



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

## Trabajo de fin de grado

Grado en ingeniería mecánica.

# PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL PARA MONTAJE DE MAQUINARIA HORTOFRUTICOLA

PARTE PRIMERA: MEMORIA.

Curso académico 2019-2020.

Alumno: Kirian Guardia Molina.

Tutor: Vicente Barres Fabado.



## Índice.

1. Memoria descriptiva.....	1
1.1. Objeto del proyecto.....	1
1.2. Agentes.....	1
1.3. Emplazamiento y descripción del suelo.....	1
1.4. Descripción del proyecto.....	1
1.4.1. Descripción general del proyecto.....	1
1.4.2. Uso característico.....	2
1.4.3. Relación con el entorno.....	2
2. Memoria constructiva.....	2
2.1. Sustentación del edificio.....	2
2.2. Sistema estructural.....	3
2.3. Sistema envolvente.....	3
2.4. Sistema de acabados.....	3
2.5. Sistema de acondicionamiento e instalaciones.....	3
3. Cumplimiento de la CTE.....	4
3.1. Seguridad en caso de incendio CTE-DB-SI.....	4
3.2. Seguridad de utilización CTE-DB-SUA.....	4
3.2.1. Seguridad frente al riesgo de caídas.....	4
3.2.2. Seguridad frente al riesgo de impacto o de atrapamiento.....	4
3.2.3. Seguridad frente al riesgo de aprisionamiento.....	4
3.2.4. Seguridad frente al riesgo causado por iluminación inadecuada.....	4
3.2.5. Seguridad frente al riesgo causado por situaciones de alta ocupación.....	5
3.2.6. Seguridad frente al riesgo de ahogamiento.....	5
3.2.7. Seguridad frente al riesgo causado por vehículos en movimiento.....	5
3.2.8. Seguridad frente al riesgo causado por la acción del rayo.....	5
3.3. Ahorro de energía CTE-DB-HE.....	6
3.4. Salubridad CTE-DB-HE.....	6
3.5. Aislamiento acústico DB-HR.....	6
4. Anexos de la memoria.....	7

## 1. Memoria descriptiva.

### 1.1. Objeto del proyecto.

En este proyecto se va a realizar una nave industrial para la industria de la maquinaria hortofrutícola, la cual deberá cumplir las necesidades para desarrollar dicha actividad y las exigidas por el contratante. Así pues, se estudiarán y se establecerán los parámetros estructurales para definir las obras para realizar dicha construcción con su ubicación en el polígono industrial SEPES de Puerto de Sagunto, AR Camí de la mar 2 11.

### 1.2. Agentes.

El promotor de este proyecto es la empresa Copinsa S.L. con domicilio en la C/ de Numancia Nº26, código postal 46500.

El autor del proyecto es el ingeniero Kirian Guardia Molina, Graduado en Ingeniería Mecánica.

### 1.3. Emplazamiento y descripción del suelo.

La zona en la que se procederá a la construcción del edificio industrial ya mencionado se encuentra en el término municipal de Sagunto, dentro del polígono industrial SEPES del Puerto de Sagunto. La parcela se encuentra delimitada por dos suelos sin edificar en sus partes norte y oeste, y por calles en sus lados sur y este, estando este último lado orientado al mar.

La geometría del solar es de forma rectangular con una de sus esquinas redondeadas. La superficie de esta es de 2764 m<sup>2</sup>, de los que 1375 m<sup>2</sup> se emplearán para la construcción de la nave. El solar se encuentra sin edificar y con una superficie plana.

### 1.4. Descripción del proyecto.

#### 1.4.1. Descripción general del proyecto.

Este proyecto trata de la proyección de un edificio de tipología industrial destinado a la fabricación de maquinaria hortofrutícola. Debida a las necesidades de la actividad que se desarrollará en esta nave, sus dimensiones generales en planta serán de 25 metros de ancho y un mínimo de 50 metros de largo. Con motivo de ganar superficie útil en la nave respetando las distancias mínimas a lindes y fachadas, se plantea como solución una nave asimétrica de 50 metros de largo en la cara sur y 60 en su cara norte, tal y como se puede ver en el anexo de planos.

La estructura general de la nave será aporticada y diáfana en todos los pórticos centrales, separados 5 m entre sí, siendo estos irregulares en la zona de la solución para aumentar la sección útil comentada anteriormente. En los pórticos externos habrá pilares de por medio.

Esta estructura contará con perfiles IPE para las vigas y perfiles HEB para los pilares. La altura de cornisa de la nave será de 8 metros, y habrá 2 metros de distancia entre la cornisa y la cumbrera según la normativa especificada en el PGOU de Sagunto, de esta forma tendremos una cubierta a dos aguas con una inclinación de aproximadamente 9°.

En la parte interior de la nave se dispondrán dos forjados, los cuales conformarán una superficie de 340 m<sup>2</sup> para uso de oficinas y que serán parte de la estructura de la nave. Dichos forjados estarán formados por perfiles IPE para las vigas y HEB para los pilares, además de un forjado colaborante compuesto por un perfil de chapa grecada de acero y hormigón. El primer forjado se encontrará a una altura de 3,5 m y el segundo 3 m por encima de este primer forjado.

El cerramiento de la cubierta de la nave estará compuesto por paneles tipo sándwich, atomilladas a las correas de perfil tubular rectangular. Dichos paneles se han elegido del fabricante "Panel sándwich group", y son paneles de 3 grecas con un espesor nominal de 50 mm y compuestos de chapa de acero de espesor 0,7 mm y aislante de poliuretano.

Así pues, podemos desglosar las todas las superficies que disponemos de la siguiente forma:

- Superficie de terreno disponible: 2764 m<sup>2</sup>.
- Superficie de la delimitación de la construcción del proyecto: 1375 m<sup>2</sup>.
- Superficie destinada a oficinas: 340 m<sup>2</sup>.

La nave en cuestión constituye un único sector de incendios diferenciado y se encuentra exenta, y se diseñará con cerramientos que hagan efectiva la sectorización para el riesgo bajo que constituyen las actividades a realizar.

Los cerramientos de fachada estarán compuestos por paneles sin aislamiento de hormigón prefabricado de espesor 16 cm, hasta una altura de 8 m. En la zona que abarca desde la cornisa hasta la cumbre se acristalarán con doble acristalamiento estándar de vidrio de seguridad de 3+3 mm, con calzos y sellado continuo.

#### 1.4.2. Uso característico.

El uso de la nave será el desarrollo de la actividad industrial de la empresa, además de actividad empresarial y comercial, ya que esta dispone de dos forjados en el interior que se destinarán a oficinas.

#### 1.4.3. Relación con el entorno.

Puesto que esta nave industrial se encuentra en una zona donde se ubican varios polígonos industriales considerablemente grandes donde se desarrollan actividades industriales, aunque colindante a esta construcción no se encuentre ninguna otra, se considera que no destaca en su entorno próximo.

## 2. Memoria constructiva.

### 2.1. Sustentación del edificio.

Los datos que se han considerado sobre el terreno en el que se va a construir se han obtenido de un estudio geotécnico, publicado por el instituto geológico y minero de España, de todo el municipio de Sagunto y alrededores, dicho estudio toma valores de distintas zonas analizando cada una por separado.

Así pues, la tensión admisible del terreno para la zona donde se ubicará esta nave industrial en el Puerto de Sagunto según el ya mencionado estudio será de 1,5 kg/cm<sup>2</sup>. La cimentación del edificio está compuesta de zapatas aisladas de hormigón HA-30 y un armado de barras corrugadas B500S tanto para las zapatas perimetrales como para las zapatas de los pórticos interiores. Todas las zapatas estarán asentadas sobre una base de hormigón de limpieza de 10 cm de espesor.



## 2.2. Sistema estructural.

Para el cálculo de la estructura se han tenido en cuenta todas las acciones y sobrecargas descritas en el CTE-DB-AE, y las comprobaciones de los elementos estructurales se han realizado según la instrucción de acero EAE-2011.

La estructura de la nave será íntegramente de perfiles metálicos normalizados, utilizando como material para estos, acero S-275JR, a excepción de la cimentación que será de hormigón armado y de los forjados colaborantes que están compuestos, como ya se ha definido en el apartado 1.4.1., por una chapa de acero y hormigón.

Los elementos de tornillería, en caso de usarse, las placas de anclaje, cartelas y demás, serán del mismo tipo de acero, S-275JR.

Respecto a las uniones de los elementos de la estructura, todas se realizarán por soldadura.

## 2.3. Sistema envolvente.

Se dispondrá de una solera a lo largo de toda la superficie del terreno, la base de dicha solera estará compuesta por un mallazo tipo 15x15x6, es decir, varillas de 6 mm de diámetro que encierran cuadrados de dimensiones 15x15 cm. El hormigón que se utilizará para la solera será un HM-10/B/18/I.

Los cerramientos que se utilizarán para la fachada son paneles macizos de hormigón de 16 cm de espesor sin aislante, los cuales tienen una resistencia al fuego según su catálogo de EI-180, en las caras este y oeste, se dispondrá un ventanal a una altura de 8 metros, con objetivo de evitar posibles hurtos, formado por vidrio laminar de seguridad de 3+3 mm con calzos y sellado continuo, continuando la geometría de la estructura de la nave.

Para la cubierta se utilizarán paneles tipo sándwich de tres grecas con un espesor nominal de 50 mm tal y como se detalla en el apartado 1.4.1.

## 2.4. Sistema de acabados.

La nave dispone de dos puertas en fachada para la entrada de personal, una en el lado este y otra en el lado oeste, de acero galvanizado de una hoja de dimensiones 840x2040 mm, troquelada con un cuarterón superior y otro inferior a una cara con un acabado pintado con resina epoxi de color blanco y cerradura con tres puntos de cierre, además de un escaparate con puerta de aluminio acristalada y para la recepción.

## 2.5. Sistema de acondicionamiento e instalaciones.

La instalación eléctrica para el alumbrado del edificio está formada por un número suficiente de luminarias, de modo que cumpla con las exigencias mínimas de iluminación para naves industriales.

Se dispondrá de un alumbrado de emergencia que indique las salidas y permita una iluminación mínima en las salidas para el correcto desalojo del personal de la nave. La instalación eléctrica irá bajo tubo de PVC flexible y toda la instalación eléctrica contará con una toma de tierra.

### 3. Cumplimiento de la CTE.

#### 3.1. Seguridad en caso de incendio CTE-DB-SI.

La nave en estudio cumple con lo establecido el reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales, correspondiente con el RD 2267/2004, tal y como se puede ver de forma más detallada en el anexo 2 “seguridad contra incendios” de este proyecto.

#### 3.2. Seguridad de utilización CTE-DB-SUA.

##### 3.2.1. Seguridad frente al riesgo de caídas.

A partir de la tabla 1.2. del CTE-DB-SUA, obtenemos que el pavimento interior es de clase 1, al tener una pendiente inferior al 6%, por tanto, este posee una resistencia al deslizamiento ( $R_d$ ) comprendida entre los valores 15 y 35. Las imperfecciones de este pavimento deberán ser inferiores a 6 mm.

Según el apartado 3 de la sección de seguridad frente al riesgo de caídas, las barreras de protección que se ubicarán en el forjado 2 interior, tendrán una altura de 1,1 m, ya que la diferencia de cota que protegen es de 6,5 m > 6 m.

La escalera que une los dos forjados estará compuesta de dos tramos separados por una meseta y tendrá unos peldaños con una huella de 22 cm y una contrahuella de 17,5 cm. Estas dimensiones de los peldaños cumplen con los mínimos establecidos en el apartado 4 “escaleras y rampas” de dicho documento, además, estas dimensiones cumplen la siguiente relación:

$$540 \text{ mm} \leq 2C + H \leq 700 \text{ mm}$$
$$540 \text{ mm} \leq 570 \text{ mm} \leq 700 \text{ mm}$$

Siendo H la huella y C la contrahuella.

Cada tramo de escalera salva una altura de 1,75 m, la cual es inferior a la máxima permitida por tramo (3,2 m). Según el apartado 4.1. el ancho mínimo permitido para cada tramo de escaleras es de 0,8 m, por tanto, esta escalera cumple esa condición al ser cada tramo de un ancho de 1 m. cada tramo de escalera tendrá un pasamanos de 1 m de altura.

##### 3.2.2. Seguridad frente al riesgo de impacto o de atrapamiento.

La altura libre de paso será superior en todos los casos a 2,2 m, y en las zonas de circulación de las personas las paredes carecen de elementos salientes que vuelen más de 150 mm y que no arranquen desde el suelo.

##### 3.2.3. Seguridad frente al riesgo de aprisionamiento.

Este estudio no dispone de recintos que puedan ocasionar riesgo de aprisionamiento.

##### 3.2.4. Seguridad frente al riesgo causado por iluminación inadecuada.

La iluminación en el interior de la nave cumple con los valores mínimos de luminancia, tanto para la zona de escaleras, que deberá ser mayor de 75 lux, como para el resto de la nave, que deberá ser mayor a 50 lux.

La nave posee de equipos de alumbrado de emergencia para el correcto desalojo de la nave y para los elementos contra incendios.

### 3.2.5. Seguridad frente al riesgo causado por situaciones de alta ocupación.

La nave de este estudio no está proyectada para esta situación, por tanto, no se aplica.

### 3.2.6. Seguridad frente al riesgo de ahogamiento.

En la nave de este estudio no se da esta situación, por tanto, no se aplica.

### 3.2.7. Seguridad frente al riesgo causado por vehículos en movimiento.

La nave de este estudio no está proyectada para esta situación, por tanto, no se aplica.

### 3.2.8. Seguridad frente al riesgo causado por la acción del rayo.

Según la sección SUA 8 del citado documento, será necesaria la instalación de protección contra el rayo en los términos que se establecen en el apartado, cuando la frecuencia esperada de impactos ( $N_e$ ) sea menor que el riesgo admisible ( $N_a$ ). Sabiendo que  $N_e$  se define por la siguiente expresión:

$$N_e = N_g \cdot A_e \cdot C_1 \cdot 10^{-6}$$

Siendo  $N_g$  la densidad de impactos sobre el terreno, la cual podemos obtener de la figura 1.1. del citado apartado del CTE-DB-SUA, que tendrá un valor de 2,5.

$A_e$  es la superficie de captura equivalente del edificio aislado que sabiendo la altura total de la nave (10 m), la podemos calcular:

$$A_e = (25 + 3 \cdot 10) \cdot (60 + 3 \cdot 10) = 4950 \text{ m}^2$$

Por último,  $C_1$  corresponde a un coeficiente relacionado con el entorno, el cual podemos tomar de la tabla 1.1. un valor de 0,5.

Una vez conocidos todos los datos calculamos  $N_e$ :

$$N_e = 2,5 \cdot 4950 \cdot 0,5 \cdot 10^{-6} = 6,1875 \cdot 10^3$$

Deberemos calcular también el riesgo admisible  $N_a$ , el cual se puede definir mediante la siguiente expresión:

$$N_a = \frac{5,5}{C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5} \cdot 10^{-3}$$

Donde:

$C_2$  es el coeficiente en función del tipo de construcción, conforme la tabla 1.2. se obtiene un valor de 0,5.

$C_3$  es el coeficiente en función del contenido del edificio, conforme la tabla 1.3. se obtiene un valor de 1.

$C_4$  es el coeficiente en función del uso del edificio, conforme la tabla 1.4. se obtiene un valor de 1.

$C_5$  es el coeficiente en función de la necesidad de continuidad en las actividades que se desarrollan en el edificio, conforme la tabla 1.5. se obtiene un valor de 1.

De esta forma, obtenemos:

$$N_a = \frac{5,5}{0,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 10^{-3} = 0,011$$

Por tanto:

$$N_a > N_e$$

No es necesario instalar pararrayos.

### 3.3. Ahorro de energía CTE-DB-HE.

Las naves industriales como la que se trata en este proyecto están exentas de cumplir la CTE-DB-HE.

### 3.4. Salubridad CTE-DB-HE.

Según el estudio geotécnico de Sagunto, en la zona donde se ubica el suelo donde se construirá, el nivel freático general de la zona oscila entre 1 y 2 metros por debajo del nivel del mar, y es de prever la presencia de aguas colgadas de carácter local ligadas a niveles permeables desconectados del nivel piezométrico general de la zona, y será conveniente la determinación sistemática de la agresividad de las aguas freáticas en las obras que intercepten el nivel freático.

Por tanto, ya que la solera no alcanzará el nivel freático, disponemos de una solera en esta nave industrial con un grado de impermeabilidad igual a 1. Ésta estará compuesta de hormigón de retracción moderada, hidratación mediante producto líquido colmatador de poros sobre la superficie y capa drenante y filtrante sobre el terreno situado bajo la solera.

Por tanto, según la tabla 2.4. del CTE-DB-HS, la solera cumple con las condiciones para soleras con un grado de impermeabilidad de 1.

La fachada estará prevista para la zona eólica E1, ya que la altura máxima de la nave es de 10 m, y para la zona pluviométrica IV, ya que ésta está situada en una zona industrial. En consecuencia, el grado de impermeabilidad mínimo exigido en la fachada de la nave, según la tabla 2.5. del CTE-DB-HS, es de 2.

El cerramiento elegido para este proyecto, serán, como ya se explicado en el apartado 1.4.1., paneles sin aislamiento de hormigón prefabricado de espesor 16 cm con un sellado de poliuretano en las juntas machihembradas entre paneles.

La cubierta no necesitará de sistemas de drenaje o evacuación de aguas puesto que tiene una inclinación mayor al 5%.

El mantenimiento de los elementos constructivos mencionados anteriormente se deberá realizar de acuerdo con la tabla 6.1. "Operaciones de mantenimiento" del CTE-DB-HS.

### 3.5. Aislamiento acústico DB-HR.

Puesto que se va a desarrollar actividad industrial en el interior de la nave, dicha actividad producirá ruidos, los cuales deberán ser inferiores a los mínimos establecidos por las ordenanzas municipales, que en este caso estarán establecidas por el ayuntamiento de Sagunto.

Según el apartado "a" del artículo 3 de la ordenanza municipal de protección del medio ambiente contra ruidos y vibraciones del ayuntamiento de Sagunto, obtenemos que, para zonas industriales, no se deberán producir niveles de ruido equivalentes  $L_{eq}$  superiores a 60 dBA durante un periodo de tiempo representativo de 24 h.

Además, según la tabla adjunta en el artículo 13 del mismo documento, se establecen unos niveles de ruidos máximos para zonas con actividad industrial de 70 dBA por el día y de 55 dBA por la noche.

Puesto que se desconoce el horario de la actividad industrial que se desarrollará en la empresa contratante del proyecto o el horario que pudiera tener en un futuro, se verificará que el cerramiento de la nave cumple la condición más desfavorable, por tanto, la emisión de ruido al exterior deberá ser menor de 55 dBA.

Sabiendo que la actividad que se desarrollará en esta nave industrial (montaje de maquinaria), genera en torno a 80 dBA de emisión de ruidos.



A partir de la tabla 3.1. de la norma DB-HR podemos observar que para paneles prefabricados de hormigón con apoyo directo con una masa de  $70 \text{ kg/m}^2$ , el índice global ponderado de reducción acústica será de 35 dB.

En el cerramiento de fachada de la nave en estudio, posee una masa de  $400 \text{ kg/m}^2$  y una reducción acústica de 55,65 dBA. Así pues, la emisión de ruidos al exterior será inferior a la mínima permitida por las ordenanzas municipales, ya que con esta reducción la emisión de ruidos quedaría en 24,35 dB, que es mucho menor a los 55 dB permitidos, por lo tanto, esta instalación es válida y cumple con las medidas de aislamiento acústico.

#### 4. Anexos de la memoria.

- ❖ Anexo 1: Calculo estructural.
- ❖ Anexo 2: Seguridad contra incendios.
- ❖ Anexo 3: Estudio de seguridad y salud.
- ❖ Anexo 4: Gestión de residuos.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Trabajo de fin de grado

  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

Trabajo de fin de grado

Grado en ingeniería mecánica.

# PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL PARA MONTAJE DE MAQUINARIA HORTOFRUTICOLA

PARTE PRIMERA: MEMORIA.  
ANEXO 1: CÁLCULO ESTRUCTURAL

Curso académico 2019-2020.

Alumno: Kirian Guardia Molina

Tutor: Vicente Barres Fabado



## Índice

1. Cálculo de acciones.....	2
1.1. Cálculo de las cargas permanentes. ....	2
1.2. Sobrecargas de uso. ....	4
1.3. Determinación de la carga de nieve.....	6
1.4. Cálculo de la acción del viento.....	7
1.4.1. Determinación de la Presión dinámica del viento ( $qb$ ). ....	7
1.4.2. Determinación coeficiente de exposición ( $ce$ ). ....	8
1.4.3. Coeficientes eólicos ( $cp$ ). ....	9
2. Combinaciones de acciones.....	25
3. Análisis del cálculo estructural en SAP2000.....	26
4. Comprobación de los elementos estructurales.....	29
4.1. Comprobación de las correas. ....	29
4.2. Comprobación de los zunchos.....	38
4.3. Comprobación de las vigas.....	43
4.3.1. Comprobación de las vigas de pórticos externos. ....	43
4.3.2. Comprobación de las vigas de pórticos centrales. ....	51
4.3.3. Comprobación de las vigas del forjado 1 interior.....	63
4.3.4. Comprobación de las vigas del forjado 2 interior.....	69
4.4. Comprobación de los pilares.....	74
4.4.1. Comprobación de los pilares centrales de los pórticos externos. ....	74
4.4.2. Comprobación de los pilares laterales.....	81
4.4.3. Comprobación de los pilares de los pórticos interiores.....	87
4.5. Comprobación de las cruces de San Andrés. ....	93
5. Diseño de las zapatas.....	96
5.1. Zapata para pilares interiores.....	96
5.2. Zapata para pilares centrales de pórticos externos.....	104
5.3. Zapata para pilares laterales.....	111
6. Cálculo de las placas de anclaje.....	119
6.1. Placa de anclaje para los pilares interiores.....	119
6.2. Placa de anclaje para los pilares centrales de pórticos externos.....	131
6.3. Placa de anclaje para los pilares laterales. ....	140
7. Diseño de las escaleras.....	150
7.1. Estructura de la escalera.....	150



7.1.1. Vigas inclinadas para la colocación de peldaños. ....	151
7.1.2. Vigas para el soporte de la meseta.....	154
7.1.3. Pilares de apoyo de la escalera. ....	156
7.2. Anclajes de la escalera. ....	161
7.2.1 Zapatas para el anclaje de los pilares. ....	161
7.2.2. Zapatas para el anclaje de las vigas inclinadas.....	166
7.2.2. Placa de anclaje para la estructura de la escalera. ....	171
8. Comprobación de las uniones. ....	177
8.1. Unión Placa-Pilar. ....	177
8.1.1. Unión Placa-Pilar HEB-200.....	177
8.1.2. Unión Placa-Pilar HEB-280.....	180
8.2. Unión Pilar-Viga. ....	182
8.2.1. Unión Pilar-Viga IPE-270 exterior. ....	182
8.2.2. Unión de apoyo Pilar HEB-200-Viga IPE-270 exterior. ....	187
8.2.3. Unión Pilar HEB-200-Viga IPE-270 interior. ....	189
8.2.4. Unión Pilar HEB-200-Viga IPE-330.....	194
8.2.5. Unión Pilar HEB-280-Viga IPE-330.....	200
8.2.6. Unión Pilar HEB-280-Viga IPE-300 reforzada.....	203
8.3. Uniones viga-viga.....	209
8.3.1. Uniones en cumbrera. ....	209
8.3.2. Unión de los refuerzos de las vigas IPE-300. ....	209
8.3.3. Unión de los perfiles LPN-80 de las vigas IPE-330. ....	209
8.4. Solución de las uniones del pórtico diagonal. ....	211
8.4.1. Solución de la unión del nudo en cumbrera. ....	211
8.4.2. Solución de la unión nudo vigas-pilar. ....	215
8.5. Unión de las correas a las vigas. ....	220
8.6. Unión de los zunchos a los pilares.....	222
8.7. Unión de las cruces de san Andrés.....	224
8.8. Uniones de la estructura de la escalera. ....	225
8.8.1. Unión Placa-Pilar HEB-120.....	225
8.8.2. Unión Placa-viga UPN-180.....	227
8.8.3. Unión de la viga diagonal a la viga horizontal. ....	229
8.8.4. Unión de las vigas de soporte de la meseta. ....	231
8.8.5. Unión de apoyo Pilar HEB-200-Viga IPE-270 exterior. ....	233





## Índice de tablas.

Tabla 1: Cargas permanentes. ....	3
Tabla 2: Sobrecargas de uso 3.1. CTE-AE. ....	5
Tabla 3: Sobrecarga de nieve en terreno horizontal E.2.CTE-DB-AE. ....	6
Tabla 4: Coeficientes de exposición 3.4. CTE-DB-AE. ....	8
Tabla 5: Parámetros verticales D.3. CTE-DB-AE. ....	10
Tabla 6: Coeficientes eólicos en cubiertas a dos aguas 45/135 D.6.b. CTE-DE-AE. ....	13
Tabla 7: Coeficientes eólicos en cubiertas a dos aguas -45/45 D.6.a. CTE-DB-AE. ....	19
Tabla 8: Coeficientes parciales para acciones de ELU 12.1 EAE-2011. ....	25
Tabla 9: Coeficientes de simultaneidad para SU 11.a. EAE-2011. ....	25
Tabla 10: Coeficientes de simultaneidad para N 11.b. EAE 2011. ....	26
Tabla 11: Combinaciones de acciones. ....	26
Tabla 12: Características de perfiles rectangulares huecos. ....	30
Tabla 13: Características perfil 120x80x6. ....	30
Tabla 14: Valores de $\gamma$ M0 15.3. EAE-2011. ....	31
Tabla 15: Valores de $\beta$ . ....	32
Tabla 16: Curvas de pandeo 35.1.2.b. EAE-2011. ....	35
Tabla 17: Valores del coeficiente de imperfección 35.1.2.a. EAE-2011. ....	35
Tabla 18: Características perfiles IPE. ....	44
Tabla 19: Características perfil IPE-270. ....	44
Tabla 20: Factor de corrección 35.2.2.1.b. EAE-2011. ....	47
Tabla 21: Valores coeficiente C1. ....	47
Tabla 22: Valores del coeficiente de imperfección para pandeo lateral 35.2.2.a. EAE-2011. ....	48
Tabla 23: Elección curva de pandeo lateral 35.2.2.b. EAE-2011. ....	48
Tabla 24: Características perfil IPE-300. ....	52
Tabla 25: Características IPE-300 reforzado. ....	55
Tabla 26: Características perfil IPE-330. ....	63
Tabla 27: Características de los perfiles HEB. ....	75
Tabla 28: Características del perfil HEB-200. ....	75
Tabla 29: Flechas máximas 22.3.2 EAE-2011. ....	80
Tabla 30: Características del perfil HEB-280. ....	82
Tabla 31: Características de perfiles huecos redondos. ....	94
Tabla 32: Características perfil $\varnothing$ 50x3. ....	94
Tabla 33: Dimensiones placa de anclaje 1. ....	120
Tabla 34: Valores de m 69.1.2.a. EHE-08. ....	129
Tabla 35: Valores de $\beta$ para anclajes 69.1.2.b. EHE-08. ....	130
Tabla 36: Dimensiones placa de anclaje 2. ....	132
Tabla 37: Dimensiones placa de anclaje 3. ....	141
Tabla 38: Características de los perfiles UPN. ....	152
Tabla 39: Características del perfil UPN-180. ....	152
Tabla 40: Características del perfil HEB-120. ....	157



Tabla 41: Dimensiones placa de anclaje escalera.....172



## Índice de ilustraciones.

Ilustración 1: Ámbitos de las correas.....	2
Ilustración 2: Ámbitos forjados.....	4
Ilustración 3: Zonas climáticas de invierno E.2. CTE-DB-AE.....	6
Ilustración 4: Gráfica Altitud-Sk.....	7
Ilustración 5: Valor Vb D.1. CTE-DB-AE.....	8
Ilustración 6: Caso 1 viento.....	9
Ilustración 7: Caso 2 viento.....	9
Ilustración 8: Caso 3 viento.....	9
Ilustración 9: Zonas de influencia viento en fachada caso 1.....	11
Ilustración 10: Viento en cubierta 1.....	14
Ilustración 11: Zonas de influencia fachada 2.....	17
Ilustración 12: Zonas de influencia de viento en cubierta 2.....	20
Ilustración 13: Zonas de influencia viento fachada 3.....	21
Ilustración 14: Zonas de influencia cubierta 3.....	24
Ilustración 15: Distribución CP.....	27
Ilustración 16: Distribución SU.....	27
Ilustración 17: Distribución N.....	27
Ilustración 18: Distribución viento frontal.....	28
Ilustración 19: Distribución viento lateral presión.....	28
Ilustración 20: Distribución viento lateral succión.....	28
Ilustración 21: Gráfica coeficiente de reducción 35.1.2. EAE-2011.....	36
Ilustración 22: Zunchos.....	38
Ilustración 23: Diagrama de tensiones pórtico 6.....	52
Ilustración 24: Sección reforzada.....	53
Ilustración 25: Pórtico Reforzado.....	62
Ilustración 26: Detalle disposición de perfiles auxiliares de apoyo.....	67
Ilustración 27: Dimensiones Zapata 1.....	99
Ilustración 28: Armado Zapata 1.....	104
Ilustración 29: Dimensiones zapata 2.....	107
Ilustración 30: Armado Zapata 2.....	111
Ilustración 31: Dimensiones Zapata 3.....	115
Ilustración 32: Armado zapata 3.....	119
Ilustración 33: Cotas para el cálculo de la placa de anclaje.....	120
Ilustración 34: Área portante.....	122
Ilustración 35: Equilibrio de la placa.....	123
Ilustración 36: Área portante placa acartelada.....	126
Ilustración 37: Anclaje tipo gancho.....	130
Ilustración 38: Placa de anclaje 1.....	131
Ilustración 39: Placa de anclaje 2.....	140
Ilustración 40: Placa de anclaje 3.....	149
Ilustración 41: Esquema escalera.....	150
Ilustración 42: Dimensiones zapata 1 escalera.....	163



Ilustración 43: Diagrama de deformación.....	164
Ilustración 44: Armado zapata 1 escalera. ....	166
Ilustración 45: Dimensiones zapata 2 escalera.....	168
Ilustración 46: Armado zapata 2 escalera. ....	171
Ilustración 47: Placa de anclaje escalera. ....	177
Ilustración 48: Unión placa de anclaje HEB-200. ....	179
Ilustración 49: Unión placa de anclaje HEB-280. ....	181
Ilustración 50: Unión viga IPE-270 - pilar HEB-280. ....	187
Ilustración 51: Unión de apoyo viga IPE-270-pilar HEB-200.....	189
Ilustración 52: Unión viga IPE-270-HEB-200.....	194
Ilustración 53: Unión viga IPE-330-HEB-200.....	199
Ilustración 54: Unión viga IPE-330-HEB-280.....	203
Ilustración 55: Unión viga IPE-300 reforzada-HEB-280.....	208
Ilustración 56: Unión en cumbrera. ....	209
Ilustración 57: Unión refuerzo IPE-300. ....	209
Ilustración 58: Unión perfil de apoyo forjado LPN-80. ....	211
Ilustración 59: Esquema de axiles placa de unión 1. ....	213
Ilustración 60: Esquema SAP2000 placa de unión 1. ....	213
Ilustración 61: Unión solución nudo en cumbrera. ....	215
Ilustración 62: Unión placa de unión-pilar. ....	217
Ilustración 63: Esquema axiles unión nudo pilar. ....	218
Ilustración 64: Unión solución nudo en pilar.....	220
Ilustración 65: Unión en correas.....	222
Ilustración 66: Unión en zunchos.....	224
Ilustración 67: Unión en cruces de san Andrés. ....	225
Ilustración 68: Unión placa de anclaje-HEB-120.....	227
Ilustración 69: Unión placa de anclaje -viga UPN-180. ....	229
Ilustración 70: Unión vigas en diagonal- vigas horizontales escalera. ....	231
Ilustración 71: Unión vigas de soporte de la meseta.....	233
Ilustración 72: Unión pilar de apoyoHEB-120-viga UPN-180 escalera.....	235



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina



Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

## 1. Cálculo de acciones.

### 1.1. Cálculo de las cargas permanentes.

Para el cálculo de las cargas permanentes que actúan sobre la nave debemos remitirnos al código Técnico de la edificación (CTE-DB-AE) el cual dicta que toda acción gravitatoria aplicada sobre la cubierta de la nave se considerará aplicada sobre las correas.

A continuación, se presenta una ilustración donde se representa por colores el ámbito de cada correa. Los datos se dan en milímetros.

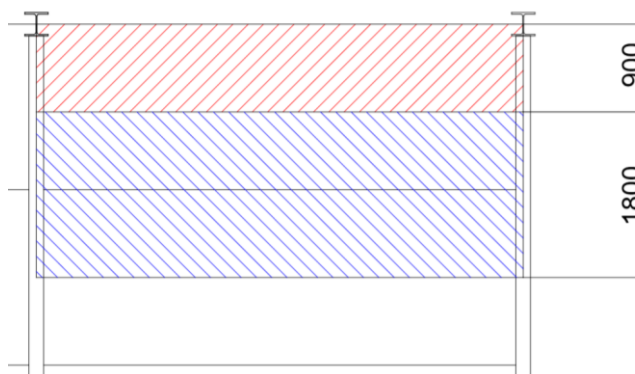


Ilustración 1: Ámbitos de las correas.

Tal y como dicta esta norma, deberemos definir una separación entre correas para la nave, la cual será tal y como muestra el esquema, de 1,8 metros.

Esta separación indica, como ya se ha dicho, el ámbito de cada correa, que según dicho esquema es de 1,8 metros para las correas centrales y de 0,9 metros para las correas laterales.

Las únicas cargas permanentes que tendremos actuando sobre las correas serán, por lo tanto, el peso propio de la cubierta y el peso atribuido a una supuesta instalación fotovoltaica, la cual se podrá implementar o no si el cliente lo considera pertinente.

Esta cubierta estará formada por un cerramiento de tipo sándwich con un recubrimiento para el aislamiento sonoro y térmico de 50 mm de espesor. Los valores de peso por metro cuadrado de panel sándwich se ha obtenido del catálogo del fabricante, en este caso, "Panel sándwich group", el cual nos da un peso en  $\text{kN/m}^2$  para el panel de 0,1045. Con este dato, mayoraremos dicho valor a 0,13  $\text{kN/m}^2$ , puesto que habrá que contemplar el peso adicional de los solapes, la tornillería y de más elementos necesarios para su instalación.

Así pues, para la instalación fotovoltaica sabemos que consta de placas solares, una estructura de aluminio y tornillería, por lo que consideraremos un peso de 0,2  $\text{kN/m}^2$ .

En la siguiente tabla se resumen los valores de las cargas permanentes estimadas para el cálculo de la cubierta de la nave.

	Carga estimada.
Panel sándwich	0,13 kN/m <sup>2</sup>
Instalación fotovoltaica	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Total	0,33 kN/m <sup>2</sup>

Tabla 1: Cargas permanentes.

Las cargas que soportan las correas vendrán definidas por la siguiente ecuación:

$$Q = Ab \cdot q$$

Siendo “Ab” el ámbito de cada correa y “q” la carga total estimada por metro cuadrado.

- Correas laterales:

$$CP_{\text{correaslaterales}} = 0,9 \cdot 0,33 = \mathbf{0,297 \text{ kN/m}}$$

- Correas centrales:

$$CP_{\text{correacentrales}} = 1,8 \cdot 0,33 = \mathbf{0,594 \text{ kN/m}}$$

- ❖ Pórtico interior.

Dentro de esta misma nave habrá una serie de pórticos destinados a oficinas, los cuales se anclarán a la misma estructura de la nave y de esta forma tendremos un bloque de pórticos más rígidos.

Esta zona de oficinas será de 35 m de largo y contará con dos forjados planos.

La estructura de estos forjados no contará con viguetas, sino que se colocará sobre las propias vigas unos forjados colaborantes, los cuales consisten en unas chapas grecadas de 1,2 mm de espesor y sobre estas un hormigonado de 14 cm de canto y 3 cm más de pavimento, de forma que ambos forjados serán transitables.

Por lo tanto, al estar las chapas apoyadas directamente sobre el forjado, consideraremos las cargas actuando sobre este.

Dichas cargas serán únicamente la carga permanente y la sobrecarga de uso, ya que al ser una estructura interior no consideraremos cargas accidentales como el viento y la nieve.

El forjado colaborante que utilizaremos será un perfil MT100 del catálogo de “Hiansa”, El peso propio del forjado colaborante, el cual consiste en el perfil de chapa más el hormigonado, según el catálogo, es de 196 kg/m<sup>2</sup>, pero puesto que tenemos un pavimento que aumenta la sección del hormigonado en 30mm, mayoraremos el peso propio a 300 kg/m<sup>2</sup>, es decir, 2,943 kN/m.

En el siguiente esquema se representa el ámbito de cada viga.

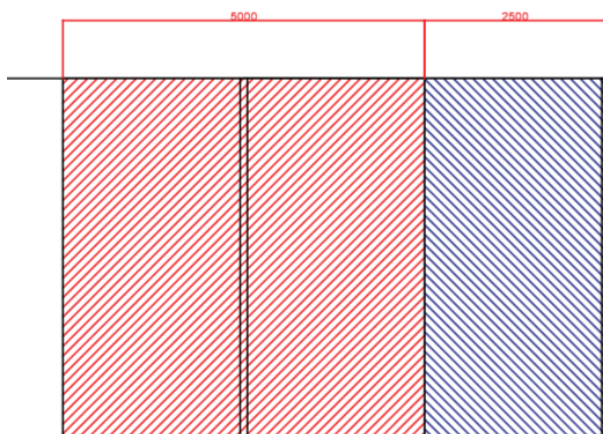


Ilustración 2: Ámbitos forjados.

Como se puede ver las vigas tendrán dos ámbitos diferentes, 5 metros para las vigas de los pórticos centrales y 2,5 metros para las vigas de los pórticos extremos.

Para simplificar, aunque habrá un pórtico con vigas en diagonal, que no serán paralelas al resto, tomaremos el mismo ámbito que para el resto, puesto que la distancia máxima entre pilares en este pórtico no será superior a 5 metros, y ya que éste es un pórtico extremo, su ámbito será de 2,5 metros.

Por lo tanto:

- Para pórticos extremos interiores:

$$CP_{portico\ extr.\ int.} = 2,5 \cdot 2,943 = \mathbf{7,358\ kN/m}$$

- Para pórticos centrales interiores:

$$CP_{portico\ cent.\ int.} = 5 \cdot 2,943 = \mathbf{14,715\ kN/m}$$

## 1.2. Sobrecargas de uso.

La cubierta de la nave será accesible únicamente para tareas de mantenimiento, por lo tanto, según el apartado 3 del CTE-AE obtenemos el valor de la sobrecarga de uso que deberemos aplicar sobre la cubierta de la nave que será G1 “cubiertas ligeras sobre correas”, a la vista de la tabla 2 adjunta.



Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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

Tabla 2: Sobrecargas de uso 3.1. CTE-AE.

Las cargas por sobrecarga de uso en las correas se calculará de la misma forma que las cargas permanentes:

- Correas laterales:

$$SU_{\text{correas laterales}} = 0,9 \cdot 0,4 = \mathbf{0,36 \text{ kN/m}}$$

- Correas centrales:

$$SU_{\text{correas centrales}} = 1,8 \cdot 0,4 = \mathbf{0,72 \text{ kN/m}}$$

- ❖ Pórtico interior.

El primer forjado estará destinado a oficinas por lo que se considerará como zonas administrativas, C1 “zonas con mesas y sillas” en el esquema previamente definido, por lo que la carga en esta zona será de 3 kN/m<sup>2</sup>.

El segundo forjado será una cubierta la cual será transitable para la instalación y mantenimiento de sistemas como aire acondicionado y demás dispositivos necesarios, por lo que lo tomaremos como “cubierta transitable accesibles solo privadamente” para el cual tomaremos un valor de 1 kN/m<sup>2</sup>.

- Pórticos extremos interiores:

$$SU_{\text{forjado extr. 2}} = 2,5 \cdot 1 = \mathbf{2,5 \text{ kN/m}}$$

$$SU_{\text{forjado extr. 1}} = 2,5 \cdot 3 = \mathbf{7,5 \text{ kN/m}}$$

- Pórticos centrales interiores:

$$SU_{\text{forjado centr. 2}} = 5 \cdot 1 = \mathbf{5 \text{ kN/m}}$$

$$SU_{\text{forjado centr. 1}} = 5 \cdot 3 = \mathbf{15 \text{ kN/m}}$$

### 1.3. Determinación de la carga de nieve.

Para el cálculo de la nieve debemos remitirnos a la tabla E.2. del anexo E del CTE-DB-AE, donde para una altitud y una zona geográfica determinada podemos obtener la sobrecarga de uso de nieve para un terreno horizontal.



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Ilustración 3: Zonas climáticas de invierno E.2. CTE-DB-AE.

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m<sup>2</sup>)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 3: Sobrecarga de nieve en terreno horizontal E.2.CTE-DB-AE.

El emplazamiento de la nave industrial en cuestión será en el municipio de Sagunto, concretamente en el Puerto de Sagunto, situado en Valencia, por lo que estaremos en zona de clima invernal 5.

La altitud de la población donde estará situada la nave es de 49 metros, puesto que esta altitud no aparece en la tabla 3.8. del CTE-DB-AE ni en la E.2., deberemos interpolar el valor con otros valores de la tabla, por lo que obtendremos:

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

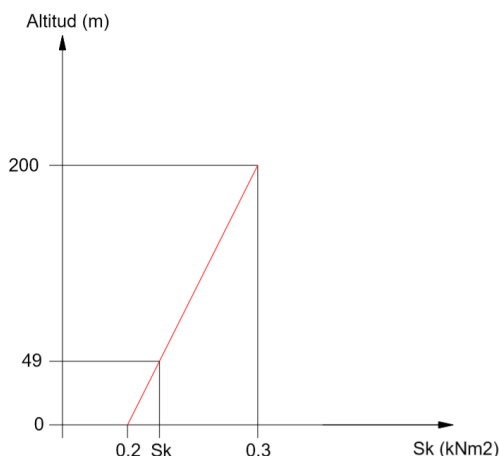


Ilustración 4: Gráfica Altitud-Sk.

$$\frac{200 - 0}{0,3 - 0,2} = \frac{49 - 0}{0,3 - S_k}$$

$$S_k = 0,2755 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto, multiplicando este valor por el ámbito tendremos las siguientes cargas debidas a la nieve:

- Correas laterales:

$$N_{\text{correas laterales}} = 0,9 \cdot 0,2755 = \mathbf{0,248 \text{ kN/m}}$$

- Correas centrales:

$$N_{\text{correas centrales}} = 1,8 \cdot 0,2755 = \mathbf{0,496 \text{ kN/m}}$$

#### 1.4. Cálculo de la acción del viento.

La acción del viento por lo general es una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, y según el CTE-AE puede expresarse como:

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

Donde “ $q_b$ ” es la presión dinámica del viento, “ $c_e$ ” el coeficiente de exposición y “ $c_p$ ” el coeficiente eólico o de presión.

##### 1.4.1. Determinación de la Presión dinámica del viento ( $q_b$ ).

Mediante la figura D.1. del anexo D del CTE-DB-AE y conociendo la situación geográfica de la nave podemos determinar un valor para “ $q_b$ ” determinado para cada zona geográfica.



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

Ilustración 5: Valor  $V_b$  D.1. CTE-DB-AE.

Los valores del coeficiente “ $q_b$ ” por zonas según el anexo D son los siguientes:

Zona A:  $0,42 \text{ kN/m}^2$

Zona B:  $0,45 \text{ kN/m}^2$

Zona C:  $0,52 \text{ kN/m}^2$

En este caso, el municipio de Sagunto por su situación geográfica le corresponde el valor de la Zona A.

Aunque de forma simplificada, según el apartado 3 del CTE-DB-AE, se puede adoptar un valor de  $q_b = 0,5 \text{ kN/m}^2$ , adoptaremos los valores del anexo D, los cuales son más precisos.

Por lo tanto,  $q_b = 0,5 \text{ kN/m}^2$ .

#### 1.4.2. Determinación coeficiente de exposición ( $c_e$ ).

El coeficiente de exposición es variable con respecto a la altura del punto considerado y al grado de aspereza del entorno, mediante la tabla 3.4. del punto 3.3.3. del CTE-DB-AE hallaremos el valor de dicho coeficiente.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición  $c_e$

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

Tabla 4: Coeficientes de exposición 3.4. CTE-DB-AE.

Tomaremos el punto más elevado de la nave para hallar el valor del coeficiente de exposición, en este caso 10 metros.

Puesto que la nave estará situada en un polígono industrial, el grado de aspereza del entorno será 3, y puesto que no existe un valor determinado para una altura de 10 metros, interpolaremos con los valores más cercanos para calcular el valor que deberemos tomar.

$$\frac{12 - 9}{1,9 - 1,7} = \frac{10 - 9}{1,9 - c_e}$$

Despejando “ $c_e$ ” obtenemos que  $c_e = 1,833$ .

A continuación, calcularemos la acción del viento sobre la fachada y sobre la cubierta, para ello, deberemos calcular la “ $c_p$ ” de cada zona de influencia de cada una de estas partes de la nave.

### 1.4.3. Coeficientes eólicos ( $c_p$ ).

Consideraremos tres casos de viento, puesto que considerar más casos complicaría demasiado el estudio y no aportaría mucha más información. Estos casos serán el viento frontal, viento lateral de presión y viento lateral de succión.

Las caras en las que consideraremos actuando el viento serán las mostradas en la siguiente figura.

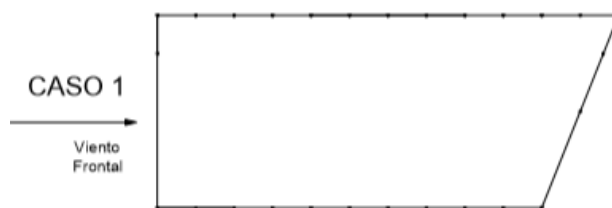


Ilustración 6: Caso 1 viento.

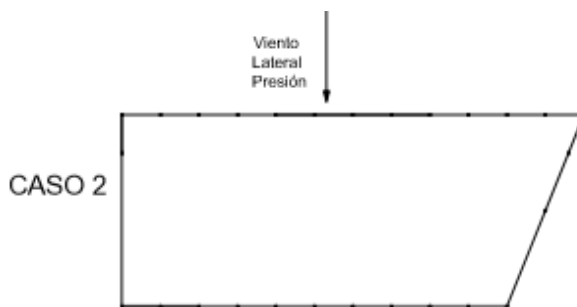


Ilustración 7: Caso 2 viento.

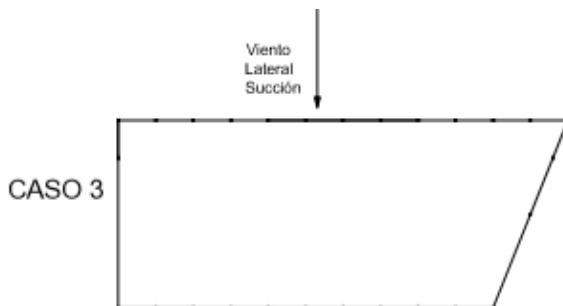


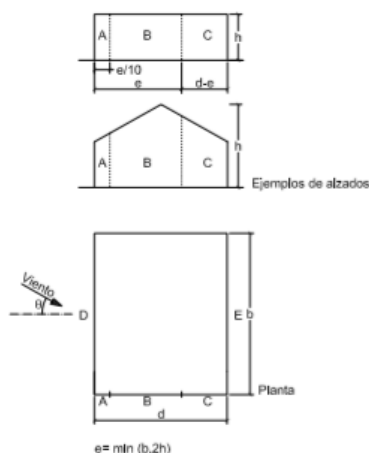
Ilustración 8: Caso 3 viento.

Como se puede ver, el viento lo consideraremos en las caras colindantes a otras fachadas, puesto que de esta forma la distribución de las zonas de influencia del viento es más sencilla e igualmente tendremos viento actuando en todas las caras. Para el cálculo de la acción del viento, calcularemos los coeficientes eólicos que serán diferentes en cada caso, ya que dependen de la relación entre la altura y la profundidad y del área de la superficie en la que actúa.

❖ CASO 1, viento frontal.

En primer lugar, calcularemos el viento actuante en la fachada y para ello determinaremos las diferentes zonas de la nave (A, B, C, D y E) para cada caso, según el dibujo obtenido del punto D.3. del anexo D del CTE-DB-AE.

Tabla D.3 Paramentos verticales



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

Tabla 5: Parámetros verticales D.3. CTE-DB-AE.

$$e = \min(b, 2h) = \min(25, 2 \cdot 10) = 20m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{60} = 0,167$$

$$\text{zona A} = \frac{e}{10} \cdot h = 2 \cdot 10 = 20 m^2$$

$$\text{zona B} = \frac{9e}{10} \cdot h = 18 \cdot 10 = 180 m^2$$

$$\text{zona C} = (d - e) \cdot h = (60 - 20) \cdot 10 = 400 \text{ m}^2$$

$$\text{zona E} = b \cdot h = 26,93 \cdot 10 = 269,3 \text{ m}^2$$

$$\text{zona D} = b \cdot h = 25 \cdot 10 = 250 \text{ m}^2$$

En la siguiente figura se pueden ver representados en colores las distintas zonas de influencia del viento.

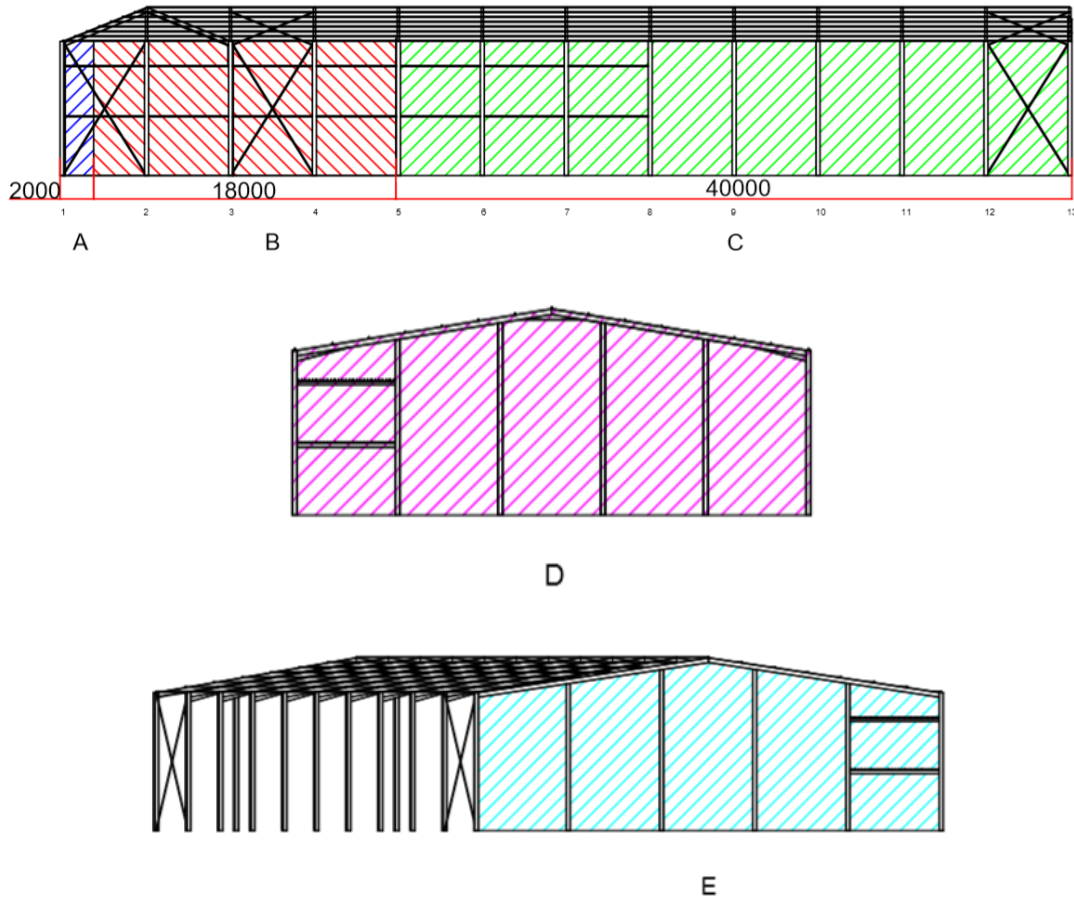


Ilustración 9: Zonas de influencia viento en fachada caso 1.

