H.



Para hacer la comprobación del vuelco de la zapata se calcularán los momentos estabilizadores minorados con un coeficiente γ_E y el valor de éstos debe ser mayor que los desestabilizadores mayorados por un coeficiente γ_D tal que:

$$(N + PP) * a/2 * \gamma_E \geq (M + H * h) * \gamma_D$$

Los esfuerzos considerados en este caso serán:

$$N = 123,355 \text{ kN} \quad PP = 2500 * 9.81 * h * a^2 = 19.62a^2 \text{ kN}$$

$$M = 44.32 \text{ kN m} \quad H = 32.451 \text{ kN}$$

El coeficiente de minoración de las estabilizadoras será igual a 0.9 y las de mayoración de las desestabilizadoras 1.8.

$$(123.355 + 19.62a^2) * a/2 * 0.9 \geq (44.32 + 32.451*0.8) * 1.8$$

Resolviendo la ecuación mediante iteraciones se halla el valor optimizado de a:

$$a \geq 1.613 \text{ m}$$

c. Deslizamiento:

El deslizamiento de la zapata se produce por que la fuerza horizontal sobre la zapata será mayor que la fuerza de rozamiento producida por el terreno sobre la cimentación. El coeficiente de rozamiento depende del tipo de terreno sobre el que se asiente la zapata.

$$\text{Suelos sin cohesión: } (N+PP) * \text{tg } \varphi_d / \gamma_R \geq H$$

$$\text{Suelos cohesivos } A c_d / \gamma_R \geq H$$

En nuestro caso al tener un suelo tipo arcilloso, estamos dentro del primer caso, suelo sin cohesión. El ángulo de rozamiento interno será igual a 30°, pero habrá que minorarlo con un coeficiente de 2/3, por tanto será un ángulo final de 20°.

$$\text{El coeficiente de minoración } \gamma_R = 1.5$$

$$(123.355 + 19.62a^2) * \text{tg } 20^\circ / 1.5 = 29.93 + 4.76a^2 \geq 32.451$$

$$a \geq 0.73 \text{ m}$$

Por tanto según las tres comprobaciones anteriores, la zapata tendrá un ancho de mínimo 1.62 m, por lo que se hará a 1.8 m facilitando el trabajo en obra.

d. Cálculo estructural :

Antes de comenzar con el cálculo estructural, es necesario ver si la zapata es rígida o flexible para lo cual se comprueba su geometría.

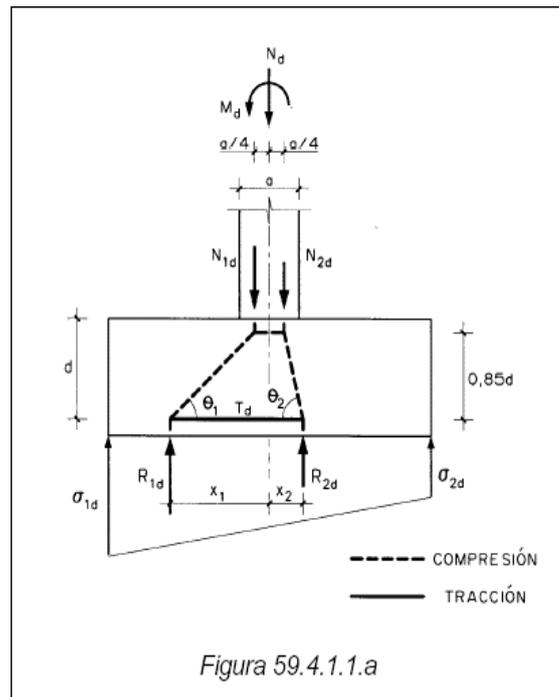
Si $V < 2 h$ será una zapata rígida, que sería el caso en el que la comprobación se haría por el método de bielas y tirantes.