Adoptaremos los valores de la tabla D.3. asignados para un área "A" mayor de  $10 \text{ m}^2$  y  $h/d \leq 0,25$  ya que es el valor más aproximado.

Por lo tanto, se tomarán los siguientes valores:

Zona A = -1,2

Zona B = -0,8

Zona C = -0,5

Zona D = 0,7

Zona E = -0,3



Una vez conocido el valor de los coeficientes eólicos, obtenemos la acción del viento para cada zona.

$$\text{Zona A: } q_{eA1} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -1,2 = -0,924 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona B: } q_{eB2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,8 = -0,616 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona C: } q_{eC1} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,5 = -0,385 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona D: } q_{eD1} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot 0,7 = 0,539 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona E: } q_{eE1} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,3 = -0,231 \text{ kN/m}^2$$

Con la acción del viento de cada zona calcularemos la carga repercutida sobre los pilares ordenados según indica la figura 9.

- Pilar 1:

$$q_{e2,1} = 2 \cdot (-0,924) + 0,5 \cdot (-0,616) = -2,156 \text{ kN/m}$$

- Pilar 2, 3 y 4:

$$q_{e2,2} = 5 \cdot (-0,616) = -3,08 \text{ kN/m}$$

- Pilar 5:

$$q_{e2,5} = 2,5 \cdot (-0,616) + 2,5 \cdot (-0,385) = -2,503 \text{ kN/m}$$

- Pilar 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12:

$$q_{e2,6} = 5 \cdot (-0,385) = -1,925 \text{ kN/m}$$

- Pilar 13:

$$q_{e2,13} = 2,5 \cdot (-0,385) = -0,963 \text{ kN/m}$$

Para las zonas D y E, diferenciaremos pilares laterales y centrales únicamente. La separación entre pilares del Pórtico en diagonal de la nave la tomaremos como 5,40 metros.

Zona D:

- Pilares laterales:

$$q_{e \text{ pilares lat}} = 2,5 \cdot 0,539 = 1,348 \text{ kN/m}$$

- Pilares centrales:

$$q_{e \text{ pilares cent}} = 5 \cdot 0,539 = 2,695 \text{ kN/m}$$



Zona E

- Pilares laterales:

$$q_{e \text{ pilares lat}} = 2,7 \cdot (-0,231) = -0,624 \text{ kN/m}$$

- Pilares centrales:

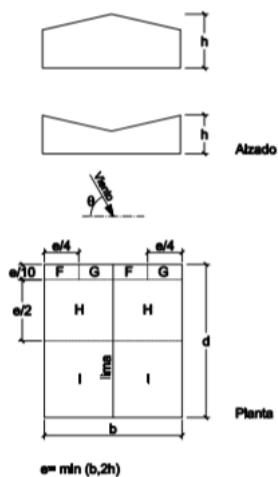
$$q_{e \text{ pilares cent}} = 5,4 \cdot (-0,231) = -1,247 \text{ kN/m}$$

Una vez obtenidos los valores de la carga del viento en fachada, calcularemos los coeficientes eólicos y los valores de la carga del viento en la cubierta.

En primer lugar, para hallar los valores de los coeficientes eólicos en cada zona de la cubierta, tendremos que saber que pendiente tenemos en la misma. Por trigonometría, teniendo en cuenta las medidas y la geometría de la nave, resolvemos que la pendiente de la cubierta será de aproximadamente  $+9,09^\circ$ . Puesto que este valor no aparece en las tablas, tomaremos los valores para la pendiente más cercana y desfavorable, en este caso será  $5^\circ$  para el viento de succión y  $15^\circ$  para el viento de presión.

Para este primer caso, tomaremos la tabla D.6.b. de viento en cubiertas a dos aguas.

b) Dirección del viento  $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$



Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
$-45^\circ$	$\geq 10$	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	$\leq 1$	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
$-30^\circ$	$\geq 10$	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	$\leq 1$	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
$-15^\circ$	$\geq 10$	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	$\leq 1$	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
$-5^\circ$	$\geq 10$	-1,8	-1,2	-0,7	-0,8
	$\leq 1$	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
$5^\circ$	$\geq 10$	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	$\leq 1$	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
$15^\circ$	$\geq 10$	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	$\leq 1$	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
$30^\circ$	$\geq 10$	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	$\leq 1$	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
$45^\circ$	$\geq 10$	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	$\leq 1$	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
$60^\circ$	$\geq 10$	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	$\leq 1$	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
$75^\circ$	$\geq 10$	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	$\leq 1$	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Nota:

- No se deben mezclar valores positivos y negativos en una sola cara.

Tabla 6: Coeficientes eólicos en cubiertas a dos aguas 45/135 D.6.b. CTE-DE-AE.

$$e = \min(b, 2h) = \min(25, 2 \cdot 10) = 20m$$

A continuación, calculamos las zonas de influencia del viento sobre la cubierta, las cuales están representadas por colores en la figura 10. presentada más adelante.

$$\text{zona } F.1 = \frac{e}{10} \cdot \frac{e}{4} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ m}^2$$

$$\text{zona } F.2 = \left(\frac{b}{2} - \frac{e}{4}\right) \cdot \frac{e}{10} = (12,5 - 5) \cdot 2 = 15 \text{ m}^2$$

$$\text{zona } G.1 = \left(\frac{b}{2} - \frac{e}{4}\right) \cdot \frac{e}{10} = (12,5 - 5) \cdot 2 = 15 \text{ m}^2$$

$$\text{zona } G.2 = \frac{e}{10} \cdot \frac{e}{4} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ m}^2$$

$$\text{zona } H = \frac{e}{2} \cdot \frac{b}{2} = 10 \cdot 12,5 = 125 \text{ m}^2$$

$$\text{zona } I.1 = \left(d - \frac{e}{2} - \frac{e}{10}\right) \cdot \frac{b}{2} = (60 - 10 - 2) \cdot 12,5 = 600 \text{ m}^2$$

$$\text{zona } I.2 = \left(d - \frac{e}{2} - \frac{e}{10}\right) \cdot \frac{b}{2} = (50 - 10 - 2) \cdot 12,5 = 475 \text{ m}^2$$

Puesto que el Área es mayor a 10 m<sup>2</sup>, tomaremos valores según la tabla para una pendiente de 5° y un A ≥ 10.

Zona F = -1,6

Zona G = -1,3

Zona H = -0,7

Zona I = -0,6/+0,6

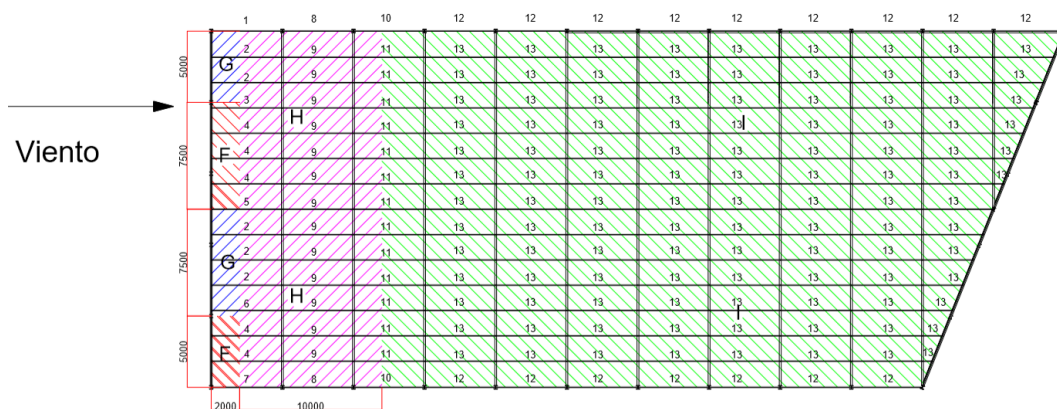


Ilustración 10: Viento en cubierta 1.

$$\text{Zona F: } q_{eF1} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -1,6 = -1,232 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona G: } q_{eG1} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -1,3 = -1,001 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona H: } q_{eH1} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,7 = -0,539 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona I: } q_{eI1} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,6 = -0,462 \text{ kN/m}^2$$

- Correas tipo 1:

$$F_1 = 0,9 \cdot (-1,001) = -0,9009 \text{ kN/m (para los primeros 2m)}$$

$$F_1 = 0,9 \cdot (-0,539) = -0,485 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 2:

$$F_2 = 1,8 \cdot (-1,001) = -1,802 \text{ kN/m (para los primeros 2m)}$$

$$F_2 = 1,8 \cdot (-0,539) = -0,970 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 3:

$$F_3 = 0,5 \cdot (-1,001) + (0,4 + 0,9) \cdot (-1,232) = -2,102 \text{ kN/m (para los primeros 2m)}$$

$$F_3 = 1,8 \cdot (-0,539) = -0,970 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 4:

$$F_4 = 1,8 \cdot (-1,232) = -2,218 \text{ kN/m (para los primeros 2m).}$$

$$F_4 = 1,8 \cdot (-0,539) = -0,970 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 5:

$$F_5 = 0,9 \cdot (-1,232) + 0,9 \cdot (-1,001) = -2,01 \text{ kN/m (para los primeros 2m)}$$

$$F_5 = 1,8 \cdot (-0,539) = -0,970 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 6:

$$F_6 = (0,9 + 0,4) \cdot (-1,001) + 0,5 \cdot (-1,232) = -1,917 \text{ kN/m (para los primeros 2m)}$$

$$F_6 = 1,8 \cdot (-0,539) = -0,970 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 7:

$$F_7 = 0,9 \cdot (-1,232) = -1,109 \text{ kN/m (para los primeros 2m)}$$

$$F_7 = 1,8 \cdot (-0,539) = -0,970 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 8:

$$F_8 = 0,9 \cdot (-0,539) = -0,485 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 9:

$$F_9 = 1,8 \cdot (-0,539) = -0,970 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 10:

$$F_{10} = 0,9 \cdot (-0,539) = -0,485 \text{ kN/m (para los primeros 2,5m)}$$

$$F_{10} = 0,9 \cdot (-0,462) = -0,416 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 11:

$$F_{11} = 1,8 \cdot (-0,539) = -0,970 \text{ kN/m (para los primeros 2,5m)}$$

$$F_{11} = 1,8 \cdot (-0,462) = -0,832 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 12:

$$F_{12} = 0,9 \cdot (-0,462) = -0,416 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 13:

$$F_{13} = 1,8 \cdot (-0,462) = -0,832 \text{ kN/m}$$

- ❖ CASO 2, viento lateral presión.

Para este caso y el siguiente, procederemos de la misma forma que en el caso 1.

$$e = \min(b, 2h) = \min(60, 2 \cdot 10) = 20m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{26,93} = 0,371$$

$$\text{zona A} = \frac{e}{10} \cdot h = 2 \cdot 10 = 20 \text{ m}^2$$

$$\text{zona B} = \frac{9e}{10} \cdot h = 18 \cdot 10 = 180 \text{ m}^2$$

$$\text{zona C} = (d - e) \cdot h = (26,93 - 20) \cdot 10 = 269,3 \text{ m}^2$$

$$\text{zona E} = b \cdot h = 50 \cdot 10 = 500 \text{ m}^2$$

$$\text{zona D} = b \cdot h = 60 \cdot 10 = 600 \text{ m}^2$$

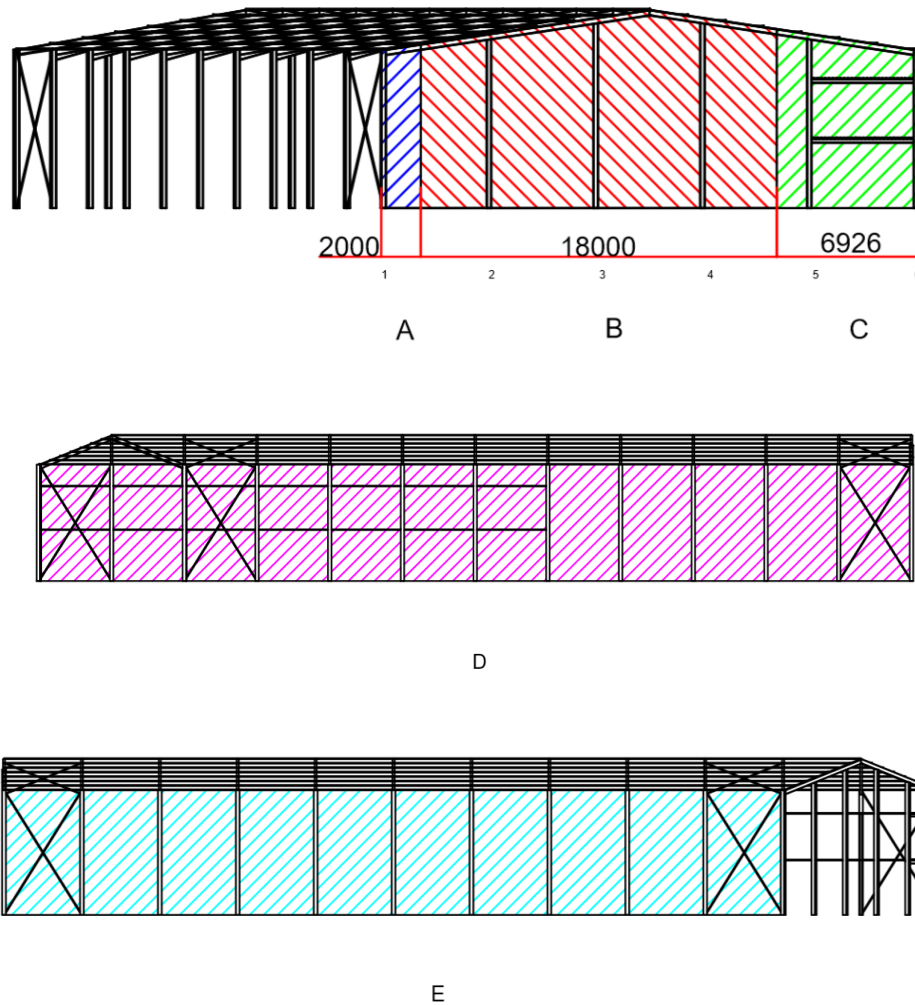


Ilustración 11: Zonas de influencia fachada 2.

Adoptaremos los valores de la tabla 5 de este proyecto (D.3.) asignados para un área A mayor de 10 m<sup>2</sup> y h/d = 1 ya que es el valor más aproximado.

Zona A = -1,2

Zona B = -0,8

Zona C = -0,5

Zona D = 0,8

Zona E = -0,5

Obtenemos la acción del viento para cada zona.

Zona A:  $q_{eA3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -1,2 = -0,924 \text{ kN/m}^2$

Zona B:  $q_{eB3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,8 = -0,616 \text{ kN/m}^2$

Zona C:  $q_{eC3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,5 = -0,385 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Zona D: } q_{eD3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot 0,8 = 0,616 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona E: } q_{eE3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,5 = -0,385 \text{ kN/m}^2$$

Una vez obtenida la acción del viento calcularemos la carga repercutida sobre los pilares ordenados según la figura 11.

- Pilar 1:

$$q_{e1,1} = 2 \cdot (-0,924) + 0,7 \cdot (-0,616) = -2,279 \text{ kN/m}$$

- Pilar 2, 3 y 4:

$$q_{e1,2} = 5,4 \cdot (-0,616) = -3,326 \text{ kN/m}$$

- Pilar 5:

$$q_{e1,5} = (5,4 \cdot 4 - 20) \cdot (-0,616) + (1,1 + 2,7) \cdot (-0,385) = -2,449 \text{ kN/m}$$

- Pilar 6:

$$q_{e1,6} = 2,7 \cdot (-0,385) = -1,04 \text{ kN/m}$$

Para las zonas D y E diferenciaremos pilares laterales y centrales únicamente.

Zona D:

- Pilares laterales:

$$q_{e \text{ pilares lat}} = 2,5 \cdot 0,616 = 1,54 \text{ kN/m}$$

- Pilares centrales:

$$q_{e \text{ pilares cent}} = 5 \cdot 0,616 = 3,08 \text{ kN/m}$$

Zona E

- Pilares laterales:

$$q_{e \text{ pilares lat}} = 2,5 \cdot (-0,385) = -0,9625 \text{ kN/m}$$

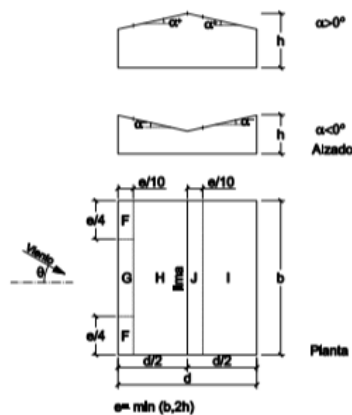
- Pilares centrales:

$$q_{e \text{ pilares cent}} = 5 \cdot (-0,385) = -1,925 \text{ kN/m}$$

A continuación, calcularemos los coeficientes eólicos y las cargas repercutidas sobre la cubierta, para este caso a diferencia del caso 1, utilizaremos la tabla D.6.a. de dicho documento.

Tabla D.6 Cubiertas a dos aguas

a) Dirección del viento  $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,3	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,3	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,3	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,3	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	-0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	-0,6
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-1,5	-1,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
60°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
75°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	-0,2	-0,3

Tabla 7: Coeficientes eólicos en cubiertas a dos aguas -45/45 D.6.a. CTE-DB-AE.

$$e = \min(b, 2h) = \min(60, 2 \cdot 10) = 20m$$

A continuación, calculamos las zonas de influencia del viento sobre la fachada, las cuales están representadas por colores en la figura 12. presentada más adelante.

$$\text{zona F} = \frac{e}{10} \cdot \frac{e}{4} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ m}^2$$

$$\text{zona G} = \left(b - \frac{e}{2}\right) \cdot \frac{e}{10} = (60 - 10) \cdot 2 = 100 \text{ m}^2$$

$$\text{zona H} = \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10}\right) \cdot b = (12,5 - 2) \cdot 60 = 630 \text{ m}^2$$

$$\text{zona I} = \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10}\right) \cdot b = (12,5 - 2) \cdot 50 = 525 \text{ m}^2$$

$$\text{zona J} = b \cdot \frac{e}{10} = 50 \cdot 2 = 100 \text{ m}^2$$

Puesto que el Área es mayor a 10 m<sup>2</sup>, y sabemos que tenemos unos 9° de inclinación, en este caso, para que quede más cargado en presión el faldón contiguo al viento tomaremos para esta hipótesis, como ya se ha dicho, una inclinación de cubierta de 15°, ya que con una inclinación de 5°, al ser una pendiente tan pequeña, la mayoría de las zonas tendrían una carga nula.

Zona F = 0,2

Zona G = 0,2

Zona H = 0,2

Zona I = 0

Zona J = 0

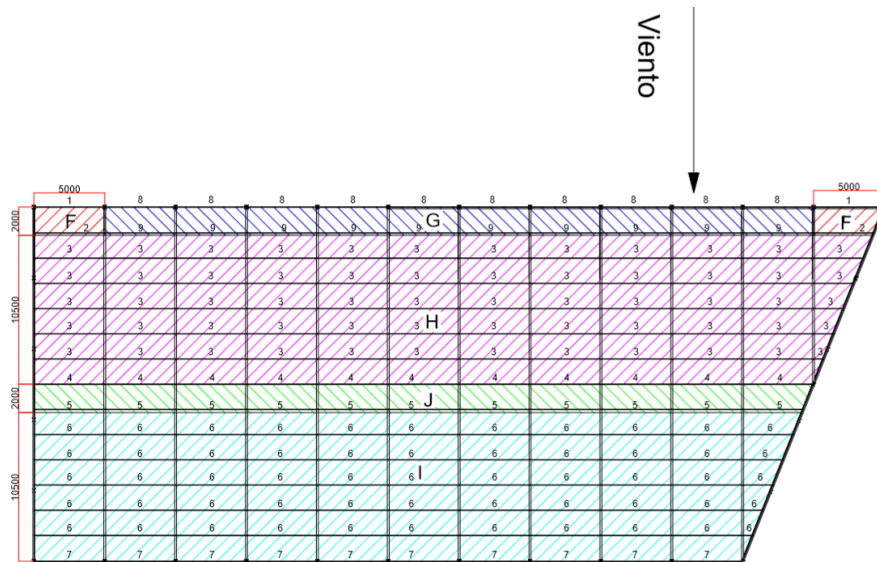


Ilustración 12: Zonas de influencia de viento en cubierta 2.

Zona F:  $q_{eF2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot 0,2 = 0,154 \text{ kN/m}^2$

Zona G:  $q_{eG2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot 0,2 = 0,154 \text{ kN/m}^2$

Zona H:  $q_{eH2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot 0,2 = 0,154 \text{ kN/m}^2$

Zona I:  $q_{eI2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot 0 = 0 \text{ kN/m}^2$

Zona J:  $q_{eJ2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot 0 = 0 \text{ kN/m}^2$

Procedemos de la misma forma que en el caso 1:

- Correas tipo 1

$$F_1 = 0,9 \cdot 0,154 = 0,139 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 2

$$F_2 = (0,9 + (2 - 1,8)) \cdot 0,154 + (0,9 - (2 - 1,8)) \cdot 0,154 = 0,2772 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 3

$$F_4 = 1,8 \cdot 0 = 0 \text{ kN/m}$$



❖ CASO 3, viento lateral succión.

$$e = \min(b, 2h) = \min(60, 2 \cdot 10) = 20m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{26,93} = 0,371$$

$$\text{zona A} = \frac{e}{10} \cdot h = 2 \cdot 10 = 20 m^2$$

$$\text{zona B} = \frac{9e}{10} \cdot h = 18 \cdot 10 = 180 m^2$$

$$\text{zona C} = (d - e) \cdot h = (26,93 - 20) \cdot 10 = 269,3 m^2$$

$$\text{zona E} = b \cdot h = 50 \cdot 10 = 500 m^2$$

$$\text{zona D} = b \cdot h = 60 \cdot 10 = 600 m^2$$

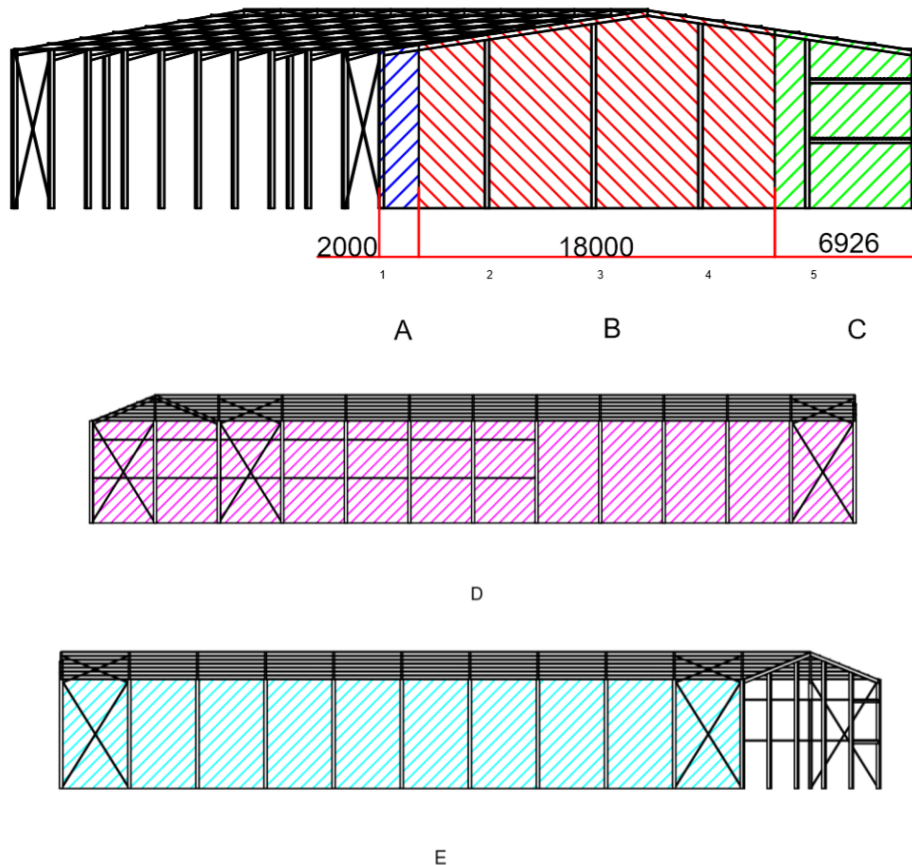


Ilustración 13: Zonas de influencia viento fachada 3.

Adoptaremos los valores de la tabla D.3. asignados para un área A mayor de  $10 m^2$  y  $h/d = 1$ , ya que es el valor más aproximado.

Zona A = -1,2

Zona B = -0,8

Zona C = -0,5

Zona D = 0,8

Zona E = -0,5

Obtenemos la acción del viento para cada zona.

$$\text{Zona A: } q_{eA3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -1,2 = -0,924 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona B: } q_{eB3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,8 = -0,616 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona C: } q_{eC3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,5 = -0,385 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona D: } q_{eD3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot 0,8 = 0,616 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zona E: } q_{eE3} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,5 = -0,385 \text{ kN/m}^2$$

Una vez obtenida la acción del viento calcularemos la carga repercutida sobre los pilares ordenados según la figura 13.

- Pilar 1:

$$q_{e1,1} = 2 \cdot (-0,924) + 0,7 \cdot (-0,616) = -2,279 \text{ kN/m}$$

- Pilar 2, 3 y 4:

$$q_{e1,2} = 5,4 \cdot (-0,616) = -3,326 \text{ kN/m}$$

- Pilar 5:

$$q_{e1,5} = (5,4 \cdot 4 - 20) \cdot (-0,616) + (1,1 + 2,7) \cdot (-0,385) = -2,449 \text{ kN/m}$$

- Pilar 6:

$$q_{e1,6} = 2,7 \cdot (-0,385) = -1,04 \text{ kN/m}$$

Para las zonas D y E diferenciaremos pilares laterales y centrales únicamente.

Zona D:

- Pilares laterales:

$$q_{e \text{ pilares lat}} = 2,5 \cdot 0,616 = 1,54 \text{ kN/m}$$

- Pilares centrales:

$$q_{e \text{ pilares cent}} = 5 \cdot 0,616 = 3,08 \text{ kN/m}$$

## Zona E

- Pilares laterales:

$$q_{e \text{ pilares lat}} = 2,5 \cdot (-0,385) = -0,9625 \text{ kN/m}$$

- Pilares centrales:

$$q_{e \text{ pilares cent}} = 5 \cdot (-0,385) = -1,925 \text{ kN/m}$$

Calcularemos el viento en cubierta para esta última hipótesis de viento, para este caso utilizaremos la misma tabla que en el caso anterior, la tabla 7 de este documento.

$$e = \min(b, 2h) = \min(60, 2 \cdot 10) = 20 \text{ m}$$

A continuación, calculamos las zonas de influencia del viento sobre la cubierta las cuales están representadas por colores en la figura 14.

$$\text{zona F} = \frac{e}{10} \cdot \frac{e}{4} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ m}^2$$

$$\text{zona G} = \left(b - \frac{e}{2}\right) \cdot \frac{e}{10} = (60 - 10) \cdot 2 = 100 \text{ m}^2$$

$$\text{zona H} = \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10}\right) \cdot b = (12,5 - 2) \cdot 60 = 630 \text{ m}^2$$

$$\text{zona I} = \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10}\right) \cdot b = (12,5 - 2) \cdot 50 = 525 \text{ m}^2$$

$$\text{zona J} = b \cdot \frac{e}{10} = 50 \cdot 2 = 100 \text{ m}^2$$

Puesto que el Área es mayor a 10 m<sup>2</sup> tomaremos valores para succión según la tabla, para una pendiente de 5° y un A ≥ 10.

$$\text{Zona F} = -1,7$$

$$\text{Zona G} = -1,2$$

$$\text{Zona H} = -0,6$$

$$\text{Zona I} = -0,6$$

$$\text{Zona J} = -0,6$$

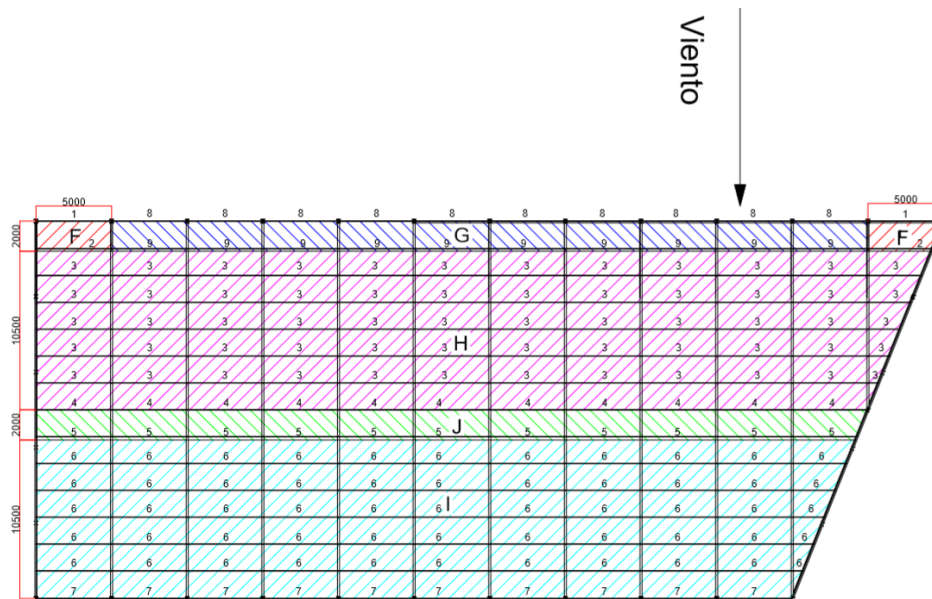


Ilustración 14: Zonas de influencia cubierta 3.

Zona F:  $q_{eF2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -1,7 = -1,309 \text{ kN/m}^2$

Zona G:  $q_{eG2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -1,2 = -0,924 \text{ kN/m}^2$

Zona H:  $q_{eH2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,6 = -0,462 \text{ kN/m}^2$

Zona I:  $q_{eI2} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,6 = -0,462 \text{ kN/m}^2$

Zona J:  $q_{eJ2s} = 0,42 \cdot 1,833 \cdot -0,6 = -0,462 \text{ kN/m}^2$

De igual forma que en los anteriores casos:

- Correas tipo 1.

$$F_1 = 0,9 \cdot (-1,309) = -1,1781 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 2.

$$F_2 = (0,9 + (2 - 1,8)) \cdot (-1,309) + (0,9 - (2 - 1,8)) \cdot (-0,462) = -1,763 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 3.

$$F_3 = 1,8 \cdot (-0,462) = -0,832 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 4.

$$F_4 = 0,9 \cdot (-0,462) + 0,9 \cdot (-0,462) = -0,832 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 5.

$$F_5 = (0,9 + (2 - 1,8)) \cdot (-0,462) + (0,9 - (2 - 1,8)) \cdot (-0,462) = -0,832 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 6.

$$F_6 = 1,8 \cdot (-0,462) = -0,832 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 7.

$$F_7 = 0,9 \cdot (-0,462) = -0,416 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 8.

$$F_8 = 0,9 \cdot (-0,924) = -0,832 \text{ kN/m}$$

- Correas tipo 9.

$$F_9 = (0,9 + (2 - 1,8)) \cdot (-0,924) + (0,9 - (2 - 1,8)) \cdot (-0,462) = -1,343 \text{ kN/m}$$

## 2. Combinaciones de acciones.

Deberemos tomar varias combinaciones de las acciones supuestas en la nave, para ello, utilizaremos las tablas 11.a., 11.b. y 12.1., del capítulo 3 del EAE adjuntas a continuación.

Tabla 12.1. Coeficientes parciales para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite últimos

TIPO DE ACCIÓN	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones accidentales	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	-	-	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 8: Coeficientes parciales para acciones de ELU 12.1 EAE-2011.

Tabla 11.a. Coeficientes de simultaneidad para las sobrecargas de uso en edificios

USO DEL ELEMENTO	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zonas residenciales y domésticas	0,7	0,5	0,3
Zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Zonas de tráfico, peso del vehículo $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Zonas de tráfico, $30 \text{ kN} < \text{peso del vehículo} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Cubiertas no accesibles	0,0	0,0	0,0

Tabla 9: Coeficientes de simultaneidad para SU 11.a. EAE-2011.

Tabla 11.b. Coeficientes de simultaneidad para la acción de la nieve

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Edificios emplazados a una altitud $H > 1000$ metros sobre el nivel del mar	0,7	0,5	0,2
Edificios emplazados a una altitud $H \leq 1000$ metros sobre el nivel del mar	0,5	0,2	0,0

Tabla 10: Coeficientes de simultaneidad para N 11.b. EAE 2011.

Para este estudio únicamente tomaremos 7 combinaciones posibles de las múltiples opciones disponibles. En la siguiente tabla quedan recogidas algunas de las posibles combinaciones de acciones que se pueden dar y las cuales tomaremos para el análisis estructural, tanto para estados límites últimos como para estados límites de servicio.

	ELU	ELS
Caso 1	1,35·CP	CP
Caso 2	1,35·CP+1,5·N	CP+N
Caso 3	1,35·CP+1,5·SU	CP+SU
Caso 4	1,35·CP+1,5·Vf	CP+Vf
Caso 5	1,35·CP+1,5·Vlp	CP+Vlp
Caso 6	1,35·CP+1,5·Vls	CP+Vls
Caso 7	1,35·CP+1,5·Vlp+1,5·0,5·N	CP+Vlp+0,5·N

Tabla 11: Combinaciones de acciones.

### 3. Análisis del cálculo estructural en SAP2000.

En este proyecto se ha utilizado el software de análisis estructural SAP2000 para el cálculo de la estructura de la nave industrial en estudio.

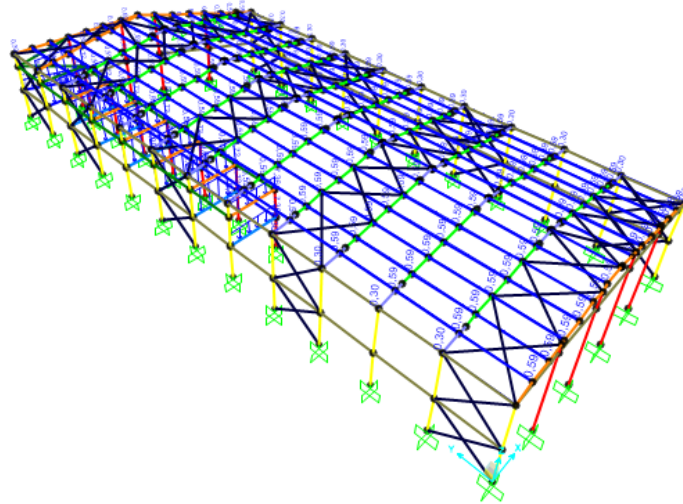
Para ello, se ha modelizado la estructura de la nave industrial en dicho programa y se han introducido las cargas previamente calculadas que actúan en la estructura.

Se han colocado, como se puede ver, arriostramientos cada 15 metros para dar mayor rigidez a la estructura.

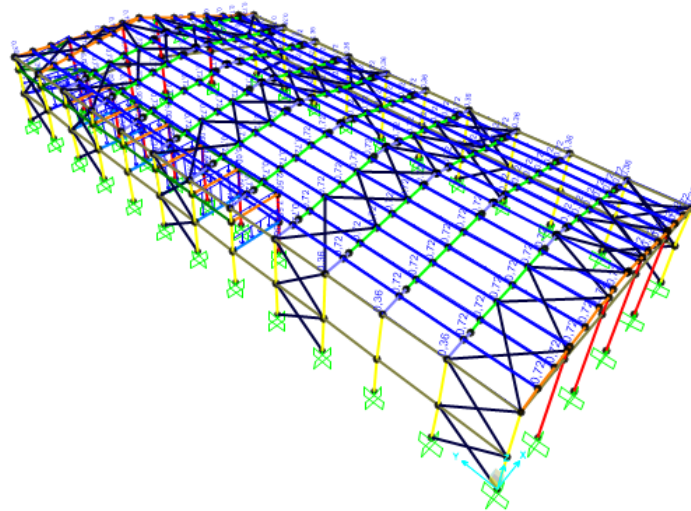
La modelización de la nave se ha realizado estimando los siguientes perfiles:

- Pilares exteriores: HEB-240
- Pilares interiores: HEB-200
- Vigas: IPE-300
- Vigas forjado1: IPE-270
- Vigas forjado 2: IPE-240
- Correas: 120x80x3
- Zunchos: UPN-80
- Cruces de san Andrés:  $\varnothing 40 \times 3$

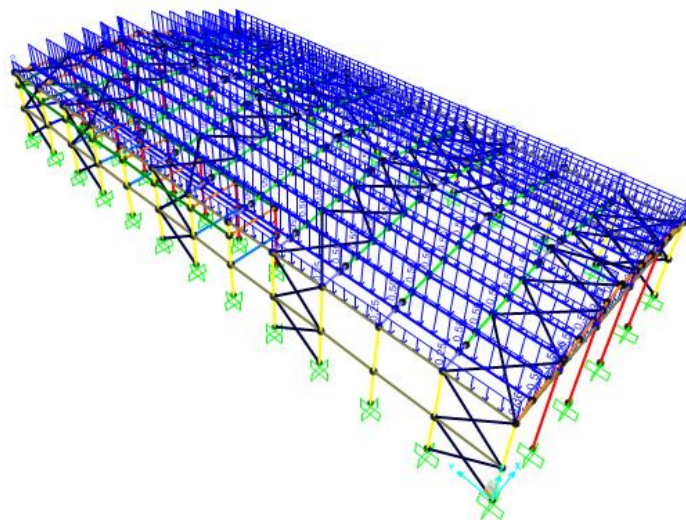
A continuación, se presentarán unas imágenes del modelo de este análisis en cuestión con las cargas asignadas para cada caso.



*Ilustración 15: Distribución CP.*

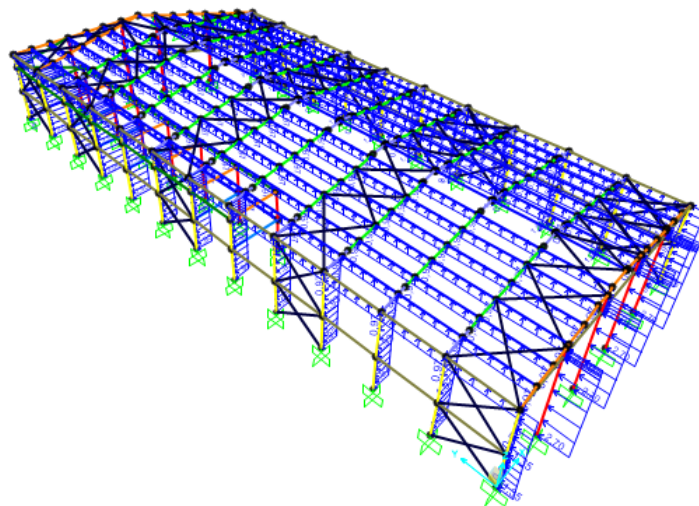


*Ilustración 16: Distribución SU.*

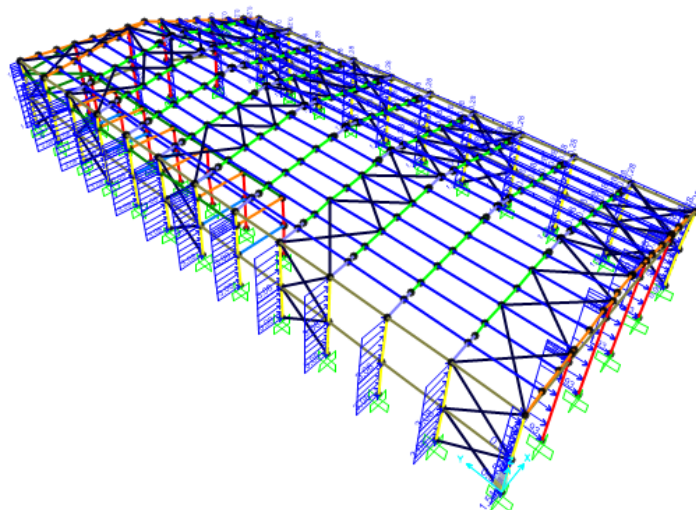


*Ilustración 17: Distribución N*

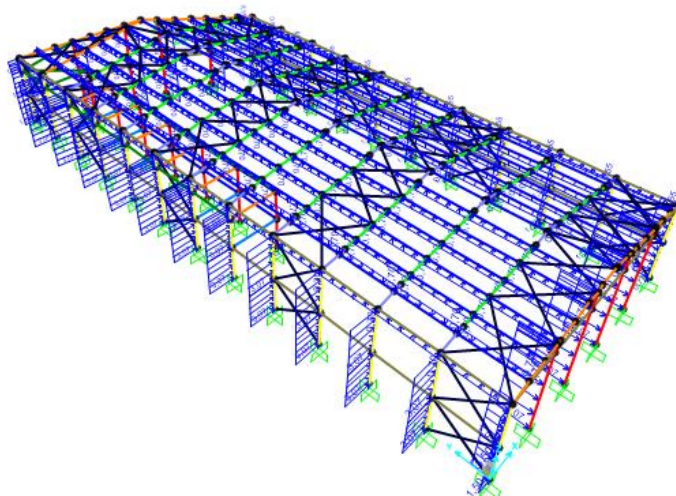




*Ilustración 18: Distribución viento frontal.*



*Ilustración 19: Distribución viento lateral presión.*



*Ilustración 20: Distribución viento lateral succión.*



#### 4. Comprobación de los elementos estructurales.

Una vez obtenidos desde SAP2000 los datos de las solicitaciones en cada uno de los elementos estructurales de la nave, utilizaremos estos datos para las distintas comprobaciones de estos elementos, los cuales serán vigas, pilares, correas, zunchos, y cruces de san Andrés. Una vez hecho el análisis en SAP2000, obtenemos unas solicitaciones diferentes para cada unidad de los elementos

Partimos de la base de que dimensionar cada pilar, viga, correa, etc. por separado en función de la sección mínima que cumpla los ELU y ELS no tiene sentido, puesto que por un lado sería una tarea de cálculos muy extensa, ya que habría que dimensionar todos y cada uno de los elementos de la nave y sobre todo porque esto ocasionaría errores de ejecución y un coste excesivo de la materia prima, lo cual no conviene desde el punto de vista económico y práctico, además que estéticamente la nave quedaría desproporcionada. Así pues, por lo general, dimensionaremos cada tipo de elemento (correa, pilar, viga...) en función del más solicitado y se adoptará ese perfil para el resto de los elementos que cumplan la misma función. Puesto que, en el caso de las vigas y los pilares, las diferencias de las solicitaciones entre unos y otros son muy grandes, y que hay una estructura interior, si podremos tomar varios tipos de perfiles para estudiar, los cuales se definirán más adelante.

##### 4.1. Comprobación de las correas.

En primer lugar, dimensionaremos las correas, ya que es el primer elemento que soporta directamente las cargas actuantes en la cubierta del edificio.

Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000, con la combinación de acciones más desfavorable, y haremos cálculos para la correa más solicitada de esta combinación, la cual pertenecerá al caso 3 de las combinaciones de acciones consideradas y contará con las siguientes solicitaciones:

- $M_y = M_3 = -4,439 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = -0,002 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = -0,000111 \text{ kNm}$
- $V_z = V_2 = -2,398 \text{ kN}$
- $T = 0,001 \text{ kNm}$
- $N = -80,911 \text{ kN}$

##### Comprobación de los ELU

En cuanto al tipo de secciones tenemos una gran variedad de tipos de perfiles que podremos utilizar para las correas (UPN, IPE, IPN, secciones en Z, rectangulares, etc.), en este caso utilizaremos secciones rectangulares huecas, debido a que son perfiles ligeros, cerrados y que se dispone de una amplia gama de dimensiones y, por lo tanto, utilizar un perfil más resistente no aumentara tanto el peso y en consecuencia el precio total de la nave.

❖ Comprobación a resistencia:

Mediante el catálogo de perfiles de sección rectangular hueca, tomaremos como solución al perfil a usar en las correas un 120x80x6.

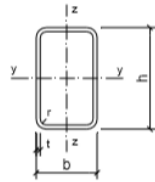


Tabla I.18.- PERFILES HUECOS RECTANGULARES

Perfil	Dimensiones					Peso p (N/m)	Términos de sección									
	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r (mm)	u (mm)		Eje Y			Eje Z			$I_y$ (mm <sup>4</sup> )	$S_y$ (mm <sup>3</sup> )	$S_z$ (mm <sup>3</sup> )	
							$A$ (mm <sup>2</sup> )	$I_y$ (mm <sup>4</sup> )	$W_y$ (mm <sup>3</sup> )	$i_y$ (mm)	$I_z$ (mm <sup>4</sup> )	$W_z$ (mm <sup>3</sup> )				$i_z$ (mm)
□ 60.40.2	60	40	2	5	191	28,5	3,70	18,1	6,03	2,21	9,69	4,85	1,62	20,7	3,70	2,80
□ 60.40.3	60	40	3	8	187	41,0	5,33	24,7	8,23	2,15	13,1	6,56	1,57	29,2	5,18	3,91
□ 60.40.4	60	40	4	10	183	52,5	6,81	29,7	9,91	2,09	15,7	7,86	1,52	36,1	6,42	4,84
□ 70.40.2	70	40	2	5	211	31,6	4,10	26,4	7,55	2,54	11,1	5,57	1,65	25,8	4,67	3,18
□ 70.40.3	70	40	3	8	207	45,7	5,93	36,4	10,4	2,48	15,2	7,59	1,60	36,4	6,59	4,47
□ 70.40.4	70	40	4	10	203	58,6	7,61	44,3	12,6	2,41	18,3	9,16	1,55	45,3	8,23	5,56
□ 70.50.2	70	50	2	5	231	34,6	4,50	31,1	8,87	2,63	18,5	7,42	2,03	37,5	5,35	4,26
□ 70.50.3	70	50	3	8	227	50,3	6,53	43,1	12,3	2,57	25,6	10,3	1,98	53,6	7,59	6,03
□ 70.50.4	70	50	4	10	223	64,7	8,41	53,0	15,1	2,51	31,4	12,5	1,93	67,6	9,55	7,57
□ 80.40.3	80	40	3	8	227	50,3	6,53	51,0	12,8	2,79	17,2	8,6	1,62	43,8	8,15	5,02
□ 80.40.4	80	40	4	10	223	64,7	8,41	62,6	15,6	2,73	20,9	10,5	1,58	54,7	10,2	6,28
□ 80.40.5	80	40	5	13	219	78,1	10,1	71,6	17,9	2,66	23,7	11,9	1,53	63,6	12,0	7,33
□ 80.60.3	80	60	3	8	267	59,5	7,73	68,8	17,2	2,98	44,2	14,7	2,39	88,5	10,5	8,60
□ 80.60.4	80	60	4	10	263	77,1	10,0	85,7	21,4	2,93	54,9	18,3	2,34	113	13,3	10,9
□ 80.60.5	80	60	5	13	259	93,5	12,1	99,8	25,0	2,87	63,7	21,2	2,29	134	15,8	12,9
□ 100.50.3	100	50	3	8	287	64,2	8,33	105	20,9	3,54	35,6	14,2	2,07	88,6	13,1	8,13
□ 100.50.4	100	50	4	10	283	83,3	10,8	131	26,1	3,48	44,1	17,6	2,02	113	16,8	10,3
□ 100.50.5	100	50	5	13	279	101	13,1	153	30,6	3,41	51,1	20,4	1,97	134	20,0	12,2
□ 100.50.6	100	50	6	15	274	118	15,3	171	34,2	3,34	56,7	22,7	1,92	151	22,9	13,9
□ 100.60.4	100	60	4	10	303	89,4	11,6	149	29,8	3,58	67,4	22,5	2,41	156	18,7	13,1
□ 100.60.5	100	60	5	13	299	109	14,1	175	35,1	3,52	78,9	26,3	2,36	187	22,4	15,7
□ 100.60.6	100	60	6	15	294	127	16,5	197	39,5	3,46	88,4	29,5	2,31	214	25,7	17,9
□ 100.80.4	100	80	4	10	343	102	13,2	186	37,2	3,75	132	33,0	3,16	254	22,6	19,4
□ 100.80.5	100	80	5	13	339	124	16,1	221	44,1	3,70	156	39,0	3,11	307	27,1	23,3
□ 100.80.6	100	80	6	15	334	146	18,9	251	50,1	3,64	177	44,3	3,06	355	31,3	26,9
□ 120.60.4	120	60	4	10	343	102	13,2	236	39,3	4,22	80,0	26,7	2,46	201	24,9	15,4
□ 120.60.5	120	60	5	13	339	124	16,1	279	46,5	4,16	94,0	31,4	2,41	241	30,0	18,4
□ 120.60.6	120	60	6	15	334	146	18,9	317	52,8	4,09	106	35,3	2,37	277	34,6	21,2
□ 120.80.4	120	80	4	10	383	114	14,8	290	48,3	4,42	155	38,8	3,24	332	29,6	22,4
□ 120.80.5	120	80	5	13	379	140	18,1	345	57,6	4,36	184	46,1	3,19	402	35,7	27,0
□ 120.80.6	120	80	6	15	374	164	21,3	395	65,8	4,30	210	52,5	3,14	467	41,4	31,3
□ 120.100.4	120	100	4	10	423	126	16,4	343	57,2	4,57	260	57,0	3,98	479	34,2	30,2
□ 120.100.5	120	100	5	13	419	155	20,1	412	68,6	4,52	311	62,2	3,93	583	41,5	36,6
□ 120.100.6	120	100	6	15	414	183	23,7	473	78,8	4,46	357	71,4	3,88	681	48,3	42,6

Tabla 12: Características de perfiles rectangulares huecos.

Perfil rectangular hueco 120x80x6			
$W_y$	65,8 cm <sup>3</sup>	$i_y$	43,0 mm
$W_z$	52,5 cm <sup>3</sup>	$i_z$	31,4 mm
$I_y$	395 cm <sup>4</sup>	p	164 N/m
$I_z$	210 cm <sup>4</sup>	A	21,3 cm <sup>2</sup>
h	120 mm	b	80 mm
$t_f$	6 mm	$t_w$	6 mm

Tabla 13: Características perfil 120x80x6

Puesto que tenemos dos cortantes, en dirección “y” y en dirección “z”, comprobaremos si es necesario considerar la interacción del momento flector con los cortantes y para ello estudiaremos si se verifica la siguiente inecuación, en caso afirmativo, no será necesario tener en cuenta dicha acción.

$$V_{ed} \leq \frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd}$$

•  $V_z$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 120 \cdot 6 = 748,8 \text{ mm}^2$$

Siendo “ $t_w$ ” el alma y “ $h$ ” la altura del perfil.

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

De la tabla siguiente obtenida del Artículo 15.3. del EAE obtenemos el valor de  $\gamma_{M0}$ .

Resistencia de las secciones transversales.	$\gamma_{M0} = 1,05^{(1)}$
Resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad.	$\gamma_{M1} = 1,05^{(1), (2)}$
Resistencia a rotura de las secciones transversales en tracción.	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistencia de las uniones.	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados:	
- En estado límite último (uniones categoría C) (ver apartados 58.2 y 58.8).	$\gamma_{M3} = 1,25$
- En estado límite de servicio (uniones categoría B) (ver apartados 58.2 y 58.8).	$\gamma_{M3} = 1,10$

Tabla 14: Valores de  $\gamma_{M0}$  15.3. EAE-2011.

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{748,8 \cdot 275}{1,05} = 113226,6 \text{ N} = 113,226 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{113,226 \text{ kN}}{2} = 56,613 \text{ kN}$$

$$2,398 \text{ kN} \leq 56,613 \text{ kN}$$

Como resultado obtenemos que no es necesario considerar la acción del cortante en dirección “z”.

Puesto que el cortante en “y” es muy pequeño lo consideraremos despreciable en estas comprobaciones.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en la correa con todas sus sollicitaciones, en este caso el cálculo de la tensión normal es equivalente a la tensión de Von Mises puesto que la tensión debida al cortante la consideraremos nula.

$$SVM = \sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$

$$SVM = \frac{80,911 \cdot 10^3 N}{2130 \text{ mm}^2} + \frac{4,439 \cdot 10^6 Nmm}{65800 \text{ mm}^3} = 105,45 \text{ MPa}$$

$$105,45 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Como resultado, la sección **cumple por resistencia**.

❖ Comprobación por radio de giro.

En primer lugar, para la comprobación del radio de giro calcularemos la longitud de pandeo de la correa, la cual estará definida por la siguiente ecuación.

$$L_k = \beta \cdot L$$

Podemos obtener el valor canónico de la longitud de pandeo  $\beta$  mediante las tablas o a partir del coeficiente de imperfección  $\alpha$ , siendo  $\beta = 1/\sqrt{\alpha}$ .



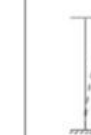



Con empotramiento lateral			Sin empotramiento lateral		
(a)	(b)	(c)	(a)	(b)	(c)
					
1,0	0,7	0,5	2,0	2,0	1,0

Tabla 15: Valores de  $\beta$ .

Así pues, consideraremos las correas empotradas lateralmente, con uniones articuladas, por tanto, tomaremos el valor "a",  $\beta = 1$ .

A continuación, calcularemos la longitud de pandeo en los ejes "y" y "z".

$$L_k = \beta \cdot L$$

$$L_{ky} = 1 \cdot 5 = 5 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 1 \cdot 5 = 5 \text{ m}$$

Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$43 \text{ mm} \geq 28,796 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$31,4 \text{ mm} \geq 28,796 \text{ mm}$$

Como resultado la sección **cumple por radio de giro**.

❖ Comprobación a pandeo:

Deberemos cumplir el apartado 35.2.2.1. del EAE-2011 para que la correa cumpla a pandeo.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} + \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cri z}}} \cdot \frac{C_{mz} \cdot M_z}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

En los comentarios de dicho apartado, según la norma para secciones no susceptibles a deformación por torsión, las cuales son las secciones cerradas, el coeficiente de reducción por pandeo lateral ( $X_{LT}$ ) es igual a la unidad, y puesto que en este caso usaremos perfiles de tubo rectangulares, adoptaremos dicho valor.

En cuanto a los coeficientes “ $C_{my}$ ” y “ $C_{mz}$ ,” estos tienen en cuenta la distribución de los momentos flectores según los dos ejes principales de flexión, los cuales se definen como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \left( \frac{M_{min}}{M_{max}} \right) \geq 0,4$$

Para elementos sometidos a cargas transversales a su directriz puede adoptarse

$$C_m = 1.$$

- Carga crítica.

Esta es la carga máxima soportable por la sección antes de que se produzca el pandeo, la cual está definida por la siguiente ecuación.

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

Para cada elemento calcularemos el pandeo en ambos ejes, por lo tanto:

$$N_{cri y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

$$N_{cri y} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3950000}{5000^2} = 3,274 \cdot 10^5 N = 327,4 \text{ kN}$$

$$N_{cri z} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2100000}{5000^2} = 1,741 \cdot 10^5 N = 174,1 \text{ kN}$$

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión, además, descartaremos los valores inferiores a 0,2.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cri}}} \leq 2$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{2130 \cdot 275}{3,274 \cdot 10^5}} = 1,338 \leq 2 \text{ Cumple}$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{2130 \cdot 275}{1,741 \cdot 10^5}} = 1,834 \leq 2 \text{ Cumple}$$

Utilizaremos la esbeltez reducida en la dirección "z" puesto que es la más desfavorable. Por lo tanto,  $\lambda = \lambda_z$ .

- Factor de reducción por pandeo.

A través de las tablas 35.1.2.a. y 35.1.2.b. obtenemos el coeficiente de imperfección ( $\alpha$ ).

Sección transversal	Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
<p>Secciones de perfiles laminados</p>	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a	a <sub>0</sub>
			b	a
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b	a
			c	a
$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b	a	
		c	a	
$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d	c	
		d	c	
<p>Secciones de vigas en I armadas soldadas</p>	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d
<p>Secciones de perfiles huecos</p>	Acabados en caliente	cualquiera	a	a <sub>0</sub>
	Conformados en frío	cualquiera	c	c
<p>Secciones de vigas en cajón armadas soldadas</p>	En general (excepto caso recuadro inferior)	cualquiera	b	b
	Soldadura gruesa $h/t_w < 30$ $h/t_w < 30$	cualquiera	c	c
<p>Secciones de perfiles en U, en T y</p>		cualquiera	c	c
<p>Secciones de perfiles angulares</p>		cualquiera	b	b

Tabla 16: Curvas de pandeo 35.1.2.b. EAE-2011.

Tabla 35.1.2.a. Valores del coeficiente de imperfección

Curva de pandeo	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Coefficiente de imperfección $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabla 17: Valores del coeficiente de imperfección 35.1.2.a. EAE-2011.

Sabiendo que partimos de perfiles huecos, acabados en caliente y el acero utilizado es el S275JR, obtenemos la curva de pandeo “a” para la que el coeficiente de imperfección  $\alpha = 0,21$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,834 - 0,2) + 1,834^2] = 2,353$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

$$X = \frac{1}{2,353 + \sqrt{2,353^2 - 1,834^2}} = 0,261$$

El coeficiente de reducción también se puede obtener mediante las curvas de pandeo de la gráfica de la figura 35.1.2. del EAE.

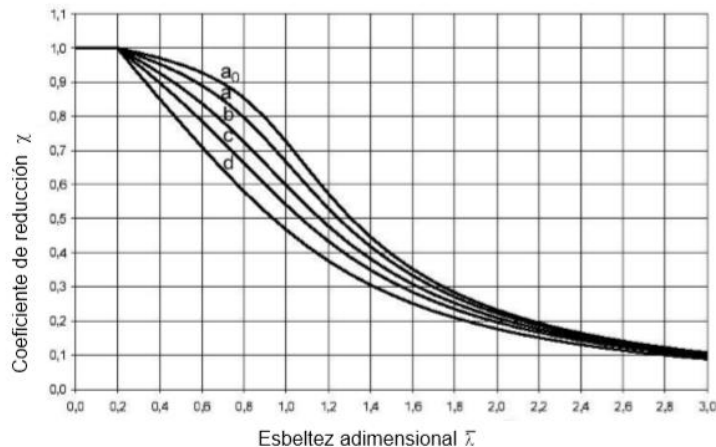


Figura 35.1.2. Curvas de pandeo

Ilustración 21: Gráfica coeficiente de reducción 35.1.2. EAE-2011.

Una vez obtenido el coeficiente de reducción comprobamos. Para este caso no tendremos en cuenta la acción del momento en “z”:

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{80,911 \cdot 10^3}{0,261 \cdot 262 \cdot 2130} + \frac{1}{1 - \frac{1 \cdot 80,911 \cdot 10^3}{327,4 \cdot 10^3}} \cdot \frac{1 \cdot 4,439 \cdot 10^6}{65800 \cdot 262} \leq 1$$

$$0,8975 \leq 1$$

Al cumplirse esta inecuación, el perfil **cumple a pandeo**.

❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{h}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

Donde “h” es la altura y “t<sub>w</sub>” el ancho del alma de la sección.

A través del artículo 35.2.3. de la instrucción de acero EAE-2011 obtenemos:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Conociendo estos datos podemos comprobar.



$$\frac{h}{t_w} \leq 70\varepsilon \rightarrow \frac{120}{6} \leq 70 \cdot 0,92$$

$$20 < 64,4$$

Como resultado tenemos que la sección **cumple por abolladura**. Y en consecuencia cumple todas las condiciones de Estado Limite Ultimo.

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia de la correa deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello la flecha, deformación o desplome máximo de la correa no será superior a 1/300 la longitud total de la misma para la combinación de cargas más desfavorable.

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{5}{300} = 0,016 \text{ m} \rightarrow 16 \text{ mm}$$

Una vez conocemos el máximo válido, comparamos dicho valor con la deformación o flecha máxima de la correa que obtendremos de la siguiente ecuación.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Siendo "q" la carga que actúa en la correa.

Consideraremos únicamente la deformación en "y", puesto que en el eje "z" no se contemplan cargas.

Para el cálculo de la carga tendremos en cuenta las de la combinación 3 que será la siguiente:

$$q = PP + CP + SU$$

Sustituyendo los valores de las cargas obtenemos:

$$q = 0,164 + 0,594 + 0,72$$

$$q = 1,478 \text{ kN/m}$$

Así pues, conociendo todos los valores calculamos la deformación de la correa.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot 1,478 \cdot 5000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 3950000} = 7,25 \text{ mm}$$

$$7,25 \text{ mm} < 16 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para las correas una **sección rectangular hueca de 120x80x6 mm**.

#### 4.2. Comprobación de los zunchos.

Los zunchos ayudarán a rigidizar la estructura, y se colocarán en los extremos laterales de la cubierta a dos alturas y a lo largo de los pórticos externos a 8 metros de altura como se muestra en la siguiente figura.

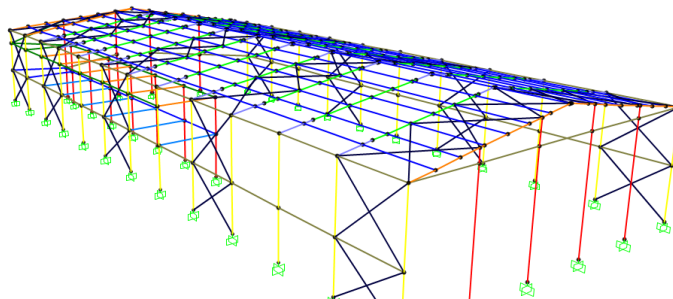


Ilustración 22: Zunchos

Siendo los zunchos los elementos de color verde.

Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000 con la combinación de acciones más desfavorable, y haremos cálculos para el zuncho más solicitado en la situación más desfavorable, la cual pertenecerá al caso 4 de las combinaciones de acciones y contará con las siguientes solicitaciones:

- $M_y = M_3 = 6,351 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 0 \text{ kNm}$
- $V_z = V_2 = 5,081 \text{ kN}$
- $T = -0,166 \text{ kNm}$
- $N = 7,044 \text{ kN}$

#### Comprobación de los ELU

##### ❖ Comprobación a resistencia:

Para los zunchos utilizaremos al igual que para las correas perfiles tubulares rectangulares y en aras de facilitar la ejecución en obra, dispondremos el mismo tipo de perfiles que las correas, es decir 120x80x6 mm.

En este caso solo tendremos cortante en dirección “z”, por lo tanto, igual que en el anterior caso, comprobaremos si es necesario considerar la interacción del momento flector con el cortante y para ello estudiaremos si se verifica la siguiente inecuación, en caso afirmativo, no será necesario tener en cuenta dicha acción.

$$V_{ed} \leq \frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd}$$

- $V_z$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 120 \cdot 6 = 748,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{748,8 \cdot 275}{1,05} = 113,226 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{113,226 \text{ kN}}{2} = 56,613 \text{ kN}$$

$$5,081 \text{ kN} \leq 56,613 \text{ kN}$$

Como resultado, obtenemos que no es necesario considerar la acción del cortante.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en el zuncho con todas sus solicitaciones.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} \leq f_{yd}$$

$$\sigma = \frac{7,044 \cdot 10^3 \text{ N}}{2130 \text{ mm}^2} + \frac{6,351 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{65800 \text{ mm}^3} = 99,827 \text{ MPa}$$

$$99,827 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Puesto que no hay tensión debida a esfuerzo cortante, esta tensión será igual a la tensión de Von Mises, por tanto, la sección **cumple por resistencia**.

❖ Comprobación por radio de giro.

Mediante la tabla 15 obtenemos  $\beta$ , consideraremos los zunchos empotrados lateralmente, y puesto que tendrá uniones articuladas, tomaremos el valor "a",  $\beta = 1$ .

A continuación, calcularemos la longitud de pandeo en los ejes "y" y "z".

$$L_k = \beta \cdot L$$

$$L_{ky} = 1 \cdot 5 = 5 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 1 \cdot 5 = 5 \text{ m}$$

Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$43 \text{ mm} \geq 28,796 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$31,4 \text{ mm} \geq 28,796 \text{ mm}$$

Por lo tanto, la sección **cumple por radio de giro**.

❖ Comprobación a pandeo:

Deberemos cumplir el apartado 35.2.2.1. del EAE-2011 para que el zuncho cumpla a pandeo.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} + \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cri z}}} \cdot \frac{C_{mz} \cdot M_z}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Al igual que en el apartado anterior, el coeficiente de reducción por pandeo lateral ( $X_{LT}$ ) es igual a la unidad.

En cuanto a los coeficientes " $C_{my}$ " y " $C_{mz}$ ," estos tienen en cuenta la distribución de los momentos flectores según los dos ejes principales de flexión, los cuales se definen como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \left( \frac{M_{min}}{M_{max}} \right) \geq 0,4$$

Para elementos sometidos a cargas transversales a su directriz puede adoptarse

$$C_m = 1.$$

- Carga crítica.

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

Para cada elemento calcularemos el pandeo en ambos ejes, por lo tanto:

$$N_{cri y} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3950000}{5000^2} = 3,274 \cdot 10^5 \text{ N} = 327,4 \text{ kN}$$

$$N_{cri z} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2100000}{5000^2} = 1,741 \cdot 10^5 \text{ N} = 174,1 \text{ kN}$$

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cri}}} \leq 2$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{2130 \cdot 275}{3,274 \cdot 10^5}} = 1,337 \leq 2 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{2130 \cdot 275}{1,741 \cdot 10^5}} = 1,834 \leq 2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Utilizaremos la esbeltez reducida en la dirección “z” puesto que es la más desfavorable. Por lo tanto,  $\lambda = \lambda_z$ .

- Factor de reducción por pandeo.

A través de las anteriores tablas 15 y 16 podemos obtener el coeficiente de imperfección ( $\alpha$ ).

Sabiendo que partimos de perfiles huecos, acabados en caliente y el acero utilizado es el S275JR, obtenemos la curva de pandeo “a” para la que el coeficiente de imperfección  $\alpha = 0,21$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,834 - 0,2) + 1,834^2] = 2,353$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

$$X = \frac{1}{2,353 + \sqrt{2,353^2 - 1,834^2}} = 0,2613$$

Una vez obtenido el coeficiente de reducción comprobamos. Para este caso no tendremos en cuenta la acción del momento en “z”:

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{7,044 \cdot 10^3}{0,2613 \cdot 262 \cdot 2130} + \frac{1}{1 - \frac{1 \cdot 7,044 \cdot 10^3}{327,4 \cdot 10^3}} \cdot \frac{1 \cdot 6,351 \cdot 10^6}{65800 \cdot 262} \leq 1$$

$$0,4245 \leq 1$$

Por lo tanto, esta sección **cumple la condición de pandeo.**

## ❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

Inicialmente consideramos que no hay rigidizadores en el zuncho.

A través de la tabla 20.3.a. de la instrucción de acero EAE-2011 obtenemos:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Conociendo estos datos podemos comprobar.

$$\frac{d}{t_w} \leq 70\varepsilon \rightarrow \frac{120}{6} \leq 70 \cdot 0,92$$

$$20 < 64,7$$

Como resultado la sección **cumple por abolladura**.

## Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia de los zunchos, deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello, la flecha, deformación o desplome máximo del zuncho no será superior a 1/300 la longitud total del mismo para la combinación de cargas más desfavorable.

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{5}{300} = 0,016 \text{ m} \rightarrow 16 \text{ mm}$$

Una vez conocemos el máximo válido, comparamos dicho valor con la deformación o flecha máxima del zuncho que obtendremos de la siguiente ecuación.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Siendo “q” la carga que actúa en el zuncho.

Consideraremos únicamente la deformación en “y”, puesto que en el eje “z” no se contemplan cargas.

Para el cálculo de la carga tendremos en cuenta las de la combinación 4 que será la siguiente:

$$q = PP + CP + Vf$$

Sustituyendo los valores de las cargas obtenemos:

$$q = 0,164 + 0,297 + 0,416$$

$$q = 0,877 \text{ kN/m}$$

Así pues, conociendo todos los valores calculamos la deformación del zuncho.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot 0,877 \cdot 5000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 3950000} = 4,3 \text{ mm}$$

$$4,3 \text{ mm} < 16 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para los zunchos una **sección rectangular hueca de 120x80x6 mm**.

#### 4.3. Comprobación de las vigas.

En primer lugar, definiremos cuantos tipos de vigas diferentes se van a tomar en la nave, ya que en los pórticos extremos tendremos unas solicitaciones muy inferiores a las que tendremos en el centro de la nave. Así pues, para las vigas podremos definir 4 tipos de secciones, un perfil para los pórticos extremos, otro para los pórticos centrales y uno más para cada uno de los forjados interiores.

##### 4.3.1. Comprobación de las vigas de pórticos externos.

Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000 con la combinación de acciones más desfavorable, la cual será la combinación 3:

- $M_y = M_3 = 55,36 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = -4,41 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 6,33 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = -31,88 \text{ kN}$
- $T = -0,0123 \text{ kNm}$
- $N = 174,91 \text{ kN}$

#### Comprobación de los ELU

- ❖ Comprobación a resistencia:

Mediante el catálogo de perfiles IPE obtenemos como solución un perfil IPE-270.

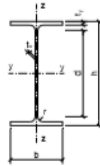


Tabla I.2- PERFILES IPE

Perfil	Dimensiones							Peso p (N/m)	Términos de sección												
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	u		A	Eje y-y				Eje z-z				I <sub>T</sub>	I <sub>a</sub>		S <sub>y</sub>
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	·10 <sup>2</sup>	·10 <sup>4</sup>	·10 <sup>6</sup>	(mm)	·10 <sup>4</sup>	·10 <sup>6</sup>	(mm)	·10 <sup>4</sup>	·10 <sup>6</sup>	(mm <sup>4</sup> )	·10 <sup>4</sup>	·10 <sup>6</sup>	·10 <sup>3</sup>
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	58,9	7,64	80,1	20,0	32,4	8,49	3,69	10,5	0,72	118	11,6			C
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	79,5	10,3	171	34,2	40,7	15,9	5,79	12,4	1,14	351	19,7			C
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	102	13,2	318	53,0	49,0	27,7	8,65	14,5	1,77	890	30,4			C
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	127	16,4	541	77,3	57,4	44,9	12,3	16,5	2,63	1981	44,2			C
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	155	20,1	869	109	65,8	68,3	16,7	18,4	3,64	3959	61,9			P
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	184	23,9	1320	146	74,2	101	22,2	20,5	5,06	7431	83,2			P
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	220	28,5	1940	194	82,6	142	28,5	22,4	6,87	12990	110			P
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	257	33,4	2770	252	91,1	205	37,3	24,8	9,15	22670	143			P
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	301	39,1	3890	324	99,7	284	47,3	26,9	12,0	37390	183			P
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040	354	45,9	5790	429	112	420	62,2	30,2	15,4	70580	242			P
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	414	53,8	8360	557	125	604	80,5	33,5	20,1	125900	314			P
IPE 330	330	160	7,5	11,5	18	271	1250	482	62,6	11770	713	137	788	98,5	35,5	26,5	199100	402			P
IPE 360	360	170	8,0	12,7	18	299	1350	560	72,7	16270	904	150	1040	123	37,9	37,3	313600	510			P
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331	1470	650	84,5	23130	1160	165	1320	146	39,5	48,3	490000	654			P
IPE 450	450	190	9,4	14,6	21	379	1610	761	98,8	33740	1500	185	1680	176	41,2	65,9	791000	851			P
IPE 500	500	200	10,2	16,0	21	426	1740	890	116	48200	1930	204	2140	214	43,1	91,8	1249000	1100			P
IPE 550	550	210	11,1	17,2	24	468	1880	1040	134	67120	2440	223	2670	254	44,5	122	1884000	1390			C
IPE 600	600	220	12,0	19,0	24	514	2010	1197	155	92080	3070	243	3390	308	46,6	172	2846000	1760			C

Tabla 18: Características perfiles IPE.

Perfil IPE-270			
W <sub>y</sub>	429 cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub>	112 mm
W <sub>z</sub>	62,2 cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub>	30,2 mm
I <sub>y</sub>	5790 cm <sup>4</sup>	A <sub>vz</sub>	22,14 cm <sup>2</sup>
I <sub>z</sub>	420 cm <sup>4</sup>	A	45,9 cm <sup>2</sup>
h	270 mm	b	135 mm
t <sub>f</sub>	10,2 mm	t <sub>w</sub>	6,6 mm

Tabla 19: Características perfil IPE-270.

Puesto que tenemos dos cortantes, en dirección "y" y en dirección "z", comprobaremos si es necesario considerar la interacción del momento flector con los cortantes.

$$V_{ed} \leq \frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd}$$

• V<sub>z</sub>

$$A_{vy} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 270 \cdot 6,6 = 1853,28 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1853,28 \cdot 275}{1,05} = 280,236 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{280,236 \text{ kN}}{2} = 140,118 \text{ kN}$$

$$31,88 \text{ kN} \leq 140,118 \text{ kN}$$



Como resultado obtenemos que no es necesaria la consideración de la acción del cortante en el eje “z”, sin embargo, sí se tendrá en cuenta en los cálculos para dar una mayor precisión.

Procederemos de la misma forma para ver si es necesaria la consideración del cortante en el eje “y”.

- $V_y$

$$A_{vz} = 2214 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2214 \cdot 275}{1,05} = 334,78 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{334,78 \text{ kN}}{2} = 167,39 \text{ kN}$$

$$6,33 \text{ kN} \leq 167,39 \text{ kN}$$

A continuación, calculamos la tensión normal:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$

$$\sigma = \frac{174,91 \cdot 10^3 \text{ N}}{4590 \text{ mm}^2} + \frac{55,36 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{429000 \text{ mm}^3} + \frac{4,41 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{62200 \text{ mm}^3} = 238,05 \text{ MPa}$$

$$238,05 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Tendremos en cuenta, como ya se ha dicho el cortante en el eje “z”, ya que es el más significativo para la tensión tangencial.

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{31,88 \cdot 10^3 \text{ N}}{2214 \text{ mm}^2} = 14,4 \text{ MPa}$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$

$$SVM = \sqrt{238,05^2 + 3 \cdot 14,4^2}$$

$$239,35 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Como resultado, la sección **cumple por resistencia**.

## ❖ Comprobación por radio de giro.

Mediante la tabla 15 obtenemos  $\beta$ , puesto que las vigas estarán soldadas a los pilares a la viga simétrica en la cumbrera, las consideraremos uniones rígidas con empotramiento lateral y tomaremos el valor "c".

$$\beta = 0,5.$$

A continuación, calcularemos la longitud de pandeo en los ejes "y" y "z"

$$L_k = \beta \cdot L$$

$$L_{ky} = 0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9 \text{ m}$$

Puesto que los perfiles de las correas están dispuestos en el plano perpendicular al de las secciones de las vigas, la luz de pandeo que consideraremos será la distancia entre correas para el eje "z".

Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$112 \text{ mm} \geq 14,398 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$30,2 \text{ mm} \geq 5,183 \text{ mm}$$

Como resultado, la sección **cumple por radio de giro**.

## ❖ Comprobación a pandeo lateral:

Deberemos cumplir el apartado 35.2.1. del EAE-2011 para que la viga cumpla a pandeo lateral.

$$M_y \leq M_{bd,Rb}$$

Siendo " $M_{bd,Rb}$ " el valor de cálculo de la resistencia frente al pandeo lateral.

$$M_{bd,Rb} = \frac{X_{lt} \cdot W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

Para hallar el valor de “ $M_{bd,Rb}$ ” debemos calcular, en primer lugar, el valor de los parámetros que intervienen en dicha ecuación.

- Momento crítico.

Podemos obtener mediante tablas el coeficiente “ $C_1$ ”, que intervendrá en la ecuación del momento crítico que se citara posteriormente, el cual es el coeficiente de forma del momento que depende de cómo este la viga apoyada en sus extremos.

Tabla 35.2.2.1.b. Factor de corrección  $k_c$

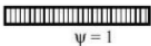
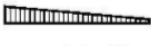






Distribución de momentos	$k_c$
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Tabla 20: Factor de corrección 35.2.2.1.b. EAE-2011.

$k_c$	$C_1$
1,00	1,00
0,94	1,13
0,90	1,23
0,91	1,21
0,86	1,35
0,77	1,69
0,82	1,49

Tabla 21: Valores coeficiente  $C_1$ .

En este caso, consideraremos que se trata de una viga biempotrada, por lo tanto, consideraremos el factor de corrección  $k_c = 0,90$ .

Por lo tanto,  $C_1 = 1,23$ .

Una vez conocido este coeficiente podemos obtener el resto de los valores de las tablas de las características de los perfiles y, por lo tanto, podremos calcular el momento crítico de la sección.

$$M_{cri} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_W}{L^2 \cdot G \cdot I_T} + 1}$$

$$M_{cri} = 1,21 \cdot \frac{\pi}{1800} \cdot \sqrt{210000 \cdot 420 \cdot 10^4 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 15,4 \cdot 10^4} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 70,58 \cdot 10^9}{1800^2 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 15,4 \cdot 10^4} + 1}$$

$$M_{cri} = 475506147 \text{ Nmm} \rightarrow 475,506 \text{ kNm}$$

Siendo “G” el módulo de elasticidad transversal, “ $I_T$ ” el módulo de torsión, e “ $I_W$ ” el módulo de alabeo.

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión, y no tomaremos valores inferiores a 0,2.

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cri}}}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{429000 \cdot 275}{475,506 \cdot 10^6}} = 0,4981$$

$$0,4981 \leq 2 \text{ Cumple}$$

- Factor de reducción por pandeo lateral.

A través de las tablas 35.2.2.a. y 35.2.2.b. de la norma EAE-2011 obtenemos el coeficiente de imperfección ( $\alpha_{lt}$ ).

Tabla 35.2.2.a. Valores del coeficiente de imperfección para pandeo lateral

Curva de pandeo	a	b	c	d
Coficiente de imperfección $\alpha_{lt}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabla 22: Valores del coeficiente de imperfección para pandeo lateral 35.2.2.a. EAE-2011.

Tabla 35.2.2.b. Elección de la curva de pandeo lateral

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones de perfiles laminados en doble T	$h / b \leq 2$	a
	$h / b > 2$	b
Secciones soldadas en doble T	$h / b \leq 2$	c
	$h / b > 2$	d
Otras secciones	-	d

Tabla 23: Elección curva de pandeo lateral 35.2.2.b. EAE-2011.

Sabiendo que: tenemos una sección transversal de perfiles laminados en doble T y que  $h/b = 2$ , obtenemos que la curva de pandeo será la “a” y por lo tanto  $\alpha_{lt} = 0,21$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi_{lt} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{lt} \cdot (\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,4981 - 0,2) + 0,4981^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,6554$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$$

$$X_{lt} = \frac{1}{0,6554 + \sqrt{0,6554^2 - 0,4981^2}} = 0,925$$

Una vez obtenidos estos valores, obtenemos el valor de cálculo de la resistencia frente a pandeo lateral:

$$M_{bd,Rb} = \frac{X_{lt} \cdot W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{bd,Rb} = \frac{0,925 \cdot 429000 \cdot 275}{1,05}$$

$$M_{bd,Rb} = 103930357,1 \text{ Nmm} \rightarrow 103,931 \text{ kNm}$$

Por último, comprobamos si se cumple la condición de pandeo lateral:

$$M_y \leq M_{bd,Rb}$$

$$55,36 \text{ kNm} \leq 103,931 \text{ kNm}$$

Por lo tanto, la sección **cumple a pandeo lateral**.

#### ❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

Inicialmente no consideramos rigidizadores en el alma de la viga.

A través de la tabla 20.3.a. de la instrucción de acero EAE-2011 obtenemos:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Conociendo estos datos, podemos comprobar:

$$\frac{d}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

$$\frac{270}{6,6} \leq 70 \cdot 0,924$$

$$40,91 < 64,68$$

Como resultado, la sección **cumple por abolladura**.

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia de la viga deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello, la flecha, deformación o desplome máximo de la viga, no será superior a 1/300 la longitud total de la misma para la combinación de cargas más desfavorable.

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{5}{300} = 0,01667 \text{ m} \rightarrow 16,67 \text{ mm}$$

Una vez conocemos el máximo válido, comparamos dicho valor con la deformación o flecha máxima de la viga que obtendremos de la siguiente ecuación.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Siendo “q” la carga que actúa en la viga.

Consideraremos únicamente la deformación en “y”, puesto que en el eje “z” no se contemplan cargas.

Para el cálculo de la carga tendremos en cuenta las de la combinación 3 y puesto que estas están situadas sobre las correas, en las vigas tendremos un número n de cargas puntuales igual al número de correas que será la repercusión de estas sobre la viga, por lo tanto, calcularemos esta repercusión como q’:

$$q_{correas} = 1,478 \text{ kN/m}$$

$$q_{zunchos} = 0,877 \text{ kN/m}$$

Así pues, calculamos las reacciones en cada apoyo de dichos elementos:

$$q'_{correas} = 3,695 \text{ kN}$$

$$q'_{zunchos} = 2,193 \text{ kN}$$

Una vez obtenidos estos valores podemos calcular q’ la cual será la reacción de cada elemento multiplicada por el número de elementos que apoyan sobre la viga.

$$q' = 7 \cdot 3,695 + 1 \cdot 2,193$$

$$q' = 28,058 \text{ kN}$$

Por último, la carga se da por unidad de metro por lo que la carga  $q$  será igual a  $q'$  entre la longitud total de la viga más el peso propio de la sección. Para este caso tomaremos la longitud de toda la viga y no de la luz entre pilares puesto que la distribución de correas no es uniforme en todas las luces.

$$q = \frac{28,058}{12,5} + 0,354 = 2,599 \text{ kN/m}$$

Así pues, conociendo todos los valores calculamos la deformación de la viga.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot 2,599 \cdot 5000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 57900000} = 0,87 \text{ mm}$$

$$0,87 \text{ mm} < 16,67 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para este tipo de vigas un perfil **IPE-270**.

#### 4.3.2. Comprobación de las vigas de pórticos centrales.

Para estas vigas, puesto que tienen una luz muy superior a las anteriores, con el objetivo de evitar usar un perfil excesivamente grande, utilizaremos refuerzos en las zonas más solicitadas. Estos refuerzos serán perfiles IPE cortados en ángulo y soldados a la parte inferior de las vigas, por lo tanto, tendremos una sección variable a lo largo de esta. Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000 con la combinación de acciones más desfavorable (caso 3):

- $M_y = M_3 = -277,88 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0,4307 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = -0,239 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = -71,4 \text{ kN}$
- $T = -0,0075 \text{ kNm}$
- $N = -75,74 \text{ kN}$

Estas serán las cargas que consideraremos en las uniones reforzadas donde se encuentran las cargas más desfavorables, pero tendremos que tomar también las solicitaciones que habrá en el centro de la viga para la sección sin reforzar, las cuales serán las siguientes:

- $M_y = M_3 = 120,137 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0,9304 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = -0,949 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = -3,905 \text{ kN}$
- $T = -0,00021 \text{ kNm}$
- $N = -66,438 \text{ kN}$

Este ángulo en el que estarán cortadas las secciones de los extremos será similar a el ángulo que genera en estas zonas el diagrama de tensiones de la viga, el cual se puede ver a continuación:

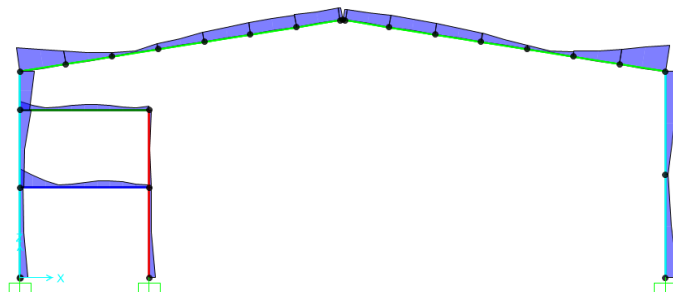


Ilustración 23: Diagrama de tensiones pórtico 6.

### Comprobación de los ELU

#### ❖ Comprobación a resistencia:

La tensión debida al momento será la más significativa, por lo que para dimensionar las vigas calcularemos primero el módulo resistente mínimo de la sección para soportar dicho momento en los aleros y en el centro de la viga y una vez elegido un perfil para cada tramo calcularemos si estos resisten todas las sollicitaciones.

Sección aleros:

$$W_y \geq \frac{M_y}{f_{yd}} = \frac{277,88 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{262 \text{ MPa}} = 1060610,687 \text{ mm}^3 = 1060,61 \text{ cm}^3$$

Sección central:

$$W_y \geq \frac{M_y}{f_{yd}} = \frac{120,137 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{262 \text{ MPa}} = 458538,17 \text{ mm}^3 = 458,538 \text{ cm}^3$$

Mediante el catálogo de perfiles IPE obtenemos que el perfil mínimo que podríamos usar será un IPE-300 para la sección central de la viga, las propiedades físicas de la sección estimada para los extremos se calcularán a continuación.

Perfil IPE-300			
$W_y$	557 cm <sup>3</sup>	$i_y$	125 mm
$W_z$	80,5 cm <sup>3</sup>	$i_z$	33,5 mm
$I_y$	8360 cm <sup>4</sup>	$A_{vz}$	25,68 cm <sup>2</sup>
$I_z$	604 cm <sup>4</sup>	$A$	53,8 cm <sup>2</sup>
$h$	300 mm	$b$	150 mm
$t_f$	10,7 mm	$t_w$	7,1 mm

Tabla 24: Características perfil IPE-300.



❖ Propiedades físicas de la sección reforzada.

La sección planteada en los aleros y en la cumbrera será tal y como se muestra en la siguiente figura.



Ilustración 24: Sección reforzada.

Como se puede ver en la figura, el perfil de refuerzo será otro perfil IPE sin las alas superiores y soldado por la parte inferior al perfil IPE principal, de esta forma calcularemos las propiedades físicas de esta sección resultante.

- Cálculo del área.

$$A = 3 \cdot (10,7 \cdot 150) + 7,1 \cdot ((300 - 2 \cdot 10,7) + (300 - 15 - 2 \cdot 10,7)) = 8664,62 \text{ mm}^2$$

- Cálculo del CDG.

$$CDG_y = \frac{10,7 \cdot 150 \cdot (5,35 + 279,65 + 568,95) + 7,1 \cdot 263,6 \cdot (131,8 + 413,6)}{8664,62}$$

$$CDG_y = 275,99 \text{ mm}$$

- Cálculo de la inercia.

$$I_y = \left[ \frac{150 \cdot 10,7^3}{12} + 150 \cdot 10,7 \cdot (275,99 - 5,35)^2 \right] + \left[ \frac{150 \cdot 10,7^3}{12} + 150 \cdot 10,7 \cdot (279,65 - 275,99)^2 \right] + \left[ \frac{150 \cdot 10,7^3}{12} + 150 \cdot 10,7 \cdot (568,95 - 275,99)^2 \right] + \left[ \frac{7,1 \cdot 263,6^3}{12} + 263,6 \cdot 7,1 \cdot (275,99 - 131,8)^2 \right] + \left[ \frac{7,1 \cdot 278,6^3}{12} + 278,6 \cdot 7,1 \cdot (413,6 - 275,99)^2 \right]$$

$$I_y = 355377536,5 \text{ mm}^4 \rightarrow 35537,75 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 3 \cdot \left[ \frac{10,7 \cdot 150^3}{12} + 150 \cdot 10,7 \right] + \left[ \frac{278,6 \cdot 7,1^3}{12} + 278,6 \cdot 7,1 \right] + \left[ \frac{263,6 \cdot 7,1^3}{12} + 263,6 \cdot 7,1 \right]$$

$$I_z = 9052961,23 \text{ mm}^4 \rightarrow 905,29 \text{ cm}^4$$

- Cálculo del módulo resistente.

$$W_y = \frac{355377536,5}{275,99} = 1287646,42 \text{ mm}^3 \rightarrow 1287,64 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{9052961,23}{275,99} = 32801,77 \text{ mm}^3 \rightarrow 32,8 \text{ cm}^3$$

- Cálculo del área cortante.

De forma simplificada se puede tomar el área cortante para esfuerzos paralelos al alma de una sección IPE como:

$$A_{vz} = h \cdot t_w$$

$$A_{vz} = 574,3 \cdot 7,1 = 4077,53 \text{ mm}^2$$

- Cálculo del módulo de alabeo.

$$I_w = \frac{h^2 \cdot I_{min}}{4}$$

$$I_w = \frac{574,3^2 \cdot 905,29 \cdot 10^4}{4} = 746,457 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

- Cálculo de la inercia torsional.

$$I_t = \frac{\sum a_i \cdot b_i^3}{3}$$

$$I_t = \frac{3 \cdot (150 \cdot 10,7^3) + (263,6 + 278,6) \cdot 7,1^3}{3} = 745328,69 \text{ mm}^4$$

Mediante el comando PROPFIS de AutoCAD, podemos obtener el radio de giro de la sección.

Por tanto, el conjunto de secciones tendrá las siguientes características.

Perfil IPE-300 reforzado con IPE-300			
$W_y$	1287,64 cm <sup>3</sup>	$i_y$	224,5 mm
$W_z$	32,8 cm <sup>3</sup>	$i_z$	28,7 mm
$I_y$	35537,75 cm <sup>4</sup>	$A_{vz}$	40,77 cm <sup>2</sup>
$I_z$	905,29 cm <sup>4</sup>	$A$	86,64 cm <sup>2</sup>
$h$	574,3 mm	$b$	150 mm
$I_w$	746457 cm <sup>6</sup>	$I_t$	74,532 cm <sup>4</sup>

Tabla 25: Características IPE-300 reforzado.

Consideración del cortante.

Comprobaremos si es necesario considerar la interacción del momento flector con el cortante en "y" únicamente, puesto que los cortantes en "z" los consideraremos despreciables.

$$V_{ed} \leq \frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd}$$

- $V_z$  sección de tramos extremos.

$$A_{vy} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 574,3 \cdot 7,1 = 4240,63 \text{ mm}^2$$

Siendo " $t_w$ " el alma y " $h$ " la altura total del perfil resultante.

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{4240,63 \cdot 275}{1,05} = 641,229 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{641,229 \text{ kN}}{2} = 320,614 \text{ kN}$$

$$71,4 \text{ kN} \leq 320,614 \text{ kN}$$

- $V_z$  sección central

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 300 \cdot 7,1 = 2215,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2215,2 \cdot 275}{1,05} = 334,962 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{334,962 \text{ kN}}{2} = 167,481 \text{ kN}$$

$$3,905 \text{ kN} \leq 167,481 \text{ kN}$$

Como resultado obtenemos que no es necesaria la consideración de la acción del cortante en el eje "z" para ninguno de los tramos, sin embargo, sí que tendremos en cuenta el cortante en los aleros puesto que es un cortante considerable.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en la viga con todas sus sollicitaciones, en primer lugar, calcularemos la tensión normal.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$

- Sección de tramos extremos:

$$\sigma = \frac{75,74 \cdot 10^3 \text{ N}}{8664 \text{ mm}^2} + \frac{277,88 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1287640 \text{ mm}^3} = 224,55 \text{ MPa}$$

$$224,55 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

- Sección de tramo central:

$$\sigma = \frac{66,438 \cdot 10^3 \text{ N}}{5380 \text{ mm}^2} + \frac{120,137 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{557000 \text{ mm}^3} = 228,04 \text{ MPa}$$

$$228,04 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Tendremos en cuenta como ya se ha dicho el cortante en "z" para la sección del tramo extremo, ya que es el más significativo para la tensión tangencial.

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{71,4 \cdot 10^3 \text{ N}}{4077 \text{ mm}^2} = 17,513 \text{ MPa}$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

- Sección de tramos extremos:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$

$$SVM = \sqrt{224,55^2 + 3 \cdot 17,513^2}$$

$$226,59 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

- Sección de tramo central:

En este tramo, puesto que no se considera la acción del cortante, la tensión de Von Mises será igual a la tensión normal.

$$SVM = \sigma = 228,04 \text{ MPa}$$

$$228,04 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Como resultado tenemos que ambas secciones **cumplen por resistencia**.

## ❖ Comprobación por radio de giro.

Mediante la tabla 15 obtenemos  $\beta$ , puesto que las Vigas estarán soldadas a los pilares y a la viga simétrica en la cumbra, las consideraremos una unión rígida con empotramiento lateral y tomaremos el valor "c".

$$\beta = 0,5.$$

$$L_{ky} = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9 \text{ m}$$

Puesto que los perfiles de las correas están dispuestos en el plano perpendicular al de las secciones de las vigas, la luz de pandeo que consideraremos, como en el caso anterior, será la distancia entre correas.

Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

- Sección de tramos extremos:

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$224,5 \text{ mm} \geq 5,18 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$28,7 \text{ mm} \geq 5,18 \text{ mm}$$

- Sección de tramo central:

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$125 \text{ mm} \geq 5,18 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$33,5 \text{ mm} \geq 5,18 \text{ mm}$$

Como resultado ambas secciones **cumplen por radio de giro**.

## ❖ Comprobación a pandeo lateral:

Debemos cumplir el apartado 35.2.1. del EAE-2011 para que la viga cumpla a pandeo lateral.

$$M_y \leq M_{bd,Rb}$$

Siendo " $M_{bd,Rb}$ " el valor de cálculo de la resistencia frente al pandeo lateral.

$$M_{bd,Rb} = \frac{X_{lt} \cdot W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

Para hallar el valor de " $M_{bd,Rb}$ ", en primer lugar, debemos calcular el valor de los parámetros que intervienen en dicha ecuación.

- Momento crítico.

Podemos obtener, mediante tablas 20 y 21 de este documento, el coeficiente " $C_1$ ", que intervendrá en la ecuación del momento crítico que se citara posteriormente, el cual es el coeficiente de forma del momento, que depende de cómo este la viga apoyada en sus extremos.

En este caso consideraremos que se trata de una viga biempotrada, por lo tanto, consideraremos el factor de corrección  $k_c = 0,90$ .

Por lo tanto,  $C_1 = 1,23$ .

Una vez conocido este coeficiente podemos obtener el resto de los valores de las tablas de las características de los perfiles, y, por lo tanto, podremos calcular el momento crítico de la sección.

$$M_{cri} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_W}{L^2 \cdot G \cdot I_T} + 1}$$

- Sección de tramos extremos:

$$M_{cri} = 1,23 \cdot \frac{\pi}{1800} \cdot \sqrt{210000 \cdot 905,29 \cdot 10^4 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 74,532 \cdot 10^4} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 746,457 \cdot 10^9}{1800^2 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 74,532 \cdot 10^4} + 1}$$

$$M_{cri} = 2169333122 \text{ Nmm} \rightarrow 2169,33 \text{ kNm}$$

- Sección de tramo central:

$$M_{cri} = 1,23 \cdot \frac{\pi}{1800} \cdot \sqrt{210000 \cdot 604 \cdot 10^4 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 20,1 \cdot 10^4} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 125,9 \cdot 10^9}{1800^2 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 20,1 \cdot 10^4} + 1}$$

$$M_{cri} = 751137946,1 \text{ Nmm} \rightarrow 751,138 \text{ kNm}$$

Siendo “ $G$ ” el módulo de elasticidad transversal, “ $I_T$ ” el módulo de torsión, e “ $I_w$ ” el módulo de alabeo.

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión.

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cri}}}$$

- Sección de tramos extremos:

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{1287640 \cdot 275}{2169,33 \cdot 10^6}} = 0,404$$

$$0,404 \leq 2 \text{ Cumple}$$

- Sección de tramo central:

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{557000 \cdot 275}{751,138 \cdot 10^6}} = 0,452$$

$$0,452 \leq 2 \text{ Cumple}$$

- Factor de reducción por pandeo lateral.

A través de las tablas 22 y 23 de este documento obtenemos el coeficiente de imperfección ( $\alpha_{lt}$ ).

Sabiendo que tenemos una sección transversal de perfiles laminados en doble T y que  $h/b = 2$ , obtenemos que la curva de pandeo será la a y por lo tanto  $\alpha_{lt} = 0,21$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi_{lt} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{lt} \cdot (\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2]$$

- Sección de tramos extremos:

$$\phi_{lt} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,404 - 0,2) + 0,404^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,603$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$$

$$X_{lt} = \frac{1}{0,603 + \sqrt{0,603^2 - 0,404^2}} = 0,9518$$

- Sección de tramo central:

$$\phi_{lt} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,452 - 0,2) + 0,452^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,628$$

$$X_{lt} = \frac{1}{0,628 + \sqrt{0,628^2 - 0,452^2}} = 0,9398$$

Una vez obtenidos estos valores, obtenemos el valor de cálculo de la resistencia frente a pandeo lateral:

$$M_{bd,Rb} = \frac{X_{lt} \cdot W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

- Sección de tramos extremos:

$$M_{bd,Rb} = \frac{0,9518 \cdot 1287640 \cdot 275}{1,05}$$

$$M_{bd,Rb} = 320984125,5 \text{ Nmm} \rightarrow 320,98 \text{ kNm}$$

- Sección de tramo central:

$$M_{bd,Rb} = \frac{0,9398 \cdot 557000 \cdot 275}{1,05}$$

$$M_{bd,Rb} = 137098919 \text{ Nmm} \rightarrow 137,098 \text{ kNm}$$

Por último, comprobamos si se cumple la condición de pandeo lateral.

$$M_y \leq M_{bd,Rb}$$

- Sección de tramos extremos:

$$277,88 \text{ kNm} \leq 320,98 \text{ kNm}$$

- Sección de tramo central:

$$120,137 \text{ kNm} \leq 137,098 \text{ kNm}$$

Por lo tanto, las secciones **cumplen a pandeo lateral**.

- ❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} \leq 70\epsilon$$



Inicialmente consideramos que no hay rigidizadores en la viga.

A través de la tabla 20.3.a de la instrucción de acero EAE-2011 obtenemos:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Conociendo estos datos podemos comprobar.

- Sección de tramos extremos:

$$\frac{589,3}{7,1} \leq 70 \cdot 0,924$$
$$83 < 64,68$$

- Sección de tramo central:

$$\frac{300}{7,1} \leq 70 \cdot 0,924$$
$$42,25 < 64,68$$

Aunque en el caso de tramo extremo no se cumple la condición para que la sección sea válida a abolladura, esta sí será válida, puesto que en esta ecuación se ha tomado una sección en I de altura igual a la suma del perfil de la viga más el del refuerzo, pero puesto que las alas inferiores del perfil IPE-300 que hace de dintel, actúa como un rigidizador del alma, la comprobación a abolladura de la sección de tramos extremos será igual a la de la sección central.

Por tanto, las secciones **cumplen por abolladura**

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia de la viga deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello la flecha, deformación o desplome máximo de esta no será superior a 1/300 la longitud total de la misma para la combinación de cargas más desfavorable.

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{25}{300} = 0,0833 \text{ m} \rightarrow 83,3 \text{ mm}$$

Para este caso tomaremos una luz de 25 metros puesto que no hay pilares de por medio.

Para este caso como se puede apreciar en el diagrama de tensiones de la viga, la tensión más significativa está situada sobre todo en los tramos extremos y se extiende en mayor medida a lo largo de la distancia hasta la primera correa, es decir 1,8 metros.

Para asegurar que los refuerzos cubren toda la longitud que deben cubrir, tomaremos una longitud de 2,5 metros para el tramo de la unión de la viga con el pilar y como ya se ha explicado previamente, la sección del refuerzo estará cortada en ángulo de forma que será un perfil de sección variable. Para el tramo de la cumbrera, donde también se darán cargas altas, tomaremos 1,5 metros de longitud de refuerzo, que será similar al refuerzo de la unión con los pilares, ya que en esta zona hay también un pequeño pico de tensión.

Puesto que la pendiente en la que están cortados los refuerzos es inferior a la pendiente que genera el diagrama de tensiones, los puntos donde se generará las mayores deformaciones son la sección de unión con los pilares y la sección donde empieza el tramo de refuerzo de la cumbrera. Puesto que los cálculos a mano para este caso son complejos, tomaremos la flecha máxima en la viga obtenida del archivo SAP2000, la cual pertenece al tramo central.

$$2,28 \text{ mm} < 16,67 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como sección definitiva para este tipo de vigas un perfil **IPE-300** con refuerzos en los aleros y en la cumbrera de un perfil **IPE-300** con una extensión de 2,5 metros de longitud para los aleros y 1,5 metros para la cumbrera, tal y como se muestra en la siguiente figura.

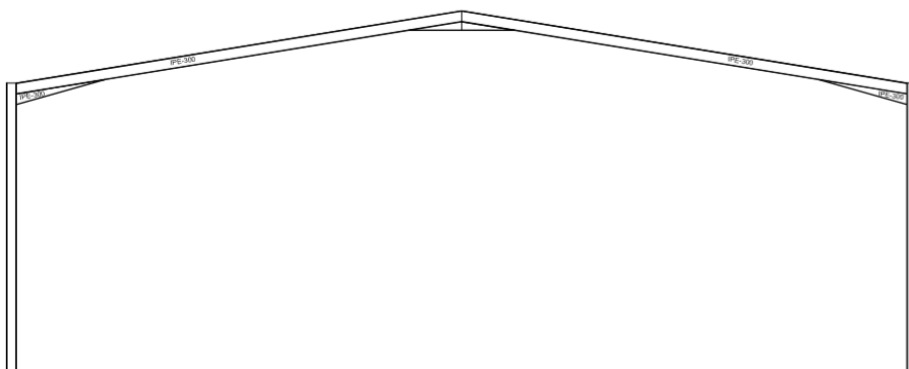


Ilustración 25: Pórtico Reforzado.

#### 4.3.3. Comprobación de las vigas del forjado 1 interior.

Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000 con la combinación de acciones más desfavorable, la cual será la combinación 3:

- $M_y = M_3 = -123,943 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0,0418 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 0,00407 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = 121,648 \text{ kN}$
- $T = 0,0000823 \text{ kNm}$
- $N = 46,087 \text{ kN}$

#### Comprobación de los ELU

❖ Comprobación a resistencia:

Mediante el catálogo de perfiles IPE obtenemos los datos del perfil que utilizaremos, un IPE-330.

Perfil IPE-330			
$W_y$	$713 \text{ cm}^3$	$i_y$	$137 \text{ mm}$
$W_z$	$98,5 \text{ cm}^3$	$i_z$	$35,5 \text{ mm}$
$I_y$	$11770 \text{ cm}^4$	$A_{vy}$	$30,81 \text{ cm}^2$
$I_z$	$788 \text{ cm}^4$	$A$	$62,6 \text{ cm}^2$
$h$	$330 \text{ mm}$	$b$	$160 \text{ mm}$
$t_f$	$11,5 \text{ mm}$	$t_w$	$7,5 \text{ mm}$

Tabla 26: Características perfil IPE-330.

Tenemos dos cortantes, en dirección "y" y en dirección "z", el cortante en "y" podemos despreciarlo puesto que no es significativo, por lo tanto, comprobaremos únicamente si es necesario considerar la interacción del momento flector con el cortante en "z".

$$V_{ed} \leq \frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd}$$

- $V_z$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 330 \cdot 7,5 = 2574 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2574 \cdot 275}{1,05} = 389,216 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{389,216 \text{ kN}}{2} = 194,608 \text{ kN}$$

$$121,648 \text{ kN} \leq 194,608 \text{ kN}$$

Como resultado obtenemos que no es necesaria la consideración de la acción del cortante en el eje "z", sin embargo, sí la tendremos en cuenta en los cálculos puesto que es un cortante considerable.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en la viga con todas sus sollicitaciones, en primer lugar, calcularemos la tensión normal.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$
$$\sigma = \frac{46,087 \cdot 10^3 \text{ N}}{6260 \text{ mm}^2} + \frac{123,943 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{713000 \text{ mm}^3} = 181,195 \text{ MPa}$$
$$181,195 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Tendremos en cuenta, como ya se ha dicho, el cortante en "z" ya que es el más significativo para la tensión tangencial.

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{121,648 \cdot 10^3 \text{ N}}{3081 \text{ mm}^2} = 39,483 \text{ MPa}$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$
$$SVM = \sqrt{181,195^2 + 3 \cdot 39,483^2}$$
$$193,67 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Como resultado, la sección **cumple por resistencia**.

❖ Comprobación por radio de giro.