En el caso de la zapata calculada en los apartados anteriores:

$$V = \text{vuelo de la zapata} = (a - a_0)/2 = (1.8 - 0.35)/2 = 0.725 \text{ m} < 2 \cdot 0.8 = 1.6 \text{ m}$$

Donde: a_0 = ancho del pilar

Por tanto cumple la comprobación y será una zapata rígida, por lo que se aplicará el método de bielas y tirantes.



En este método, se calcula el sumatorio de fuerzas en sentido vertical y se obtiene una reacción del terreno en la zona izquierda de la zapata igual a:

$$\sum F_V = 0; R_{1d} = N/2 = 350.206 \text{ kN}$$

También se hará calculando el momento sobre el punto de aplicación de N_d , donde se obtendrá:

$$\sum M = 0; T_d \cdot (0.85d) - R_1 \cdot (a/4 - a_0/4) = 0$$

$$T_d = R_1 \cdot (a/4 - a_0/4) / 0.85d = 350.206 \cdot (1.8/4 - 0.35/4) / (0.85 \cdot 0.7) = 213.25 \text{ kN}$$

Donde: a = ancho de la zapata

a_0 = ancho pilar que transmite a la zapata

$$d = h - e = 0.8 - 0.1 = 0.7 \text{ m}$$

e = espesor del recubrimiento

Esta tensión será la correspondiente a la que debe soportar la armadura principal, por lo que se igualará a:

$$T_d = 213.25 \text{ kN} \leq A_s * f_{yd}$$

A_s es la sección resistente de cada armadura

f_{yd} es la tensión máxima admisible minorada $f_{yd} = 500/1.15 = 434.8 \text{ N/mm}^2$

$$A_s \geq 213250/434.8 = 490.45 \text{ mm}^2$$

Según la EHE toda zapata debe tener una armadura mínima que se corresponde con el 1.8 por mil de la sección longitudinal, por tanto:

$$A_{\min} \geq 1.8 * a * h / 1000 = 1.8 * 1800 * 800 / 1000 = 2592 \text{ mm}^2$$

Por tanto se colocará la armadura mínima, ya que es mayor que la necesaria para soportar los esfuerzos de la zapata.

$$A = 2600 \text{ mm}^2$$

A partir de este área se calculará el número de barras de acero corrugado a colocar:

$$A \geq n * \pi * \varnothing^2 / 4; \quad n = 2600 * 4 / (\pi * \varnothing^2)$$

Con: n es el número de armaduras

\varnothing es el diámetro de las armaduras entre los normalizados (12,14,16... mm)

Si $\varnothing = 12 \text{ mm}$ se obtienen $n = 22.98$ barras, número excesivo para las características de la zapata.

Si $\varnothing = 16 \text{ mm}$ se obtienen $n = 12.93$ barras que se igualan a 13 barras en ambos sentidos.

La separación entre barras pues quedará:

$$\text{Separación} = (a - 2 \cdot e) / (n - 1) = (1800 - 2 \cdot 100) / (13 - 1) = 133.3 \text{ mm}$$

Longitud de las barras: en nuestro caso según la EHE, tomando como referencia la posición de las barras y una calidad del acero corrugado de B 500 S y una resistencia media del hormigón 35 N/mm², se obtendrá un valor de la longitud característica de:

$$l_{bII} = 1,4 m \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \varnothing$$

Donde: \varnothing : Diámetro de la barra, en centímetros;

m: Coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla que se adjunta a continuación en función del tipo de acero, obtenido a partir de los resultados experimentales realizados con motivo de la homologación de las características de adherencia de las barras.

f_{yk} : Límite elástico garantizado del acero, en N/mm²

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	M	
	B 400 S	B 500 S
25	12	15
30	10	13
35	9	12
40	8	11
45	7	10
50	7	10

Como la longitud L_b será igual a:

$$L_b = 1.4 * 12 * 1.6^2 = 43 \text{ cm}$$

que es mucho menor que el ancho de la zapata, se colocará una longitud de barra del ancho total, y dejando un recubrimiento de 10 cm, se dobla la barra formando una patilla de 20 cm de longitud.