Mediante la tabla 15 obtenemos  $\beta$ , puesto que las Vigas estarán soldadas a los pilares, las consideraremos una unión rígida con empotramiento lateral y tomaremos el valor "c",  $\beta = 0,5$ .

$$L_{ky} = 0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ m}$$

Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$35,5 \text{ mm} \geq 14,398 \text{ mm}$$

Por tanto, la sección **cumple por radio de giro.**

❖ Comprobación a pandeo lateral:

Deberemos cumplir el apartado 35.2.1. del EAE-2011 para que la viga cumpla a pandeo lateral.

$$M_y \leq M_{bd,Rb}$$

Siendo " $M_y$ " el valor de cálculo del momento y " $M_{bd,Rb}$ " el valor de cálculo de la resistencia frente al pandeo lateral.

$$M_{bd,Rb} = \frac{X_{lt} \cdot W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

Para hallar el valor de  $M_{bd,Rb}$  debemos calcular en primer lugar el valor de los parámetros que intervienen en dicha ecuación.

- Momento crítico.

Podemos obtener mediante tablas 20 y 21 de este documento el coeficiente " $C_1$ ", que intervendrá en la ecuación del momento crítico que se citara posteriormente, el cual es el coeficiente de forma del momento que depende de cómo esté la viga anclada en sus extremos.

En este caso consideraremos que se trata de una viga empotrada en sus extremos, por lo tanto, consideraremos el factor de corrección  $k_c = 0,90$ .

Por lo tanto,  $C_1 = 1,23$ .

Una vez conocido este coeficiente podemos obtener el resto de los valores de las tablas de las características de los perfiles, y, por lo tanto, podremos calcular el momento crítico de la sección.

$$M_{cri} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_W}{L^2 \cdot G \cdot I_T} + 1}$$

$$M_{cri} = 1,23 \cdot \frac{\pi}{5000} \cdot \sqrt{210000 \cdot 788 \cdot 10^4 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 26,5 \cdot 10^4} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 199,1 \cdot 10^9}{5000^2 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 26,5 \cdot 10^4} + 1}$$

$$M_{cri} = 192954901,8 \text{ Nmm} \rightarrow 192,955 \text{ kNm}$$

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión.

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cri}}}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{713000 \cdot 275}{192,955 \cdot 10^6}} = 1,008$$

$$1,008 \leq 2 \text{ Cumple}$$

- Factor de reducción por pandeo lateral.

A través de las tablas 22 y 23 de este documento, obtenemos el coeficiente de imperfección  $\alpha_{lt}$ .

Sabiendo que: tenemos una sección transversal de perfiles laminados en doble T y que  $h/b = 2$ , obtenemos que la curva de pandeo será la "a" y por lo tanto  $\alpha_{lt} = 0,21$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi_{lt} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{lt} \cdot (\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,008 - 0,2) + 1,008^2]$$

$$\phi_{lt} = 1,0929$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$$

$$X_{lt} = \frac{1}{1,0929 + \sqrt{1,0929^2 - 1,008^2}} = 0,66$$

Una vez obtenidos estos valores obtenemos el valor de cálculo de la resistencia frente a pandeo lateral:

$$M_{bd,Rb} = \frac{X_{lt} \cdot W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{bd,Rb} = \frac{0,66 \cdot 713000 \cdot 275}{1,05}$$

$$M_{bd,Rb} = 123247142,9 \text{ Nmm} \rightarrow 123,247 \text{ kNm}$$

Por último, comprobamos si se cumple la condición de pandeo lateral:

$$M_y \leq M_{bd,Rb}$$

$$123,943 \text{ kNm} \leq 123,247 \text{ kNm}$$

Puesto que el perfil que estamos tomando ya es lo suficientemente grande, y no queremos utilizar perfiles de un tamaño superior, adoptaremos una solución constructiva para evitar el pandeo lateral, la cual consistirá en soldar perfiles auxiliares LPN al alma de los IPE para el apoyo del forjado colaborante tal y como se muestra en la siguiente figura:

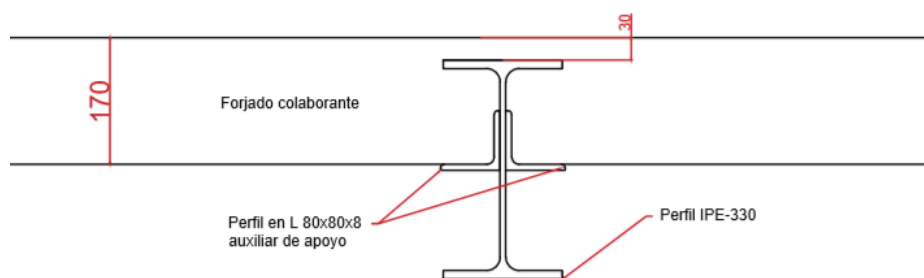


Ilustración 26: Detalle disposición de perfiles auxiliares de apoyo.

Con esta solución, el peso del forjado recae en su mayoría en el perfil IPE, pero de esta forma este perfil queda empotrado en el forjado y por lo tanto se evita el pandeo.

En consecuencia, deberemos comprobar que el perfil en L soporta el cortante.

$$V_z = 121,648 \text{ kN}$$

Para la comprobación del perfil en L, deberemos comprobar que el ala del perfil soporta el esfuerzo cortante, para ello, consideraremos un metro lineal de la sección del ala y consideraremos esta como una viga en voladizo empotrada en uno de sus extremos con una carga puntual en el centro.

El cortante, será soportado por los dos perfiles en L, es decir, que cada perfil soportará la mitad del cortante, pero igualmente consideraremos que cada perfil carga con todo el cortante, puesto que esta sección deberá estar sobredimensionada, ya que ayudará a soportar el pandeo de la viga.

Para la comprobación tomaremos un perfil LPN-80x80x8:

$$F = \frac{121,648 \text{ kN}}{5 \text{ m}} = 24,33 \text{ kN}$$

F en metro lineal.

$$M = F \cdot x$$

$$M = 24,33 \cdot 0,04 = 0,9732 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$W = \frac{1000 \cdot 8^2}{6} = 10666.67 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{0,9732 \cdot 10^6}{10666,67} = 91,24 \text{ MPa}$$

Como se puede ver, el perfil cumple a resistencia, por lo tanto, adoptaremos dos **LPN-80x80x8** para el perfil auxiliar de apoyo del forjado.

❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

Conociendo estos datos y sabiendo que no disponemos de rigidizadores del alma de la viga, podemos comprobar.

$$\frac{330}{7,5} \leq 70 \cdot 0,924$$

$$44 < 64,68$$

Como resultado, la sección **cumple por abolladura**

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia de la viga deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello la flecha, deformación o desplome máximo de la viga no será superior a 1/300 la longitud total de la misma para la combinación de cargas más desfavorable.

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{5}{300} = 0,016 \text{ m} \rightarrow 16 \text{ mm}$$

Una vez conocemos el máximo válido, comparamos dicho valor con la deformación o flecha máxima de la viga que obtendremos de la siguiente ecuación.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Siendo q la carga que actúa en la viga.

Consideraremos únicamente la deformación en “y”, puesto que en el eje “z” no se contemplan cargas.



Para el cálculo de la carga tendremos en cuenta las de la combinación 3 que será la siguiente:

$$q = PP + CP + SU$$

Sustituyendo los valores de las cargas obtenemos:

$$q = 0,482 + 14,715 + 15$$

$$q = 30,197 \text{ kN/m}$$

Así pues, conociendo todos los valores calculamos la deformación de la correa.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot 30,197 \cdot 5000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 117700000} = 4,971 \text{ mm}$$

$$4,971 \text{ mm} < 16 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para este tipo de vigas un perfil **IPE-330** con perfiles auxiliares de apoyo los cuales serán **dos LPN-80x80x8**.

#### 4.3.4. Comprobación de las vigas del forjado 2 interior.

Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000 con la combinación de acciones más desfavorable, la cual será la combinación 3:

- $M_y = M_3 = -60,957 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0,0884 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 0,034 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = 72,781 \text{ kN}$
- $T = 0,0000665 \text{ kNm}$
- $N = -29,136 \text{ kN}$

#### Comprobación de los ELU

- ❖ Comprobación a resistencia:

Mediante el catálogo de perfiles IPE, obtenemos el perfil que utilizaremos para las comprobaciones, un IPE-270.

Tenemos dos cortantes, en dirección "y" y en dirección "z", el cortante en "y" podemos despreciarlo puesto que no es significativo, por lo tanto, comprobaremos si es necesario considerar la interacción del momento flector con el cortante en "z".

$$V_{ed} \leq \frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd}$$

- $V_z$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 270 \cdot 6,6 = 1853,28 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$
$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1853,28 \cdot 275}{1,05} = 280,236 \text{ kN}$$
$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{280,236 \text{ kN}}{2} = 140,118 \text{ kN}$$
$$72,781 \text{ kN} \leq 140,118 \text{ kN}$$

Como resultado obtenemos que no es necesaria la consideración de la acción del cortante en el eje "z", sin embargo, la tendremos en cuenta en los cálculos puesto que es un cortante considerable.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en la viga con todas sus sollicitaciones, en primer lugar, calcularemos la tensión normal.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$
$$\sigma = \frac{29,136 \cdot 10^3 \text{ N}}{4590 \text{ mm}^2} + \frac{60,957 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{429000 \text{ mm}^3} = 148,438 \text{ MPa}$$
$$148,438 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Tendremos en cuenta, como ya se ha dicho, el cortante en "z", ya que es el más significativo para la tensión tangencial.

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{72,781 \cdot 10^3 \text{ N}}{2214 \text{ mm}^2} = 32,873 \text{ MPa}$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$
$$SVM = \sqrt{140,118^2 + 3 \cdot 32,873^2}$$
$$151,245 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Como resultado, la sección **cumple por resistencia**.

❖ Comprobación por radio de giro.

Mediante la tabla 15 obtenemos  $\beta$ , puesto que las Vigas estarán soldadas a los pilares, las consideraremos uniones rígidas con empotramiento lateral y tomaremos el valor "c",  $\beta = 0,5$ .

$$L_{ky} = 0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ m}$$

Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$112 \text{ mm} \geq 27,796 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$30,2 \text{ mm} \geq 27,796 \text{ mm}$$

La sección **cumple por radio de giro**.

❖ Comprobación a pandeo lateral:

Deberemos cumplir el apartado 35.2.1. del EAE-2011 para que la viga cumpla a pandeo lateral.

$$M_y \leq M_{bd,Rb}$$

$$M_{bd,Rb} = \frac{X_{lt} \cdot W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

- Momento crítico.

Podemos obtener mediante tablas 20 y 21 el coeficiente “ $C_1$ ”.

En este caso consideraremos que se trata de una viga empotrada en sus extremos, por lo tanto, consideraremos el factor de corrección  $k_c = 0,90$ .

Por lo tanto,  $C_1 = 1,23$ .

Una vez conocido este coeficiente, podemos obtener el resto de los valores de las tablas de las características de los perfiles, y, por lo tanto, podremos calcular el momento crítico de la sección.

$$M_{cri} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_T} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_W}{L^2 \cdot G \cdot I_T} + 1}$$

$$M_{cri} = 1,23 \cdot \frac{\pi}{5000} \cdot \sqrt{210000 \cdot 420 \cdot 10^4 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 15,4 \cdot 10^4} \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 70,58 \cdot 10^9}{5000^2 \cdot 80 \cdot 10^3 \cdot 15,4 \cdot 10^4} + 1}$$

$$M_{cri} = 97841284,45 \text{ Nmm} \rightarrow 97,841 \text{ kNm}$$

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión.

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cri}}}$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{429000 \cdot 275}{97,841 \cdot 10^6}} = 1,0981$$

$$1,0981 \leq 2 \text{ Cumple}$$

- Factor de reducción por pandeo lateral.

A través de las tablas 22 y 23 obtenemos el coeficiente de imperfección ( $\alpha_{lt}$ ).

Sabiendo que tenemos una sección transversal de perfiles laminados en doble T y que  $h/b = 2$ , obtenemos que la curva de pandeo será la "a" y, por lo tanto,  $\alpha_{lt} = 0,21$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi_{lt} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{lt} \cdot (\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,0981 - 0,2) + 1,0981^2]$$

$$\phi_{lt} = 1,197$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$$

$$X_{lt} = \frac{1}{1,197 + \sqrt{1,197^2 - 1,0981^2}} = 0,5976$$

Una vez obtenidos estos valores, obtenemos el valor de cálculo de la resistencia frente a pandeo lateral:

$$M_{bd,Rb} = \frac{X_{lt} \cdot W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{bd,Rb} = \frac{0,5976 \cdot 429000 \cdot 275}{1,05}$$

$$M_{bd,Rb} = 67144628,57 \text{ Nmm} \rightarrow 67,145 \text{ kNm}$$

Por último, comprobamos si se cumple la condición de pandeo lateral:

$$M_y \leq M_{bd,Rb}$$

$$60,957 \text{ kNm} \leq 67,145 \text{ kNm}$$

Por lo tanto, la sección **cumple a pandeo**.

❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

Conociendo estos datos podemos comprobar.

$$\frac{270}{6,6} \leq 70 \cdot 0,924$$

$$40,91 < 64,68$$

Como resultado, la sección **cumple por abolladura**

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia de la viga deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello, la flecha, deformación o desplome máximo de la viga no será superior a 1/300 la longitud total de la misma para la combinación de cargas más desfavorable.

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{5}{300} = 0,016 \text{ m} \rightarrow 16 \text{ mm}$$

Una vez conocemos el máximo válido, comparamos dicho valor con la deformación o flecha máxima de la viga que obtendremos de la siguiente ecuación.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Consideraremos únicamente la deformación en "y", puesto que en el eje "z" no se contemplan cargas.

Para el cálculo de la carga, tendremos en cuenta las de la combinación 3, que será la siguiente:

$$q = PP + CP + SU$$

Sustituyendo los valores de las cargas obtenemos:

$$q = 0,354 + 14,715 + 5$$

$$q = 20,069 \text{ kN/m}$$

Así pues, conociendo todos los valores calculamos la deformación de la viga.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot 20,069 \cdot 5000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 57900000} = 6,716 \text{ mm}$$

$$6,716 \text{ mm} < 16 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para este tipo de vigas un perfil **IPE-270**.

#### 4.4. Comprobación de los pilares.

Al igual que con las vigas, en el caso de los pilares procederemos de la misma forma, y según el esquema de solicitaciones podremos definir 3 tipos de secciones de pilares diferentes, una para los pilares laterales de la nave, los cuales son los más solicitados, otra sección para los pilares centrales de los pórticos externos y otra para el forjado interior.

##### 4.4.1. Comprobación de los pilares centrales de los pórticos externos.

Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000 con la combinación de acciones más desfavorable (caso 4), la cual será:

- $M_y = M_3 = 2,392 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 57,949 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 29,989 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = 0,927 \text{ kN}$
- $T = 0,1066 \text{ kNm}$
- $N = -18,482 \text{ kN}$

#### Comprobación de los ELU

- ❖ Comprobación a resistencia:

Mediante el catálogo de perfiles HEB obtenemos que el perfil que utilizaremos, un HEB-200.

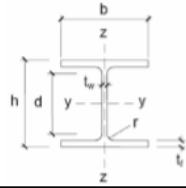


Tabla I.3- PERFILES HEB

Perfil	Dimensiones							Peso p (N/m)	Términos de sección										
	h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>r</sub> (mm)	r (mm)	d (mm)	u (mm)		Eje y-y					Eje z-z					
									A ·10 <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> ·10 <sup>4</sup> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>y</sub> ·10 <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	I <sub>z</sub> ·10 <sup>4</sup> (mm <sup>4</sup> )	W <sub>z</sub> ·10 <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (mm)	I <sub>t</sub> ·10 <sup>4</sup> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>a</sub> ·10 <sup>6</sup> (mm <sup>6</sup> )	S <sub>y</sub> ·10 <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	
HEB 100	100	100	6,0	10,0	12	56	567	200	26,0	450	90	41,6	167	33	25,3	9,34	3375	52,1	P
HEB 120	120	120	6,5	11,0	12	74	686	262	34,0	864	144	50,4	318	53	30,6	14,9	9410	82,6	P
HEB 140	140	140	7,0	12,0	12	92	805	331	43,0	1509	216	59,3	550	79	35,8	22,5	22480	123	P
HEB 160	160	160	8,0	13,0	15	104	918	418	54,3	2492	311	67,8	889	111	40,5	33,2	47940	177	P
HEB 180	180	180	8,5	14,0	15	122	1040	502	65,3	3831	426	76,6	1363	151	45,7	46,5	93750	241	P
HEB 200	200	200	9,0	15,0	18	134	1150	601	78,1	5696	570	85,4	2003	200	50,7	63,4	171100	321	P
HEB 220	220	220	9,5	16,0	18	152	1270	701	91,0	8091	736	94,3	2843	258	55,9	84,4	295400	414	P
HEB 240	240	240	10,0	17,0	21	164	1380	816	106,0	11259	938	103	3923	327	60,8	110	486900	527	P
HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	1500	912	118,4	14919	1150	112	5135	395	65,8	130	753700	641	P
HEB 280	280	280	10,5	18,0	24	196	1620	1010	131,4	19270	1380	121	6595	471	70,9	153	1130000	767	P
HEB 300	300	300	11,0	19,0	27	208	1730	1148	149,1	25166	1680	130	8563	571	75,8	192	1688000	934	P
HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	1770	1246	161,3	30823	1930	138	9239	616	75,7	241	2069000	1070	P
HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	1810	1315	170,9	36656	2160	146	9690	646	75,3	278	2454000	1200	P
HEB 360	300	300	12,5	22,5	27	261	1850	1393	180,6	43193	2400	155	10140	676	74,9	320	2883000	1340	P
HEB 400	400	300	13,5	24,0	27	298	1930	1521	197,8	57680	2880	171	10819	721	74,0	394	3817000	1620	P
HEB 450	450	300	14,0	26,0	27	344	2030	1678	218,0	79887	3550	191	11721	781	73,3	500	5258000	1990	P
HEB 500	500	300	14,5	28,0	27	390	2120	1834	238,6	107176	4290	212	12624	842	72,7	625	7018000	2410	C
HEB 550	550	300	15,0	29,0	27	438	2220	1952	254,1	136691	4970	232	13077	872	71,7	701	8856000	2800	C
HEB 600	600	300	15,5	30,0	27	486	2320	2080	270,0	171041	5700	252	13530	902	70,8	783	10965000	3210	C

Tabla 27: Características de los perfiles HEB.

Perfil HEB-200			
W <sub>y</sub>	570 cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub>	85,4 mm
W <sub>z</sub>	200 cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub>	50,7 mm
I <sub>y</sub>	5696 cm <sup>4</sup>	A <sub>vz</sub>	24,83 cm <sup>2</sup>
I <sub>z</sub>	2003 cm <sup>4</sup>	A	78,1 cm <sup>2</sup>
h	200 mm	b	200 mm
t <sub>r</sub>	15,0 mm	t <sub>w</sub>	9,0 mm

Tabla 28: Características del perfil HEB-200.

Puesto que tenemos dos cortantes, en dirección “y” y en dirección “z”, comprobaremos si es necesario considerar la interacción del momento flector con el cortante en “y”, puesto que el cortante en “z” lo consideramos despreciable.

$$V_{ed} \leq \frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd}$$

• V<sub>z</sub>

$$A_{vy} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 200 \cdot 9 = 1872 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1872 \cdot 275}{1,05} = 283,066 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{283,066 \text{ kN}}{2} = 141,533 \text{ kN}$$

$$29,989 \text{ kN} \leq 141,533 \text{ kN}$$

Como resultado obtenemos que no es necesario considerar de la acción del cortante, pero consideraremos esta acción en los cálculos puesto que los pilares están pensados para resistir axiles y no acciones horizontales.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en el pilar con todas sus solicitaciones. El perfil se orientará de forma que la inercia fuerte de la sección sea la que resista el momento más grande.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$

$$\sigma = \frac{18,482 \cdot 10^3 \text{ N}}{7810 \text{ mm}^2} + \frac{57,949 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{570000 \text{ mm}^3} + \frac{2,392 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{200000} = 115,991 \text{ MPa}$$

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{29,989 \cdot 10^3 \text{ N}}{2483 \text{ mm}^2} = 12,078 \text{ MPa}$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$

$$SVM = \sqrt{115,991^2 + 3 \cdot 12,078^2}$$

$$117,862 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Como resultado, la sección **cumple por resistencia**.

❖ Comprobación por radio de giro.

En primer lugar, para la comprobación del radio de giro, calcularemos la longitud de pandeo de los pilares, la cual estará definida por la siguiente ecuación.

$$L_k = \beta \cdot L$$

Mediante la tabla 15 obtenemos  $\beta$ , puesto que los pilares estarán soldados a las vigas y anclados a las zapatas, los consideraremos empotrados lateralmente, por lo que tomaremos el valor "c",

$$\beta = 0,5.$$

A continuación, calcularemos la longitud de pandeo en los ejes "y" y "z"

$$L_k = \beta \cdot L$$

$$L_{ky} = 0,5 \cdot 10 = 5 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 0,5 \cdot 8 = 4 \text{ m}$$



Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$85,4 \text{ mm} \geq 27,796 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$50,7 \text{ mm} \geq 23,037 \text{ mm}$$

Como resultado, tenemos que la sección **cumple por radio de giro**.

❖ Comprobación a pandeo:

Deberemos cumplir el apartado 35.2.2.1. del EAE-2011 para que el pilar cumpla a pandeo.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} + \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cri z}}} \cdot \frac{C_{mz} \cdot M_z}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

En los comentarios de dicho apartado, según la norma para secciones no susceptibles a deformación por torsión, las cuales son las secciones cerradas, el coeficiente de reducción por pandeo lateral ( $X_{LT}$ ) es igual a la unidad, y aunque en este caso usaremos perfiles HEB, que son perfiles abiertos, y por lo tanto susceptible a deformación por torsión, adoptaremos este valor puesto que el momento torsor que interviene en el pilar es despreciable.

En cuanto a los coeficientes " $C_{my}$ " y " $C_{mz}$ ", estos tienen en cuenta la distribución de los momentos flectores según los dos ejes principales de flexión, los cuales se definen como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \left( \frac{M_{min}}{M_{max}} \right) \geq 0,4$$

Para elementos sometidos a cargas transversales a su directriz puede adoptarse

$$C_m = 1.$$

- Carga crítica.

Esta es la carga máxima soportable por la sección antes de que se produzca el pandeo, la cual está definida por la siguiente ecuación.

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

En este caso tomaremos 8 metros para la longitud de pandeo en el eje “z” puesto que a esta altura tenemos zunchos que evitan este fenómeno y 10 metros para el eje “y”.

Para cada elemento calcularemos el pandeo en ambos ejes, por lo tanto:

$$N_{cri y} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 56960000}{10000^2} = 11,8056 \cdot 10^5 N = 1180,56 \text{ kN}$$

$$N_{cri z} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 20030000}{8000^2} = 6,4867 \cdot 10^5 N = 648,67 \text{ kN}$$

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cri}}} \leq 2$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{7810 \cdot 275}{11,8056 \cdot 10^5}} = 1,349 \leq 2 \text{ Cumple}$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{7810 \cdot 275}{6,4867 \cdot 10^5}} = 1,8196 \leq 2 \text{ Cumple}$$

Utilizaremos la esbeltez reducida en la dirección “z” puesto que es la más desfavorable. Por lo tanto,  $\lambda = \lambda_z$

- Factor de reducción por pandeo.

A través de las tablas 16 y 17 obtenemos el coeficiente de imperfección ( $\alpha$ ).

Sabiendo que partimos de perfiles laminados,  $h/b = 1$ ,  $t_f < 100$  mm, el pandeo se encuentra en el eje “y” y el acero utilizado es S275JR, obtenemos la curva de pandeo “b” para la que el coeficiente de imperfección  $\alpha = 0,34$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,8196 - 0,2) + 1,8196^2] = 2,431$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

$$X = \frac{1}{2,431 + \sqrt{2,431^2 - 1,8196^2}} = 0,2473$$

Una vez obtenido el coeficiente de reducción comprobamos. Consideraremos despreciable los cálculos para la sección débil ("z") puesto que el momento en esta es muy pequeño.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$
$$\frac{18,482 \cdot 10^3}{0,2473 \cdot 262 \cdot 7810} + \frac{1}{1 - \frac{1 \cdot 18,482 \cdot 10^3}{1844,63 \cdot 10^3}} \cdot \frac{57,949 \cdot 10^6}{570000 \cdot 262} \leq 1$$
$$0,4285 \leq 1$$

Como se puede ver la sección **cumple a pandeo**.

❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{h}{t_w} \leq 70\epsilon$$

Conociendo estos datos podemos comprobar.

$$\frac{200}{9} \leq 70 \cdot 0,92$$

$$22,22 < 64,4$$

Como resultado, la sección **cumple por abolladura**.

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia del pilar deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello la flecha, deformación o desplome máximo del pilar no será superior a 1/250 la altura del mismo para la combinación de cargas más desfavorable según la tabla adjunta.

Tipo de curva de pandeo (ver 35.1.2)	Método de análisis global de la estructura	
	Análisis global elástico	Análisis global plástico
	$e_0$	$e_0$
$a_0$	L/350	L/300
A	L/300	L/250
B	L/250	L/200
C	L/200	L/150
D	L/150	L/100

donde L es la longitud del elemento.

Tabla 29: Flechas máximas 22.3.2 EAE-2011.

Así pues, para la curva de pandeo "b", la flecha será la siguiente:

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{10}{250} = 0,04 \text{ m}$$

Una vez conocida la deformación máxima del pilar, tomaremos la deformación de cálculo, como aproximación, igual a la suma de la deformación debida al axil y la deformación debida al momento.

En primer lugar, calcularemos la deformación en el pilar debido al axil.

Aplicando la ley de Hooke:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$\sigma = \frac{18,482 \cdot 10^3}{7810} = 2,37 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$\varepsilon = \frac{2,37}{210000} = 1,13 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{8 \cdot 10^3}$$

$$\Delta L = 0,0904 \text{ mm} = f_{ax}$$

Una vez conocemos la flecha máxima o deformación debida al axil, calcularemos la flecha debida al momento en el pilar.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Consideraremos únicamente la deformación en "y".

$$q = Vlp$$

$$q = 3,326$$

Una vez conocida la carga debida al viento lateral de presión, calcularemos la flecha del pilar.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot 3,326 \cdot 10000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 56960000}$$

$$f_m = 18,1 \text{ mm}$$

Así pues, la deformación en el pilar será aproximadamente la suma de la deformación debida al axil y la debida al momento:

$$f = f_{ax} + f_m$$

$$f = 0,0904 + 18,1 = 18,2 \text{ mm}$$

$$18,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para este tipo de pilares un perfil **HEB-200**.

#### 4.4.2. Comprobación de los pilares laterales.

Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000 con la combinación de acciones más desfavorable (caso 3), las cuales serán:

- $M_y = M_3 = -299,953 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0,1542 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 0,044 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = 66,034 \text{ kN}$
- $T = -0,000566 \text{ kNm}$
- $N = -94,906 \text{ kN}$

#### Comprobación de los ELU

- ❖ Comprobación a resistencia:

Mediante el catálogo de perfiles HEB obtenemos los datos del perfil que usaremos, un HEB-280.

Perfil HEB-280			
$W_y$	1380 cm <sup>3</sup>	$i_y$	121 mm
$W_z$	471 cm <sup>3</sup>	$i_z$	70,9 mm
$I_y$	19270 cm <sup>4</sup>	$A_{vz}$	41,09 cm <sup>2</sup>
$I_z$	6595 cm <sup>4</sup>	$A$	131,4 cm <sup>2</sup>
$h$	280 mm	$b$	280 mm
$t_f$	18,0 mm	$t_w$	10,5 mm

Tabla 30: Características del perfil HEB-280.

Puesto que tenemos dos cortantes, en dirección “y” y en dirección “z”, comprobaremos si es necesario considerar la interacción del momento flector con el cortante en “y”, puesto que el cortante en “z” lo consideramos despreciable.

$$V_{ed} \leq \frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd}$$

•  $V_z$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 280 \cdot 10,5 = 3057,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{3057,6 \cdot 275}{1,05} = 462,342 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{462,342 \text{ kN}}{2} = 231,171 \text{ kN}$$

$$66,034 \text{ kN} \leq 231,171 \text{ kN}$$

Como resultado, obtenemos que no es necesario considerar de la acción del cortante, pero consideraremos esta acción en los cálculos puesto que los pilares están pensados para resistir axiles y no acciones horizontales.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en el pilar con todas sus sollicitaciones. El perfil se orientará de forma que la inercia fuerte de la sección sea la que resista el momento más grande.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$

$$\sigma = \frac{94,906 \cdot 10^3 \text{ N}}{13140 \text{ mm}^2} + \frac{299,953 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1380000 \text{ mm}^3} = 217,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{66,034 \cdot 10^3 \text{ N}}{4109 \text{ mm}^2} = 16,07 \text{ MPa}$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$
$$SVM = \sqrt{217,36^2 + 3 \cdot 16,07^2}$$
$$219,135 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Por tanto, la sección **cumple por resistencia**.

❖ Comprobación por radio de giro.

Puesto que los pilares estarán soldados, los consideraremos uniones rígidas y empotrados lateralmente, por lo que tomaremos el valor "b" de la tabla 15,  $\beta = 0,5$ .

A continuación, calcularemos la longitud de pandeo en los ejes "y" y "z", puesto que tenemos zunchos en los laterales, la longitud de pandeo se reduce y será de 3,5 m para el eje "y" y 8 m para el eje "z".

$$L_{ky} = 0,5 \cdot 3,5 = 1,75 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 0,5 \cdot 8 = 4 \text{ m}$$

Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$121 \text{ mm} \geq 10,079 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$70,9 \text{ mm} \geq 23,037 \text{ mm}$$

Como resultado, la sección **cumple por radio de giro**.

❖ Comprobación a pandeo:

Deberemos cumplir el apartado 35.2.2.1. del EAE-2011 para que el pilar cumpla a pandeo.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} + \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cri z}}} \cdot \frac{C_{mz} \cdot M_z}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

En los comentarios de dicho apartado, según la norma para secciones no susceptibles a deformación por torsión, las cuales son las secciones cerradas, el coeficiente de reducción por pandeo lateral ( $X_{LT}$ ) es igual a la unidad, aunque en este caso usaremos perfiles HEB, que son perfiles abiertos, y, por lo tanto, susceptible a deformación por torsión, adaptaremos este valor puesto que el momento torsor que interviene en el pilar es despreciable.

En cuanto a los coeficientes " $C_{my}$ " y " $C_{mz}$ ", estos tienen en cuenta la distribución de los momentos flectores según los dos ejes principales de flexión, los cuales se definen como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \left( \frac{M_{min}}{M_{max}} \right) \geq 0,4$$

Para elementos sometidos a cargas transversales a su directriz puede adoptarse

$$C_m = 1.$$

- Carga crítica.

Esta es la carga máxima soportable por la sección antes de que se produzca el pandeo, la cual está definida por la siguiente ecuación.

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

Para cada elemento calcularemos el pandeo en ambos ejes, por lo tanto:

$$N_{cri y} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 192700000}{3500^2} = 3,2603 \cdot 10^7 N = 32603 \text{ kN}$$

$$N_{cri z} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 65950000}{8000^2} = 0,21357 \cdot 10^7 N = 2135,7 \text{ kN}$$

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cri}}} \leq 2$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{13140 \cdot 275}{3,2603 \cdot 10^7}} = 0,3167 \leq 2 \text{ Cumple}$$



$$\lambda_z = \sqrt{\frac{13140 \cdot 275}{0,21357 \cdot 10^7}} = 1,3 \leq 2 \text{ Cumple}$$

Utilizaremos la esbeltez reducida en la dirección “z” puesto que es la más desfavorable. Por lo tanto,  $\lambda = \lambda_z$

- Factor de reducción por pandeo.

A través de las tablas 16 y 17 obtenemos el coeficiente de imperfección ( $\alpha$ ).

Sabiendo que partimos de perfiles laminados,  $h/b = 1$ ,  $t_f < 100$  mm, el pandeo se encuentra en el eje “y” y el acero utilizado es el S275JR, obtenemos la curva de pandeo “b” para la que el coeficiente de imperfección  $\alpha = 0,34$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,3 - 0,2) + 1,3^2] = 1,532$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

$$X = \frac{1}{1,532 + \sqrt{1,532^2 - 1,3^2}} = 0,427$$

Una vez obtenido el coeficiente de reducción comprobamos. Consideraremos despreciable los cálculos para la sección débil puesto que el momento en esta es muy pequeño.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{94,906 \cdot 10^3}{0,427 \cdot 262 \cdot 13140} + \frac{1}{1 - \frac{1 \cdot 94,906 \cdot 10^3}{32603 \cdot 10^3}} \cdot \frac{299,953 \cdot 10^6}{1380000 \cdot 262} \leq 1$$

$$0,8965 \leq 1$$

Como se puede ver la sección **cumple a pandeo**.

- ❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{h}{t_w} \leq 70\epsilon$$

Conociendo estos datos podemos comprobar:

$$\frac{280}{10,5} \leq 70 \cdot 0,92$$

$$26,67 < 64,4$$

La sección **cumple por abolladura**.

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia del pilar deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello, la flecha, deformación o desplome máximo del pilar no será superior a 1/250 la altura del mismo para la combinación de cargas más desfavorable según la tabla adjunta.

Así pues, para la curva de pandeo "b", la flecha será la siguiente:

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{8}{250} = 0,032 \text{ m}$$

Una vez conocida la deformación máxima del pilar, calcularemos la deformación en este debido al axil.

Aplicando la ley de Hooke:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$\sigma = \frac{94,906 \cdot 10^3}{13140} = 7,22 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$\varepsilon = \frac{7,22}{210000} = 3,44 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{8 \cdot 10^3}$$

$$\Delta L = 0,275 = f_{ax}$$

Deberemos calcular también la deformación debida al momento que actúa en el pilar, para ello, transformaremos el momento en una carga puntual en el extremo superior de la viga a modo de aproximación.

$$F = \frac{M}{L}$$

$$F = \frac{299,953}{8} = 37,494 \text{ kN}$$

La longitud estimada para el cálculo de la flecha será de 4,5 metros puesto que a 3,5 metros desde el suelo habrá zunchos que impedirán el giro y la deformación del pilar.

$$f_{mom} = \frac{F \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$$
$$f_{mom} = \frac{37,494 \cdot 10^3 \cdot 4500^3}{3 \cdot 210000 \cdot 192700000} = 28,143 \text{ mm}$$

La deformación final será la suma de la deformación debida al axil y la deformación debida al momento.

$$f = f_{mom} + f_{ax}$$

$$f = 28,409 \text{ mm}$$

$$28,409 \text{ mm} < 32 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para este tipo de pilares un perfil **HEB-280**.

#### 4.4.3. Comprobación de los pilares de los pórticos interiores.

Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000 con la combinación de acciones más desfavorable (caso 3), la cual será:

- $M_y = M_3 = -42,482 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = -1,787 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = -0,845 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = -19,913 \text{ kN}$
- $T = -0,0046 \text{ kNm}$
- $N = -68,264 \text{ kN}$

#### Comprobación de los ELU

❖ Comprobación a resistencia:

Mediante el catálogo de perfiles HEB y la tabla 29 obtenemos los datos del perfil que utilizaremos, un HEB-200.

Puesto que tenemos dos cortantes, en dirección “y” y en dirección “z”, comprobaremos si es necesario considerar la interacción del momento flector con el cortante en “y”, puesto que el cortante en “z” lo consideramos despreciable.

$$V_{ed} \leq \frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd}$$

- $V_z$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

$$A_{vy} = 1,04 \cdot 200 \cdot 9 = 1872 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1872 \cdot 275}{1,05} = 283,066 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \cdot V_{PL,Rd} = \frac{283,066 \text{ kN}}{2} = 141,533 \text{ kN}$$

$$19,913 \text{ kN} \leq 141,533 \text{ kN}$$

Como resultado, obtenemos que no es necesario considerar de la acción del cortante, pero consideraremos igualmente esta acción en los cálculos.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en el pilar con todas sus solicitaciones. El perfil se orientará de forma que la inercia fuerte de la sección sea la que resista el momento más grande.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$

$$\sigma = \frac{68,264 \cdot 10^3 \text{ N}}{7810 \text{ mm}^2} + \frac{42,482 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{570000 \text{ mm}^3} + \frac{1,787 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{200000 \text{ mm}^3} = 92,205 \text{ MPa}$$

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{19,913 \cdot 10^3 \text{ N}}{2483 \text{ mm}^2} = 8,019 \text{ MPa}$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$

$$SVM = \sqrt{92,205^2 + 3 \cdot 8,019^2}$$

$$93,245 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Como resultado la sección **cumple por resistencia**.

- ❖ Comprobación por radio de giro.

Puesto que los pilares estarán soldados, los consideraremos uniones rígidas y empotrados lateralmente, por lo que tomaremos el valor "c" de la tabla 15,  $\beta = 0,5$ .

A continuación, calcularemos la longitud de pandeo en los ejes “y” y “z”, puesto que tenemos zunchos y vigas en los laterales la longitud de pandeo se reduce y será de 3,5 m.

$$L_{ky} = 0,5 \cdot 3,5 = 1,75 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 0,5 \cdot 3,5 = 1,75 \text{ m}$$

Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$85,4 \text{ mm} \geq 10,08 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$50,7 \text{ mm} \geq 10,08 \text{ mm}$$

La sección **cumple por radio de giro.**

❖ Comprobación a pandeo:

Deberemos cumplir el apartado 35.2.2.1. del EAE-2011 para que el pilar cumpla a pandeo.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} + \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cri z}}} \cdot \frac{C_{mz} \cdot M_z}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

En los comentarios de dicho apartado, según la norma para secciones no susceptibles a deformación por torsión, las cuales son las secciones cerradas, el coeficiente de reducción por pandeo lateral ( $X_{LT}$ ) es igual a la unidad, aunque en este caso usaremos perfiles HEB, que son perfiles abiertos, y, por lo tanto, susceptible a deformación por torsión, adaptaremos este valor puesto que el momento torsor que interviene en el pilar es despreciable.

En cuanto a los coeficientes “ $C_{my}$ ” y “ $C_{mz}$ ”, estos tienen en cuenta la distribución de los momentos flectores según los dos ejes principales de flexión, los cuales se definen como:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \left( \frac{M_{min}}{M_{max}} \right) \geq 0,4$$

Para elementos sometidos a cargas transversales a su directriz puede adoptarse

$$C_m = 1.$$

- Carga crítica.

Esta es la carga máxima soportable por la sección antes de que se produzca el pandeo, la cual está definida por la siguiente ecuación.

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

En este caso tomaremos 3,5 metros para la longitud de pandeo, puesto que a esta altura tenemos la primera viga y zunchos que evitarán dicho fenómeno.

Para cada elemento calcularemos el pandeo en ambos ejes, por lo tanto:

$$N_{cri y} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 56960000}{3500^2} = 9,6372 \cdot 10^6 N = 9637,2 \text{ kN}$$

$$N_{cri z} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 20030000}{3500^2} = 3,3889 \cdot 10^6 N = 3388,9 \text{ kN}$$

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cri}}} \leq 2$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{7810 \cdot 275}{9,6372 \cdot 10^6}} = 0,472 \leq 2 \text{ Cumple}$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{7810 \cdot 275}{3,3889 \cdot 10^6}} = 0,796 \leq 2 \text{ Cumple}$$

Utilizaremos la esbeltez reducida en la dirección "z" puesto que es la más desfavorable. Por lo tanto,  $\lambda = \lambda_z$

- Factor de reducción por pandeo.

A través de las tablas 16 y 17 obtenemos el coeficiente de imperfección ( $\alpha$ ).

Sabiendo que partimos de perfiles laminados,  $h/b = 1$ ,  $t_f < 100$  mm, el pandeo se encuentra en el eje "y" y el acero utilizado es el S275JR, obtenemos la curva de pandeo "b" para la que el coeficiente de imperfección  $\alpha = 0,34$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,796 - 0,2) + 0,796^2] = 0,9181$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

$$X = \frac{1}{0,9181 + \sqrt{0,9181^2 - 0,796^2}} = 0,7269$$

Una vez obtenido el coeficiente de reducción comprobamos. Consideraremos despreciable los cálculos para la sección débil puesto que el momento en esta es muy pequeño.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{94,906 \cdot 10^3}{0,7269 \cdot 262 \cdot 7810} + \frac{1}{1 - \frac{1 \cdot 68,264 \cdot 10^3}{9637,2 \cdot 10^3}} \cdot \frac{42,482 \cdot 10^6}{570000 \cdot 262} \leq 1$$

$$0,3502 \leq 1$$

Como se puede ver la sección **cumple a pando**.

❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{h}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Conociendo estos datos podemos comprobar:

$$\frac{200}{9} \leq 70 \cdot 0,92$$

$$22,222 < 64,4$$

Como resultado, la sección **cumple por abolladura**.

## Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia del pilar deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello, la flecha, deformación o desplome máximo del pilar no será superior a 1/250 la altura del mismo para la combinación de cargas más desfavorable según la tabla adjunta.

Así pues, para la curva de pandeo "b", la flecha será la siguiente:

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{6,5}{250} = 0,026 \text{ m}$$

Aunque las cargas que hemos estudiado para estas comprobaciones se dan en el primer forjado, tomaremos 6,5 que es la altura de los forjados para mayor fiabilidad.

Una vez conocida la deformación máxima del pilar, calcularemos la deformación en el pilar debido al axil.

Aplicando la ley de Hooke:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$\sigma = \frac{68,264 \cdot 10^3}{7810} = 8,74 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$\varepsilon = \frac{8,74}{210000} = 4,16 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{6,5 \cdot 10^3}$$

$$\Delta L = 0,2705 \text{ mm} = f$$

De igual forma que en el apartado anterior, calcularemos la flecha debida al momento y tomaremos como aproximación de la deformación total del perfil la suma de ambas flechas.

$$F = \frac{M}{L}$$

$$F = \frac{42,482}{6,5} = 6,536 \text{ kN}$$

En este caso tomaremos la longitud para el cálculo de la flecha igual a 3,5 metros, ya que los propios forjados impedirán el giro y deformación en estos puntos.



$$f_{mom} = \frac{F \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$f_{mom} = \frac{6,536 \cdot 10^3 \cdot 3500^3}{3 \cdot 210000 \cdot 56960000} = 7,809 \text{ mm}$$

La deformación final será la suma de la deformación debida al axil y la deformación debida al momento.

$$f = f_{mom} + f_{ax}$$

$$f = 8,08 \text{ mm}$$

$$8,08 \text{ mm} < 26 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para este tipo de pilares un perfil **HEB-200**.

#### 4.5. Comprobación de las cruces de San Andrés.

Exportamos los datos del cálculo de las solicitaciones obtenidas de SAP2000 con la combinación de acciones más desfavorable, y haremos cálculos para el elemento más solicitado en la situación más desfavorable (caso 3), por tanto, obtenemos las siguientes solicitaciones:

- $M_y = M_3 = 0,2646 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 0 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = 0,172 \text{ kN}$
- $T = 0,0715 \text{ kNm}$
- $N = 80,63 \text{ kN}$

#### Comprobación de los ELU

En cuanto al tipo de secciones, para las cruces de San Andrés, utilizaremos perfiles de sección hueca redonda.

❖ Comprobación a resistencia:

Mediante el catálogo de perfiles de sección rectangular hueca obtenemos los datos del perfil que usaremos el cual será  $\varnothing 50 \times 3 \text{ mm}$ .

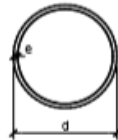


Tabla I.16.- PERFILES HUECOS REDONDOS

Perfil	Dimensiones			Peso p (N/m)	Términos de sección						
	d (mm)	e (mm)	u (mm)		A $\cdot 10^4$ (mm <sup>2</sup> )	I $\cdot 10^4$ (mm <sup>4</sup> )	W $\cdot 10^4$ (mm <sup>3</sup> )	i $\cdot 10$ (mm)	I <sub>r</sub> $\cdot 10^4$ (mm <sup>4</sup> )	S $\cdot 10^4$ (mm <sup>3</sup> )	
∅ 40.2	40	2	126	18,4	2,39	4,33	2,16	1,35	8,66	1,44	P
∅ 40.3	40	3	126	26,9	3,49	6,01	3,00	1,31	12,0	2,05	P
∅ 40.4	40	4	126	34,8	4,52	7,42	3,71	1,28	14,8	2,60	C
∅ 45.2	45	2	141	20,8	2,70	6,26	2,78	1,52	12,5	1,85	P
∅ 45.3	45	3	141	30,5	3,96	8,77	3,90	1,49	17,5	2,65	P
∅ 45.4	45	4	141	39,6	5,15	10,9	4,84	1,45	21,8	3,37	C
∅ 50.2	50	2	157	23,2	3,02	8,70	3,48	1,69	17,4	2,30	P
∅ 50.3	50	3	157	34,0	4,43	12,2	4,91	1,66	24,5	3,31	P
∅ 50.4	50	4	157	44,4	5,78	15,4	6,16	1,63	30,8	4,23	P
∅ 55.2	55	2	173	25,6	3,33	11,7	4,25	1,87	23,4	2,81	C
∅ 55.3	55	3	173	37,8	4,90	16,6	6,04	1,84	33,2	4,06	C
∅ 55.4	55	4	173	49,3	6,41	21,0	7,64	2,01	42,0	5,21	C
∅ 60.2	60	2	188	28,1	3,64	15,3	5,11	2,05	30,6	3,36	P
∅ 60.3	60	3	188	41,3	5,37	21,8	7,29	2,01	43,7	4,87	P
∅ 60.4	60	4	188	54,2	7,04	27,7	9,24	1,98	55,4	6,27	P
∅ 65.2	65	2	204	30,5	3,96	19,7	6,06	2,23	39,4	3,97	C
∅ 65.3	65	3	204	44,9	5,84	28,1	8,65	2,19	56,2	5,78	C
∅ 65.4	65	4	204	59,1	7,67	35,8	11,6	2,16	71,6	7,46	C
∅ 70.2	70	2	220	32,9	4,27	24,7	7,05	2,41	49,4	4,62	P
∅ 70.3	70	3	220	48,6	6,31	35,5	10,1	2,37	71,0	6,73	P
∅ 70.4	70	4	220	63,9	8,29	45,3	12,9	2,34	90,6	8,72	C
∅ 75.2	75	2	236	35,3	4,58	30,5	8,15	2,58	61,1	5,33	P
∅ 75.3	75	3	236	52,2	6,78	44,0	11,7	2,54	88,0	7,78	P
∅ 75.4	75	4	236	68,7	8,92	56,3	15,0	2,51	113	10,1	P
∅ 80.2	80	2	251	37,8	4,90	37,3	9,33	2,76	74,6	6,09	C
∅ 80.3	80	3	251	55,9	7,26	53,9	13,5	2,72	108	8,90	C
∅ 80.4	80	4	251	73,6	9,55	69,1	17,3	2,69	138	11,6	C
∅ 90.3	90	3	283	63,1	8,19	77,6	17,3	3,07	155	11,4	P
∅ 90.4	90	4	283	83,2	10,8	100	22,3	3,04	200	14,8	P
∅ 90.5	90	5	283	103	13,4	121	26,9	3,01	242	18,1	P

Tabla 31: Características de perfiles huecos redondos.

Perfil circular hueco ∅50x3			
W <sub>y</sub>	4,91 cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub>	16,6 mm
W <sub>z</sub>	4,91 cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub>	16,6 mm
I <sub>y</sub>	12,2 cm <sup>4</sup>	p	34 N/m
I <sub>z</sub>	12,2 cm <sup>4</sup>	A	4,43 cm <sup>2</sup>
h	50 mm	b	50 mm
t <sub>r</sub>	3,0 mm	t <sub>w</sub>	3,0 mm

Tabla 32: Características perfil ∅50x3

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en este elemento constructivo, ya que estos elementos suelen trabajar a tensión y no se suelen contemplar ni cortantes.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y}$$

$$\sigma = \frac{80,63 \cdot 10^3 \text{ N}}{443 \text{ mm}^2} + \frac{0,2646 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{4910 \text{ mm}^3} = 235,89 \text{ MPa}$$

La tensión de Von Mises será igual a la tensión normal, por lo tanto:

$$\sigma = SVM = 235,89 \text{ MPa}$$

$$235,89 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Por lo que la sección **cumple por resistencia**.

- ❖ Comprobación por radio de giro.

No será necesaria la comprobación a radio de giro puesto que el perfil utilizado es una sección cerrada y el momento flector y torsor son despreciables.

- ❖ Comprobación a pandeo.

Puesto que las cruces de San Andrés son elementos que trabajan a tracción, no será necesaria la comprobación a pandeo.

#### Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia de las cruces, deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello, la flecha, deformación o desplome máximo de las cruces de San Andrés no será superior a 1/300 la longitud total de la misma para la combinación de cargas más desfavorable.

Tomaremos una longitud de las cruces de San Andrés de aproximadamente 6,20 m.

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{6,2}{300} = 0,0207 \text{ m}$$

Una vez conocido el valor máximo calcularemos la deformación debida al axil puesto que esta será la sollicitación más significativa para el cálculo de la deformación.

Aplicando la ley de Hooke:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$\sigma = \frac{80,63 \cdot 10^3}{443} = 182 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$\varepsilon = \frac{182}{210000} = 8,67 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{6,2 \cdot 10^3}$$

$$\Delta L = 5,38 = f$$

$$5,38 \text{ mm} < 20,7 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para las cruces de San Andrés un perfil hueco redondo  $\varnothing 50 \times 3 \text{ mm}$ .

## 5. Diseño de las zapatas.

En este apartado se dimensionarán las zapatas para los pilares de la nave, para ello, puesto que tenemos dos tipos de perfiles de pilares, deberíamos dimensionar dos tipos de zapatas, puesto que estas dependen de las solicitaciones y las dimensiones de los pilares, pero puesto que las excentricidades de las cargas en los pilares exteriores y las de los interiores son muy diferentes, estudiaremos tres tipos de zapatas.

La tensión admisible del terreno se considerará, según un estudio geotécnico del suelo del polígono industrial de Puerto de Sagunto, de  $1,5 \text{ kg/cm}^2$ , es decir  $0,147 \text{ MPa}$ . Los materiales que se utilizarán serán hormigón HA-30/B/18/IIa y barras corrugadas B 500S. Tomaremos CEM IIa aunque las precipitaciones medias de Sagunto sean menores a  $600 \text{ mm}$  porque las zapatas serán elementos enterrados situados a menos de  $2 \text{ km}$  de la costa, por tanto, debemos tener en cuenta una humedad del ambiente considerable.

### 5.1. Zapata para pilares interiores.

En primer lugar, dimensionaremos la zapata para los pilares interiores de la nave. Así pues, tomamos los datos de las reacciones de los pilares en la base de la nave a partir de la combinación más desfavorable, la cual en este caso será la 3.

Así pues, el caso más desfavorable para el dimensionamiento de las zapatas será el de mayor excentricidad, pero puesto que el caso con más excentricidad no tiene por qué ser el que soporta mayor carga, comprobaremos la zapata para ambos casos.

Recogemos las solicitaciones para los pilares con mayor excentricidad de cargas, la excentricidad de las cargas se puede calcular a través de la siguiente expresión:

$$e = \frac{M}{N}$$

Así pues, estas cargas serán las siguientes:

- Mayor excentricidad.

$$M_y = 42,482 \text{ kNm}$$

$$V_x = 19,913 \text{ kN}$$

$$N_p = 68,264 \text{ kN}$$

- Mayor axil.

$$M_y = 5,379 \text{ kNm}$$

$$V_x = -8,709 \text{ kN}$$

$$N_p = 177,598 \text{ kN}$$

Tomaremos las siguientes dimensiones de la zapata: lado "a" 220 cm, el lado "b" será 110 cm y el canto 50 cm. A continuación, realizaremos las comprobaciones de estas dimensiones de zapata.

- ❖ ELU hundimiento.

$$P_z = 2200 \cdot 1100 \cdot 500 \cdot 25 \cdot 10^{-9} = 30,25 \text{ kN}$$

Comprobaremos que tipo de zapata tenemos con estas dimensiones:

$$V = \frac{a - a_p}{2} \rightarrow \frac{2200 - 200}{2} = 1000 \text{ mm}$$

$$V \leq 2 \cdot h$$

$$1000 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \rightarrow \text{zapata rígida}$$

Calcularemos ahora la excentricidad de esta zapata.

- Mayor excentricidad.

$$e = \frac{42,482 \text{ kNm}}{98,514 \text{ N}} = 0,431 \text{ m}$$

$$e > \frac{a}{6}$$

$$431 \text{ mm} > 366,67 \text{ mm} \rightarrow \text{Zapata parcialmente comprimida}$$

- Mayor axil.

$$e = \frac{5,379 \text{ kNm}}{207,848 \text{ N}} = 0,0259 \text{ m}$$

$$e > \frac{a}{6}$$

$$25,9 \text{ mm} > 366,67 \text{ mm} \rightarrow \text{Zapata totalmente comprimida}$$

Deberemos cumplir para cada caso las siguientes comprobaciones:

- Zapata parcialmente comprimida.

$$\sigma_1 = \frac{4 \cdot 98,514 \cdot 10^3}{3 \cdot (2200 - 2 \cdot 431) \cdot 1100} \leq 1,25 \cdot 0,147$$

$$0,0893 \text{ MPa} \leq 0,184 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Zapata totalmente comprimida.

$$\sigma_0 = \frac{207,848 \cdot 10^3}{2200 \cdot 1100} \leq 0,147$$

$$0,0859 \text{ MPa} \leq 0,147 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_1 = \frac{207,848 \cdot 10^3}{2200 \cdot 1100} + \frac{5,379 \cdot 10^6}{\left(2200^2 \cdot \frac{1100}{6}\right)} \leq 1,25 \cdot 0,147$$

$$0,092 \text{ MPa} \leq 0,184 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo tanto, para ambos casos de cargas, la zapata de dimensiones 220x110x50 cm **Cumple a ELU hundimiento.**

- ❖ ELU deslizamiento.

Una vez verificada la zapata a ELU hundimiento comprobaremos que la zapata cumple a ELU deslizamiento.

Para este caso deberemos verificar que  $V \leq R_d$  siendo  $V$  el cortante y  $R_d$  la fuerza de rozamiento entre la superficie de la zapata y el terreno.

$R_d$  es la fuerza de rozamiento entre la superficie de la zapata y el terreno sobre el que apoya, por tanto, su valor depende de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno del terreno. Dado que el tipo de terreno que tenemos es terreno granular,  $R_d$  será igual a la siguiente expresión:

$$R_d = \frac{N}{\gamma_R} \cdot \text{tg } \phi$$

Siendo  $\phi$  igual a 3/4 veces el ángulo de rozamiento interno del terreno, el cual es una característica del terreno, y mediante un estudio geotécnico de la zona donde se va a construir, podemos tomar  $\phi$  igual a 30°.

$\gamma_R$  será el coeficiente de seguridad, el cual tomaremos como 1,5.

Para esta comprobación tomaremos el caso más desfavorable, el cual es el caso de mayor excentricidad, ya que el cortante es el mayor y el axil el menor.

Sustituyendo valores obtenemos lo siguiente:

$$R_d = \frac{98,514}{1,5} \cdot \text{tg} \left( \frac{3}{4} \cdot 30 \right) = 27,204 \text{ kN}$$

$$V \leq R_d$$

$$19,913 \text{ kN} \leq 27,204 \text{ kN}$$

Como se puede ver, la zapata **cumple la condición de deslizamiento**.

❖ ELU vuelco.

Por último, verificaremos la condición de ELU vuelco para asegurar la estabilidad de la zapata, para ello según la tabla 21 del CTE-DB-SE de cimientos se debe cumplir las siguientes inecuaciones:

$$1,8 \cdot (M_p + V_p \cdot h) \leq 0,9 \cdot (N_p + P_z) \cdot \frac{a}{2}$$

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

Al igual que en el caso anterior, para esta comprobación tomaremos el de mayor excentricidad puesto que será la más desfavorable.

Sustituyendo valores obtenemos:

$$1,8 \cdot (42,482 + 19,913 \cdot 0,5) \leq 0,9 \cdot (68,264 + 30,25) \cdot \frac{2,2}{2}$$

$$94,39 \text{ kNm} \leq 97,53 \text{ kNm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$e \leq \frac{2,2}{4}$$

$$0,431 \text{ m} \leq 0,55 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por tanto, la zapata cumple la condición de vuelco.

En conclusión, las dimensiones definitivas de la zapata serán 220x110x50 cm.

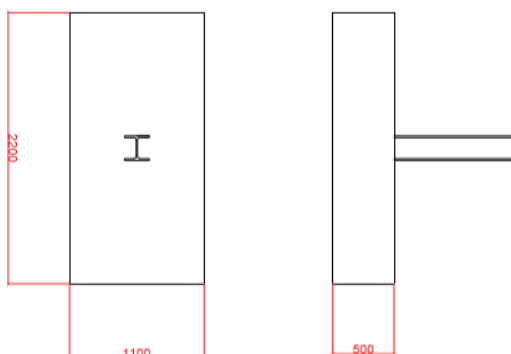


Ilustración 27: Dimensiones Zapata 1.

## ❖ Armado de la zapata.

Una vez comprobadas las dimensiones de la zapata pasaremos al cálculo de su armado. Para ello utilizaremos el método de bielas y tirantes. En primer lugar, calcularemos el armado mínimo paralelo al lado “a” y para ello tendremos en cuenta un recubrimiento mínimo de 5 cm.

Puesto que tenemos una zapata rígida y dos supuestos, zapata parcialmente comprimida y zapata totalmente comprimida, se tendrá que cumplir las siguientes inecuaciones para cada caso:

- Zapata parcialmente comprimida.

$$T_{ad} = \frac{N \cdot (e - 0,25 \cdot a_p)}{0,85 \cdot d} \leq A_s \cdot f_{yd}$$

- Zapata totalmente comprimida.

$$T_{ad} = \frac{R_{1d} \cdot (x_1 - 0,25 \cdot a_p)}{0,85 \cdot d} \leq A_s \cdot f_{yd}$$

Siendo  $T_{ad}$  el tirante que debe soportar la zapata,  $A_s$  el armado de la zapata,  $R_{1d}$  la reacción del terreno sobre la zapata y  $x_1$  la distancia de esta al centro del pilar.

Así pues,  $R_{1d}$  y  $x_1$  vienen dados por las siguientes expresiones:

$$R_{1d} = \frac{N}{2 \cdot a} (a + 3 \cdot e)$$

$$x_1 = \frac{a}{4} \left( \frac{a + 4 \cdot e}{a + 3 \cdot e} \right)$$

A continuación, pasamos a calcular el armado mínimo mecánico paralelo al lado “a”.

Puesto que tenemos dos casos de cargas, calcularemos el armado para ambos casos y tomaremos el mayor de estos.

- Mayor axil. Zapata totalmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$R_{1d} = \frac{207,848}{2 \cdot 2200} \cdot (2200 + 3 \cdot 25,9) = 107,594 \text{ kN}$$

$$x_1 = \frac{2200}{4} \cdot \left( \frac{2200 + 4 \cdot 25,9}{2200 + 3 \cdot 25,9} \right) = 556,25 \text{ mm}$$

$$T_{ad} = \frac{107,594 \cdot (556,25 - 0,25 \cdot 200)}{0,85 \cdot 470} = 136,34 \text{ kN}$$



$$A_s \geq \frac{136,34 \cdot 10^3 N}{\frac{500}{1,15}} = 313,582 \text{ mm}^2$$

- Mayor excentricidad. Zapata parcialmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$T_{ad} = \frac{98,514 \cdot (431 - 0,25 \cdot 200)}{0,85 \cdot 470} = 93,952 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{93,952 \cdot 10^3 N}{\frac{500}{1,15}} = 216,09 \text{ mm}^2$$

- Cuantía geométrica.

A partir de la tabla 42.3.5. de la EHE-08 obtenemos la cuantía geométrica mínima que deberá cumplir la zapata.

$$A_{s,a} = \rho \cdot b \cdot h$$

Puesto que vamos a tomar barras B500S,  $\rho=0,0009$ . Sustituyendo valores:

$$A_{s,a} = 0,0009 \cdot 1100 \cdot 500 = 495 \text{ mm}^2$$

Como resultado obtenemos que el armado mínimo de la zapata es el máximo entre la cuantía mínima geométrica y la cuantía mínima mecánica, que en este caso es de 495 mm<sup>2</sup>.

Puesto que disponemos de barras corrugadas de Ø12 mm, calcularemos el armado real de la zapata.

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,097 \text{ mm}^2$$

El área de cada barra es de 113,097 mm<sup>2</sup> con lo que sabiendo el área de armado mínimo podemos calcular el número de barras que serán necesarias.

$$n \cdot A_{\emptyset} = A_s$$

$$n = \frac{495}{113,097} = 4,38 \text{ barras} \rightarrow 5 \text{ barras}$$

Las barras deben cumplir una separación mínima entre ellas, la cual será según la EHE menor o igual a 30 cm, por lo que calcularemos esa separación a continuación:

$$S = \frac{a - (2 \cdot \text{rec. min.})}{n - 1}$$

$$S = \frac{1100 - (2 \cdot 50)}{4}$$

$$S = 250 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

A continuación, calcularemos el armado necesario para el lado paralelo al lado “b”.

Al igual que en el armado paralelo al lado “a”, tenemos una zapata rígida y dos supuestos, zapata parcialmente comprimida y zapata totalmente comprimida, por lo tanto, procederemos de la misma forma:

- Mayor axil. Zapata totalmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$R_{1d} = \frac{207,848}{2 \cdot 1100} \cdot (1100 + 3 \cdot 25,9) = 111,265 \text{ kN}$$

$$x_1 = \frac{1100}{4} \cdot \left( \frac{1100 + 4 \cdot 25,9}{1100 + 3 \cdot 25,9} \right) = 281,05 \text{ mm}$$

$$T_{ad} = \frac{111,265 \cdot (281,05 - 0,25 \cdot 200)}{0,85 \cdot 470} = 64,35 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{64,35 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500}{1,15}} = 148,005 \text{ mm}^2$$

- Mayor excentricidad. Zapata parcialmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$T_{ad} = \frac{98,514 \cdot (431 - 0,25 \cdot 200)}{0,85 \cdot 470} = 93,952 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{93,952 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500}{1,15}} = 216,09 \text{ mm}^2$$

- Cuantía geométrica.

A partir de la tabla 42.3.5. de la EHE-08 obtenemos la cuantía geométrica mínima que deberá cumplir la zapata.

$$A_{s,a} = \rho \cdot b \cdot h$$

Puesto que vamos a tomar barras B500S,  $\rho=0,0009$ . Sustituyendo valores:

$$A_{s,a} = 0,0009 \cdot 2200 \cdot 500 = 990 \text{ mm}^2$$

Como resultado obtenemos que el armado mínimo de la zapata es el máximo entre la cuantía mínima geométrica y la cuantía mínima mecánica, que en este caso es de 990 mm<sup>2</sup>.

Puesto que disponemos de barras corrugadas de Ø12 mm, calcularemos el armado real de la zapata.

$$A_{\phi} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,097 \text{ mm}^2$$

El área de cada barra es de 113,097 mm<sup>2</sup> con lo que sabiendo el área de armado mínimo podemos calcular el número de barras que serán necesarias.

$$n \cdot A_{\phi} = A_s$$

$$n = \frac{990}{113,097} = 8,75 \text{ barras} \rightarrow 9 \text{ barras}$$

Las barras deben cumplir una separación mínima entre ellas, la cual será según la EHE menor o igual a 30 cm, por lo que calcularemos esa separación a continuación:

$$S = \frac{a - (2 \cdot \text{rec. min.})}{n - 1}$$

$$S = \frac{2200 - (2 \cdot 50)}{8}$$

$$S = 262,5 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo tanto, como resultado tendremos una zapata de 220x110x50 cm con un recubrimiento de 5 cm por lado, un armado de 5 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "a" y 9 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "b".

La separación entre barras es de 25 cm en el lado paralelo a "a" y 26,25 cm en el lado paralelo a "b".

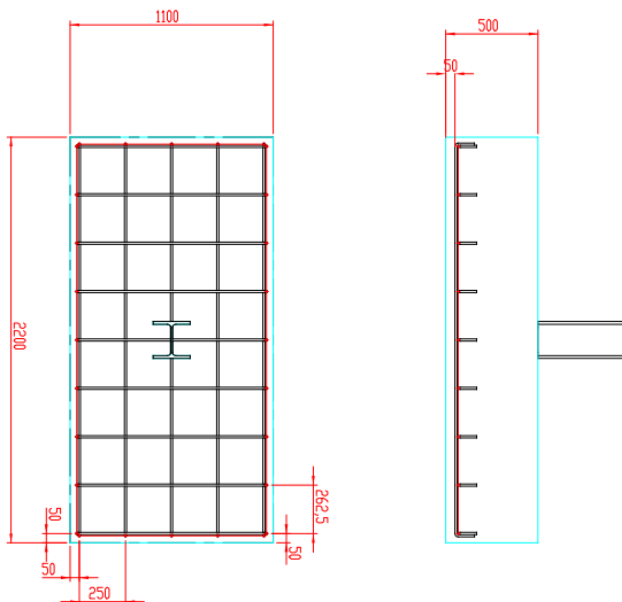


Ilustración 28: Armado Zapata 1.

### 5.2. Zapata para pilares centrales de pórticos externos.

En este segundo apartado, dimensionaremos las zapatas para los pilares HEB-200 de los pórticos externos de la nave. Así pues, tomamos los datos de las reacciones de los pilares en la base de la nave a partir de la combinación más desfavorable, la cual en este caso será la 7.

Así pues, el caso más desfavorable para el dimensionamiento de las zapatas será el de mayor excentricidad, pero puesto que el caso con más excentricidad no tiene por qué ser el que soporta mayor carga, comprobaremos la zapata para ambos casos.

Recogemos las solicitaciones para los pilares con mayor excentricidad de cargas.

La excentricidad de las cargas se puede calcular a través de la siguiente expresión:

$$e = \frac{M}{N}$$

Así pues, estas cargas serán las siguientes:

- Mayor excentricidad:

$$M_y = 50,237 \text{ kNm}$$

$$V_y = -26,659 \text{ kN}$$

$$N_p = 3,198 \text{ kN}$$

- Mayor axil.

$$M_y = -10,193 \text{ kNm}$$

$$V_x = -8,994 \text{ kN}$$

$$N_p = 45,848 \text{ kN}$$

Para las dimensiones de la zapata tomaremos como valor de "a" 250 cm, el lado "b" será 200 cm y el canto 100 cm. A continuación, realizaremos las comprobaciones de estas dimensiones de zapata.

$$P_z = 2500 \cdot 2000 \cdot 1000 \cdot 25 \cdot 10^{-9} = 125 \text{ kN}$$

- ❖ ELU hundimiento.

Comprobaremos que tipo de zapata tenemos con estas dimensiones:

$$V = \frac{a - a_p}{2} \rightarrow \frac{2500 - 200}{2} = 1150 \text{ mm}$$

$$V \leq 2 \cdot h$$

$$1150 \text{ mm} \leq 2000 \text{ mm} \rightarrow \text{zapata rígida}$$

Calcularemos ahora la excentricidad de esta zapata.

- Mayor excentricidad.

$$e = \frac{50,237 \text{ kNm}}{128,198 \text{ N}} = 0,3919 \text{ m}$$

$$e > \frac{a}{6}$$

$$391,9 \text{ mm} > 416,67 \text{ mm} \rightarrow \text{Zapata parcialmente comprimida}$$

- Mayor axil.

$$e = \frac{10,193 \text{ kNm}}{170,848 \text{ N}} = 0,0597 \text{ m}$$

$$e > \frac{a}{6}$$

$$59,7 \text{ mm} < 416,67 \text{ mm} \rightarrow \text{Zapata totalmente comprimida}$$

Deberemos cumplir para cada caso las siguientes comprobaciones:

- Zapata parcialmente comprimida.

$$\sigma_1 = \frac{4 \cdot 128,198 \cdot 10^3}{3 \cdot (2500 - 2 \cdot 391,9) \cdot 2000} \leq 1,25 \cdot 0,147$$

$$0,0498 \text{ MPa} \leq 0,184 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Zapata totalmente comprimida.

$$\sigma_0 = \frac{170,848 \cdot 10^3}{2500 \cdot 2000} \leq 0,147$$

$$0,0342 \text{ MPa} \leq 0,147 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_1 = \frac{170,848 \cdot 10^3}{2500 \cdot 2000} + \frac{10,193 \cdot 10^6}{\left(2500^2 \cdot \frac{2000}{6}\right)} \leq 1,25 \cdot 0,147$$

$$0,0391 \text{ MPa} \leq 0,184 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo tanto, la zapata de dimensiones 250x200x100 cm **cumple a ELU hundimiento**.

- ❖ ELU deslizamiento.

Una vez verificada la zapata a ELU hundimiento comprobaremos que esta cumple a ELU deslizamiento.

Deberemos verificar que  $V \leq R_d$  siendo  $V$  el cortante y  $R_d$  la fuerza de rozamiento entre la superficie de la zapata y el terreno.

$$R_d = \frac{N}{\gamma_R} \cdot \text{tg } \phi$$

Siendo  $\phi$  igual a 3/4 veces el ángulo de rozamiento interno del terreno, como al igual que en el caso anterior tomaremos  $\phi$  igual a 30°.

$\gamma_R$  será el coeficiente de seguridad, el cual tomaremos como 1,5.

Para esta comprobación tomaremos el caso más desfavorable, el cual es el caso de mayor excentricidad, ya que el cortante es el mayor y el axil el menor.

Sustituyendo valores obtenemos lo siguiente:

$$R_d = \frac{128,198}{1,5} \cdot \text{tg} \left( \frac{3}{4} \cdot 30 \right) = 35,4 \text{ kN}$$

$$V \leq R_d$$

$$26,659 \text{ kN} \leq 35,4 \text{ kN}$$

Como se puede ver, la zapata **cumple la condición de deslizamiento**.

❖ ELU vuelco.

Por último, verificaremos la condición de ELU vuelco para asegurar la estabilidad de la zapata, para ello según la tabla 21 del CTE-DB-SE de cimientos se debe cumplir las siguientes inecuaciones:

$$1,8 \cdot (M_p + V_p \cdot h) \leq 0,9 \cdot (N_p + P_z) \cdot \frac{a}{2}$$

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

Al igual que en el caso anterior, para esta comprobación tomaremos la de mayor excentricidad puesto que será la más desfavorable.

Sustituyendo valores obtenemos:

$$1,8 \cdot (50,237 + 26,659 \cdot 1) \leq 0,9 \cdot (3,198 + 125) \cdot \frac{2,5}{2}$$

$$138,413 \text{ kNm} \leq 144,22 \text{ kNm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$e \leq \frac{2,5}{4}$$

$$0,3919 \text{ m} \leq 0,625 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por tanto, se **cumple la condición de vuelco**.

En conclusión, las dimensiones definitivas de la zapata serán 250x200x100 cm.

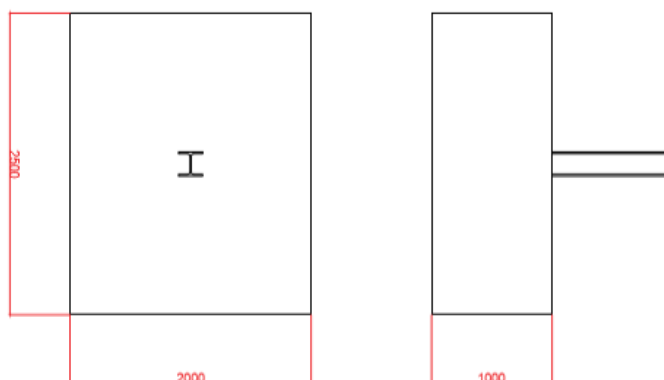


Ilustración 29: Dimensiones zapata 2.

❖ Armado de la zapata.

Una vez comprobadas las dimensiones de la zapata realizaremos el cálculo de su armado. Para ello utilizaremos el método de bielas y tirantes. En primer lugar, calcularemos el armado mínimo paralelo al lado “a” y para ello tendremos en cuenta un recubrimiento mínimo de 5 cm.

Puesto que tenemos una zapata rígida y dos supuestos, zapata parcialmente comprimida y zapata totalmente comprimida, se tendrá que cumplir las siguientes inequaciones para cada caso:

- Zapata parcialmente comprimida.

$$T_{ad} = \frac{N \cdot (e - 0,25 \cdot a_p)}{0,85 \cdot d} \leq A_s \cdot f_{yd}$$

- Zapata totalmente comprimida.

$$T_{ad} = \frac{R_{1d} \cdot (x_1 - 0,25 \cdot a_p)}{0,85 \cdot d} \leq A_s \cdot f_{yd}$$

Siendo  $T_{ad}$  el tirante que debe soportar la zapata,  $A_s$  el armado de la zapata,  $R_{1d}$  la reacción del terreno sobre la zapata y  $x_1$  la distancia de esta al centro del pilar.

Así pues,  $R_{1d}$  y  $x_1$  vienen dados por las siguientes expresiones:

$$R_{1d} = \frac{N}{2 \cdot a} (a + 3 \cdot e)$$

$$x_1 = \frac{a}{4} \left( \frac{a + 4 \cdot e}{a + 3 \cdot e} \right)$$

A continuación, pasamos a calcular el armado mínimo mecánico paralelo al lado "a".

Puesto que tenemos dos casos de cargas, calcularemos el armado para ambos casos y tomaremos el mayor de estos.

- Mayor axil. Zapata totalmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$R_{1d} = \frac{170,848}{2 \cdot 2500} \cdot (2500 + 3 \cdot 59,7) = 91,544 \text{ kN}$$

$$x_1 = \frac{2500}{4} \cdot \left( \frac{2500 + 4 \cdot 59,7}{2500 + 3 \cdot 59,7} \right) = 638,93 \text{ mm}$$

$$T_{ad} = \frac{91,544 \cdot (638,93 - 0,25 \cdot 200)}{0,85 \cdot 970} = 65,39 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{65,39 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500}{1,15}} = 150,394 \text{ mm}^2$$

- Mayor excentricidad. Zapata parcialmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$



$$T_{ad} = \frac{128,198 \cdot (391,9 - 0,25 \cdot 200)}{0,85 \cdot 970} = 53,16 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{53,16 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500}{1,15}} = 122,27 \text{ mm}^2$$

- Cuantía geométrica.

A partir de la tabla 42.3.5. de la EHE-08 obtenemos la cuantía geométrica mínima que deberá cumplir la zapata.

$$A_{s,a} = \rho \cdot b \cdot h$$

Puesto que vamos a tomar barras B500S,  $\rho=0,0009$ . Sustituyendo valores:

$$A_{s,a} = 0,0009 \cdot 2000 \cdot 1000 = 1800 \text{ mm}^2$$

Como resultado obtenemos que el armado mínimo de la zapata es el máximo entre la cuantía mínima geométrica y la cuantía mínima mecánica, que en este caso es de 1800 mm<sup>2</sup>.

Puesto que disponemos de barras corrugadas de Ø12 mm, calcularemos el armado real de la zapata.

$$A_{\phi} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,097 \text{ mm}^2$$

El área de cada barra es de 113,097 mm<sup>2</sup> con lo que sabiendo el área de armado mínimo podemos calcular el número de barras que serán necesarias.

$$n \cdot A_{\phi} = A_s$$

$$n = \frac{1800}{113,097} = 15,92 \text{ barras} \rightarrow 16 \text{ barras}$$

Las barras deben cumplir una separación mínima entre ellas, la cual será según la EHE menor o igual a 30 cm, por lo que calcularemos esa separación a continuación:

$$S = \frac{a - (2 \cdot \text{rec. min.})}{n - 1}$$

$$S = \frac{2000 - (2 \cdot 50)}{15}$$

$$S = 126,67 \text{ mm} \approx 126,5 \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

A continuación, calcularemos el armado necesario para el lado paralelo al lado "b".

Procederemos de la misma forma que para el cálculo del armado del lado paralelo a "a":

- Mayor axil. Zapata totalmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$R_{1d} = \frac{170,848}{2 \cdot 2000} \cdot (2000 + 3 \cdot 59,7) = 93,074 \text{ kN}$$

$$x_1 = \frac{2000}{4} \cdot \left( \frac{2000 + 4 \cdot 59,7}{2000 + 3 \cdot 59,7} \right) = 513,7 \text{ mm}$$

$$T_{ad} = \frac{93,074 \cdot (513,7 - 0,25 \cdot 200)}{0,85 \cdot 970} = 52,345 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{52,345 \cdot 10^3 N}{\frac{500}{1,15}} = 120,39 \text{ mm}^2$$

- Mayor excentricidad. Zapata parcialmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$T_{ad} = \frac{128,198 \cdot (391,9 - 0,25 \cdot 200)}{0,85 \cdot 970} = 53,16 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{53,16 \cdot 10^3 N}{\frac{500}{1,15}} = 122,22 \text{ mm}^2$$

- Cuantía geométrica.

A partir de la tabla 42.3.5. de la EHE-08 obtenemos la cuantía geométrica mínima que deberá cumplir la zapata.

$$A_{s,a} = \rho \cdot b \cdot h$$

Puesto que vamos a tomar barras B500S,  $\rho=0,0009$ . Sustituyendo valores:

$$A_{s,a} = 0,0009 \cdot 2500 \cdot 1000 = 2250 \text{ mm}^2$$

Como resultado obtenemos que el armado mínimo de la zapata es el máximo entre la cuantía mínima geométrica y la cuantía mínima mecánica, que en este caso es de  $2250 \text{ mm}^2$ .

Puesto que disponemos de barras corrugadas de  $\varnothing 12 \text{ mm}$ , calcularemos el armado real de la zapata.

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,097 \text{ mm}^2$$

El área de cada barra es de 113,097 mm<sup>2</sup> con lo que sabiendo el área de armado mínimo podemos calcular el número de barras que serán necesarias.

$$n \cdot A_{\emptyset} = A_s$$

$$n = \frac{2250}{113,097} = 19,89 \text{ barras} \rightarrow 20 \text{ barras}$$

Las barras deben cumplir una separación mínima entre ellas, la cual será según la EHE menor o igual a 30 cm, por lo que calcularemos esa separación a continuación:

$$S = \frac{a - (2 \cdot \text{rec. min.})}{n - 1}$$

$$S = \frac{2500 - (2 \cdot 50)}{19}$$

$$S = 126,32 \text{ mm} \approx 126 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo tanto, como resultado tendremos una zapata de 250x200x100 cm con un recubrimiento de 5 cm por lado, un armado de 16 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "a" y 20 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "b", con una separación entre barras de 12,65 cm en el lado paralelo a "a" y 12,6 cm en el lado paralelo a "b".

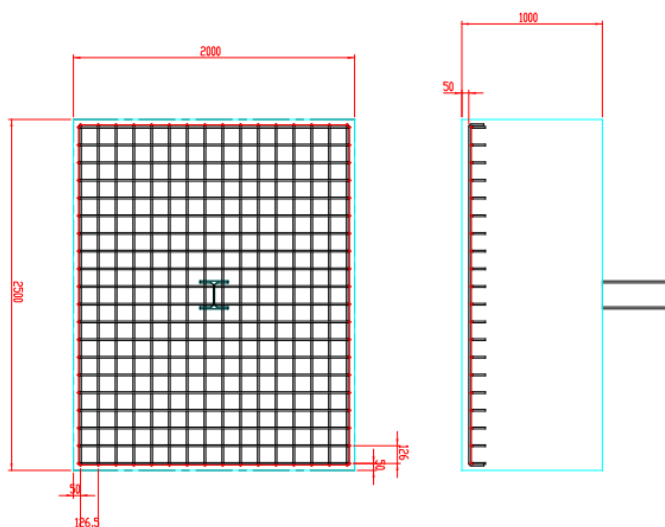


Ilustración 30: Armado Zapata 2.

### 5.3. Zapata para pilares laterales.

Por último, dimensionaremos las zapatas para los pilares HEB-280 de los laterales de la nave. Así pues, tomamos los datos de las reacciones de los pilares en la base de la nave a partir de la combinación más desfavorable, la cual en este caso será la 3.

Así pues, el caso más desfavorable para el dimensionamiento de las zapatas será el de mayor excentricidad, pero puesto que el caso con más excentricidad no tiene por qué ser el que soporta mayor carga, comprobaremos la zapata para ambos casos.

Recogemos las solicitaciones para los pilares con mayor excentricidad de cargas.

La excentricidad de las cargas se puede calcular a través de la siguiente expresión:

$$e = \frac{M}{N}$$

Así pues, los casos de cargas serán los siguientes:

- Mayor excentricidad:

$$M_y = -91,668 \text{ kNm}$$

$$V_y = -30,168 \text{ kN}$$

$$N_p = 20,625 \text{ kN}$$

- Mayor axil.

$$M_y = 118,494 \text{ kNm}$$

$$V_x = 55,729 \text{ kN}$$

$$N_p = 309,299 \text{ kN}$$

Para las dimensiones de esta, tomaremos como valor de "a" 280 cm, el lado "b" será 200 cm y el canto 125 cm. A continuación, realizaremos las comprobaciones de estas dimensiones de la zapata.

$$P_z = 2800 \cdot 2000 \cdot 1250 \cdot 25 \cdot 10^{-9} = 175 \text{ kN}$$

- ❖ ELU hundimiento.

Comprobaremos qué tipo de zapata tenemos con estas dimensiones:

$$V = \frac{a - a_p}{2} \rightarrow \frac{2800 - 280}{2} = 1260 \text{ mm}$$

$$V \leq 2 \cdot h$$

$$1260 \text{ mm} \leq 2500 \text{ mm} \rightarrow \text{zapata rígida}$$

Calcularemos ahora la excentricidad de esta zapata.

- Mayor excentricidad.

$$e = \frac{91,668 \text{ kNm}}{195,625 \text{ N}} = 0,4686 \text{ m}$$

$$e > \frac{a}{6}$$

$$468,6 \text{ mm} > 466,67 \text{ mm} \rightarrow \text{Zapata parcialmente comprimida}$$

- Mayor axil

$$e = \frac{118,494 \text{ kNm}}{484,299 \text{ N}} = 0,2447 \text{ m}$$

$$e > \frac{a}{6}$$

$244,7 \text{ mm} < 466,67 \text{ mm} \rightarrow$  Zapata totalmente comprimida

Deberemos cumplir para cada caso las siguientes comprobaciones:

- Zapata parcialmente comprimida.

$$\sigma_1 = \frac{4 \cdot 195,625 \cdot 10^3}{3 \cdot (2800 - 2 \cdot 468,6) \cdot 2000} \leq 1,25 \cdot 0,147$$

$$0,07 \text{ MPa} \leq 0,184 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

- Zapata totalmente comprimida.

$$\sigma_0 = \frac{484,299 \cdot 10^3}{2800 \cdot 2000} \leq 0,147 \text{ MPa}$$

$$0,0865 \text{ MPa} \leq 0,147 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\sigma_1 = \frac{484,299 \cdot 10^3}{2800 \cdot 2000} + \frac{118,484 \cdot 10^6}{\left(2800^2 \cdot \frac{2000}{6}\right)} \leq 1,25 \cdot 0,147$$

$$0,1318 \text{ MPa} \leq 0,184 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo tanto, la zapata de dimensiones 280x200x125 cm **cumple a ELU hundimiento**.

- ❖ ELU deslizamiento.

Una vez verificada la zapata a ELU hundimiento comprobaremos que la zapata cumple a ELU deslizamiento.

Para este caso deberemos verificar que  $V \leq R_d$  de la misma forma que en los apartados anteriores.

$$R_d = \frac{N}{\gamma_R} \cdot \text{tg } \phi$$

Para esta comprobación tomaremos el caso más desfavorable, el cual es el caso de mayor excentricidad, ya que el cortante es el mayor y el axil el menor.

Sustituyendo valores obtenemos lo siguiente:

$$R_d = \frac{195,625}{1,5} \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{3}{4} \cdot 30 \right) = 54,02 \text{ kN}$$

$$V \leq R_d$$

$$30,168 \text{ kN} \leq 54,02 \text{ kN}$$

Como se puede ver, la zapata **cumple la condición de deslizamiento**.

❖ ELU vuelco.

Por último, verificaremos la condición de ELU vuelco para asegurar la estabilidad de la zapata, para ello según la tabla 21 del CTE-DB-SE de cimientos se debe cumplir las siguientes inecuaciones:

$$1,8 \cdot (M_p + V_p \cdot h) \leq 0,9 \cdot (N_p + P_z) \cdot \frac{a}{2}$$

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

Al igual que en el caso anterior, para esta comprobación tomaremos la de mayor excentricidad puesto que será la más desfavorable.

Sustituyendo valores obtenemos:

$$1,8 \cdot (91,668 + 30,168 \cdot 1,25) \leq 0,9 \cdot (20,625 + 175) \cdot \frac{2,8}{2}$$

$$232,88 \text{ kNm} \leq 246,49 \text{ kNm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$e \leq \frac{2,8}{4}$$

$$0,4686 \text{ m} \leq 0,7 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por tanto, la zapata **cumple la condición de vuelco**.

En conclusión, las dimensiones definitivas de la zapata serán 280x200x125 cm.

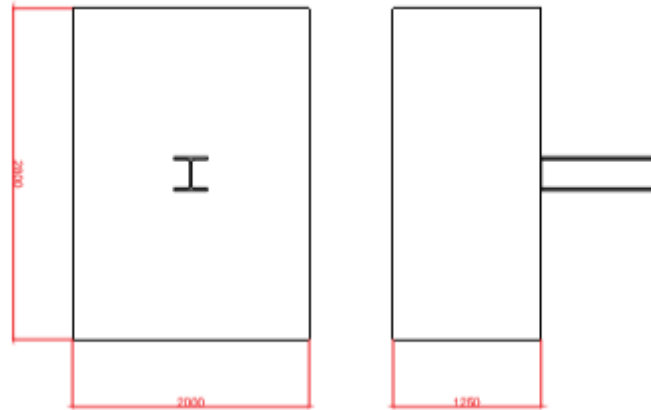


Ilustración 31: Dimensiones Zapata 3.

❖ Armado de la zapata.

Una vez comprobadas las dimensiones de la zapata pasaremos al cálculo de su armado. Para ello utilizaremos el método de bielas y tirantes. En primer lugar, calcularemos el armado mínimo paralelo al lado “a” y para ello tendremos en cuenta un recubrimiento mínimo de 50 mm.

Puesto que tenemos una zapata rígida y dos supuestos, zapata parcialmente comprimida y zapata totalmente comprimida, se tendrá que cumplir las siguientes inecuaciones para cada caso.

- Zapata parcialmente comprimida.

$$T_{ad} = \frac{N \cdot (e - 0,25 \cdot a_p)}{0,85 \cdot d} \leq A_s \cdot f_{yd}$$

- Zapata totalmente comprimida.

$$T_{ad} = \frac{R_{1d} \cdot (x_1 - 0,25 \cdot a_p)}{0,85 \cdot d} \leq A_s \cdot f_{yd}$$

Así pues,  $R_{1d}$  y  $x_1$  vienen dados por las siguientes expresiones:

$$R_{1d} = \frac{N}{2 \cdot a} (a + 3 \cdot e)$$

$$x_1 = \frac{a}{4} \left( \frac{a + 4 \cdot e}{a + 3 \cdot e} \right)$$

A continuación, pasamos a calcular el armado mínimo mecánico paralelo al lado “a”.

Puesto que tenemos dos casos de cargas, calcularemos el armado para ambos casos y tomaremos el mayor de estos.

- Mayor axil. Zapata totalmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$R_{1d} = \frac{484,299}{2 \cdot 2800} \cdot (2800 + 3 \cdot 244,7) = 305,64 \text{ kN}$$

$$x_1 = \frac{2800}{4} \cdot \left( \frac{2800 + 4 \cdot 244,7}{2800 + 3 \cdot 244,7} \right) = 748,47 \text{ mm}$$

$$T_{ad} = \frac{305,64 \cdot (748,47 - 0,25 \cdot 280)}{0,85 \cdot 1220} = 199,97 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{199,97 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500}{1,15}} = 459,93 \text{ mm}^2$$

- Mayor excentricidad. Zapata parcialmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$T_{ad} = \frac{195,625 \cdot (468,6 - 0,25 \cdot 280)}{0,85 \cdot 1220} = 75,194 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{75,194 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500}{1,15}} = 172,95 \text{ mm}^2$$

- Cuantía geométrica.

A partir de la tabla 42.3.5. de la EHE-08 obtenemos la cuantía geométrica mínima que deberá cumplir la zapata.

$$A_{s,a} = \rho \cdot b \cdot h$$

Puesto que vamos a tomar barras B500S,  $\rho=0,0009$ . Sustituyendo valores:

$$A_{s,a} = 0,0009 \cdot 2000 \cdot 1250 = 2250 \text{ mm}^2$$

Como resultado obtenemos que el armado mínimo de la zapata es el máximo entre la cuantía mínima geométrica y la cuantía mínima mecánica, que en este caso es de  $2250 \text{ mm}^2$ .

Puesto que disponemos de barras corrugadas de  $\varnothing 12 \text{ mm}$ , calcularemos el armado real de la zapata.

$$A_{\varnothing} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,097 \text{ mm}^2$$



El área de cada barra es de 113,097 mm<sup>2</sup> con lo que sabiendo área de armado mínimo podemos calcular el número de barras que serán necesarias.

$$n \cdot A_{\emptyset} = A_s$$

$$n = \frac{2250}{113,097} = 19,89 \text{ barras} \rightarrow 20 \text{ barras}$$

Las barras deben cumplir una separación mínima entre ellas, la cual será según la EHE menor o igual a 30 cm, por lo que calcularemos esa separación a continuación:

$$S = \frac{a - (2 \cdot \text{rec. min.})}{n - 1}$$

$$S = \frac{2000 - (2 \cdot 50)}{19}$$

$$S = 100 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

A continuación, calcularemos el armado necesario para el lado paralelo al lado "b".

Al igual que en el armado paralelo al lado "a", tenemos una zapata rígida y dos supuestos, zapata parcialmente comprimida y zapata totalmente comprimida, por lo tanto, procederemos de la misma forma:

- Mayor axil. Zapata totalmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$R_{1d} = \frac{484,299}{2 \cdot 2000} \cdot (2000 + 3 \cdot 244,7) = 331,03 \text{ kN}$$

$$x_1 = \frac{2000}{4} \cdot \left( \frac{2000 + 4 \cdot 244,7}{2000 + 3 \cdot 244,7} \right) = 544,75 \text{ mm}$$

$$T_{ad} = \frac{331,03 \cdot (544,75 - 0,25 \cdot 280)}{0,85 \cdot 1220} = 151,55 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{151,55 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{500}{1,15}} = 348,56 \text{ mm}^2$$

- Mayor excentricidad. Zapata parcialmente comprimida.

$$\frac{T_{ad}}{f_{yd}} \leq A_s$$

$$T_{ad} = \frac{195,625 \cdot (468,6 - 0,25 \cdot 280)}{0,85 \cdot 1220} = 75,19 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{75,19 \cdot 10^3 N}{\frac{500}{1,15}} = 172,95 \text{ mm}^2$$

- Cuantía geométrica.

A partir de la tabla 42.3.5. de la EHE-08 obtenemos la cuantía geométrica mínima que deberá cumplir la zapata.

$$A_{s,a} = \rho \cdot b \cdot h$$

Puesto que vamos a tomar barras B500S,  $\rho=0,0009$ . Sustituyendo valores:

$$A_{s,a} = 0,0009 \cdot 2800 \cdot 1250 = 3150 \text{ mm}^2$$

Como resultado obtenemos que el armado mínimo de la zapata es el máximo entre la cuantía mínima geométrica y la cuantía mínima mecánica, que en este caso es de 3150 mm<sup>2</sup>.

Puesto que disponemos de barras corrugadas de Ø12 mm, calcularemos el armado real de la zapata.

$$A_{\emptyset} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,097 \text{ mm}^2$$

El área de cada barra es de 113,097 mm<sup>2</sup> con lo que sabiendo área de armado mínimo podemos calcular el número de barras que serán necesarias.

$$n \cdot A_{\emptyset} = A_s$$

$$n = \frac{3150}{113,097} = 27,85 \text{ barras} \rightarrow 28 \text{ barras}$$

Las barras deben cumplir una separación mínima entre ellas, la cual será según la EHE menor o igual a 30 cm, por lo que calcularemos esa separación a continuación:

$$S = \frac{a - (2 \cdot \text{rec. min.})}{n - 1}$$

$$S = \frac{2800 - (2 \cdot 50)}{27}$$

$$S = 100 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Por lo tanto, como resultado tendremos una zapata de 280x200x125 cm con un recubrimiento de 5 cm por lado, un armado de 20 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "a" y 28 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "b", con una separación entre barras de 10 cm en el lado paralelo a "a" y 10 cm en el lado paralelo a "b".

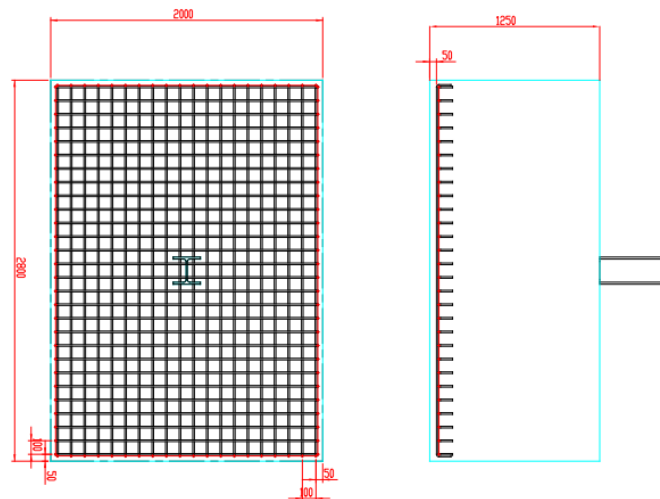


Ilustración 32: Armado zapata 3.

## 6. Cálculo de las placas de anclaje.

Las placas de anclaje dependen también de las dimensiones de la zapata en la que apoya, puesto que tenemos diferentes tipos de estas, deberemos dimensionar una placa de anclaje para cada tipo de zapata.

Para el cálculo de estas placas utilizaremos las mismas solicitaciones que hemos utilizado para el cálculo de las zapatas.

### 6.1. Placa de anclaje para los pilares interiores.

En primer lugar, dimensionaremos la placa de anclaje para los pilares interiores los cuales son secciones HEB-200.

Procederemos de la misma forma que en las zapatas, es decir, calcularemos la placa de anclaje para que resista el caso de mayor excentricidad de cargas y el de mayor axil.

- Mayor excentricidad.

$$M_y = 42,482 \text{ kNm}$$

$$V_x = 19,913 \text{ kN}$$

$$N_p = 68,264 \text{ kN}$$

- Mayor axil.

$$M_y = 5,379 \text{ kNm}$$

$$V_x = -8,709 \text{ kN}$$

$$N_p = 177,598 \text{ kN}$$

En el siguiente esquema se definen las dimensiones de la placa de anclaje que deberemos de calcular y comprobar.

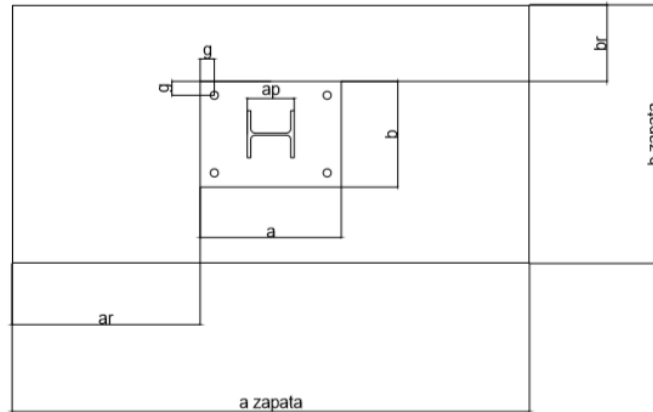


Ilustración 33: Cotas para el cálculo de la placa de anclaje.

A continuación, definiremos las dimensiones de la placa de anclaje como primera aproximación, y a partir de estas comprobaremos si son suficientes.

a	600 mm	b z	1100 mm
b	450 mm	a <sub>r</sub>	800 mm
ap	200 mm	b <sub>r</sub>	325 mm
a z	2200 mm	g	50 mm
h z	500 mm		

Tabla 33: Dimensiones placa de anclaje 1.

❖ Cálculo del área portante.

El hormigón que utilizaremos para la cimentación será HA-30 por lo tanto:

$$f_{cd} = \frac{f_{cd}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

Una vez conocido el valor de la resistencia de cálculo del hormigón ( $f_{cd}$ ), procedemos a calcular la resistencia portante de la superficie de asiento ( $f_{jd}$ ), la cual viene definida por la siguiente ecuación:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

Por lo tanto, deberemos calcular las incógnitas de dicha ecuación, en primer lugar, hallaremos el valor de  $k_j$  el cual se define de la siguiente forma:

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} \leq 5$$

Siendo  $a_1$  y  $b_1$  los valores mínimos de:

$a_1 = a + 2 \cdot a_r$ $a_1 = 5 \cdot a$ $a_1 = a + h_z$ $a_1 = 5 \cdot b_1$
$b_1 = b + 2 \cdot b_r$ $b_1 = 5 \cdot b$ $b_1 = b + h_z$ $b_1 = 5 \cdot a_1$

$a_1 = 600 + 2 \cdot 800 = 2200$ $a_1 = 5 \cdot 600 = 3000$ $a_1 = 600 + 500 = 1100$ $a_1 = 5 \cdot 950 = 4750$	$a_1 = 1100 \text{ mm}$
$b_1 = 450 + 2 \cdot 325 = 1100$ $b_1 = 5 \cdot 450 = 2250$ $b_1 = 450 + 500 = 950$ $b_1 = 5 \cdot 1100 = 5500$	$b_1 = 950 \text{ mm}$

Una vez conocidos todos los datos calculamos:

$$k_j = \sqrt{\frac{1100 \cdot 950}{600 \cdot 450}}$$

$$k_j = 1,967 \leq 5$$

Sabemos que  $\beta_j = 2/3$ .

Por tanto:

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 1,967 \cdot 20 = 26,23 \text{ MPa}$$

Se debe cumplir que:

$$f_{jd} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

$$26,23 \text{ MPa} \leq 66 \text{ MPa}$$

Una vez conocida la resistencia a compresión del hormigón, calcularemos la anchura suplementaria de la sección resistente de la placa. En primer lugar, calcularemos el valor de "c", el cual será el espesor que habrá que sumar a todo el perímetro de la sección del pilar y a través del cual podremos calcular el área portante. Tomaremos un espesor inicial de la placa "t" de 15 mm.

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$c = 15 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 26,23 \cdot 1,05}}$$

$$c = 27,37 \text{ mm} \rightarrow 27 \text{ mm}$$

Así pues, el área portante será la que se representa en la siguiente figura:

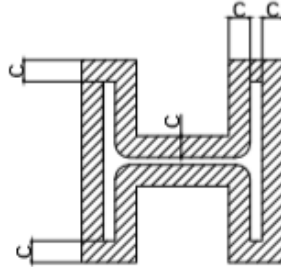


Ilustración 34: Área portante.

❖ Análisis de las sollicitaciones.

Para determinar si este se trata de un caso de compresión compuesta o de flexocompresión, deberemos ver con la excentricidad de cargas si el axil actúa dentro del área portante.

La excentricidad de cargas en el caso de mayor axil es de 622 mm, por tanto, puesto que  $e > \frac{a}{6}$ , en la placa habrá tracciones y, por tanto, este se tratará de un caso de flexocompresión.

$$622 \text{ mm} > \frac{600}{6} = 100 \text{ mm}$$

❖ Comprobación de dimensiones en planta.

Como ya se ha dicho, en esta placa se generarán tracciones, y dichas tracciones las deberán soportar las armaduras y la superficie de hormigón comprimido, es por eso que debemos plantear las ecuaciones de equilibrio a partir del siguiente esquema para obtener su valor.

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

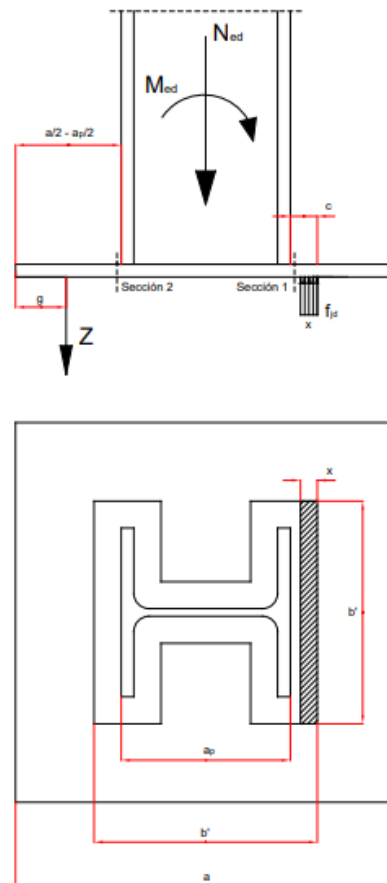


Ilustración 35: Equilibrio de la placa.

$$\sum F \rightarrow N_{Ed} + Z - x \cdot b' \cdot f_{jd} = 0$$

$$\sum M_{(z)} = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right) - x \cdot b' \cdot f_{jd} \cdot \left(\frac{a}{2} - g + \frac{a_p}{2} + c - \frac{x}{2}\right) = 0$$

El valor de "x" deberá ser menor al valor del ala del perfil más dos veces "c", es decir  
 $15 + 2 \cdot 27 = 69 \text{ mm}$

"b'" será igual a el valor de "b" más dos veces "c".

Sustituyendo valores para los dos casos de cargas obtenemos:

- Mayor axil.

$$177,598 \cdot 10^3 + Z - x \cdot 254 \cdot 26,23 = 0$$

$$Z = 6662,42 \cdot x - 177,598 \cdot 10^3$$

$$5,482 \cdot 10^6 + 177,598 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50\right) - x \cdot 254 \cdot 26,23 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50 + \frac{200}{2} + 27 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$49881500 - 2511732,34 \cdot x + 3331,21 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 733,59 > 69 \text{ No válido} \\ 20,411 < 69 \text{ Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 20,411 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de  $x$  en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos  $Z$ .

$$Z = 6662,42 \cdot 20,411 - 177,598 \cdot 10^3$$

$$Z = -41,611 \text{ kN}$$

- Mayor excentricidad.

$$68,264 \cdot 10^3 + Z - x \cdot 254 \cdot 26,23 = 0$$

$$Z = 6662,42 \cdot x - 68,264 \cdot 10^3$$

$$42,264 \cdot 10^6 + 68,264 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50\right) - x \cdot 254 \cdot 26,23 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50 + \frac{200}{2} + 27 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$58647360 - 2445108,14 \cdot x + 3331,21 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 729,59 > 69 & \text{No válido} \\ 24,411 < 69 & \text{Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 24,411 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de “ $x$ ” en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos  $Z$ .

$$Z = 6662,42 \cdot 24,411 - 68,264 \cdot 10^3$$

$$Z = 94,372 \text{ kN}$$

En consecuencia, el axil que soporta la armadura es de 41,611 kN a compresión para el caso de mayor axil y de 94,372 kN a tracción para el caso de mayor excentricidad.

- ❖ Comprobación del espesor de la placa.

Para la comprobación del espesor de la placa deberemos calcular el momento en esta, calculando momentos en dos secciones. En este caso, tomaremos únicamente el caso de cargas para el que “ $Z$ ” sea mayor.

- Sección 1.

En esta sección, se calcula el momento teniendo en cuenta que toda la anchura suplementaria está comprimida, de forma que:

$$M_1 = b' \cdot f_{jd} \cdot c \cdot \frac{c}{2}$$

$$M_1 = 254 \cdot 26,23 \cdot 27 \cdot \frac{27}{2} = 2,428 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow 2,428 \text{ kNm}$$

- Sección 2.

En esta sección, el momento se calcula teniendo en cuenta que la armadura está situada a la distancia desde el borde del pilar al eje de los pernos.



$$M_2 = Z \cdot \left( \frac{a}{2} - \frac{a_p}{2} - g \right)$$

$$M_2 = 94,372 \cdot 10^3 \cdot \left( \frac{600}{2} - \frac{200}{2} - 50 \right) = 14,156 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow 14,156 \text{ kNm}$$

Puesto que la sección 2 es la más solicitada, utilizaremos esta para calcular el momento por unidad de longitud de la placa. Ambas secciones se pueden ver representadas en el anterior esquema 5.

$$m_2 = \frac{M_2}{b'}$$

$$m_2 = \frac{14,156 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{254 \text{ mm}} = 55732,28 \text{ Nmm/mm}$$

Una vez conocido el momento por unidad de longitud de la placa, calcularemos el momento resistente por unidad de longitud de esta, el cual deberá ser mayor que el momento que actúa.