En conclusión, finalmente se colocará un emparrillado con barras del tipo:

$$13 \text{ } \varnothing 20 \text{ c}/13(200)$$

13. **BIBLIOGRAFÍA:**

Código Técnico de la Edificación. En especial los documentos básicos:

- DB SE: Seguridad estructural acciones en la edificación.
- DB SE-A: Documento básico. Seguridad estructural del acero
- DB SE-C: Seguridad estructural. Cimentación

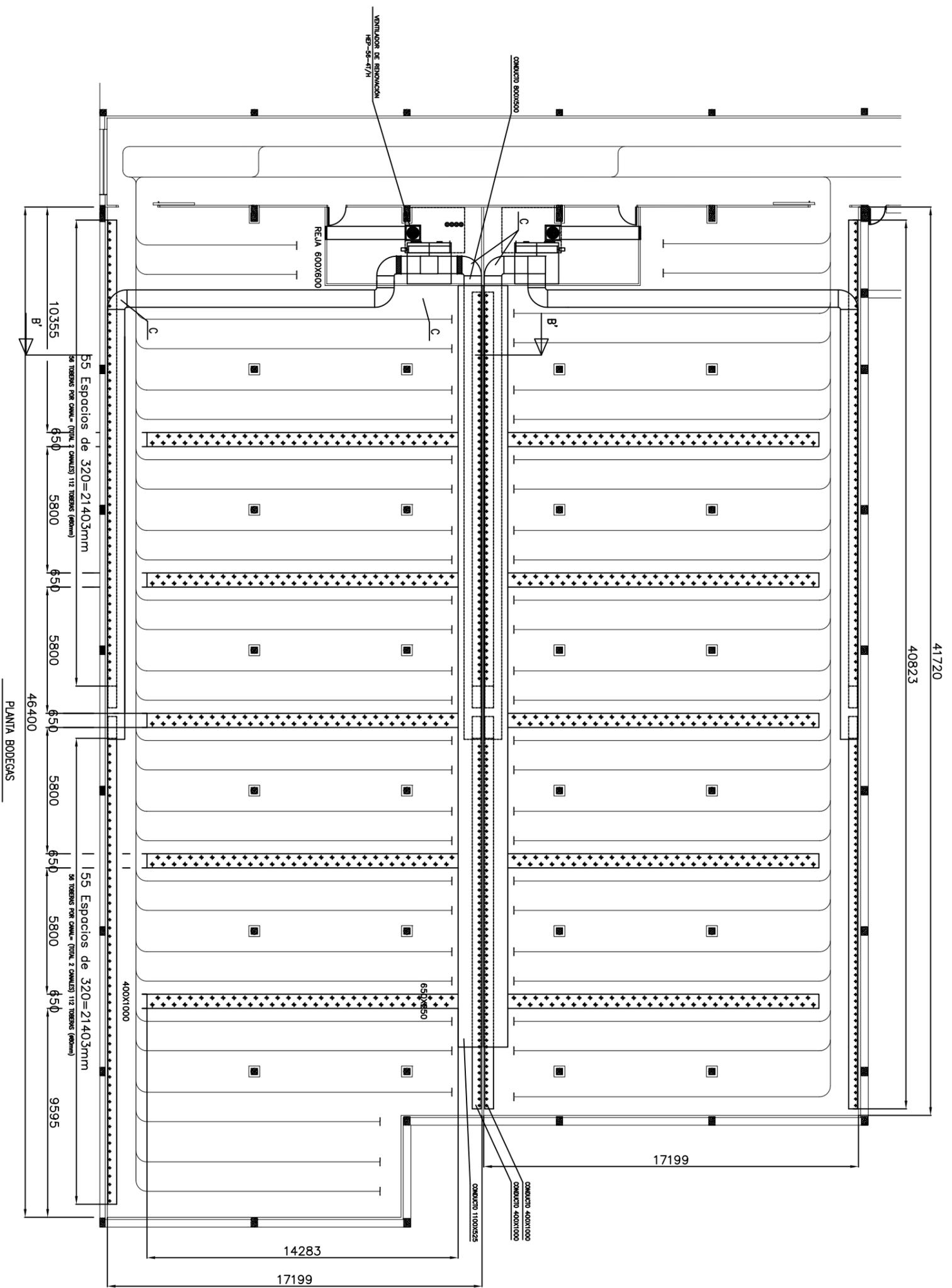
ITEA: Instituto Técnico de la Estructura en Acero