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{15^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,05} = 14732,14 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} < m_2 \rightarrow \text{No cumple}$$

Puesto que el momento resistente de la placa es menor al momento que actúa en ella, se opta por rigidizar la placa con cartelas de 15 mm de espesor.

❖ Rigidización de la placa.

Puesto que se han añadido elementos a la placa, el área portante habrá cambiado, por tanto, calcularemos el ancho suplementario de las cartelas.

$$c = t_c \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$c = 15 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 26,23 \cdot 1,05}}$$

$$c = 27,37 \text{ mm} \rightarrow 27 \text{ mm}$$

La nueva área portante estará definida por la siguiente figura.

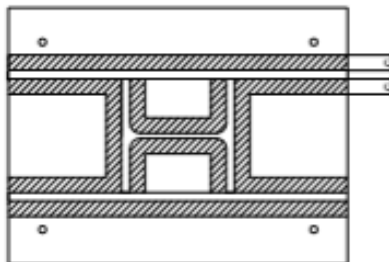


Ilustración 36: Área portante placa acartelada.

Obtenemos de nuevo el esfuerzo de tracción en las armaduras y la superficie de hormigón comprimido.

$$\sum F \rightarrow N_{Ed} + Z - 2 \cdot x \cdot d \cdot f_{jd} = 0$$

$$\sum M_{(z)} = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right) - 2 \cdot x \cdot d \cdot f_{jd} \cdot \left(a - g - \frac{x}{2}\right) = 0$$

Donde “d” es la suma del espesor de la cartela más dos veces la anchura suplementaria.

El valor de “x” deberá ser menor al valor del vuelo de la placa del lado paralelo a “a” menos “c”, es decir  $200 - 27 = 173 \text{ mm}$

Sustituyendo valores para los dos casos de cargas obtenemos:

- Mayor axil.

$$177,598 \cdot 10^3 + Z - 2 \cdot x \cdot 69 \cdot 26,23 = 0$$

$$Z = 3619,74 \cdot x - 177,598 \cdot 10^3$$

$$5,482 \cdot 10^6 + 177,598 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50\right) - 2 \cdot x \cdot 69 \cdot 26,23 \cdot \left(600 - 50 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$49881500 - 1990857 \cdot x + 1809,87 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 1074,34 > 173 \text{ No válido} \\ 25,65 < 173 \text{ Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 25,65 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de x en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos Z.

$$Z = 3619,74 \cdot 25,65 - 177,598 \cdot 10^3$$

$$Z = -84,752 \text{ kN}$$

- Mayor excentricidad.

$$68,264 \cdot 10^3 + Z - 2 \cdot x \cdot 69 \cdot 26,23 = 0$$

$$Z = 3619,74 \cdot x - 68,264 \cdot 10^3$$

$$42,264 \cdot 10^6 + 68,264 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50\right) - 2 \cdot x \cdot 69 \cdot 26,23 \cdot \left(600 - 50 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$58647360 - 1954659,6 \cdot x + 1809,87 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 1069,34 > 173 \text{ No válido} \\ 30,65 < 173 \text{ Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 30,65 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de  $x$  en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos  $Z$ .

$$Z = 3619,74 \cdot 30,65 - 68,264 \cdot 10^3$$

$$Z = 42,681 \text{ kN}$$

En consecuencia, el axil que soporta la armadura es de 84,752 kN a compresión para el caso de mayor axil y de 42,681 kN a tracción para el caso de mayor excentricidad.

❖ Comprobación de la rigidez de la placa.

Calcularemos pues, el valor del momento en la dirección paralela a las cartelas en las dos secciones mencionadas en la comprobación del espesor de la placa para el caso de carga más desfavorable, el cual será el de mayor axil.

$$M_1 = 2 \cdot (2 \cdot c + t_c) \cdot f_{jd} \cdot x \cdot \left(L - \frac{x}{2}\right)$$

$$M_2 = Z \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{a_p}{2} - g\right)$$

Donde " $L$ " es igual al vuelo de la placa en dirección paralela a " $a$ ".

$$M_1 = 2 \cdot (2 \cdot 27 + 15) \cdot 26,23 \cdot 30,65 \cdot \left(200 - \frac{30,65}{2}\right) = 20,489 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 84,752 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - \frac{200}{2} - 50\right) = 12,713 \text{ kNm}$$

Ahora calculamos las propiedades geométricas de la sección transversal de la placa:

- Centro de gravedad:

Tomaremos momentos estáticos respecto la fibra inferior para ello deberemos definir la altura de la cartela, la cual tomaremos como 300 mm.

$$b \cdot t \cdot \frac{t}{2} + 2 \cdot \left(h_c \cdot t_c \cdot \left(\frac{h_c}{2} + t\right)\right) = z_{cdg} \cdot (2 \cdot t_c \cdot h_c + b \cdot t)$$

$$450 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} + 2 \cdot \left(300 \cdot 15 \cdot \left(\frac{300}{2} + 15\right)\right) = z_{cdg} \cdot (2 \cdot 15 \cdot 300 + 450 \cdot 15)$$

$$z_{cdg} = \frac{1535625}{15750} = 97,5 \text{ mm}$$

- Momento de inercia.

$$I_y = \left[ \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left( z_{cdg} - \frac{t}{2} \right)^2 \right] + 2 \cdot \left[ \frac{t_c \cdot h_c^3}{12} + h_c \cdot t_c \cdot \left( \frac{h_c}{2} + t - z_{cdg} \right)^2 \right]$$
$$I_y = \left[ \frac{450 \cdot 15^3}{12} + 450 \cdot 15 \cdot \left( 97,5 - \frac{15}{2} \right)^2 \right] + 2 \cdot \left[ \frac{15 \cdot 300^3}{12} + 300 \cdot 15 \cdot \left( \frac{300}{2} + 15 - 97,5 \right)^2 \right]$$
$$I_y = 163307812,5 \text{ mm}^4$$

Con estos valores podemos calcular la tensión normal, el cual calcularemos con el mayor momento obtenido en la comprobación de la rigidez de la placa.

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{I_y} \cdot z_{max}$$

$$z_{max} = h_c + t - z_{cdg}$$

$$\sigma_{max} = \frac{20,489 \cdot 10^6}{163,308 \cdot 10^6} \cdot (300 + 15 - 97,5) = 27,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} < f_{yd} = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

El momento máximo en los apoyos se debe comparar con el momento resistente de una sección de ancho igual a la unidad.

$$m = f_{jd} \cdot 1 \cdot \frac{c^2}{2}$$

$$m = 26,23 \cdot 1 \cdot \frac{27^2}{2} = 9560,84 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} = \frac{15^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,05} = 14732,14 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} > m \rightarrow \text{Cumple}$$

A la vista de los resultados, la placa resiste todas las sollicitaciones a las que se ve sometida. Por tanto, es válida.

- ❖ Dimensionado de las armaduras.

En este apartado calcularemos la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de tracción, ya que los de compresión los resistirá el hormigón.

Las armaduras traccionadas deben soportar un axil de tracción de valor  $Z = 42,681 \text{ kN}$ .

Disponemos en primer lugar de 2Ø16 de acero B500S en la parte traccionada, por tanto:

$$A_{\phi 16} = \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 201 \text{ mm}^2$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 2 \cdot 201 \cdot \frac{500}{1,15} = 174,783 \text{ kN}$$

$$A_s \cdot f_{yd} > Z$$

$$174,783 \text{ kN} > 42,681 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Una vez conocido el diámetro de los pernos calcularemos la longitud de anclaje.

Para el cálculo de esta, primero deberemos calcular la longitud básica de anclaje para estos anclajes, tomaremos que estos están en posición 1 puesto hay más de 30 cm de hormigón alrededor de estas.

$$l_{bl} = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

El valor de “m” se puede obtener de la tabla 69.5.1.2.a, puesto que disponemos de barras B500S y hormigón HA-30,  $m = 1,3$ .

Tabla 69.5.1.2.a

Resistencia característica del hormigón (N/mm <sup>2</sup> )	m	
	B 400 S B400SD	B 500 S B 500SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥50	0,7	1,0

Tabla 34: Valores de m 69.1.2.a. EHE-08.

$$l_{bl} = \max\left(1,3 \cdot 16^2 // \frac{500}{20} \cdot 16\right)$$

$$332,8 \text{ mm} // 400 \text{ mm}$$

Por tanto, tomaremos  $l_b = 400 \text{ mm}$  y a partir de esta, podremos calcular la longitud necesaria de anclaje.

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \geq l_{b,min}$$

La longitud mínima de anclaje será la mayor de las siguientes:

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 10 \cdot \phi = 10 \cdot 16 = 160 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ \frac{1}{3} \cdot l_b = \frac{1}{3} \cdot 300 = 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 160 \text{ mm}$$

A partir de la tabla 69.5.1.2.b. obtenemos los valores de  $\beta$ , el cual depende del tipo de anclaje y de si la barra está sometida a tracción o a compresión. Para este caso consideraremos tracciones en la barra, tomaremos un tipo de anclaje de prolongación de tipo gancho, por tanto,  $\beta = 1$ , puesto que el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es menor de  $3\phi$ .

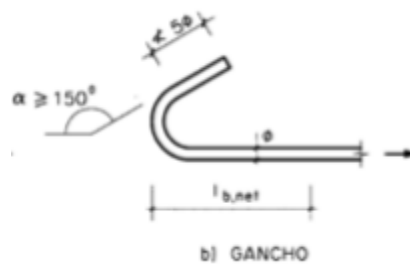


Ilustración 37: Anclaje tipo gancho.

Tabla 69.5.1.2.b. Valores de  $\beta$

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

Tabla 35: Valores de  $\beta$  para anclajes 69.1.2.b. EHE-08.

$$A_s \cdot f_{yd} \geq Z$$

$$A_s \geq \frac{42,681 \cdot 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 98,166 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,real} = 2 \cdot 201 = 402 \text{ mm}^2$$

$$l_{b,net} = 400 \cdot 1 \cdot \frac{98,166}{402} \geq 160 \text{ mm}$$

$$97,68 \text{ mm} \geq 160 \text{ mm}$$

Tomaremos, por tanto, el máximo entre  $l_{b,net}$  y  $l_{b,min}$ , la cual será de 160 mm.

La longitud necesaria de anclaje será de 160 mm, pero puesto que esta longitud es bastante pequeña, para mayor seguridad tomaremos según las tablas una longitud de 571 mm según el diámetro de los pernos y el tipo de hormigón para la posición II, así pues, para este tipo de pilares tendremos una placa de 600x450x15 mm con dos cartelas de 600x300x15 mm y 4 $\varnothing$ 16 mm de acero B500S y una longitud de anclaje de 571 mm.

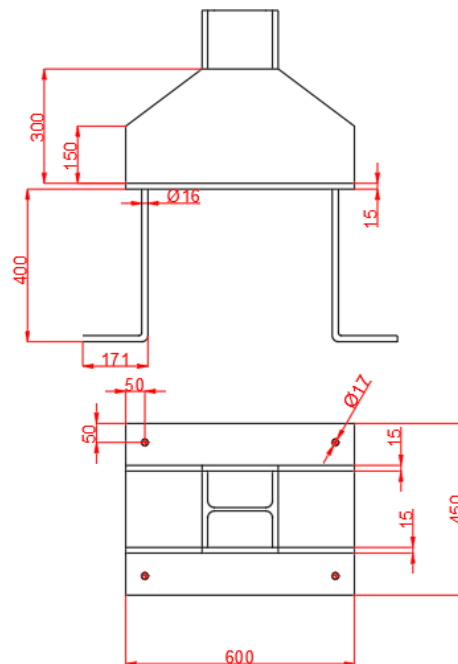


Ilustración 38: Placa de anclaje 1

## 6.2. Placa de anclaje para los pilares centrales de pórticos externos.

En este apartado, dimensionaremos la placa de anclaje para los pilares centrales de los pórticos externos de la misma forma que para el caso anterior.

Las solicitaciones para los dos casos de cargas son las siguientes:

- Mayor excentricidad:

$$M_y = 50,237 \text{ kNm}$$

$$V_y = -26,659 \text{ kN}$$

$$N_p = 3,198 \text{ kN}$$

- Mayor axil.

$$M_y = -10,193 \text{ kNm}$$

$$V_x = -8,994 \text{ kN}$$

$$N_p = 45,848 \text{ kN}$$

A continuación, definiremos las dimensiones de la placa de anclaje bajo la misma nomenclatura de los parámetros del apartado anterior.

a	600 mm	b z	2000 mm
b	450 mm	a <sub>r</sub>	950 mm
a <sub>p</sub>	200 mm	b <sub>r</sub>	775 mm
a z	2500 mm	g	50 mm
h z	1000 mm		

Tabla 36: Dimensiones placa de anclaje 2.

❖ Cálculo del área portante.

Una vez conocido el valor de la resistencia de cálculo del hormigón ( $f_{cd}$ ), procedemos a calcular la resistencia portante de la superficie de asiento ( $f_{jd}$ ), la cual viene definida por la siguiente ecuación:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

Por lo tanto, deberemos calcular las incógnitas de dicha ecuación de la misma forma que en el apartado anterior:

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} \leq 5$$

Siendo  $a_1$  y  $b_1$  los valores mínimos de:

$a_1 = a + 2 \cdot a_r$ $a_1 = 5 \cdot a$ $a_1 = a + h_z$ $a_1 = 5 \cdot b_1$
$b_1 = b + 2 \cdot b_r$ $b_1 = 5 \cdot b$ $b_1 = b + h_z$ $b_1 = 5 \cdot a_1$

$a_1 = 600 + 2 \cdot 950 = 2500$ $a_1 = 5 \cdot 600 = 3000$ $a_1 = 600 + 1000 = 1600$ $a_1 = 5 \cdot 1450 = 7250$	$a_1 = 1600 \text{ mm}$
$b_1 = 450 + 2 \cdot 775 = 2450$ $b_1 = 5 \cdot 450 = 2250$ $b_1 = 450 + 1000 = 1450$ $b_1 = 5 \cdot 1600 = 8000$	$b_1 = 1450 \text{ mm}$

Una vez conocidos todos los datos calculamos:



$$k_j = \sqrt{\frac{1600 \cdot 1450}{600 \cdot 450}}$$

$$k_j = 2,931 \leq 5$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2,931 \cdot 20 = 39,08 \text{ MPa}$$

Se debe cumplir:

$$f_{jd} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

$$39,08 \text{ MPa} \leq 66 \text{ MPa}$$

Una vez conocida la resistencia a compresión del hormigón, calcularemos la anchura suplementaria de la sección resistente de la placa. En primer lugar, calcularemos el valor de "c", el cual será el espesor que habrá que sumar al perímetro de la sección del pilar y a través del cual podremos calcular el área portante. Tomaremos un espesor inicial de la placa "t" de 15 mm.

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$c = 15 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 39,08 \cdot 1,05}}$$

$$c = 22,41 \text{ mm} \rightarrow 22,5 \text{ mm}$$

#### ❖ Análisis de las solicitaciones.

La excentricidad de cargas en el caso de mayor axil es de 15709 mm, por tanto, puesto que  $e > \frac{a}{6}$ , en la placa habrá tracciones y, por tanto, este se tratará de un caso de flexocompresión.

$$15709 \text{ mm} > \frac{600}{6} = 100 \text{ mm}$$

#### ❖ Comprobación de dimensiones en planta

Como ya se ha dicho, en esta placa se generarán tracciones, y dichas tracciones las deberán soportar las armaduras y la superficie de hormigón comprimido, es por eso que debemos plantear las ecuaciones de equilibrio para obtener su valor.

$$\sum F \rightarrow N_{Ed} + Z - x \cdot b' \cdot f_{jd} = 0$$

$$\sum M_{(z)} = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right) - x \cdot b' \cdot f_{jd} \cdot \left(\frac{a}{2} - g + \frac{a_p}{2} + c - \frac{x}{2}\right) = 0$$

El valor de “ $x$ ” deberá ser menor al valor del ala del perfil más dos veces “ $c$ ”, es decir  
 $15 + 2 \cdot 22,5 = 60 \text{ mm}$

“ $b'$ ” será igual a el valor de “ $b$ ” más dos veces “ $c$ ”.

Sustituyendo valores para los dos casos de cargas obtenemos:

- Mayor axil.

$$45,848 \cdot 10^3 + Z - x \cdot 245 \cdot 39,08 = 0$$

$$Z = 9574,6 \cdot x - 45,848 \cdot 10^3$$

$$10,193 \cdot 10^6 + 45,848 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50\right) - x \cdot 245 \cdot 39,08 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50 + \frac{200}{2} + 22,5 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$21655000 - 3566538,5 \cdot x + 4787,3 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 738,87 > 60 \text{ No válido} \\ 6,122 < 60 \text{ Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 6,122 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de  $x$  en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos  $Z$ .

$$Z = 9574,6 \cdot 6,122 - 45,848 \cdot 10^3$$

$$Z = 12,768 \text{ kN}$$

- Mayor excentricidad.

$$3,198 \cdot 10^3 + Z - x \cdot 245 \cdot 39,08 = 0$$

$$Z = 9574,6 \cdot x - 3,198 \cdot 10^3$$

$$50,237 \cdot 10^6 + 3,198 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50\right) - x \cdot 245 \cdot 39,08 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50 + \frac{200}{2} + 22,5 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$51036500 - 3566538,5 \cdot x + 4787,3 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 730,40 > 60 \text{ No válido} \\ 14,596 < 60 \text{ Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 14,596 \text{ mm}$ .

$$Z = 9574,6 \cdot 14,596 - 3,198 \cdot 10^3$$

$$Z = 136,553 \text{ kN}$$

En consecuencia, el axil que soporta la armadura es de 136,553 kN a tracción para el caso de mayor excentricidad.

## ❖ Comprobación del espesor de la placa.

Para la comprobación del espesor de la placa deberemos calcular el momento en esta, calculando momentos en dos secciones. Tomaremos únicamente el caso de cargas para el que “Z” sea mayor.

## • Sección 1.

En esta sección, se calcula el momento teniendo en cuenta que toda la anchura suplementaria está comprimida, de forma que:

$$M_1 = b' \cdot f_{jd} \cdot c \cdot \frac{c}{2}$$

$$M_1 = 245 \cdot 39,08 \cdot 22,5 \cdot \frac{22,5}{2} = 2,424 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow 2,424 \text{ kNm}$$

## • Sección 2.

En esta sección, el momento se calcula teniendo en cuenta que la armadura está situada a la distancia desde el borde del pilar al eje de los pernos.

$$M_2 = Z \cdot \left( \frac{a}{2} - \frac{a_p}{2} - g \right)$$

$$M_2 = 136,553 \cdot 10^3 \cdot \left( \frac{600}{2} - \frac{200}{2} - 50 \right) = 20,483 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow 20,483 \text{ kNm}$$

Puesto que la sección 2 es la más solicitada, utilizaremos esta para calcular el momento por unidad de longitud de la placa.

$$m_2 = \frac{M_2}{b'}$$

$$m_2 = \frac{20,483 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{245 \text{ mm}} = 83604,08 \text{ Nmm/mm}$$

Una vez conocido el momento por unidad de longitud de la placa, calcularemos el momento resistente por unidad de longitud de esta, el cual deberá ser mayor que el momento que actúa.

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{15^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,05} = 14732,14 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} < m_2 \rightarrow \text{No cumple}$$

Puesto que el momento resistente de la placa es menor al momento que actúa en ella, se opta por rigidizar la placa con cartelas de 15 mm de espesor.

❖ Rigidización de la placa.

Puesto que se han añadido elementos, el área portante habrá cambiado, por tanto, calcularemos el ancho suplementario de las cartelas.

$$c = t_c \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$c = 15 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 39,08 \cdot 1,05}}$$

$$c = 22,42 \text{ mm} \rightarrow 22,5 \text{ mm}$$

Obtenemos de nuevo el esfuerzo de tracción en las armaduras y la superficie de hormigón comprimida.

$$\sum F \rightarrow N_{Ed} + Z - 2 \cdot x \cdot d \cdot f_{jd} = 0$$

$$\sum M_{(z)} = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right) - 2 \cdot x \cdot d \cdot f_{jd} \cdot \left(a - g - \frac{x}{2}\right) = 0$$

Donde “d” es la suma del espesor de la cartela más dos veces la anchura suplementaria.

El valor de “x” deberá ser menor al valor del vuelo de la placa del lado paralelo a “a” menos “c”, es decir  $200 - 22,5 = 177,5 \text{ mm}$

Sustituyendo valores para los dos casos de cargas obtenemos:

- Mayor axil.

$$45,848 \cdot 10^3 + Z - 2 \cdot x \cdot 60 \cdot 39,08 = 0$$

$$Z = 4689,6 \cdot x - 45,848 \cdot 10^3$$

$$10,193 \cdot 10^6 + 45,848 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50\right) - 2 \cdot x \cdot 60 \cdot 39,08 \cdot \left(600 - 50 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$21655000 - 2579280 \cdot x + 2344,8 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 1091,54 > 177,5 \text{ No válido} \\ 8,46 < 177,5 \text{ Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 8,46 \text{ mm}$ .

$$Z = 4689,6 \cdot 8,46 - 45,848 \cdot 10^3$$

$$Z = -6,174 \text{ kN}$$

- Mayor excentricidad.

$$3,198 \cdot 10^3 + Z - 2 \cdot x \cdot 60 \cdot 39,08 = 0$$

$$Z = 4689,6 \cdot x - 3,198 \cdot 10^3$$

$$50,237 \cdot 10^6 + 3,198 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - 50\right) - 2 \cdot x \cdot 60 \cdot 39,08 \cdot \left(600 - 50 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$51004520 - 2532384 \cdot x + 2344,8 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 1079,84 > 177,5 \text{ No válido} \\ 20,156 < 177,5 \text{ Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 20,156 \text{ mm}$ .

$$Z = 4689,6 \cdot 20,156 - 3,198 \cdot 10^3$$

$$Z = 91,325 \text{ kN}$$

En consecuencia, el axil que soporta la armadura es de 6,174 kN a compresión para el caso de mayor axil y de 91,325 kN a tracción para el caso de mayor excentricidad.

- ❖ Comprobación de la rigidez de la placa.

Calcularemos pues el valor del momento en la dirección paralela a las cartelas en las dos secciones mencionadas en la comprobación del espesor de la placa para el caso de carga más desfavorable, el cual será el de mayor axil.

$$M_1 = 2 \cdot (2 \cdot c + t_c) \cdot f_{jd} \cdot x \cdot \left(L - \frac{x}{2}\right)$$

$$M_2 = Z \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{a_p}{2} - g\right)$$

Donde "L" es igual al vuelo de la placa en dirección paralela a "a".

$$M_1 = 2 \cdot (2 \cdot 22,5 + 15) \cdot 39,08 \cdot 20,156 \cdot \left(200 - \frac{20,156}{2}\right) = 17,952 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 91,325 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{600}{2} - \frac{200}{2} - 50\right) = 13,699 \text{ kNm}$$

Ahora calculamos las propiedades geométricas de la sección transversal de la placa:

- Centro de gravedad:

Tomaremos momentos estáticos respecto la fibra inferior, para ello, deberemos definir la altura de la cartela, la cual tomaremos como 300 mm.

$$b \cdot t \cdot \frac{t}{2} + 2 \cdot \left(h_c \cdot t_c \cdot \left(\frac{h_c}{2} + t\right)\right) = z_{cdg} \cdot (2 \cdot t_c \cdot h_c + b \cdot t)$$

$$450 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} + 2 \cdot \left( 300 \cdot 15 \cdot \left( \frac{300}{2} + 15 \right) \right) = z_{cdg} \cdot (2 \cdot 15 \cdot 300 + 450 \cdot 15)$$

$$z_{cdg} = \frac{1535625}{15750} = 97,5 \text{ mm}$$

- Momento de inercia.

$$I_y = \left[ \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left( z_{cdg} - \frac{t}{2} \right)^2 \right] + 2 \cdot \left[ \frac{t_c \cdot h_c^3}{12} + h_c \cdot t_c \cdot \left( \frac{h_c}{2} + t - z_{cdg} \right)^2 \right]$$

$$I_y = \left[ \frac{450 \cdot 15^3}{12} + 450 \cdot 15 \cdot \left( 97,5 - \frac{15}{2} \right)^2 \right] + 2 \cdot \left[ \frac{15 \cdot 300^3}{12} + 300 \cdot 15 \cdot \left( \frac{300}{2} + 15 - 97,5 \right)^2 \right]$$

$$I_y = 163307812,5 \text{ mm}^4$$

Con estos valores podemos calcular la tensión normal, la cual calcularemos con el mayor momento obtenido en la comprobación de la rigidez de la placa.

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{I_y} \cdot z_{max}$$

$$z_{max} = h_c + t - z_{cdg}$$

$$\sigma_{max} = \frac{17,952 \cdot 10^6}{163,308 \cdot 10^6} \cdot (300 + 15 - 97,5) = 23,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} < f_{yd} = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

El momento máximo en los apoyos se debe comparar con el momento resistente de una sección de ancho igual a la unidad.

$$m = f_{jd} \cdot 1 \cdot \frac{c^2}{2}$$

$$m = 39,08 \cdot 1 \cdot \frac{22,5^2}{2} = 9892,125 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} = \frac{15^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,05} = 14732,14 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} > m \rightarrow \text{Cumple}$$

A la vista de los resultados, la placa resiste todas las sollicitaciones a las que se ve sometida.

- ❖ Dimensionado de las armaduras.

En este apartado calcularemos la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de tracción, ya que los de compresión los resistirá el hormigón.

Las armaduras traccionadas deben soportar un axil de valor  $Z = 91,325 \text{ kN}$ .

Disponemos en primer lugar de 2 $\varnothing$ 16 de acero B500S en la parte traccionada, por tanto:

$$A_{\varnothing 16} = \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 201 \text{ mm}^2$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 2 \cdot 201 \cdot \frac{500}{1,15} = 174,783 \text{ kN}$$

$$A_s \cdot f_{yd} > Z$$

$$174,783 \text{ kN} > 91,325 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Una vez conocido el diámetro de los pernos de anclaje calcularemos la longitud de anclaje.

Para el cálculo de esta, primero deberemos calcular la longitud básica de anclaje a partir de la siguiente expresión para barras corrugadas.

$$l_b = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

El valor de "m" será igual al del anterior apartado, a partir de la tabla 34 de este documento,  $m = 1,3$ .

$$l_b = \max\left(1,3 \cdot 16^2 // \frac{500}{20} \cdot 16\right)$$

$$332,8 \text{ mm} // 400 \text{ mm}$$

Por tanto, tomaremos  $l_b = 400 \text{ mm}$  y a partir de esta podremos calcular la longitud necesaria de anclaje.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \geq l_{b,min}$$

La longitud mínima de anclaje será la mayor de las siguientes:

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 10 \cdot \phi = 10 \cdot 16 = 160 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ \frac{1}{3} \cdot l_b = \frac{1}{3} \cdot 400 = 133,3 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 160 \text{ mm}$$

Tomaremos el mismo tipo de anclaje de gancho que en el anterior apartado, a partir de la tabla 35 de este documento, puesto que el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es menor de 3 $\varnothing$ , por tanto, el valor de  $\beta = 1$ .

$$A_s \cdot f_{yd} \geq Z$$

$$A_s \geq \frac{91,325 \cdot 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 210,047 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,real} = 2 \cdot 201 = 402 \text{ mm}^2$$

$$l_{b,meta} = 400 \cdot 1 \cdot \frac{210,047}{402} \geq 160 \text{ mm}$$

$$209,002 \text{ mm} \geq 160 \text{ mm}$$

Tomaremos por tanto el máximo entre  $l_{b,meta}$  y  $l_{b,min}$ , la cual será, redondeando, de 210 mm. De la misma forma que en el apartado anterior, tomaremos para barras de  $\varnothing 16$ , hormigón HA-30 y posición II de anclaje una longitud de 571 mm.

Así pues, para este tipo de pilares tendremos una placa de 600x450x15 mm con dos cartelas de 600x300x15 mm y 4 $\varnothing 16$  de acero B500S y una longitud de anclaje de 571 mm.

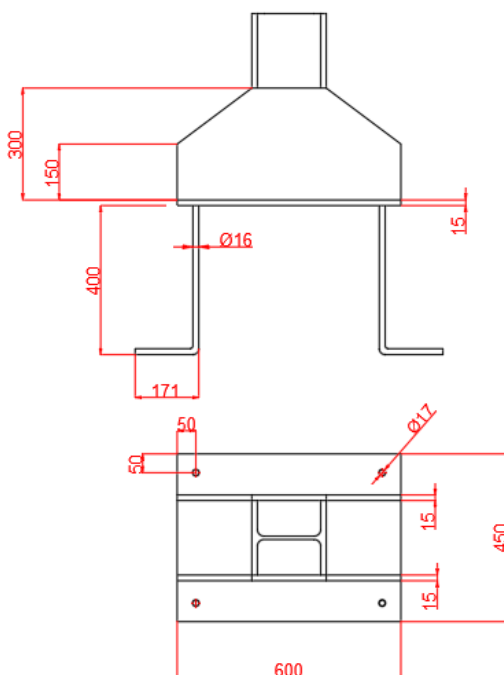


Ilustración 39: Placa de anclaje 2.

### 6.3. Placa de anclaje para los pilares laterales.

En este apartado, dimensionaremos la placa de anclaje para los pilares laterales de la nave de la misma forma que en los anteriores apartados.

Las solicitaciones para los dos casos de cargas son las siguientes:



- Mayor excentricidad:

$$M_y = -91,668 \text{ kNm}$$

$$V_y = -30,168 \text{ kN}$$

$$N_p = 20,625 \text{ kN}$$

- Mayor axil.

$$M_y = 118,494 \text{ kNm}$$

$$V_x = 55,729 \text{ kN}$$

$$N_p = 309,299 \text{ kN}$$

A continuación, definiremos las dimensiones de la placa de anclaje bajo la misma nomenclatura de los parámetros de los apartados anteriores. Como primera aproximación, y a partir de estas comprobaremos si esta es suficiente.

a	800 mm	b z	2000 mm
b	600 mm	a <sub>r</sub>	1000 mm
a <sub>p</sub>	280 mm	b <sub>r</sub>	700 mm
a z	2800 mm	g	80 mm
h z	1250 mm		

Tabla 37: Dimensiones placa de anclaje 3.

- ❖ Cálculo del área portante.

Una vez conocido el valor de la resistencia de cálculo del hormigón ( $f_{cd}$ ), procedemos a calcular la resistencia portante de la superficie de asiento ( $f_{jd}$ ):

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

Hallamos el valor de  $k_j$ :

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} \leq 5$$

Siendo  $a_1$  y  $b_1$  los valores mínimos de:

$a_1 = a + 2 \cdot a_r$ $a_1 = 5 \cdot a$ $a_1 = a + h_z$ $a_1 = 5 \cdot b_1$
$b_1 = b + 2 \cdot b_r$ $b_1 = 5 \cdot b$ $b_1 = b + h_z$ $b_1 = 5 \cdot a_1$

$a_1 = 800 + 2 \cdot 1000 = 2800$ $a_1 = 5 \cdot 800 = 4000$ $a_1 = 800 + 1250 = 2050$ $a_1 = 5 \cdot 1850 = 9250$	$a_1 = 2050 \text{ mm}$
$b_1 = 600 + 2 \cdot 700 = 2000$ $b_1 = 5 \cdot 600 = 3000$ $b_1 = 600 + 1250 = 1850$ $b_1 = 5 \cdot 2050 = 10250$	$b_1 = 1850 \text{ mm}$

Una vez conocidos todos los datos calculamos:

$$k_j = \sqrt{\frac{2050 \cdot 1850}{800 \cdot 600}}$$

$$k_j = 2,811 \leq 5$$

Por tanto:

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2,811 \cdot 20 = 37,48 \text{ MPa}$$

Se debe cumplir que:

$$f_{jd} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

$$37,48 \text{ MPa} \leq 66 \text{ MPa}$$

Una vez conocida la resistencia a compresión de11 hormigón, calcularemos el ancho suplementario de la sección resistente de la placa. En primer lugar, calcularemos el valor de “c”, el cual será el espesor que habrá que sumar al perímetro de la sección del pilar y a través del cual podremos calcular el área portante. Tomaremos un espesor inicial de la placa “t” de 15 mm.

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$c = 15 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 37,48 \cdot 1,05}}$$

$$c = 22,89 \text{ mm} \rightarrow 23 \text{ mm}$$

❖ Análisis de las solicitaciones.

La excentricidad de cargas en el caso de mayor axil es de 4444 mm, por tanto, puesto que  $e > \frac{a}{6}$ , en la placa habrá tracciones y, por tanto, este se tratará de un caso de flexocompresión.

$$4444 \text{ mm} > \frac{800}{6} = 133,33 \text{ mm}$$

❖ Comprobación de dimensiones en planta.

Como ya se ha dicho, en esta placa se generarán tracciones, y dichas tracciones las deberán soportar las armaduras y la superficie de hormigón comprimido, es por eso que debemos plantear las ecuaciones de equilibrio para obtener su valor.

$$\sum F \rightarrow N_{Ed} + Z - x \cdot b' \cdot f_{jd} = 0$$

$$\sum M_{(z)} = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right) - x \cdot b' \cdot f_{jd} \cdot \left(\frac{a}{2} - g + \frac{a_p}{2} + c - \frac{x}{2}\right) = 0$$

El valor de “ $x$ ” deberá ser menor al valor del ala del perfil más dos veces “ $c$ ”, es decir  $15 + 2 \cdot 23 = 61 \text{ mm}$

“ $b'$ ” será igual a el valor de “ $a_p$ ” más dos veces “ $c$ ”.

Sustituyendo valores para los dos casos de cargas obtenemos:

- Mayor axil.

$$309,299 \cdot 10^3 + Z - x \cdot 326 \cdot 37,48 = 0$$

$$Z = 12218,48 \cdot x - 309,299 \cdot 10^3$$

$$118,494 \cdot 10^6 + 309,299 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{800}{2} - 80\right) - x \cdot 326 \cdot 37,48 \cdot \left(\frac{800}{2} - 80 + \frac{280}{2} + 23 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$217469680 - 5901525,84 \cdot x + 6109,24 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 926,63 > 61 \text{ No válido} \\ 38,37 < 61 \text{ Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 38,37 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de  $x$  en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos  $Z$ .

$$Z = 12218,48 \cdot 38,37 - 309,299 \cdot 10^3$$

$$Z = 159,524 \text{ kN}$$

- Mayor excentricidad.

$$20,625 \cdot 10^3 + Z - x \cdot 326 \cdot 37,48 = 0$$

$$Z = 12218,48 \cdot x - 20,625 \cdot 10^3$$

$$91,668 \cdot 10^6 + 20,625 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{800}{2} - 80\right) - x \cdot 326 \cdot 37,48 \cdot \left(\frac{800}{2} - 80 + \frac{280}{2} + 23 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$98268000 - 5901525,84 \cdot x + 6109,24 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 949,05 > 61 & \text{No válido} \\ 16,95 < 61 & \text{Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 16,95 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de  $x$  en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos  $Z$ .

$$Z = 12218,48 \cdot 16,95 - 20,625 \cdot 10^3$$

$$Z = 186,478 \text{ kN}$$

En consecuencia, el axil que soporta la armadura es de 186,478 kN a tracción para el caso de mayor excentricidad.

❖ Comprobación del espesor de la placa.

Para la comprobación del espesor de la placa deberemos calcular el momento en esta, calculando momentos en dos secciones. En este caso tomaremos únicamente el caso de cargas para el que “Z” sea mayor.

• Sección 1.

En esta sección, se calcula el momento teniendo en cuenta que toda la anchura suplementaria está comprimida, de forma que:

$$M_1 = b' \cdot f_{jd} \cdot c \cdot \frac{c}{2}$$

$$M_1 = 326 \cdot 37,48 \cdot 23 \cdot \frac{23}{2} = 3,232 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow 3,232 \text{ kNm}$$

• Sección 2.

En esta sección, el momento se calcula teniendo en cuenta que la armadura está situada a la distancia desde el borde del pilar al eje de los pernos.

$$M_2 = Z \cdot \left( \frac{a}{2} - \frac{a_p}{2} - g \right)$$

$$M_2 = 186,478 \cdot 10^3 \cdot \left( \frac{800}{2} - \frac{280}{2} - 80 \right) = 33,566 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow 33,566 \text{ kNm}$$

Puesto que la sección 2 es la más solicitada, utilizaremos esta para calcular el momento por unidad de longitud de la placa.

$$m_2 = \frac{M_2}{b'}$$

$$m_2 = \frac{33,566 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{326 \text{ mm}} = 102963,31 \text{ Nmm/mm}$$

Una vez conocido el momento por unidad de longitud de la placa, calcularemos el momento resistente por unidad de longitud de esta, el cual deberá ser mayor que el momento que actúa.

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{15^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,05} = 14732,14 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} < m_2 \rightarrow \text{No cumple}$$

Puesto que el momento resistente de la placa es menor al momento que actúa en ella, se opta por rigidizar la placa con cartelas de 15 mm de espesor.

❖ Rigidización de la placa.

Puesto que se han añadido elementos esta, el área portante habrá cambiado, por tanto, calcularemos el ancho suplementario de las cartelas.

$$c = t_c \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$c = 15 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 37,48 \cdot 1,05}}$$

$$c = 22,89 \text{ mm} \rightarrow 23 \text{ mm}$$

Obtenemos de nuevo el esfuerzo de tracción en las armaduras y la superficie de hormigón comprimida.

$$\sum F \rightarrow N_{Ed} + Z - 2 \cdot x \cdot d \cdot f_{jd} = 0$$

$$\sum M_{(z)} = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right) - 2 \cdot x \cdot d \cdot f_{jd} \cdot \left(a - g - \frac{x}{2}\right) = 0$$

El valor de “x” deberá ser menor al valor de la distancia desde el borde del perfil hasta el lado paralelo a “a” menos “c”, es decir  $260 - 23 = 237 \text{ mm}$

Sustituyendo valores para los dos casos de cargas obtenemos:

- Mayor axil.

$$309,299 \cdot 10^3 + Z - 2 \cdot x \cdot 61 \cdot 37,48 = 0$$

$$Z = 4572,56 \cdot x - 309,299 \cdot 10^3$$

$$118,494 \cdot 10^6 + 309,299 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{800}{2} - 80\right) - 2 \cdot x \cdot 61 \cdot 37,48 \cdot \left(800 - 80 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$217469680 - 3292243,2 \cdot x + 2286,28 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 1370,6 > 237 & \text{No válido} \\ 69,4 < 237 & \text{Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 69,4 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de  $x$  en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos  $Z$ .

$$Z = 4572,56 \cdot 69,4 - 309,299 \cdot 10^3$$

$$Z = 8,037 \text{ kN}$$

- Mayor excentricidad.

$$20,625 \cdot 10^3 + Z - 2 \cdot x \cdot 61 \cdot 37,48 = 0$$

$$Z = 4572,56 \cdot x - 20,625 \cdot 10^3$$

$$91,668 \cdot 10^6 + 20,625 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{800}{2} - 80\right) - 2 \cdot x \cdot 61 \cdot 37,48 \cdot \left(800 - 80 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$98268000 - 3292243,2 \cdot x + 2286,28 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 1409,51 > 237 & \text{No válido} \\ 30,49 < 237 & \text{Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 30,49 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de  $x$  en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos  $Z$ .

$$Z = 4572,56 \cdot 30,49 - 20,625 \cdot 10^3$$

$$Z = 118,792 \text{ kN}$$

En consecuencia, el axil que soporta la armadura es de 118,792 kN a tracción para el caso de mayor excentricidad.

- ❖ Comprobación de la rigidez de la placa.

Calcularemos pues, el valor del momento en la dirección paralela a las cartelas en las dos secciones mencionadas en la comprobación del espesor de la placa para el caso de carga más desfavorable, el cual será el de mayor axil.

$$M_1 = 2 \cdot (2 \cdot c + t_c) \cdot f_{jd} \cdot x \cdot \left(L - \frac{x}{2}\right)$$

$$M_2 = Z \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{a_p}{2} - g\right)$$

Donde " $L$ " es igual al vuelo de la placa en dirección paralela a " $a$ ".

$$M_1 = 2 \cdot (2 \cdot 23 + 15) \cdot 37,48 \cdot 30,49 \cdot \left(260 - \frac{30,49}{2}\right) = 34,123 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 118,792 \cdot 10^3 \cdot \left( \frac{800}{2} - \frac{280}{2} - 80 \right) = 13,031 \text{ kNm}$$

Ahora calculamos las propiedades geométricas de la sección transversal de la placa:

- Centro de gravedad:

Tomaremos momentos estáticos respecto la fibra inferior, para ello deberemos definir la altura de la cartela, la cual tomaremos como 400 mm.

$$b \cdot t \cdot \frac{t}{2} + 2 \cdot \left( h_c \cdot t_c \cdot \left( \frac{h_c}{2} + t \right) \right) = z_{cdg} \cdot (2 \cdot t_c \cdot h_c + b \cdot t)$$

$$600 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} + 2 \cdot \left( 400 \cdot 15 \cdot \left( \frac{400}{2} + 15 \right) \right) = z_{cdg} \cdot (2 \cdot 15 \cdot 400 + 600 \cdot 15)$$

$$z_{cdg} = \frac{2647500}{21000} = 126,07 \text{ mm}$$

- Momento de inercia.

$$I_y = \left[ \frac{b \cdot t^3}{12} + b \cdot t \cdot \left( z_{cdg} - \frac{t}{2} \right)^2 \right] + 2 \cdot \left[ \frac{t_c \cdot h_c^3}{12} + h_c \cdot t_c \cdot \left( \frac{h_c}{2} + t - z_{cdg} \right)^2 \right]$$

$$I_y = \left[ \frac{600 \cdot 15^3}{12} + 600 \cdot 15 \cdot \left( 126,07 - \frac{15}{2} \right)^2 \right] + 2 \cdot \left[ \frac{15 \cdot 400^3}{12} + 400 \cdot 15 \cdot \left( \frac{400}{2} + 15 - 126,07 \right)^2 \right]$$

$$I_y = 381600892,9 \text{ mm}^4$$

Con estos valores podemos calcular la tensión normal, la cual calcularemos con el mayor momento obtenido en la comprobación de la rigidez de la placa.

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{I_y} \cdot z_{max}$$

$$z_{max} = h_c + t - z_{cdg}$$

$$\sigma_{max} = \frac{34,123 \cdot 10^6}{381,601 \cdot 10^6} \cdot (400 + 15 - 126,07) = 25,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} < f_{yd} = 262 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cumple}$$

El momento máximo en los apoyos se debe comparar con el momento resistente de una sección de ancho igual a la unidad.

$$m = f_{jd} \cdot 1 \cdot \frac{c^2}{2}$$

$$m = 37,48 \cdot 1 \cdot \frac{23^2}{2} = 9913,46 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} = \frac{15^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,05} = 14732,14 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} > m \rightarrow \text{Cumple}$$

A la vista de los resultados, la placa resiste todas las sollicitaciones a las que se ve sometida.

❖ Dimensionado de las armaduras.

En este apartado calcularemos la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de tracción, ya que los de compresión los resistirá el hormigón.

Las armaduras traccionadas deben soportar un axil de valor  $Z = 118,792 \text{ kN}$ .

Disponemos en primer lugar de 2Ø16 de acero B500S en la parte traccionada, por tanto:

$$A_{\phi 16} = \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 201 \text{ mm}^2$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 2 \cdot 201 \cdot \frac{500}{1,15} = 174,783 \text{ kN}$$

$$A_s \cdot f_{yd} > Z$$

$$174,783 \text{ kN} > 118,792 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Una vez conocido el diámetro de los pernos de anclaje calcularemos la longitud de anclaje.

Para el cálculo de esta, primero deberemos calcular la longitud básica de anclaje a partir de la siguiente expresión para barras corrugadas.

$$l_b = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

El valor de “m” será el mismo que en los anteriores apartados,  $m = 1,3$ .

$$l_b = \max\left(1,3 \cdot 16^2 // \frac{500}{20} \cdot 16\right)$$

$$332,8 \text{ mm} // 400 \text{ mm}$$

Por tanto, tomaremos  $l_b = 400 \text{ mm}$  y a partir de esta podremos calcular la longitud necesaria de anclaje.

$$l_{b,meta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \geq l_{b,min}$$

La longitud mínima de anclaje será la mayor de las siguientes:



$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 10 \cdot \phi = 10 \cdot 16 = 160 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ \frac{1}{3} \cdot l_b = \frac{1}{3} \cdot 400 = 133,3 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 160 \text{ mm}$$

De la misma forma que en los anteriores apartados, aunque la placa está sometida a tracción y el tipo de anclaje es de gancho, puesto que el recubrimiento de hormigón perpendicular al plano de doblado es menor de  $3\phi$ , el valor de  $\beta = 1$ .

$$A_s \cdot f_{yd} \geq Z$$

$$A_s \geq \frac{118,792 \cdot 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 273,22 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,real} = 2 \cdot 201 = 402 \text{ mm}^2$$

$$l_{b,neto} = 400 \cdot 1 \cdot \frac{273,22}{402} \geq 160 \text{ mm}$$

$$271,86 \text{ mm} \geq 160 \text{ mm}$$

Tomaremos por tanto el máximo entre  $l_{b,neto}$  y  $l_{b,min}$ , la cual será, redondeando, de 280 mm. De igual forma que en los apartados anteriores, para barras de  $\phi 16$ , hormigón HA-30 y posición II de anclaje, obtenemos según las tablas una longitud de anclaje de 571 mm.

Así pues, para este tipo de pilares tendremos una placa de 800x600x15 mm con dos cartelas de 800x400x15 mm y 4 $\phi 16$  de acero B500S y una longitud de anclaje de 571 mm.

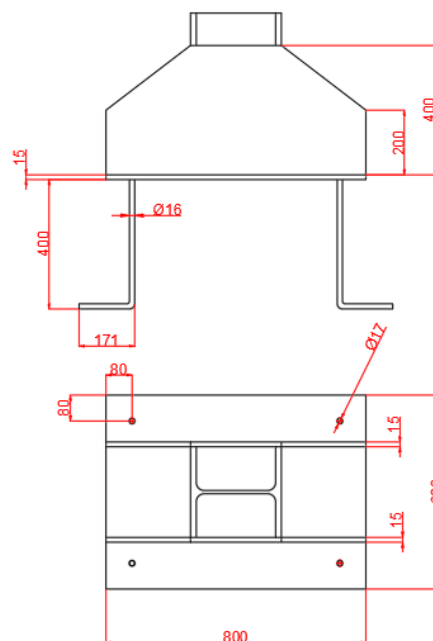


Ilustración 40: Placa de anclaje 3.

## 7. Diseño de las escaleras.

Como ya se ha visto, dentro de la nave habrá dos forjados y en este apartado se va a dimensionar una escalera que permita la comunicación con ambos.

Según el CTE se definen unas normativas que deberán cumplir las escaleras dependiendo de su uso. En este caso, estas escaleras son de uso restringido ya que este se trata de un edificio privado, por lo que las restricciones que debe seguir serán las siguientes:

- Ancho mínimo de tramo  $\geq 80$  cm
- Huella  $\geq 22$  cm
- Contrahuella  $\leq 20$  cm

Así pues, en base a esas restricciones definiremos un ancho útil de cada tramo de las escaleras de 1 m, una huella de 22 cm y una contrahuella de 17,5 cm. De esta forma tendremos una distribución de 21 peldaños distribuidos en dos sentidos separados por una meseta de 1 m de ancho, tal y como muestra la figura.

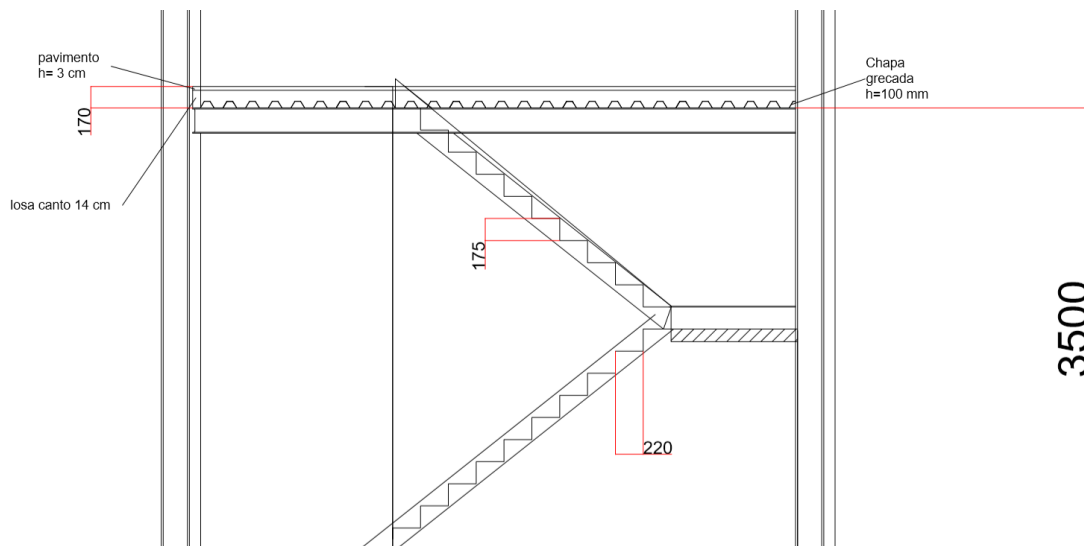


Ilustración 41: Esquema escalera.

Estas medidas cumplen la siguiente relación:

$$540 \text{ mm} \leq 2C + H \leq 700 \text{ mm}$$

$$540 \text{ mm} \leq 570 \text{ mm} \leq 700 \text{ mm}$$

### 7.1. Estructura de la escalera.

La escalera constará de una estructura metálica, la cual consta de dos pilares, cuatro vigas inclinadas y seis vigas de soporte para la meseta.

Las cargas que se tomarán para la comprobación de esta estructura será el caso 3 del forjado 1 interior.

### 7.1.1. Vigas inclinadas para la colocación de peldaños.

Para estas vigas tomaremos perfiles UPN con las alas hacia el interior, de forma que en el interior la "u" del perfil queden empotrados los peldaños, ayudando a su vez a mejorar la resistencia a flexión del perfil.

Para la comprobación de la viga tomaremos una carga gravitacional.

$$q = 1,35 \cdot CP + 1,5 \cdot SU$$

Las cargas permanentes las obtendremos multiplicando el peso propio definido en el apartado 1.1. por el ámbito de cada viga, que, siendo el ancho útil de la escalera de 1 m, tomaremos un ámbito de 0,5 m, y de igual forma para la sobrecarga de uso.

$$CP = 0,5 \cdot 2,943 = 1,472 \text{ kN/m}$$

$$SU = 0,5 \cdot 3 = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$q = 1,35 \cdot 1,472 + 1,5 \cdot 1,5 = 4,24 \text{ kN/m}$$

Introduciendo estos datos en el programa de análisis estructural SAP2000, obtenemos los siguientes resultados:

- $M_y = M_3 = -3,495 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0,076 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 0,038 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = 6,197 \text{ kN}$
- $T = 0,222 \text{ kNm}$
- $N = 20,524 \text{ kN}$

### Comprobación de los ELU

- ❖ Comprobación a resistencia.

Puesto que el objetivo es colocar los peldaños dentro del hueco del perfil de la viga, para que estos quepan, utilizaremos como mínimo un perfil UPN-180 y mediante el catálogo de perfiles UPN obtenemos los datos de este perfil.

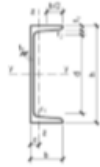


Tabla I.6.- PERFILES UPN

Perfil	Dimensiones							Peso P (N/m)	Términos de sección										C	
	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tr=r1 (mm)	r2 (mm)	d (mm)	u (mm)		A (mm²)	Eje y-y				Eje z-z				It (mm⁴)		Sy (mm³)
UPN 80	80	45	6,0	8,0	4,0	46	312	84,8	11,0	106	26,5	31,0	19,4	6,36	13,3	2,24	15,9	14,5	26,7	C
UPN 100	100	50	6,0	8,5	4,5	64	372	104	13,5	206	41,2	39,1	29,3	8,49	14,7	2,96	24,5	15,5	29,3	P
UPN 120	120	55	7,0	9,0	4,5	82	434	131	17,0	364	60,7	46,2	43,2	11,1	15,9	4,30	36,3	16,0	30,3	P
UPN 140	140	60	7,0	10,0	5,0	98	489	157	20,4	605	86,4	54,5	62,7	14,8	17,5	6,02	51,4	17,5	33,7	P
UPN 160	160	65	7,5	10,5	5,5	115	546	184	24,0	925	116	62,1	85,3	18,3	18,9	7,81	68,8	18,4	35,6	P
UPN 180	180	70	8,0	11,0	5,5	133	611	216	28,0	1350	150	69,5	114	22,4	20,2	9,98	89,6	19,2	37,5	P
UPN 200	200	75	8,5	11,5	6,0	151	661	248	32,2	1910	191	77,0	148	27,0	21,4	12,6	114	20,1	39,4	P
UPN 220	220	80	9,0	12,5	6,5	167	718	288	37,4	2690	245	84,8	197	33,6	23,0	17,0	146	21,4	42,0	P
UPN 240	240	85	9,5	13,0	6,5	184	775	326	42,3	3600	300	92,2	248	39,6	24,2	20,8	179	22,3	43,9	P
UPN 260	260	90	10,0	14,0	7,0	200	834	372	48,3	4820	371	99,9	317	47,7	25,6	23,7	221	23,6	46,6	P
UPN 280	280	95	10,0	15,0	7,5	216	890	410	53,3	6280	448	109	399	57,2	27,4	33,2	266	25,3	50,2	P
UPN 300	300	100	10,0	16,0	8,0	232	950	453	58,8	8030	535	117	495	67,8	29,0	40,6	316	27,0	54,1	P

Tabla 38: Características de los perfiles UPN.

Perfil UPN-180			
$W_y$	$150 \text{ cm}^3$	$i_y$	69,5 mm
$W_z$	$22,4 \text{ cm}^3$	$i_z$	20,2 mm
$I_y$	$1350 \text{ cm}^4$	$p$	216 N/m
$I_z$	$114 \text{ cm}^4$	$A$	$28 \text{ cm}^2$
$h$	180 mm	$b$	70 mm
$t_f$	11 mm	$t_w$	8 mm

Tabla 39: Características del perfil UPN-180.

Tendremos en cuenta el cortante en dirección "z" para los cálculos de resistencia.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en la viga con todas sus sollicitaciones, en primer lugar, calcularemos la tensión normal.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$

$$\sigma = \frac{20,524 \cdot 10^3 \text{ N}}{2800 \text{ mm}^2} + \frac{3,495 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{150000 \text{ mm}^3} = 30,63 \text{ MPa}$$

$$30,63 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Tendremos en cuenta, como ya se ha dicho, el cortante en "z" ya que es el más significativo para la tensión tangencial.

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{6,197 \cdot 10^3 \text{ N}}{1440 \text{ mm}^2} = 4,3 \text{ MPa}$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$

$$SVM = \sqrt{30,63^2 + 3 \cdot 4,3^2}$$

$$31,52 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

La sección **cumple por resistencia**.

❖ Comprobación por radio de giro.

No será necesaria esta comprobación puesto que los peldaños y un hormigonado situado en el interior del hueco de las “u” de los perfiles evitarán este fenómeno.

❖ Comprobación a pandeo lateral.

Esta comprobación no será necesaria por el mismo motivo que la comprobación por radio de giro.

❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

$$\frac{180}{8} \leq 70 \cdot 0,924$$

$$22,5 < 64,68$$

Como resultado, la sección **cumple por abolladura**

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia de la viga deberemos asegurarnos de que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello la flecha, deformación o desplome máximo de la viga no será superior a 1/300 la longitud total de la misma para la combinación de cargas más desfavorable.

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{3}{300} = 0,01 \text{ m} \rightarrow 10 \text{ mm}$$

Una vez conocemos el máximo válido, comparamos dicho valor con la deformación o flecha máxima de la viga que obtendremos de la siguiente ecuación.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Así pues, conociendo todos los valores calculamos la deformación de la viga.

Realmente, la carga conocida tiene dirección gravitacional y no perpendicular a la viga, por tanto, habría que descomponer esta carga en las coordenadas “x” e “y” de la viga, pero para simplificar el procedimiento e ir de mano de la seguridad se tomará igualmente la carga perpendicular a la viga.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot 4,24 \cdot 3000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 13500000} = 0,789 \text{ mm}$$

$$0,789 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para estas vigas un perfil **UPN-180**.

#### 7.1.2. Vigas para el soporte de la meseta.

Puesto que en la meseta se colocará un forjado colaborante de chapa grecada y un vertido de hormigón, de la misma forma que para los forjados 1 y 2, tomaremos perfiles UPN con las alas hacia el interior, de forma que el forjado colaborante quede empotrado dentro de la “u” del perfil, ayudando de esta forma a mejorar la resistencia a pandeo del perfil.

Para las comprobaciones tomaremos la viga de soporte de la meseta más desfavorable puesto que tenemos tres vigas dispuestas de forma paralela a la dirección de las escaleras y dos más largas dispuesta en dirección perpendicular a estas.

Introduciendo los datos en el programa de análisis estructural SAP2000, obtenemos los siguientes resultados:

- $M_y = M_3 = -2,64 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0,015 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 0,013 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = -7,099 \text{ kN}$
- $T = 0,1804 \text{ kNm}$
- $N = 0,00047 \text{ kN}$

#### Comprobación de los ELU

- ❖ Comprobación a resistencia:

Puesto que el objetivo es colocar un forjado colaborante en el hueco del perfil de la viga, puesto que la chapa tiene una altura de 100 mm, y para garantizar un espesor mínimo de pavimento de 30 mm, utilizaremos como mínimo un perfil UPN-180 y mediante el catálogo de perfiles UPN obtenemos los datos de este perfil.

Tendremos en cuenta el cortante en dirección “z” para los cálculos de resistencia.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en la viga con todas sus sollicitaciones, en primer lugar, calcularemos la tensión normal.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$
$$\sigma = \frac{0,00047 \cdot 10^3 N}{2800 \text{ mm}^2} + \frac{2,64 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{150000 \text{ mm}^3} = 17,6 \text{ MPa}$$
$$17,6 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Tendremos en cuenta, como ya se ha dicho, el cortante en “z” ya que es el más significativo para la tensión tangencial.

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{7,099 \cdot 10^3 N}{1440 \text{ mm}^2} = 4,93 \text{ MPa}$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$
$$SVM = \sqrt{17,6^2 + 3 \cdot 4,93^2}$$
$$19,56 \text{ MPa} \leq 262 \text{ MPa}$$

Por tanto, la sección **cumple por resistencia**.

❖ Comprobación por radio de giro.

No será necesaria esta comprobación puesto que habrá un forjado colaborante situado en el interior del hueco de las “u” de los perfiles que evitará este fenómeno.

❖ Comprobación a pandeo lateral.

Esta comprobación no será necesaria por el mismo motivo que la comprobación por radio de giro.

❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{d}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

$$\frac{180}{8} \leq 70 \cdot 0,924$$

$$22,5 < 64,68$$

Como resultado, la sección **cumple por abolladura**.

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia de la viga deberemos asegurarnos de que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello la flecha, deformación o desplome máximo de la viga no será superior a 1/300 la longitud total de la misma para la combinación de cargas más desfavorable.

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{1}{300} = 0,00333 \text{ m} \rightarrow 3,33 \text{ mm}$$

Una vez conocemos el máximo válido, comparamos dicho valor con la deformación o flecha máxima de la viga que obtendremos de la siguiente ecuación.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Así pues, conociendo todos los valores calculamos la deformación de la viga.

$$f = \frac{1}{2} \cdot \frac{5 \cdot 4,24 \cdot 1000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 13500000} = 0,0974 \text{ mm}$$

$$0,0974 \text{ mm} < 3,33 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para estas vigas un perfil **UPN-180**.

### 7.1.3. Pilares de apoyo de la escalera.

Se dispondrán dos pilares para el apoyo de la meseta y de las vigas donde estarán situados los peldaños.

Introduciendo los datos en el programa de análisis estructural SAP2000, obtenemos los siguientes resultados:

- $M_y = M_3 = -0,482 \text{ kNm}$
- $M_z = M_2 = 0,0458 \text{ kNm}$
- $V_y = V_3 = 0,037 \text{ kN}$
- $V_z = V_2 = 0,392 \text{ kN}$
- $T = 0,00046 \text{ kNm}$
- $N = 6,209 \text{ kN}$



### Comprobación de los ELU

❖ Comprobación a resistencia:

El perfil mínimo que utilizaremos para asegurar una buena unión con el resto de las vigas y demás elementos será un HEB-120, a través del catálogo de elementos estructurales podemos obtener sus características.

Perfil HEB-120			
$W_y$	144 cm <sup>3</sup>	$i_y$	50,4 mm
$W_z$	53 cm <sup>3</sup>	$i_z$	30,6 mm
$I_y$	864 cm <sup>4</sup>	$A_{vz}$	10,96 cm <sup>2</sup>
$I_z$	318 cm <sup>4</sup>	$A$	34 cm <sup>2</sup>
$h$	120 mm	$b$	120 mm
$t_f$	11 mm	$t_w$	6,5 mm

Tabla 40: Características del perfil HEB-120.

Tendremos en cuenta el cortante en dirección “z” para los cálculos de resistencia.

Una vez elegida la sección calcularemos la tensión en la viga con todas sus sollicitaciones, en primer lugar, calcularemos la tensión normal.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq f_{yd}$$
$$\sigma = \frac{6,209 \cdot 10^3 N}{3400 mm^2} + \frac{0,482 \cdot 10^6 Nmm}{144000 mm^3} = 5,17 MPa$$
$$5,17 MPa \leq 262 MPa$$

Tendremos en cuenta, como ya se ha dicho, el cortante en “z” ya que es el más significativo para la tensión tangencial.

$$\tau_{vz} = \frac{V_z}{A_{vz}} = \frac{0,392 \cdot 10^3 N}{1096 mm^2} = 0,358 MPa$$

Por último, aplicamos Von Mises para ver si la sección utilizada es suficiente:

$$SVM = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{vz}^2}$$
$$SVM = \sqrt{5,17^2 + 3 \cdot 0,358^2}$$
$$5,21 MPa \leq 262 MPa$$

Como resultado, la sección **cumple por resistencia**.

- ❖ Comprobación por radio de giro.

$$L_k = \beta \cdot L$$

A partir de la tabla 15, tomaremos el valor “c”,  $\beta = 0,5$ .

$$L_k = \beta \cdot L$$

$$L_{ky} = 0,5 \cdot 1,75 = 0,875 \text{ m}$$

$$L_{kz} = 0,5 \cdot 1,75 = 0,875 \text{ m}$$

Por último, para que la sección cumpla la condición de radio de giro, se deberá cumplir la siguiente inecuación para ambos ejes.

$$i_y \geq \frac{L_{ky}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$50,4 \text{ mm} \geq 5,039 \text{ mm}$$

$$i_z \geq \frac{L_{kz}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$30,6 \text{ mm} \geq 5,039 \text{ mm}$$

Como resultado, la sección **cumple por radio de giro**.

- ❖ Comprobación a pandeo:

Deberemos cumplir el apartado 35.2.2.1. del EAE-2011 para que el pilar cumpla a pandeo.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} + \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cri z}}} \cdot \frac{C_{mz} \cdot M_z}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

- Carga crítica.

$$N_{cri} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

Para cada elemento calcularemos el pandeo en ambos ejes, por lo tanto:

$$N_{cri y} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 8640000}{1750^2} = 5,847 \cdot 10^6 \text{ N} = 5847 \text{ kN}$$

$$N_{cri z} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3180000}{1750^2} = 2,152 \cdot 10^6 \text{ N} = 2152 \text{ kN}$$

- Esbeltez reducida.

La esbeltez reducida no será superior a 2 en elementos principales ni superior a 2,7 en elementos secundarios a compresión.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cri}}} \leq 2$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{3400 \cdot 275}{5,847 \cdot 10^6}} = 0,399 \leq 2 \text{ Cumple}$$

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{3400 \cdot 275}{2,152 \cdot 10^6}} = 0,659 \leq 2 \text{ Cumple}$$

Utilizaremos la esbeltez reducida en la dirección “z” puesto que es la más desfavorable. Por lo tanto,  $\lambda = \lambda_z$

- Factor de reducción por pandeo.

Sabiendo que partimos de perfiles laminados,  $h/b = 1$ ,  $t_f < 100$  mm, el pandeo se encuentra en el eje “y” y el acero utilizado es el S275JR, obtenemos la curva de pandeo “b” para la que el coeficiente de imperfección  $\alpha = 0,34$ .

Con estos datos resolvemos:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,659 - 0,2) + 0,659^2] = 0,795$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$

$$X = \frac{1}{0,795 + \sqrt{0,795^2 - 0,659^2}} = 0,806$$

Una vez obtenido el coeficiente de reducción comprobamos. Consideraremos despreciable los cálculos para la sección débil puesto que el momento en esta es muy pequeño.

$$\frac{N}{X \cdot f_{yd} \cdot A} + \frac{1}{1 - \frac{X_{LT} \cdot N}{N_{cri y}}} \cdot \frac{C_{my} \cdot M_y}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{6,209 \cdot 10^3}{0,806 \cdot 262 \cdot 3400} + \frac{1}{1 - \frac{1 \cdot 6,209 \cdot 10^3}{5847 \cdot 10^3}} \cdot \frac{0,482 \cdot 10^6}{144000 \cdot 262} \leq 1$$

$$0,0214 \leq 1$$

Como se puede ver, la sección **cumple a pandeo**.

❖ Comprobación por abolladura.

No será preciso comprobar la resistencia a abolladura del alma en las secciones sin rigidizadores donde se cumpla:

$$\frac{h}{t_w} \leq 70\varepsilon$$

Conociendo estos datos podemos comprobar.

$$\frac{h}{t_w} \leq 70\varepsilon \rightarrow \frac{120}{6,5} \leq 70 \cdot 0,92$$

$$18,46 < 64,4$$

Como resultado tenemos que la sección **cumple por abolladura**.

Comprobación de los ELS:

Una vez comprobada la resistencia del pilar deberemos asegurar que las deformaciones debidas a las cargas no son excesivas, para ello, la flecha, deformación o desplome máximo del pilar no será superior a 1/250 la altura del mismo para la combinación de cargas más desfavorable.

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{1,75}{250} = 0,007 \text{ m} \rightarrow 7 \text{ mm}$$

Una vez conocida la deformación máxima del pilar, calcularemos la deformación en este debido al axil.

Aplicando la ley de Hooke:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$\sigma = \frac{6,209 \cdot 10^3}{3400} = 1,827 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$\varepsilon = \frac{1,827}{210000} = 8,69 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{1,75 \cdot 10^3}$$

$$\Delta L = 0,0152 = f$$

$$0,0152 \text{ mm} < 7 \text{ mm}$$

En conclusión, tomaremos como perfil definitivo para este tipo de pilares un perfil **HEB-120**.

### 7.2. Anclajes de la escalera.

Todas las uniones de los elementos de estructuras metálicas con la cimentación se realizarán mediante placas de anclaje, por tanto, se dimensionarán las placas de anclaje para los pilares y las vigas inclinadas del primer tramo de la escalera.

#### 7.2.1 Zapatas para el anclaje de los pilares.

Realizaremos una zapata combinada a la cual anclaremos los dos pilares HEB-120. Para el cálculo de esta zapata tomaremos las sollicitaciones de ambos pilares.

- Pilar 1.

$$M_1 = -0,256 \text{ kNm}$$

$$V_1 = -0,496 \text{ kN}$$

$$N_{p1} = 6,414 \text{ kN}$$

- Pilar 2.

$$M_2 = -0,204 \text{ kNm}$$

$$V_2 = -0,392 \text{ kN}$$

$$N_{p2} = 6,209 \text{ kN}$$

Los pilares estarán separados una longitud de 235 cm.

Para las dimensiones de esta zapata, tomaremos como valor de "a" 280 cm, el lado "b" será 100 cm y el canto 50 cm. A continuación, realizaremos las comprobaciones de estas dimensiones de la zapata.

- ❖ ELU hundimiento.

Equilibrio de fuerzas verticales.

$$R = N_1 + N_2$$

$$R = 6,414 + 6,209 = 12,623 \text{ kN}$$

$$P_z = 2800 \cdot 1000 \cdot 500 \cdot 25 \cdot 10^{-9} = 35 \text{ kN}$$

Por tanto, el axil actuante sobre el terreno es la suma de las reacciones de los pilares más el peso de la zapata:

$$N = 12,623 + 35 = 47,623 \text{ kN}$$

Así pues, considerando que la zapata genera una reacción distribuida uniformemente sobre el terreno, la presión que genera la zapata sobre este se puede calcular de la siguiente forma:

$$A = 2800 \cdot 1000 = 2,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$
$$\sigma = \frac{47,623 \cdot 10^3}{2,8 \cdot 10^6} = 0,017 \text{ MPa} < 0,147 \text{ MPa} = \sigma_{adm,t}$$

Como se puede ver, la zapata cumple la condición de hundimiento.

❖ ELU deslizamiento.

Puesto que los cortantes que actúan sobre la zapata son insignificantes en relación con el axil y el peso de la zapata, consideramos que se cumple esta condición.

❖ ELU vuelco.

Se debe cumplir la siguiente expresión:

$$1,8 \cdot (M_p + V_p \cdot h) \leq 0,9 \cdot (N_p + P_z) \cdot \frac{a}{2}$$
$$e \leq \frac{a}{4}$$

Tomaremos como valores para esta comprobación la suma de las solicitaciones de los dos pilares. Sustituyendo valores obtenemos:

$$1,8 \cdot (0,46 + 0,888 \cdot 0,5) \leq 0,9 \cdot (47,623) \cdot \frac{2,8}{2}$$
$$1,6272 \text{ kNm} \leq 60 \text{ kNm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Podemos calcular la excentricidad de la zapata con un equilibrio de momentos:

$$6,414 \cdot 2,35 = 12,623 \cdot x \rightarrow x = 1,194 \text{ m}$$

Esta distancia se toma desde el centro de la viga 1, por tanto, la excentricidad será la siguiente:

$$e = 1,194 - \frac{2,35}{2} = 0,019 \text{ m}$$
$$0,019 \text{ m} \leq \frac{2,8}{4} = 0,7 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

En conclusión, tomamos como válidas las dimensiones de la zapata 280x100x50 cm.

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

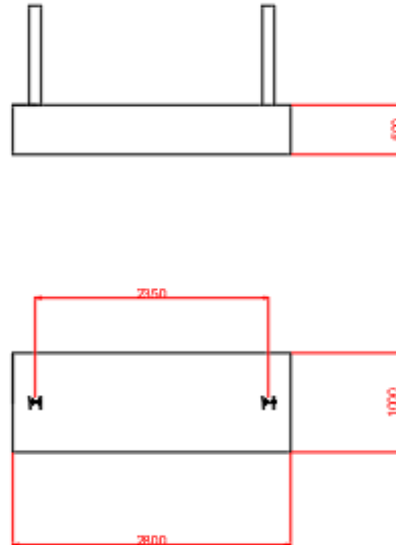


Ilustración 42: Dimensiones zapata 1 escalera.

❖ Armado de la zapata.

Una vez comprobadas las dimensiones de la zapata pasaremos al cálculo de su armado. Para ello calcularemos el armado de la zapata como si se tratase de una viga con una carga distribuida y dos apoyos, siendo estos últimos las reacciones de los pilares. En primer lugar, calcularemos el armado mínimo paralelo al lado “a” y para ello tendremos en cuenta un recubrimiento mínimo de 50 mm.

En primer lugar, calcularemos el momento de diseño de la zapata.

$$M_d = 6,414 \cdot 2,35 = 15,08 \text{ kNm}$$

La resistencia del hormigón y del acero que utilizaremos son las siguientes:

$$f_{cd} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Para este cálculo utilizaremos la hipótesis de Bernoulli y consideramos la zapata sometida a flexión simple. Con esta hipótesis calcularemos la superficie de hormigón traccionada con las solicitaciones existentes, y a partir de esta definiremos el armado necesario para la zapata.

En primer lugar, calcularemos “X”, “Y” y “Z” límite para el cálculo de las solicitaciones máximas resistentes de la sección, los cuales se pueden ver representados en el siguiente esquema.

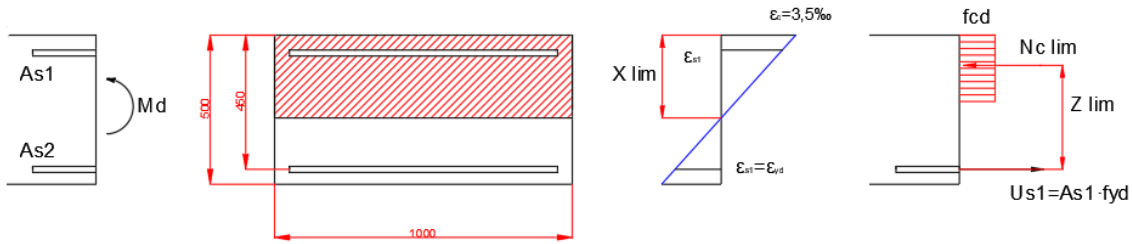


Ilustración 43: Diagrama de deformación.

Para barras B500S, obtenemos que  $X_{lim} = 0,617 \cdot d$ , siendo  $d$  el canto útil de la sección. Por tanto, calculamos los valores.

$$X_{lim} = 0,617 \cdot 450 = 277,65 \text{ mm}$$

$$Y_{lim} = 0,8 \cdot X_{lim} = 222,22 \text{ mm}$$

$$Z_{lim} = d - \frac{Y_{lim}}{2} = 338,94 \text{ mm}$$

Una vez calculados estos parámetros, calculamos el axil y momento límites.

$$N_{c \text{ lim}} = f_{cd} \cdot A_{compr} = 20 \cdot (1000 \cdot 222,12) = 4442400 \text{ N} \rightarrow 4442,4 \text{ kN}$$

$$M_{lim} = N_{c \text{ lim}} \cdot Z_{lim} = 4442400 \cdot 338,94 = 1505707056 \text{ Nmm} \rightarrow 1505,71 \text{ kNm}$$

$$\begin{cases} M_d = 15,08 \text{ kNm} \\ M_{lim} = 1505,71 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow \text{Caso 1 } (M_d \leq M_{lim})$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_d = N_c \cdot Z \quad (1)$$

$$\sum F = 0 \rightarrow N_c - U_{s1} = 0 \quad (2)$$

$$(1) \quad 15,08 \cdot 10^6 = 20 \cdot (1000 \cdot y) \cdot \left(450 - \frac{y}{2}\right) \rightarrow -10000y^2 + 9000000y - 15,08 \cdot 10^6 \rightarrow$$

$$\begin{cases} y_1 = 898,32 \text{ mm} \\ y_2 = 1,679 \text{ mm} \end{cases}$$

$y_2$  es el único valor válido, ya que es el que se encuentra dentro del canto útil de la sección.

$$(2) \quad U_{s1} = N_c = 20 \cdot (1000 \cdot 1,679) = 33580 \text{ N}$$

$$U_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} \rightarrow A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{33580}{434,78} = 77,23 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,07723 \text{ cm}^2$$

- Cuantía geométrica.

A partir de la tabla 42.3. de la EHE-08 obtenemos la cuantía geométrica mínima que deberá cumplir la zapata. Tomaremos el valor de las tablas para losa y barras B500S, por tanto:

$$A_{s1} \geq 1,8\% \cdot A_c$$



$$A_{s1} = 1,8 \cdot 10^3 \cdot (1000 \cdot 500) = 900 \text{ mm}^2 \rightarrow 9 \text{ cm}^2$$

Se recomienda utilizar en vigas para  $A_{s2}$  un armado de sección igual al 30% de  $A_{s1}$ , sin embargo, aunque hemos calculado la sección como una viga, se trata de una zapata y tiene unas sollicitaciones pequeñas, por lo tanto, no consideraremos armadura para la fibra comprimida.

- Cuantía mecánica.

Partiendo del mismo apartado del EHE-08 que define la cuantía geométrica, obtenemos la cuantía mecánica para un supuesto de flexión simple:

$$U_{s1} \geq 0,04 \cdot U_{ct} \rightarrow 0,04 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$U_{s1} \geq 0,04 \cdot 20 \cdot (1000 \cdot 500) = 400000 \text{ N}$$

$$A_{s1} = \frac{400000}{434,78} = 920 \text{ mm}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2$$

Así pues, el armado definitivo de la zapata en el lado paralelo a "a", será de 9,2 cm<sup>2</sup>. Puesto que disponemos de barras corrugadas de Ø12 mm, calcularemos el armado real de la zapata.

$$A_{\phi} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,097 \text{ mm}^2$$

El área de cada barra es de 113,097 mm<sup>2</sup> con lo que sabiendo área de armado mínimo podemos calcular el número de barras que serán necesarias.

$$n \cdot A_{\phi} = A_s$$

$$n = \frac{920}{113,097} = 8,135 \text{ barras} \rightarrow 9 \text{ barras}$$

Las barras deben cumplir una separación mínima entre ellas, la cual será según la EHE menor o igual a 30 cm, por lo que calcularemos esa separación a continuación:

$$S = \frac{a - (2 \cdot \text{rec. min.})}{n - 1}$$

$$S = \frac{1000 - (2 \cdot 50)}{8}$$

$$S = 112,5 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Para el armado del lado paralelo a "b", no realizaremos cálculos, puesto que, si seguimos la metodología empleada para el lado "a", el momento actuante en la sección será muy pequeño, y en consecuencia habrá muy poco armado. Por lo tanto, tomaremos la máxima separación entre barras y tomaremos ese número de barras para el lado paralelo a "b".

$$n = \frac{2800 - 2 \cdot 50}{300} + 1 = 10 \text{ barras}$$

En definitiva, como resultado tendremos una zapata combinada de 280x100x50 cm con un recubrimiento de 5 cm por lado, un armado de 9 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "a" y 10 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "b", con una separación entre barras de 11,25 cm en el lado paralelo a "a" y 30 cm en el lado paralelo a "b".

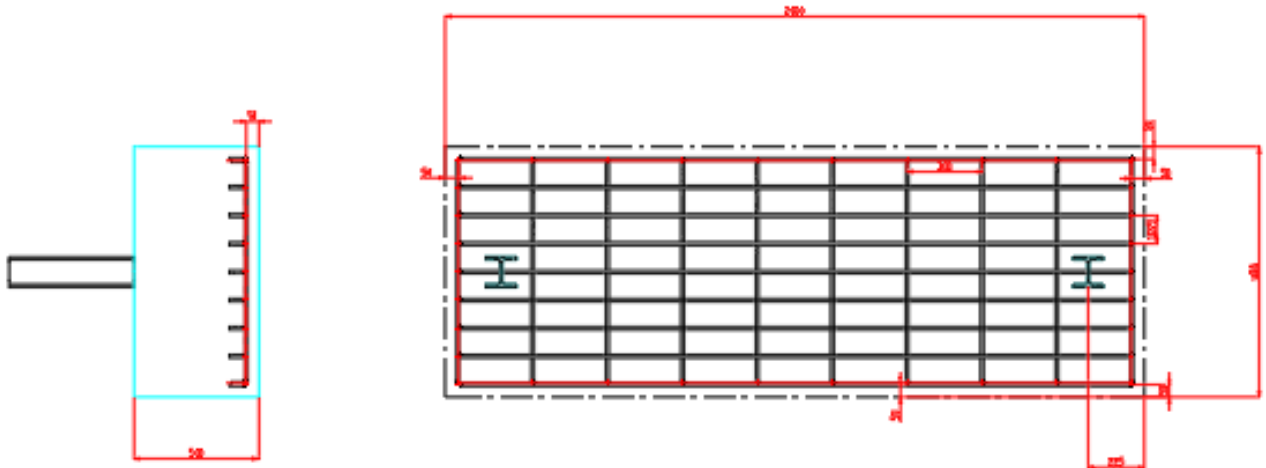


Ilustración 44: Armado zapata 1 escalera.

### 7.2.2. Zapatas para el anclaje de las vigas inclinadas.

Realizaremos una zapata combinada a la cual anclaremos las dos vigas UPN-180. Para el cálculo de esta zapata tomaremos las sollicitaciones de ambas.

- Viga 1.

$$M_1 = -3,346 \text{ kNm}$$

$$V_1 = 7,266 \text{ kN}$$

$$N_{p1} = 12,747 \text{ kN}$$

- Viga 2.

$$M_2 = -3,551 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 12,999 \text{ kN}$$

$$N_{p2} = 17,095 \text{ kN}$$

Los pilares estarán separados una longitud de 107 cm.

Para las dimensiones de esta zapata, tomaremos como valor de “a” 160 cm, el lado “b” será 100 cm y el canto 50 cm. A continuación, realizaremos las comprobaciones de estas dimensiones de la zapata.

❖ ELU hundimiento.

Equilibrio de fuerzas verticales.

$$R = N_1 + N_2$$

$$R = 12,747 + 17,095 = 29,842 \text{ kN}$$

$$P_z = 1600 \cdot 1000 \cdot 500 \cdot 25 \cdot 10^{-9} = 20 \text{ kN}$$

Por tanto, el axil actuante sobre el terreno es la suma de las reacciones de los pilares más el peso de la zapata:

$$N = 29,842 + 20 = 49,842 \text{ kN}$$

Así pues, considerando que la zapata genera una reacción distribuida uniformemente sobre el terreno, la presión generada sobre este se puede calcular de la siguiente forma:

$$A = 1600 \cdot 1000 = 1,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{49,842 \cdot 10^3}{1,6 \cdot 10^6} = 0,0312 \text{ MPa} < 0,147 \text{ MPa} = \sigma_{adm,t}$$

Como se puede ver, la zapata cumple la condición de hundimiento.

❖ ELU deslizamiento.

Para este caso deberemos verificar que  $V \leq R_d$ .

$$R_d = \frac{N}{\gamma_R} \cdot \text{tg } \phi$$

Sustituyendo valores obtenemos lo siguiente:

$$R_d = \frac{49,842}{1,5} \cdot \text{tg} \left( \frac{3}{4} \cdot 30 \right) = 13,76 \text{ kN}$$

$$V \leq R_d$$

$$20,265 \text{ kN} \leq 13,76 \text{ kN}$$

Puesto que este cortante también lo soportarán las zapatas de los pilares de la estructura de la escalera y el forjado colaborante al que estará dicha estructura unido en el tramo superior, consideramos que se cumple esta condición.

❖ ELU vuelco.

Se debe cumplir la siguiente expresión:

$$1,8 \cdot (M_p + V_p \cdot h) \leq 0,9 \cdot (N_p + P_z) \cdot \frac{a}{2}$$
$$e \leq \frac{a}{4}$$

Tomaremos como valores para esta comprobación la suma de las solicitaciones de los dos pilares. Sustituyendo valores obtenemos:

$$1,8 \cdot (6,897 + 20,265 \cdot 0,5) \leq 0,9 \cdot (49,842) \cdot \frac{1,6}{2}$$
$$30,653 \text{ kNm} \leq 35,89 \text{ kNm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Podemos calcular la excentricidad de la zapata con un equilibrio de momentos:

$$17,095 \cdot 1,07 = 29,842 \cdot x \rightarrow x = 0,613 \text{ m}$$

Esta distancia se toma desde el centro de la viga 1, por tanto, la excentricidad será la siguiente:

$$e = 0,613 - \frac{1,07}{2} = 0,078 \text{ m}$$
$$0,078 \text{ m} \leq \frac{1,6}{4} = 0,4 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

En conclusión, tomamos como válidas las dimensiones de la zapata 160x100x50 cm.

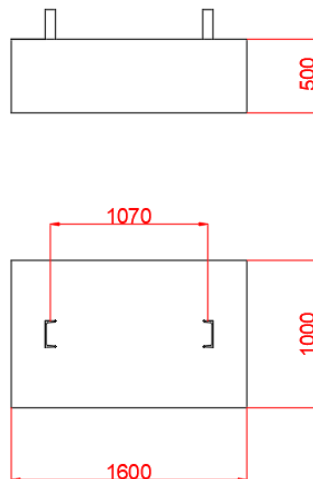


Ilustración 45: Dimensiones zapata 2 escalera

## ❖ Armado de la zapata.

Una vez comprobadas las dimensiones de la zapata pasaremos al cálculo de su armado. De igual forma que en el apartado anterior, calcularemos el armado de la zapata como si se tratase de una viga con una carga distribuida y dos apoyos. En primer lugar, calcularemos el armado mínimo paralelo al lado "a" y para ello tendremos en cuenta una sección de 100x50 cm y un recubrimiento mínimo de 5 cm.

Calculamos el momento de diseño de la zapata.

$$M_d = 17,095 \cdot 1,07 = 18,292 \text{ kNm}$$

Al igual que en el apartado anterior utilizaremos la hipótesis de Bernoulli y consideramos la zapata sometida a flexión simple con el objetivo de calcular la superficie traccionada de hormigón y las tracciones que deberá soportar el armado.

$$X_{lim} = 0,617 \cdot 450 = 277,65 \text{ mm}$$

$$Y_{lim} = 0,8 \cdot X_{lim} = 222,22 \text{ mm}$$

$$Z_{lim} = d - \frac{Y_{lim}}{2} = 338,94 \text{ mm}$$

Una vez calculados estos parámetros, calculamos el axil y momento límites.

$$N_{c \text{ lim}} = f_{cd} \cdot A_{compr} = 20 \cdot (1000 \cdot 222,12) = 4442400 \text{ N} \rightarrow 4442,4 \text{ kN}$$

$$M_{lim} = N_{c \text{ lim}} \cdot Z_{lim} = 4442400 \cdot 338,94 = 1505707056 \text{ Nmm} \rightarrow 1505,71 \text{ kNm}$$

$$\begin{cases} M_d = 18,292 \text{ kNm} \\ M_{lim} = 1505,71 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow \text{Caso 1 } (M_d \leq M_{lim})$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_d = N_c \cdot Z \quad (1)$$

$$\sum F = 0 \rightarrow N_c - U_{s1} = 0 \quad (2)$$

$$(1) \quad 18,292 \cdot 10^6 = 20 \cdot (1000 \cdot y) \cdot \left(450 - \frac{y}{2}\right) \rightarrow -10000y^2 + 9000000y - 18,292 \cdot 10^6 \rightarrow$$
$$\begin{cases} y_1 = 897,96 \text{ mm} \\ y_2 = 2,037 \text{ mm} \end{cases}$$

$y_2$  es el único valor válido, ya que es el que se encuentra dentro del canto útil de la sección.

$$(2) \quad U_{s1} = N_c = 20 \cdot (1000 \cdot 2,037) = 40740 \text{ N}$$

$$U_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} \rightarrow A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \frac{40740}{434,78} = 93,7 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,0937 \text{ cm}^2$$

- Cuantía geométrica.

A partir de la tabla 42.3. de la EHE-08 obtenemos la cuantía geométrica mínima que deberá cumplir la zapata. Tomaremos el valor de las tablas para losa y barras B500S, por tanto:

$$A_{s1} \geq 1,8\% \cdot A_c$$

$$A_{s1} = 1,8 \cdot 10^3 \cdot (1000 \cdot 500) = 900 \text{ mm}^2 \rightarrow 9 \text{ cm}^2$$

Se recomienda utilizar en vigas, para  $A_{s2}$  un armado de sección igual al 30% de  $A_{s1}$ , de igual forma que en el apartado anterior, no consideraremos armado para la fibra comprimida de la zapata.

- Cuantía mecánica.

Partiendo del mismo apartado del EHE-08 que define la cuantía geométrica, obtenemos la cuantía mecánica para un supuesto de flexión simple:

$$U_{s1} \geq 0,04 \cdot U_{ct} \rightarrow 0,04 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$U_{s1} \geq 0,04 \cdot 20 \cdot (1000 \cdot 500) = 400000 \text{ N}$$

$$A_{s1} = \frac{400000}{434,78} = 920 \text{ mm}^2 \rightarrow 9,2 \text{ cm}^2$$

Así pues, el armado definitivo de la zapata en el lado paralelo a "a", será de 9,2 cm<sup>2</sup>. Puesto que disponemos de barras corrugadas de Ø12 mm, calcularemos el armado real de la zapata.

$$A_{\phi} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,097 \text{ mm}^2$$

El área de cada barra es de 113,097 mm<sup>2</sup> con lo que sabiendo área de armado mínimo podemos calcular el número de barras que serán necesarias.

$$n \cdot A_{\phi} = A_s$$

$$n = \frac{920}{113,097} = 8,135 \text{ barras} \rightarrow 9 \text{ barras}$$

Las barras deben cumplir una separación mínima entre ellas, la cual será según la EHE menor o igual a 30 cm, por lo que calcularemos esa separación a continuación:

$$S = \frac{a - (2 \cdot \text{rec. min.})}{n - 1}$$

$$S = \frac{1000 - (2 \cdot 50)}{8}$$

$$S = 112,5 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Cumple}$$

para el armado del lado paralelo a "b", no realizaremos cálculos, puesto que, si seguimos la metodología empleada para el lado "a", el momento actuante en la sección será muy pequeño, y en consecuencia habrá muy poco armado. Por lo tanto, tomaremos la máxima separación entre barras y tomaremos ese número de barras para el lado paralelo a "b".

$$n = \frac{1600 - 2 \cdot 50}{300} + 1 = 6 \text{ barras}$$

En definitiva, como resultado tendremos una zapata combinada de 160x100x50 cm con un recubrimiento de 5 cm por lado, un armado de 9 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "a" y 6 redondos de Ø12 mm en el lado paralelo a "b", con una separación entre barras de 11,25 cm en el lado paralelo a "a" y 30 cm en el lado paralelo a "b".

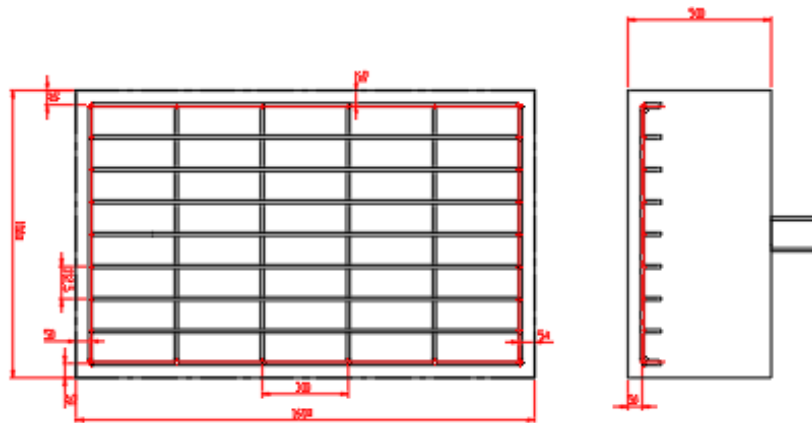


Ilustración 46: Armado zapata 2 escalera.

### 7.2.2. Placa de anclaje para la estructura de la escalera.

Calcularemos únicamente una placa de anclaje, la cual servirá tanto para las vigas UPN-180 inclinadas como para los pilares HEB-120, por tanto, tomaremos las solicitaciones y el perfil más desfavorable para la placa, de forma que esta pueda servir para el anclaje de ambos perfiles. El perfil que utilizaremos para el diseño y la comprobación de las placas de anclaje será el UPN-180, puesto que es el que tiene las mayores solicitaciones:

$$M_y = -3,551 \text{ kNm}$$

$$V_y = 12,999 \text{ kN}$$

$$N_p = 17,095 \text{ kN}$$

A continuación, definiremos las dimensiones de la placa de anclaje bajo la misma nomenclatura de los parámetros del apartado 6 de cálculo de las placas de anclaje.

a	250 mm	b z	1000 mm
b	250 mm	a <sub>r</sub>	202,5 mm
ap	180 mm	b <sub>r</sub>	375 mm
a z	2800 mm	g	30 mm
h z	500 mm		

Tabla 41: Dimensiones placa de anclaje escalera.

❖ Cálculo del área portante.

Una vez conocido el valor de la resistencia de cálculo del hormigón ( $f_{cd}$ ), procedemos a calcular la resistencia portante de la superficie de asiento ( $f_{jd}$ ):

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

Hallamos el valor de  $k_j$ :

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} \leq 5$$

Siendo  $a_1$  y  $b_1$  los valores mínimos de:

$a_1 = a + 2 \cdot a_r$ $a_1 = 5 \cdot a$ $a_1 = a + h_z$ $a_1 = 5 \cdot b_1$
$b_1 = b + 2 \cdot b_r$ $b_1 = 5 \cdot b$ $b_1 = b + h_z$ $b_1 = 5 \cdot a_1$

$a_1 = 250 + 2 \cdot 202,5 = 655$ $a_1 = 5 \cdot 250 = 1250$ $a_1 = 250 + 500 = 750$ $a_1 = 5 \cdot 750 = 3750$	$a_1 = 655 \text{ mm}$
$b_1 = 250 + 2 \cdot 375 = 1000$ $b_1 = 5 \cdot 250 = 1250$ $b_1 = 250 + 500 = 750$ $b_1 = 5 \cdot 655 = 3275$	$b_1 = 750 \text{ mm}$

Una vez conocidos todos los datos calculamos:

$$k_j = \sqrt{\frac{655 \cdot 750}{250 \cdot 250}}$$

$$k_j = 2,804 \leq 5$$



Por tanto:

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2,804 \cdot 20 = 37,39 \text{ MPa}$$

Se debe cumplir que:

$$f_{jd} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

$$37,39 \text{ MPa} \leq 66 \text{ MPa}$$

Una vez conocida la resistencia a compresión del hormigón, calcularemos el ancho suplementario de la sección resistente de la placa. Tomaremos un espesor inicial de la placa "t" de 12 mm.

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}}$$

$$c = 12 \cdot \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 37,39 \cdot 1,05}}$$

$$c = 18,33 \text{ mm} \rightarrow 18 \text{ mm}$$

❖ Análisis de las solicitaciones.

La excentricidad de cargas respecto al centro de la sección es de 457 mm, por tanto, puesto que  $e > \frac{a}{6}$ , en la placa habrá tracciones y, por tanto, este se tratará de un caso de flexocompresión.

$$457 \text{ mm} > \frac{250}{6} = 41,67 \text{ mm}$$

❖ Comprobación de dimensiones en planta.

Como ya se ha dicho, en esta placa se generarán tracciones, y dichas tracciones las deberán soportar las armaduras y la superficie de hormigón comprimido, es por eso que debemos plantear las ecuaciones de equilibrio para obtener su valor.

$$\sum F \rightarrow N_{Ed} + Z - x \cdot b' \cdot f_{jd} = 0$$

$$\sum M_{(z)} = 0 \rightarrow M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right) - x \cdot b' \cdot f_{jd} \cdot \left(\frac{a}{2} - g + \frac{a_p}{2} + c - \frac{x}{2}\right) = 0$$

El valor de "x" deberá ser menor al valor del ala del perfil más dos veces "c", es decir  $11 + 2 \cdot 18 = 47 \text{ mm}$ .

Sustituyendo valores obtenemos:

$$17,095 \cdot 10^3 + Z - x \cdot 216 \cdot 37,39 = 0$$

$$Z = 8076,24 \cdot x - 17,095 \cdot 10^3$$

$$3,551 \cdot 10^6 + 17,095 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{250}{2} - 30\right) - x \cdot 216 \cdot 37,39 \cdot \left(\frac{250}{2} - 30 + \frac{180}{2} + 18 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$5175025 - 1639476,72 \cdot x + 4038,12 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \begin{cases} 402,82 > 47 & \text{No válido} \\ 3,18 < 47 & \text{Válido} \end{cases}$$

Por tanto, para este caso de cargas,  $x = 3,18 \text{ mm}$ .

Sustituyendo el valor de  $x$  en la ecuación del equilibrio de fuerzas obtenemos  $Z$ .

$$Z = 8076,24 \cdot 3,18 - 17,095 \cdot 10^3$$

$$Z = 8,588 \text{ kN}$$

En consecuencia, el axil que soporta la armadura es de 8,588 kN a tracción.

❖ Comprobación del espesor de la placa.

Para la comprobación del espesor de la placa deberemos calcular el momento en esta, calculando momentos en dos secciones. En este caso tomaremos únicamente el caso de cargas para el que "Z" sea mayor.

- Sección 1.

En esta sección, se calcula el momento teniendo en cuenta que toda la anchura suplementaria está comprimida, de forma que:

$$M_1 = b' \cdot f_{jd} \cdot c \cdot \frac{c}{2}$$

$$M_1 = 216 \cdot 37,39 \cdot 18 \cdot \frac{18}{2} = 1,3084 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow 1,3084 \text{ kNm}$$

- Sección 2.

En esta sección, el momento se calcula teniendo en cuenta que la armadura está situada a la distancia desde el borde del pilar al eje de los pernos.

$$M_2 = Z \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{a_p}{2} - g\right)$$

$$M_2 = 8,588 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{250}{2} - \frac{180}{2} - 30\right) = 0,043 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \rightarrow 0,043 \text{ kNm}$$

Puesto que la sección 1 es la más solicitada, utilizaremos esta para calcular el momento por unidad de longitud de la placa.

$$m_2 = \frac{M_1}{b'}$$

$$m_2 = \frac{1,3084 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{216 \text{ mm}} = 6057,41 \text{ Nmm/mm}$$

Una vez conocido el momento por unidad de longitud de la placa, calcularemos el momento resistente por unidad de longitud de esta, el cual deberá ser mayor que el momento que actúa.

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{12^2 \cdot 275}{4 \cdot 1,05} = 9428,57 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Rd} < m_2 \rightarrow \text{Cumple}$$

❖ Dimensionado de las armaduras.

Las armaduras traccionadas deben soportar un axil de valor  $Z = 8,588 \text{ kN}$ .

Disponemos en primer lugar de 2ϕ12 de acero B500S en la parte traccionada, por tanto:

$$A_{\phi 12} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113,097 \text{ mm}^2$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 2 \cdot 113,097 \cdot \frac{500}{1,15} = 98,345 \text{ kN}$$

$$A_s \cdot f_{yd} > Z$$

$$98,345 \text{ kN} > 8,588 \text{ kN} \rightarrow \text{Cumple}$$

Una vez conocido el diámetro de los pernos de anclaje calcularemos la longitud de anclaje.

Calculamos la longitud básica de anclaje:

$$l_b = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Siendo  $m = 1,3$ .

$$l_b = \max\left(1,3 \cdot 12^2 // \frac{500}{20} \cdot 12\right)$$

$$187,2 \text{ mm} // 300 \text{ mm}$$

Por tanto, tomaremos  $l_b = 300 \text{ mm}$  y a partir de esta podremos calcular la longitud necesaria de anclaje.

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \geq l_{b,min}$$

La longitud mínima de anclaje será la mayor de las siguientes:

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 10 \cdot \phi = 10 \cdot 12 = 120 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ \frac{1}{3} \cdot l_b = \frac{1}{3} \cdot 300 = 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 150 \text{ mm}$$

Puesto que la placa está sometida a tracción y el tipo de anclaje es de gancho, el valor de  $\beta = 0,7$ .

$$A_s \cdot f_{yd} \geq Z$$

$$A_s \geq \frac{8,08 \cdot 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 18,584 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,real} = 2 \cdot 113,097 = 226,194 \text{ mm}^2$$

$$l_{b,neto} = 300 \cdot 0,7 \cdot \frac{18,584}{226,194} \geq 150 \text{ mm}$$

$$17,26 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm}$$

Tomaremos por tanto el máximo entre  $l_{b,neto}$  y  $l_{b,min}$ , la cual será, de 150 mm. de la misma forma que en el apartado 6 de este documento, la longitud de anclaje definitiva la obtendremos a partir de las tablas para pernos de  $\phi 12$ , hormigón HA-30 y posición II de anclaje, por tanto, tendremos una longitud de anclaje de 429 mm.

Así pues, para el anclaje de la escalera tendremos placas de 250x250x12 mm y 4 $\phi 12$  de acero B500S y una longitud de anclaje de 429 mm.

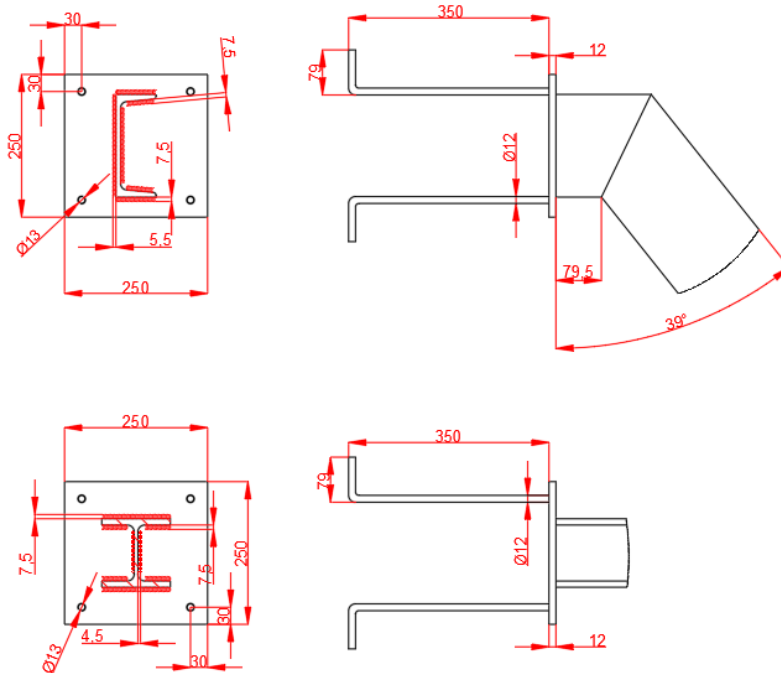


Ilustración 47: Placa de anclaje escalera.

## 8. Comprobación de las uniones.

En este apartado procederemos al cálculo de las uniones de los elementos de la nave. Se comprobarán todas las uniones soldadas excepto las uniones a tope con chafán doble.

### 8.1. Unión Placa-Pilar.

Las uniones placa-pilar, serán uniones en T, y para el cálculo de esta unión, tomaremos dos comprobaciones, una para los pilares HEB-200, otra para los pilares HEB-280 y tomaremos el caso más desfavorable de cada uno para ello.

#### 8.1.1. Unión Placa-Pilar HEB-200.

En los pilares tendremos un esfuerzo de compresión que favorece la unión y un cortante y un momento que generará fuerzas de tracción que no serán favorables para la unión, por lo que para el cálculo de la soldadura nos remitiremos a aplicar los mínimos impuestos por el CTE-DB-SE-A.

En primer lugar, definiremos las solicitaciones que serán desfavorables para la unión, la cual será únicamente el momento, siendo el valor de este el siguiente:

$$M = 53,318 \text{ kN}$$

#### ❖ Diseño de la unión.

En este apartado se diseñará el cordón de soldadura entre un pilar HEB-200 y una placa de 15 mm de espesor.

El espesor de garganta de los cordones de soldadura se calcula teniendo en cuenta la siguiente ecuación:

$$a \leq 0,7 \cdot e_{min}$$

Siendo  $a$  la garganta del cordón de soldadura y  $e_{min}$  el mínimo espesor entre los elementos a soldar.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 15 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 15 = 10,5 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 9 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 9 = 6,3 \text{ mm} \rightarrow 6 \text{ mm}$$

- ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

Puesto que en el apartado anterior ya se ha comprobado el espesor de la placa de anclaje y su rigidez, no será necesaria esta comprobación.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro de la sección, por tanto, la longitud de dicho cordón deberá cumplir lo siguiente:

$$L_w \geq 40 \text{ mm o } 6 \cdot a$$

$$L_w \geq 63 \text{ mm}$$

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 200 + (200 - 9 - 2 \cdot 18) = 555 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 18) = 268 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

El valor de la resistencia por unidad de superficie de un cordón de soldadura se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Donde  $f_u$  es la resistencia a tracción del acero de las chapas a soldar,  $\beta_w$  es un coeficiente de correlación en función del tipo de acero de los elementos a soldar y  $\gamma_{M2}$  el coeficiente parcial de seguridad de la unión soldada.

$$f_{vw,d} = \frac{430/\sqrt{3}}{0,85 \cdot 1,25} = 233,7 \text{ N/mm}^2$$

La sección del cordón de soldadura que tendremos en el pilar será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 555 \cdot 10,5 = 5827,5 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 268 \cdot 6 = 1608 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión del pilar. Puesto que en la sección del pilar se darán tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{5827,5}{2} + \frac{1608}{2} \right) \cdot 233,7 = 868838,175 \text{ N} \rightarrow 868,838 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 200 - 15 = 185 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{53,318 \cdot 10^6}{185} = 288205,4 \text{ N} \rightarrow 288,205 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mucho mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de soldadura para la unión placa-pilar en los pilares HEB-200 de un espesor de garganta de 6 mm en el alma y 10,5 mm en las alas tal y como se muestra en la figura.