- Tomo 13: Diseño de uniones
- Tomo 16: Sistemas estructurales:Edificios

Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de Acero

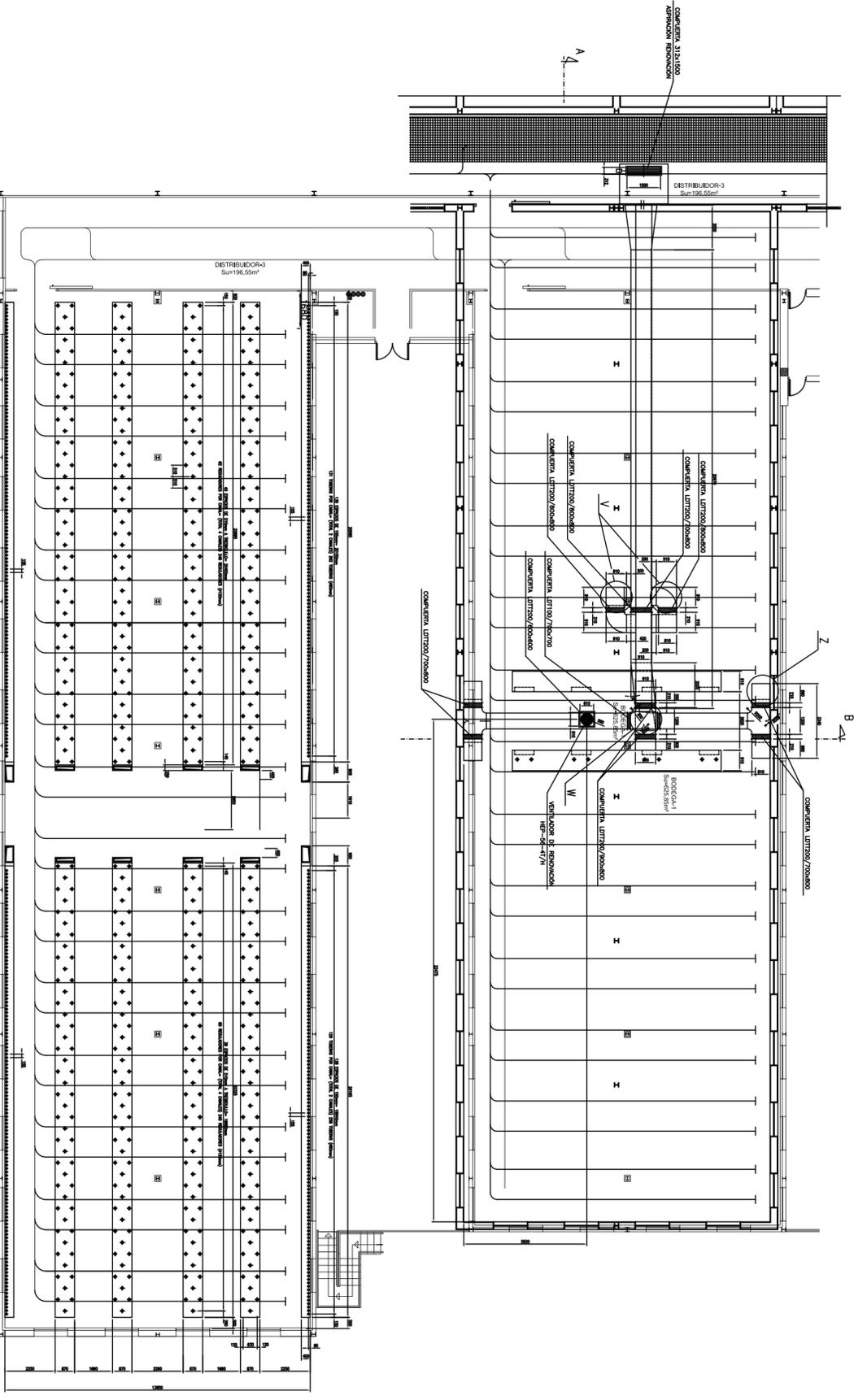
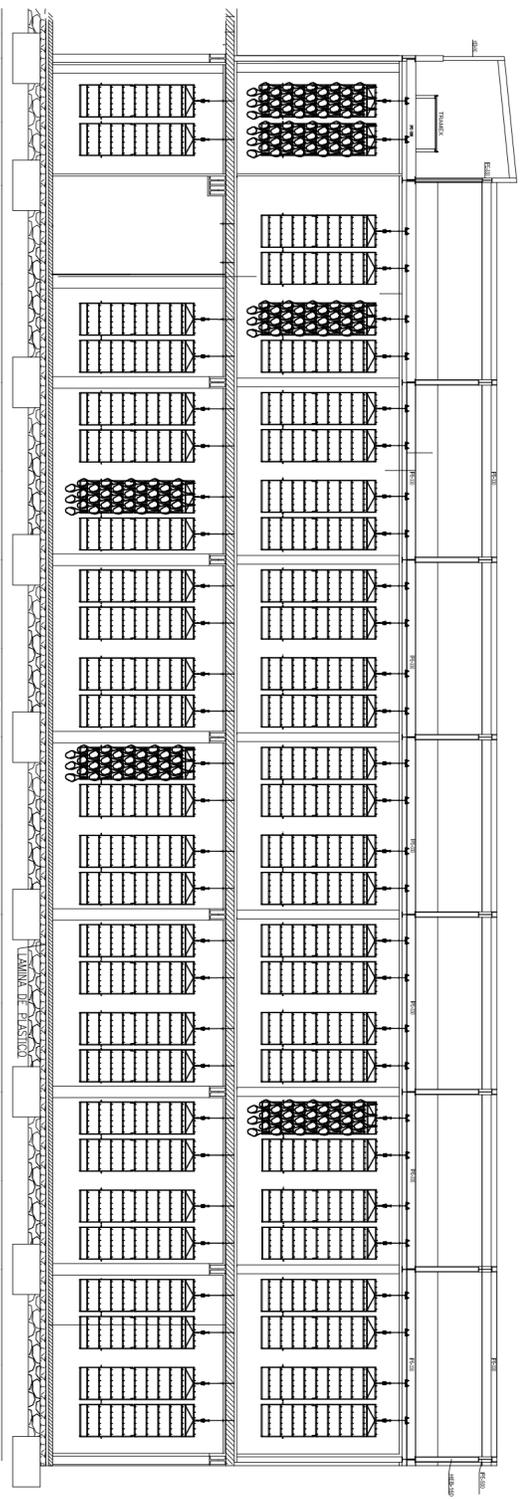
Instrucción Española de Acero Estructural (EAE) del Ministerio de Fomento:
capítulo 14.

“Cálculo de estructuras metálicas con Nuevo Metal 3d”. Antonio Manuel Reyes
Rodríguez. Ed ANAYA



PLANTA BODEGAS

1300	ESCALA	REVISADO	DESIGNADO	FECHA	11/07/08	DEFINICION COMPLETA
						DEFINICION



DISTRIBUCION CONDUCTOS	11/07/09	REVISADO	1:200
denominacion	FECHA	DIBUJADO	ESCALA