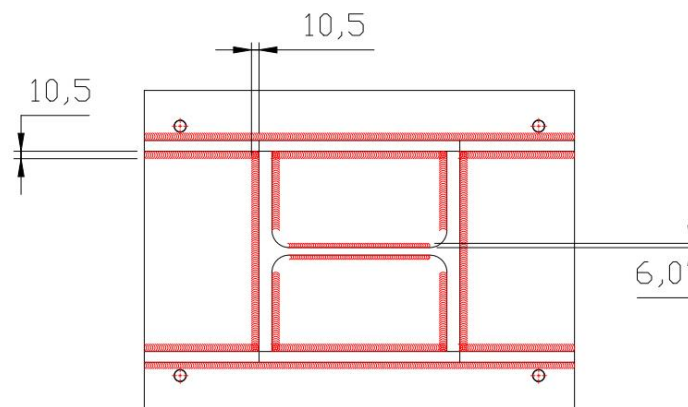


Ilustración 48: Unión placa de anclaje HEB-200.

### 8.1.2. Unión Placa-Pilar HEB-280.

Al igual que en el apartado anterior, en los pilares tendremos un esfuerzo de compresión que favorece la unión y un momento que generará fuerzas de tracción que no serán favorables para la unión, por lo que para el cálculo de la soldadura nos remitiremos a aplicar los mínimos impuestos por la norma EHE-2011.

En primer lugar, definiremos las solicitaciones que serán desfavorables para la unión:

$$M = -255,655 \text{ kN}$$

#### ❖ Diseño de la unión

En este apartado se diseñará el cordón de soldadura entre un pilar HEB-280 y una placa de 15 mm de espesor.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 15 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 15 = 10,5 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 10,5 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 10,5 = 7,35 \text{ mm} \rightarrow 7 \text{ mm}$$

#### ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

Puesto que en el apartado del cálculo de la placa de anclaje ya se ha comprobado el espesor de la placa de anclaje y su rigidez, no será necesario comprobar la flexión de las alas del soporte de estas.

#### ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro de la sección, por tanto, la longitud de dicho cordón deberá cumplir lo siguiente:

$$L_w \geq 40 \text{ mm o } 6 \cdot a$$

$$L_w \geq 75,6 \text{ mm}$$

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección al igual que en el apartado anterior, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 280 + (280 - 10,5 - 2 \cdot 24) = 781,5 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (280 - 2 \cdot 18 - 2 \cdot 24) = 392 \text{ mm}$$



Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en el pilar será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 781,5 \cdot 10,5 = 8205,75 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 392 \cdot 7 = 2744 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión del pilar. Puesto que en la sección del pilar se dará tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{8205,75}{2} + \frac{2744}{2} \right) \cdot 233,7 = 1279478,28 \text{ N} \rightarrow 1279,48 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 280 - 18 = 262 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{255,655 \cdot 10^6}{262} = 975782,44 \text{ N} \rightarrow 975,78 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de soldadura para la unión placa-pilar en los pilares HEB-280 de un espesor de garganta de 7 mm en el alma y 10,5 mm en las alas tal y como se muestra en la figura.

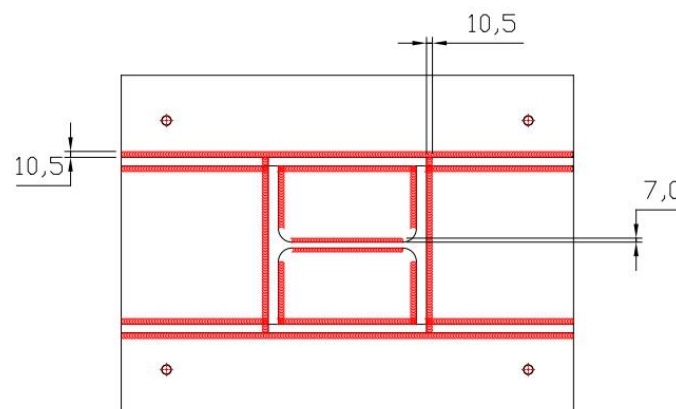


Ilustración 49: Unión placa de anclaje HEB-280.

## 8.2. Unión Pilar-Viga.

Las uniones pilar-viga, serán uniones en ángulo, y para el cálculo de esta unión, tomaremos distintas comprobaciones, para las uniones de los distintos perfiles que se dan en la estructura. Todas las uniones pilar-viga serán rígidas.

### 8.2.1. Unión Pilar-Viga IPE-270 exterior.

En las vigas tendremos esfuerzos cortantes y un momento que generará fuerzas de tracción que no favorecen la unión, por lo que para el cálculo de la soldadura nos remitiremos a aplicar los mínimos impuestos por la norma EHE-2011.

En primer lugar, definiremos las sollicitaciones que serán desfavorables para la unión:

$$V = -31,88 \text{ kN}$$

$$M = 55,36 \text{ kN}$$

#### ❖ Diseño de la unión

En este apartado se diseñará el cordón de soldadura entre una viga IPE-270 y un pilar HEB-280.

El espesor de garganta de los cordones de soldadura se calcula teniendo en cuenta la siguiente ecuación:

$$a \leq 0,7 \cdot e_{min}$$

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 10,2 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 10,2 = 7,14 \text{ mm} \rightarrow 7 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 6,6 = 4,62 \text{ mm} \rightarrow 4,5 \text{ mm}$$

#### ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

- Flexión de las alas del soporte.

La fuerza de tracción sobre una cabeza de la viga puede ocasionar flexión en el ala del soporte si su espesor es insuficiente, por tanto, comprobaremos si es necesario rigidizar las alas para evitar la flexión.

El ancho eficaz del ala de la viga sin rigidizar para considerar que su soldadura al soporte trabaja de manera uniforme se puede definir como:

$$b_{ef,fb} = t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot \left( \frac{t_{fc}^2}{t_{fb}} \right)$$

El ancho eficaz del ala de la viga también se puede definir como:

$$b_{ef,fb} \leq t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot t_{fc}$$

Donde  $t_{wc}$  es el alma del pilar,  $r_c$  el radio entre el ala y el alma del pilar,  $t_{fc}$  el espesor del ala del pilar y  $t_{fb}$  el espesor del ala de la viga.

En caso de que  $b_{ef,fb} \leq 0,7 \cdot b_{fb}$ , será necesario rigidizar, siendo  $b_{fb}$  el ala de la viga.

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,fb} = 10,5 + 2 \cdot 24 + 7 \cdot \left(\frac{18^2}{10,2}\right) = 280,85 \text{ mm}$$

$$b_{ef,fb} = 10,5 + 2 \cdot 24 + 7 \cdot 18 = 184,5 \text{ mm}$$

Elegimos el menor de los valores:

$$280,85 \text{ mm} // 184,5 \text{ mm}$$

$$184,5 \leq 0,7 \cdot 135 = 94,5 \text{ mm} \rightarrow \text{No es necesario rigidizar.}$$

- Fluencia del alma del soporte.

Se puede originar fluencia en el alma del soporte debido a la tracción transmitida por el ala de la viga, esta tracción se distribuye por un ancho eficaz igual a:

$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Esta expresión corresponde a un soporte continuo, en este caso hay que considerar el ancho eficaz del que realmente se dispone, por tanto, el ancho eficaz del ala de la viga se define como:

$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (t_{fc} + r_c)]$$

Siendo  $a_b$  la garganta del cordón de soldadura del ala de la viga.

$$b_{ef,t} = 10,2 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 7 + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (18 + 24)] = 135 \text{ mm}$$

La resistencia del alma del soporte a tracción es igual a:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,t}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{275 \cdot 10,5 \cdot 135}{1,05} = 371250 \text{ N} \rightarrow 371,25 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción transmitida al soporte por el ala de la viga es igual a:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 270 - 10,2 = 259,8mm$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{57,949 \cdot 10^6}{259,8} = 223052,35 N \rightarrow 223,052 kN$$

$$F_{t,Rd} > F_{t,Ed} \rightarrow \text{No es necesario rigidizar.}$$

- Aplastamiento del alma del soporte.

La otra cara de la viga transmitirá un esfuerzo de compresión que puede originar el aplastamiento del alma del soporte. La resistencia del alma viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc,ef} \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y}\right) \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$
$$F_{c,Rd} \leq \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

$$b_{ef,c} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,c} = 10,2 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 7 + 5 \cdot (18 + 24) = 240 mm$$

Ahora procederemos a calcular la tensión máxima que se da en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_c} \cdot z_{wc}$$

Donde  $z_{wc}$  es la mitad de la cara recta del alma del pilar, es decir:

$$z_{wc} = \frac{280 - 2 \cdot 18 - 2 \cdot 24}{2} = 98 mm$$

Sustituyendo los valores de las solicitaciones que actúan en dicho nudo y las características físicas del pilar podemos obtener la tensión máxima en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{174,91 \cdot 10^3}{13140} + \frac{55,36 \cdot 10^6}{192700000} \cdot 98 = 41,46 MPa$$

Una vez obtenida la tensión máxima en el alma del soporte podemos calcular la resistencia del alma del soporte a compresión.

$$F_{c,Rd} = \frac{275 \cdot 10,5 \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot 1,05 \cdot \frac{41,46}{275}\right) \cdot 240}{1,05} = 772760,4 \text{ N} \rightarrow 772,76 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \frac{275 \cdot 10,5 \cdot 240}{1,05} = 660000 \text{ N} \rightarrow 660 \text{ kN}$$

Una vez calculada la resistencia del alma del pilar a compresión, calculamos la fuerza a compresión que ejercerá la viga sobre el pilar de la misma forma que en el cálculo de la fluencia del ala del pilar.

$$F_{c,Ed} = \frac{55,36 \cdot 10^6}{249,6} = 221794,87 \text{ N} \rightarrow 221,794 \text{ kN}$$

Por tanto, obtenemos que  $F_{c,Ed} < F_{c,Rd}$ , por lo que **no es necesario rigidizar**.

- Zona de cortante.

La sollicitación en esta zona es se puede definir como:

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2}$$

Siendo  $z = h_b - t_{fb} = 270 - 10,2 = 259,8 \text{ mm}$ .

Sustituyendo valores obtenemos:

$$V_{wp,Ed} = \frac{55,36 \cdot 10^6 - 0}{259,8} - \frac{-31,88 \cdot 10^3 - 0}{2} = 229027 \text{ N} \rightarrow 229,027 \text{ kN}$$

Siendo la resistencia del alma del soporte:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot 275 \cdot 4109}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 559192,6 \text{ N} \rightarrow 559,192 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Ed} < V_{wp,Rd}$$

Por tanto, **no es necesario rigidizar**.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión es rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil a soldar.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 135 + 2 \cdot (135 - 2 \cdot 15 - 6,6) = 466,8 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (270 - 2 \cdot 10,2 - 2 \cdot 15) = 439,2 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la viga será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 466,8 \cdot 7 = 3267,6 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 439,2 \cdot 4,5 = 1976,4 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión de la viga. Puesto que en la sección de la viga se dará tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{3267,6}{2} + \frac{1976,4}{2} \right) \cdot 233,7 = 612761,4 \text{ N} \rightarrow 612,761 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 270 - 10,2 = 259,8 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{55,36 \cdot 10^6}{259,8} = 213087 \text{ N} \rightarrow 213,087 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de soldadura para la unión pilar-viga en las vigas IPE-270 exteriores de un espesor de garganta de 4,5 mm en el alma y 7 mm en las alas a lo largo de todo el perímetro de la sección, tal y como se muestra en la figura.

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

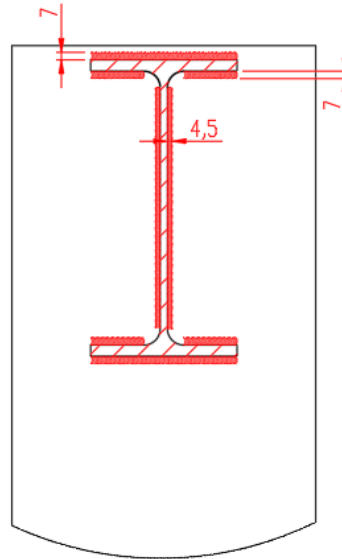


Ilustración 50: Unión viga IPE-270 - pilar HEB-280.

### 8.2.2. Unión de apoyo Pilar HEB-200-Viga IPE-270 exterior.

Este tipo de uniones servirán para el apoyo intermedio de las vigas exteriores y así aliviar los momentos que se dan en estas vigas. Podemos considerar esta unión como una unión en T siendo la base de la unión la cara inferior de las alas de la viga.

Tomaremos como las solicitaciones que intervienen en la unión las solicitaciones que se dan en estos pilares, las cuales son las siguientes:

$$V = 29,989 \text{ kN}$$

$$M = 57,949 \text{ kNm}$$

#### ❖ Diseño de la unión.

En este apartado se diseñará el cordón de soldadura entre una viga IPE-270 y un pilar HEB-200.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 10,2 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 10,2 = 7,14 \text{ mm} \rightarrow 7 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 9 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 9 = 6,3 \text{ mm} \rightarrow 6 \text{ mm}$$

## ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

Puesto que consideramos como soporte de la unión toda la parte inferior de las alas de la viga, al estar apoyando esta sobre la sección del pilar y darse la unión por toda la superficie de las alas, la sección más susceptible a deformación por la forma en la que se da la unión, será el alma de la viga y no las alas. Debido a que las correas impiden la deformación del alma de la viga, y que en los extremos la viga está soldada por todo su perímetro y que se dan uniones como la que estamos estudiando cada 5 metros, consideramos que no es necesaria una rigidización en estas uniones.

## ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión es rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil a soldar.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección del pilar que ocupe el ala de la viga, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 135 + 2 \cdot (135 - 9 - 2 \cdot 18) = 360 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 18) = 268 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la viga será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 360 \cdot 7 = 2520 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 268 \cdot 6 = 1608 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión de la viga. Puesto que en la sección de la viga se dará tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{2520}{2} + \frac{1608}{2} \right) \cdot 233,7 = 482356,8 \text{ N} \rightarrow 482,356 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = 135 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{57,949 \cdot 10^6}{135} = 429251,85 \text{ N} \rightarrow 429,252 \text{ kN}$$



En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de soldadura para la unión pilar-viga en los pilares HEB-200 de apoyo de las vigas IPE-270 exteriores de un espesor de garganta de 6 mm en el alma y 7 mm en las alas a lo largo de todo el perímetro de la sección, tal y como se muestra en la figura.

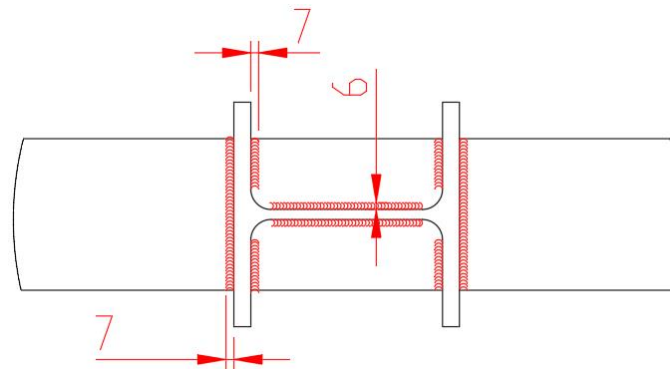


Ilustración 51: Unión de apoyo viga IPE-270-pilar HEB-200.

### 8.2.3. Unión Pilar HEB-200-Viga IPE-270 interior.

En primer lugar, definiremos las solicitaciones que serán desfavorables para la unión, las cuales serán el momento y el cortante máximos, siendo el valor de estos los siguientes:

$$V = 72,781 \text{ kN}$$

$$M = -60,957 \text{ kN}$$

#### ❖ Diseño de la unión.

En este apartado se diseñará el cordón de soldadura entre una viga IPE-270 y un pilar HEB-200.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 10,2 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 10,2 = 7,14 \text{ mm} \rightarrow 7 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 6,6 = 4,62 \text{ mm} \rightarrow 4,5 \text{ mm}$$

- ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.
- Flexión de las alas del soporte.

El ancho eficaz del ala de la viga sin rigidizar para considerar que su soldadura al soporte trabaja de manera uniforme se puede definir como:

$$b_{ef,fb} = t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot \left( \frac{t_{fc}^2}{t_{fb}} \right)$$

El ancho eficaz del ala de la viga se puede definir también de esta forma:

$$b_{ef,fb} \leq t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot t_{fc}$$

Donde  $t_{wc}$  es el alma del pilar,  $r_c$  el radio entre el ala y el alma del pilar,  $t_{fc}$  el espesor del ala del pilar y  $t_{fb}$  el espesor del ala de la viga.

En caso de que  $b_{ef,fb} \leq 0,7 \cdot b_{fb}$ , será necesario rigidizar, siendo  $b_{fb}$  el ala de la viga.

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,fb} = 9 + 2 \cdot 18 + 7 \cdot \left( \frac{15^2}{10,2} \right) = 199,41 \text{ mm}$$

$$b_{ef,fb} = 9 + 2 \cdot 18 + 7 \cdot 15 = 150 \text{ mm}$$

$$199,41 \text{ mm} // 150 \text{ mm}$$

$$150 \leq 0,7 \cdot 135 = 94,5 \text{ mm} \rightarrow \text{No es necesario rigidizar.}$$

- Fluencia del alma del soporte.

Se puede originar fluencia en el alma del soporte debido a la tracción transmitida por el ala de la viga, esta tracción se distribuye por un ancho eficaz igual a:

$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Esta expresión corresponde a un soporte continuo, en este caso hay que considerar el ancho eficaz del que realmente se dispone, por tanto, el ancho eficaz del ala de la viga se define como:

$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (t_{fc} + r_c)]$$

Siendo  $a_b$  la la garganta del cordón de soldadura del ala de la viga.

$$b_{ef,t} = 10,2 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 7 + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (15 + 18)] = 112,5 \text{ mm}$$

La resistencia del alma del soporte a tracción es igual a:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,t}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{275 \cdot 9 \cdot 112,5}{1,05} = 265178,57 \text{ N} \rightarrow 265,178 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción transmitida al soporte por el ala de la viga es igual a:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 270 - 10,2 = 259,8 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{60,957 \cdot 10^6}{259,8} = 234630,48 \text{ N} \rightarrow 234,631 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} > F_{t,Ed} \rightarrow \text{No es necesario rigidizar.}$$

- Aplastamiento del alma del soporte.

La otra cara de la viga transmitirá un esfuerzo de compresión que puede originar el aplastamiento del alma del soporte. La resistencia del alma viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc,ef} \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y}\right) \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$
$$F_{c,Rd} \leq \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

$$b_{ef,c} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,c} = 10,2 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 7 + 5 \cdot (15 + 18) = 195 \text{ mm}$$

Ahora procederemos a calcular la tensión máxima que se da en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_c} \cdot z_{wc}$$

Donde  $z_{wc}$  es la mitad de la cara recta del alma del pilar, es decir:

$$z_{wc} = \frac{200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 18}{2} = 67 \text{ mm}$$

Sustituyendo los valores de las solicitaciones que actúan en dicho nudo y las características físicas del pilar podemos obtener la tensión máxima en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{29,136 \cdot 10^3}{7810} + \frac{60,957 \cdot 10^6}{56960000} \cdot 67 = 75,43 \text{ MPa}$$

Una vez obtenida la tensión máxima en el alma del soporte podemos calcular la resistencia del alma del soporte a compresión.

$$F_{c,Rd} = \frac{275 \cdot 9 \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot 1,05 \cdot \frac{75,43}{275}\right) \cdot 195}{1,05} = 508363,74 \text{ N} \rightarrow 508,36 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \frac{275 \cdot 9 \cdot 195}{1,05} = 459642,85 \text{ N} \rightarrow 459,642 \text{ kN}$$

Una vez calculada la resistencia del alma del pilar a compresión, calculamos la fuerza a compresión que ejercerá la viga sobre el pilar de la misma forma que en el cálculo de la fluencia del ala del pilar.

$$F_{c,Ed} = \frac{60,957 \cdot 10^6}{259,8} = 234630,48 \text{ N} \rightarrow 234,631 \text{ kN}$$

Por tanto, obtenemos que  $F_{c,Ed} < F_{c,Rd}$ , por lo que **no es necesario rigidizar**.

- Zona de cortante.

La sollicitación en esta zona es se puede definir como:

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2}$$

Siendo  $z = h_b - t_{fb} = 270 - 10,2 = 259,8 \text{ mm}$ .

Sustituyendo valores obtenemos:

$$V_{wp,Ed} = \frac{60,957 \cdot 10^6 - 0}{259,8} - \frac{-72,781 \cdot 10^3 - 0}{2} = 271020,98 \text{ N} \rightarrow 271,02 \text{ kN}$$

Siendo la resistencia del alma del soporte:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot 275 \cdot 2483}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 337910,74 \text{ N} \rightarrow 337,91 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Ed} < V_{wp,Rd}$$

Por tanto, **no es necesario rigidizar**.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión es rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil a soldar.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 135 + 2 \cdot (135 - 6,6 - 2 \cdot 15) = 466,8 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (270 - 2 \cdot 10,2 - 2 \cdot 15) = 439,2 \text{ mm}$$

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la viga será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 466,8 \cdot 7 = 3267,6 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 439,2 \cdot 4,5 = 1976,4 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión de la viga. Puesto que en la sección de la viga se dará tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{3267,6}{2} + \frac{1976,4}{2} \right) \cdot 233,7 = 612761,4 \text{ N} \rightarrow 612,761 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 270 - 10,2 = 259,8 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{60,957 \cdot 10^6}{259,8} = 234630,48 \text{ N} \rightarrow 234,63 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de soldadura para la unión pilar-viga en las vigas IPE-270 interiores soldadas a HEB-200 de un espesor de garganta de 4,5 mm en el alma y 7 mm en las alas a lo largo de todo el perímetro de la sección, tal y como se muestra en la figura.

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

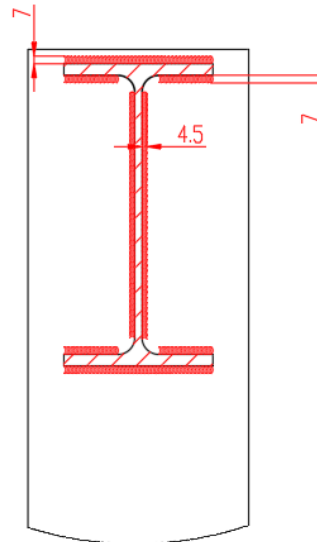


Ilustración 52: Unión viga IPE-270-HEB-200.

#### 8.2.4. Unión Pilar HEB-200-Viga IPE-330.

En primer lugar, definiremos las solicitaciones que serán desfavorables para la unión, las cuales serán el momento y el cortante máximos, siendo el valor de estos los siguientes:

$$V = 121,648 \text{ kN}$$

$$M = -123,943 \text{ kN}$$

❖ Diseño de la unión.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 11,5 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 11,5 = 8,05 \text{ mm} \rightarrow 8 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 7,5 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 7,5 = 5,25 \text{ mm} \rightarrow 5 \text{ mm}$$

❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

- Flexión de las alas del soporte.

El ancho eficaz del ala de la viga sin rigidizar para considerar que su soldadura al soporte trabaja de manera uniforme se puede definir como:

$$b_{ef,fb} = t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot \left( \frac{t_{fc}^2}{t_{fb}} \right)$$

A su vez el ancho eficaz del ala de la viga debe cumplir lo siguiente:

$$b_{ef,fb} \leq t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot t_{fc}$$

En caso de que  $b_{ef,fb} \leq 0,7 \cdot b_{fb}$ , será necesario rigidizar, siendo  $b_{fb}$  el ala de la viga.

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,fb} = 9 + 2 \cdot 18 + 7 \cdot \left( \frac{15^2}{11,5} \right) = 181,95 \text{ mm}$$

$$b_{ef,fb} = 9 + 2 \cdot 18 + 7 \cdot 15 = 150 \text{ mm}$$

$$181,95 \text{ mm} / 150 \text{ mm}$$

$$150 \leq 0,7 \cdot 160 = 112 \text{ mm} \rightarrow \text{No es necesario rigidizar.}$$

- Fluencia del alma del soporte.

Se puede originar fluencia en el alma del soporte debido a la tracción transmitida por el ala de la viga, esta tracción se distribuye por un ancho eficaz igual a:

$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Esta expresión corresponde a un soporte continuo, en este caso hay que considerar el ancho eficaz del que realmente se dispone, por tanto, el ancho eficaz del ala de la viga se define como:

$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (t_{fc} + r_c)]$$

Siendo  $a_b$  la la garganta del cordón de soldadura del ala de la viga.

$$b_{ef,t} = 11,5 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 8 + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (15 + 18)] = 116,62 \text{ mm}$$

La resistencia del alma del soporte a tracción es igual a:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,t}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{275 \cdot 9 \cdot 116,62}{1,05} = 274890 \text{ N} \rightarrow 274,89 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción transmitida al soporte por el ala de la viga es igual a:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 330 - 11,5 = 318,5 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{123,943 \cdot 10^6}{318,5} = 389146 \text{ N} \rightarrow 389,146 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} < F_{t,Ed} \rightarrow \text{Es necesario rigidizar.}$$

Se pueden disponer rigidizadores horizontales incrementando el área que transmite este esfuerzo o se pueden poner chapas soldadas al alma del pilar.

El área que aporta un rigidizador horizontal a cada lado del alma del soporte se puede definir como:

$$A_r = e_r \cdot (b_c - t_{wc} - 10)$$

$$A_r = e_r \cdot (200 - 9 - 10) = e_r \cdot 181$$

$$F_{t,Rd2} = F_{t,Rd} + \frac{e_r \cdot 181 \cdot 275}{1,05}$$

Igualando  $F_{t,Rd2}$  a  $F_{t,Ed}$ , obtenemos el espesor mínimo del rigidizador.

$$e_r = \frac{(389146 - 274890) \cdot 1,05}{181 \cdot 275} = 2,41 \text{ mm} \rightarrow 3 \text{ mm}$$

Como resultado, obtenemos que el espesor mínimo de los rigidizadores es de 3 mm, igualmente dispondremos de dos cartelas de dimensiones 8x 90,5x170 mm soldadas a la altura de la fibra traccionada de la viga.

- Aplastamiento del alma del soporte.

La otra cara de la viga transmitirá un esfuerzo de compresión que puede originar el aplastamiento del alma del soporte. La resistencia del alma viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc,ef} \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y}\right) \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{c,Rd} \leq \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

$$b_{ef,c} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,c} = 11,5 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 8 + 5 \cdot (15 + 18) = 199,12 \text{ mm}$$

Ahora procederemos a calcular la tensión máxima que se da en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_c} \cdot z_{wc}$$



Donde  $z_{wc}$  es la mitad de la cara recta del alma del pilar, es decir:

$$z_{wc} = \frac{200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 18}{2} = 67 \text{ mm}$$

Sustituyendo los valores de las sollicitaciones que actúan en dicho nudo y las características físicas del pilar podemos obtener la tensión máxima en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{46,087 \cdot 10^3}{7810} + \frac{123,943 \cdot 10^6}{56960000} \cdot 67 = 151,69 \text{ MPa}$$

Una vez obtenida la tensión máxima en el alma del soporte podemos calcular la resistencia del alma del soporte a compresión.

$$F_{c,Rd} = \frac{275 \cdot 9 \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot 1,05 \cdot \frac{151,69}{275}\right) \cdot 199,12}{1,05} = 450772,54 \text{ N} \rightarrow 450,772 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \frac{275 \cdot 9 \cdot 199,12}{1,05} = 469354,28 \text{ N} \rightarrow 469,354 \text{ kN}$$

Una vez calculada la resistencia del alma del pilar a compresión, calculamos la fuerza a compresión que ejercerá la viga sobre el pilar de la misma forma que en el cálculo de la fluencia del ala del pilar.

$$F_{c,Ed} = \frac{123,943 \cdot 10^6}{318,5} = 389146 \text{ N} \rightarrow 389,146 \text{ kN}$$

Por tanto, obtenemos que  $F_{c,Ed} < F_{c,Rd}$ , por lo que **no es necesario rigidizar**.

- Zona de cortante.

La sollicitación en esta zona es se puede definir como:

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2}$$

Siendo  $z = h_b - t_{fb} = 330 - 11,5 = 318,5 \text{ mm}$ .

Sustituyendo valores obtenemos:

$$V_{wp,Ed} = \frac{123,943 \cdot 10^6 - 0}{318,5} - \frac{-121,648 \cdot 10^3 - 0}{2} = 449970 \text{ N} \rightarrow 449,97 \text{ kN}$$

Siendo la resistencia del alma del soporte:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot 275 \cdot 2483}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 337910,74 \text{ N} \rightarrow 337,91 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Ed} > V_{wp,Rd}$$

Por tanto, **es necesario rigidizar**.

- Rigidización con chapa soldada al soporte.

Si se añade una chapa adosada al alma del pilar se puede aumentar el área cortante ( $A_{vz}$ ) hasta un  $B_s t_{wc}$  pero no se podrá contar con más aumentos a partir de este espesor ni colocando otra chapa al otro lado del alma.

Veamos cual es el espesor necesario para que la unión sea rígida y vamos a comprobar si dicho espesor es  $< t_{wc}$

La nueva resistencia del soporte será igual a:

$$V_{wp,Rd2} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vz2}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$A_{vz2} = A_{vz} + (b_s \cdot e_r) = 2483 + (200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 18) \cdot e_r$$

$$A_{vz2} = 2483 + 134 \cdot e_r$$

Igualando la nueva resistencia del alma del soporte rigidizada con la sollicitación a la que está sometida podemos despejar  $e_r$ .

$$V_{wp,Rd2} = V_{wp,Ed}$$

$$e_r = \frac{\frac{449970 \cdot 1,05 \cdot \sqrt{3}}{0,9 \cdot 275} - 2483}{134} = 6,145 \text{ mm} \rightarrow 8 \text{ mm}$$

$$e_r < t_{wc}$$

Es suficiente una chapa de 8 mm soldada al alma del perfil.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión es rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil a soldar.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 160 + 2 \cdot (160 - 7,5 - 2 \cdot 18) = 553 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (330 - 2 \cdot 11,5 - 2 \cdot 18) = 542 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la viga será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 553 \cdot 8 = 4424 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 542 \cdot 5 = 2710 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión de la viga. Puesto que en la sección de la viga se dará tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{4424}{2} + \frac{2710}{2} \right) \cdot 233,7 = 833607,9 \text{ N} \rightarrow 833,6 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 330 - 11,5 = 318,5 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{123,943 \cdot 10^6}{318,5} = 389146 \text{ N} \rightarrow 389,146 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de un espesor de garganta de 5 mm en el alma y 8 mm en las alas a lo largo de todo el perímetro de la sección para la unión pilar-viga en las vigas IPE-330 interiores soldadas a un HEB-200 y se rigidizará el alma del pilar a fluencia con dos cartelas de dimensiones 8x 90,5x170 mm soldadas a la altura de la fibra traccionada de la viga y a cortante con una chapa de espesor 8 mm soldada a tope en una de las caras del alma del pilar a lo largo de toda la sección que ocupa la viga, tal y como se muestra en la figura.

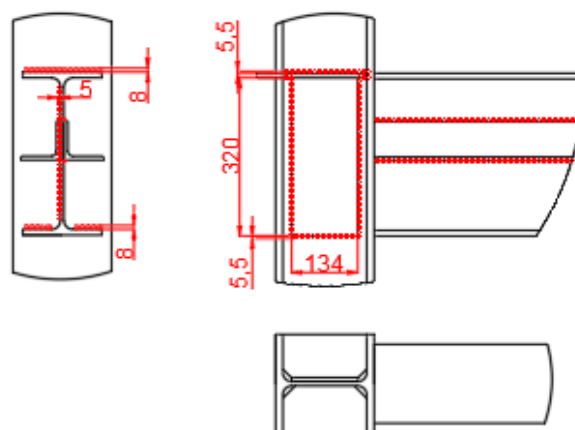


Ilustración 53: Unión viga IPE-330-HEB-200.

### 8.2.5. Unión Pilar HEB-280-Viga IPE-330.

En este apartado únicamente calcularemos si es necesario rigidizar el perfil de soporte de la unión, ya que el cordón de soldadura ha sido ya previamente calculado.

- ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.
- Flexión de las alas del soporte.

El ancho eficaz del ala de la viga sin rigidizar para considerar que su soldadura al soporte trabaja de manera uniforme se puede definir como:

$$b_{ef,fb} = t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot \left( \frac{t_{fc}^2}{t_{fb}} \right)$$

A su vez el ancho eficaz del ala de la viga debe cumplir lo siguiente:

$$b_{ef,fb} \leq t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot t_{fc}$$

En caso de que  $b_{ef,fb} \leq 0,7 \cdot b_{fb}$ , será necesario rigidizar, siendo  $b_{fb}$  el ala de la viga.

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,fb} = 10,5 + 2 \cdot 24 + 7 \cdot \left( \frac{18^2}{11,5} \right) = 255,72 \text{ mm}$$

$$b_{ef,fb} = 10,5 + 2 \cdot 24 + 7 \cdot 18 = 184,5 \text{ mm}$$

$$255,72 \text{ mm} // 184,5 \text{ mm}$$

$$184,5 > 0,7 \cdot 160 = 112 \text{ mm} \rightarrow \text{No es necesario rigidizar.}$$

- Fluencia del alma del soporte.

Se puede originar fluencia en el alma del soporte debido a la tracción transmitida por el ala de la viga, esta tracción se distribuye por un ancho eficaz igual a:

$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Esta expresión corresponde a un soporte continuo, en este caso hay que considerar el ancho eficaz del que realmente se dispone, por tanto, el ancho eficaz del ala de la viga se define como:

$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (t_{fc} + r_c)]$$

Siendo  $a_b$  la la garganta del cordón de soldadura del ala de la viga.

$$b_{ef,t} = 11,5 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 8 + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (18 + 24)] = 139,12 \text{ mm}$$

La resistencia del alma del soporte a tracción es igual a:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,t}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{275 \cdot 10,5 \cdot 139,12}{1,05} = 382580 \text{ N} \rightarrow 382,58 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción transmitida al soporte por el ala de la viga es igual a:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 330 - 11,5 = 318,5 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{123,943 \cdot 10^6}{318,5} = 389146 \text{ N} \rightarrow 389,146 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} < F_{t,Ed} \rightarrow \text{Es necesario rigidizar.}$$

Se pueden disponer rigidizadores horizontales incrementando el área que transmite este esfuerzo o se pueden poner chapas soldadas al alma del pilar.

El área que aporta un rigidizador horizontal a cada lado del alma del soporte se puede definir como:

$$A_r = e_r \cdot (b_c - t_{wc} - 10)$$

$$A_r = e_r \cdot (280 - 10,5 - 10) = e_r \cdot 259,5$$

$$F_{t,Rd2} = F_{t,Rd} + \frac{e_r \cdot 259,5 \cdot 275}{1,05}$$

Igualando  $F_{t,Rd2}$  a  $F_{t,Ed}$ , obtenemos el espesor mínimo del rigidizador.

$$e_r = \frac{(389146 - 382580) \cdot 1,05}{259,5 \cdot 275} = 0,097 \text{ mm} \rightarrow 5 \text{ mm}$$

Como resultado, obtenemos que el espesor mínimo de los rigidizadores es de menos de 1 mm, pero por facilitar la ejecución en obra tomaremos rigidizadores del mismo espesor que para los pilares HEB-200 con lo cual dispondremos de dos cartelas de dimensiones 8x 129,75x244 mm soldadas a la altura de la fibra traccionada de la viga.

- Aplastamiento del alma del soporte.

La otra cara de la viga transmitirá un esfuerzo de compresión que puede originar el aplastamiento del alma del soporte. La resistencia del alma viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc,ef} \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y}\right) \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{c,Rd} \leq \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

$$b_{ef,c} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,c} = 11,5 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 8 + 5 \cdot (18 + 24) = 244,12 \text{ mm}$$

Ahora procederemos a calcular la tensión máxima que se da en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_c} \cdot z_{wc}$$

Donde  $z_{wc}$  es la mitad de la cara recta del alma del pilar, es decir:

$$z_{wc} = \frac{280 - 2 \cdot 18 - 2 \cdot 24}{2} = 98 \text{ mm}$$

Sustituyendo los valores de las solicitaciones que actúan en dicho nudo y las características físicas del pilar podemos obtener la tensión máxima en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{46,087 \cdot 10^3}{13140} + \frac{123,943 \cdot 10^6}{192700000} \cdot 98 = 66,54 \text{ MPa}$$

Una vez obtenida la tensión máxima en el alma del soporte podemos calcular la resistencia del alma de este a compresión.

$$F_{c,Rd} = \frac{275 \cdot 10,5 \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot 1,05 \cdot \frac{66,54}{275}\right) \cdot 244,12}{1,05} = 753882,83 \text{ N} \rightarrow 753,882 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \frac{275 \cdot 10,5 \cdot 244,12}{1,05} = 671330 \text{ N} \rightarrow 671,33 \text{ kN}$$

Una vez calculada la resistencia del alma del pilar a compresión, calculamos la fuerza a compresión que ejercerá la viga sobre el pilar de la misma forma que en el cálculo de la fluencia del ala del pilar.

$$F_{c,Ed} = \frac{123,943 \cdot 10^6}{318,5} = 389146 \text{ N} \rightarrow 389,146 \text{ kN}$$

Por tanto, obtenemos que  $F_{c,Ed} < F_{c,Rd}$ , por lo que **no es necesario rigidizar**.

- Zona de cortante.

La solicitación en esta zona es se puede definir como:

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2}$$

Siendo  $z = h_b - t_{fb} = 330 - 11,5 = 318,5 \text{ mm}$ .

Sustituyendo valores obtenemos:

$$V_{wp,Ed} = \frac{123,943 \cdot 10^6 - 0}{318,5} - \frac{-121,648 \cdot 10^3 - 0}{2} = 449970 \text{ N} \rightarrow 449,97 \text{ kN}$$

Siendo la resistencia del alma del soporte:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot 275 \cdot 4109}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 559192,6 \text{ N} \rightarrow 559,192 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Ed} < V_{wp,Rd}$$

Por tanto, **no es necesario rigidizar**.

En resumen, tomaremos un cordón de un espesor de garganta de 5 mm en el alma y 8 mm en las alas a lo largo de todo el perímetro de la sección para la unión pilar-viga en las vigas IPE-330 interiores soldadas a un HEB-280 y se rigidizará el alma del pilar a fluencia con dos cartelas de dimensiones 8x 129,75x244 mm soldadas a la altura de la fibra traccionada de la viga, tal y como se muestra en la figura.

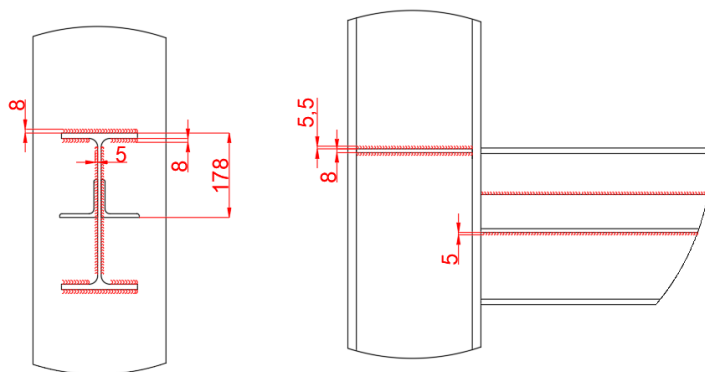


Ilustración 54: Unión viga IPE-330-HEB-280.

#### 8.2.6. Unión Pilar HEB-280-Viga IPE-300 reforzada.

En primer lugar, definiremos las solicitaciones que serán desfavorables para la unión:

$$V = -71,4 \text{ kN}$$

$$M = -277,88 \text{ kN}$$

- ❖ Diseño de la unión.
- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 10,7 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 10,7 = 7,49 \text{ mm} \rightarrow 7 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 7,1 = 4,97 \text{ mm} \rightarrow 4,5 \text{ mm}$$

- ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.
- Flexión de las alas del soporte.

El ancho eficaz del ala de la viga sin rigidizar para considerar que su soldadura al soporte trabaja de manera uniforme se puede definir como:

$$b_{ef,fb} = t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot \left( \frac{t_{fc}^2}{t_{fb}} \right)$$

A su vez el ancho eficaz del ala de la viga debe cumplir lo siguiente:

$$b_{ef,fb} \leq t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot t_{fc}$$

En caso de que  $b_{ef,fb} \leq 0,7 \cdot b_{fb}$ , será necesario rigidizar, siendo  $b_{fb}$  el ala de la viga.

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,fb} = 10,5 + 2 \cdot 24 + 7 \cdot \left( \frac{18^2}{10,7} \right) = 270,46 \text{ mm}$$

$$b_{ef,fb} = 10,5 + 2 \cdot 24 + 7 \cdot 18 = 184,5 \text{ mm}$$

$$270,46 \text{ mm} // 184,5 \text{ mm}$$

$$184,5 > 0,7 \cdot 180 = 126 \text{ mm} \rightarrow \text{No es necesario rigidizar.}$$

- Fluencia del alma del soporte.

Se puede originar fluencia en el alma del soporte debido a la tracción transmitida por el ala de la viga, esta tracción se distribuye por un ancho eficaz igual a:

$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Esta expresión corresponde a un soporte continuo, en este caso hay que considerar el ancho eficaz del que realmente se dispone, por tanto, el ancho eficaz del ala de la viga se define como:



$$b_{ef,t} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (t_{fc} + r_c)]$$

Siendo  $a_b$  la garganta del cordón de soldadura del ala de la viga.

$$b_{ef,t} = 10,7 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 7 + \frac{1}{2} \cdot [5 \cdot (18 + 24)] = 135,49 \text{ mm}$$

La resistencia del alma del soporte a tracción es igual a:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,t}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{275 \cdot 10,5 \cdot 135,49}{1,05} = 372597,5 \text{ N} \rightarrow 372,597 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción transmitida al soporte por el ala de la viga es igual a:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 574,3 - 10,7 = 563,6 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{277,88 \cdot 10^6}{563,6} = 493044,71 \text{ N} \rightarrow 493,044 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} < F_{t,Ed} \rightarrow \text{Es necesario rigidizar.}$$

Se pueden disponer rigidizadores horizontales incrementando el área que transmite este esfuerzo o se pueden poner chapas soldadas al alma del pilar.

El área que aporta un rigidizador horizontal a cada lado del alma del soporte se puede definir como:

$$A_r = e_r \cdot (b_c - t_{wc} - 10)$$

$$A_r = e_r \cdot (280 - 10,5 - 10) = e_r \cdot 259,5$$

$$F_{t,Rd2} = F_{t,Rd} + \frac{e_r \cdot 259,5 \cdot 275}{1,05}$$

Igualando  $F_{t,Rd2}$  a  $F_{t,Ed}$ , obtenemos el espesor mínimo del rigidizador.

$$e_r = \frac{(493044,71 - 372597,5) \cdot 1,05}{259,5 \cdot 275} = 1,77 \text{ mm} \rightarrow 8 \text{ mm}$$

Como resultado, tomaremos un espesor de los rigidizadores de 8 mm, con lo cual dispondremos de dos cartelas de dimensiones 8x129,5x244 mm soldadas a la altura de la fibra traccionada de la viga.

- Aplastamiento del alma del soporte.

La otra cara de la viga transmitirá un esfuerzo de compresión que puede originar el aplastamiento del alma del soporte. La resistencia del alma viene dada por la siguiente expresión:

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc,ef} \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y}\right) \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$
$$F_{c,Rd} \leq \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{ef,c}}{\gamma_{M0}}$$

Donde:

$$b_{ef,c} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Sustituyendo valores obtenemos:

$$b_{ef,c} = 10,7 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 7 + 5 \cdot (18 + 24) = 239,79 \text{ mm}$$

Ahora procederemos a calcular la tensión máxima que se da en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_c} \cdot z_{wc}$$

Donde  $z_{wc}$  es la mitad de la cara recta del alma del pilar, es decir:

$$z_{wc} = \frac{280 - 2 \cdot 18 - 2 \cdot 24}{2} = 98 \text{ mm}$$

Sustituyendo los valores de las solicitaciones que actúan en dicho nudo y las características físicas del pilar podemos obtener la tensión máxima en el alma del soporte.

$$\sigma_n = \frac{75,4 \cdot 10^3}{13140} + \frac{277,88 \cdot 10^6}{192700000} \cdot 98 = 147,06 \text{ MPa}$$

Una vez obtenida la tensión máxima en el alma del soporte podemos calcular la resistencia del alma del soporte a compresión.

$$F_{c,Rd} = \frac{275 \cdot 10,5 \cdot \left(1,25 - 0,5 \cdot 1,05 \cdot \frac{147,06}{275}\right) \cdot 239,79}{1,05} = 639144,65 \text{ N} \rightarrow 639,144 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \frac{275 \cdot 10,5 \cdot 239,79}{1,05} = 659422,5 \text{ N} \rightarrow 659,422 \text{ kN}$$

Una vez calculada la resistencia del alma del pilar a compresión, calculamos la fuerza a compresión que ejercerá la viga sobre el pilar de la misma forma que en el cálculo de la fluencia del ala del pilar.

$$F_{c,Ed} = \frac{277,88 \cdot 10^6}{563,6} = 493044,71 \text{ N} \rightarrow 493,044 \text{ kN}$$

Por tanto, obtenemos que  $F_{c,Ed} < F_{c,Rd}$ , por lo que **no es necesario rigidizar**.

- Zona de cortante.

La sollicitación en esta zona es se puede definir como:

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{2}$$

Siendo  $z = h_b - t_{fb} = 574,3 - 10,7 = 563,6 \text{ mm}$ .

Sustituyendo valores obtenemos:

$$V_{wp,Ed} = \frac{277,88 \cdot 10^6 - 0}{563,6} - \frac{-71,4 \cdot 10^3 - 0}{2} = 528744,71 \text{ N} \rightarrow 528,744 \text{ kN}$$

Siendo la resistencia del alma del soporte:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vz}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot 275 \cdot 4109}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 559192,6 \text{ N} \rightarrow 559,192 \text{ kN}$$

$$V_{wp,Ed} < V_{wp,Rd}$$

Por tanto, **no es necesario rigidizar**.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión es rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil a soldar.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 150 + 4 \cdot (150 - 7,1 - 2 \cdot 15) = 751,6 \text{ mm}$$

$$L_b = 4 \cdot (300 - 2 \cdot 10,7 - 2 \cdot 15) = 994,4 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la viga será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 751,6 \cdot 7 = 5261,2 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 994,4 \cdot 4,5 = 4474,8 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión de la viga. Puesto que en la sección de la viga se dará tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{5261,2}{2} + \frac{4474,8}{2} \right) \cdot 233,7 = 1137651,6 \text{ N} \rightarrow 1137,651 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 574,3 - 10,7 = 563,6 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{277,88 \cdot 10^6}{563,6} = 493044,71 \text{ N} \rightarrow 493,044 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de un espesor de garganta de 4,5 mm en el alma y 7 mm en las alas a lo largo de todo el perímetro de la sección para la unión pilar-viga en las vigas IPE-300 reforzadas soldadas a un HEB-280 y se rigidizará el alma del pilar a fluencia con dos cartelas de dimensiones 8x129,5x244 mm soldadas a la altura de la fibra traccionada de la viga, tal y como se muestra en la figura.

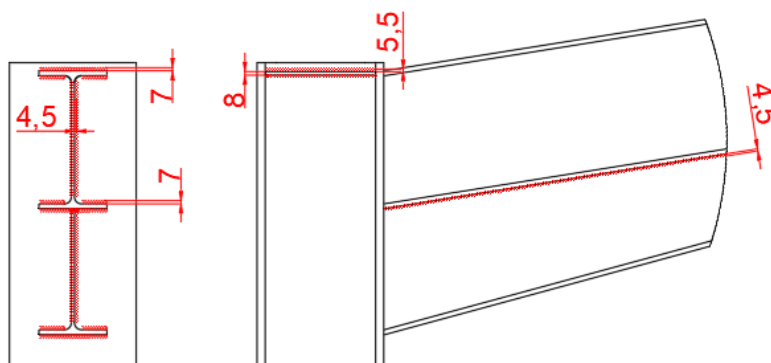


Ilustración 55: Unión viga IPE-300 reforzada-HEB-280.

### 8.3. Uniones viga-viga.

#### 8.3.1. Uniones en cumbrera.

Las uniones en cumbrera serán uniones rígidas soldadas a tope con doble chaflán a lo largo de todo el perímetro de la sección, con lo cual no será necesaria su comprobación.

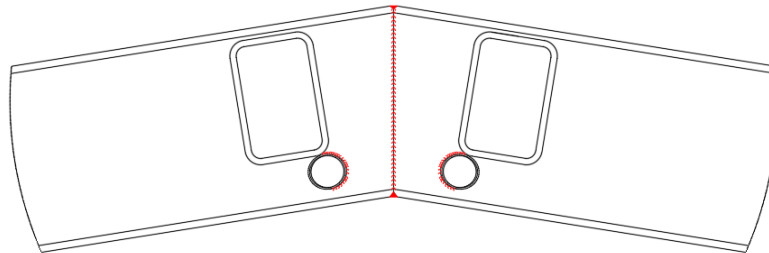


Ilustración 56: Unión en cumbrera.

#### 8.3.2. Unión de los refuerzos de las vigas IPE-300.

Como ya se ha dicho, para evitar vigas de una sección excesivamente grande, se utilizará en los pórticos centrales vigas de sección compuesta utilizando una sección más grande en los tramos más solicitados. Estos refuerzos serán vigas IPE-300 sin las alas superiores, por tanto, se soldará en Angulo el alma de los refuerzos a la parte inferior de las alas de las vigas.

❖ Diseño de la unión.

$$e_{min} = t_f = 7,1 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 7,1 = 4,97 \text{ mm} \rightarrow 4,5 \text{ mm}$$

Se tomará, por tanto, un cordón continuo a lo largo de todo el canto del alma del refuerzo de un espesor de garganta de 4,5 mm a ambas caras, tal y como muestra la figura.

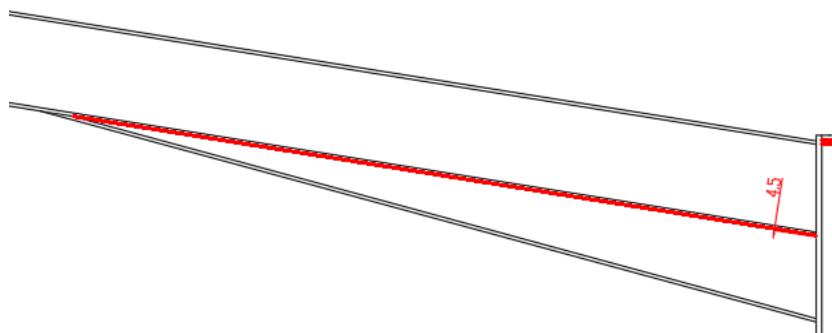


Ilustración 57: Unión refuerzo IPE-300.

#### 8.3.3. Unión de los perfiles LPN-80 de las vigas IPE-330.

Estos perfiles servirán de apoyo para el forjado colaborante, por tanto, estarán soldados por solape al alma de las vigas por la parte superior e inferior.

## ❖ Diseño de la unión.

$$e_{min} = t_f = 7,5 \text{ mm}$$

$$a \leq 0,7 \cdot 7,5 = 5,25 \text{ mm} \rightarrow 5 \text{ mm}$$

Se tomará, por tanto, un cordón continuo de 5 mm de garganta a lo largo de toda la longitud del perfil LPN, por su parte superior e inferior.

## ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

La longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 5000 = 10000 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la viga será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 10000 \cdot 5 = 50000 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = 50000 \cdot 233,7 = 11685000,6 \text{ N} \rightarrow 11685 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = V_z$$

$$F_{t,Ed} = 121,648 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de un espesor de garganta de 5 mm para la unión de los perfiles LPN-80 al alma de los IPE-330 a lo largo de toda la longitud del perfil por sus caras superior e inferior, tal y como se muestra en la figura.

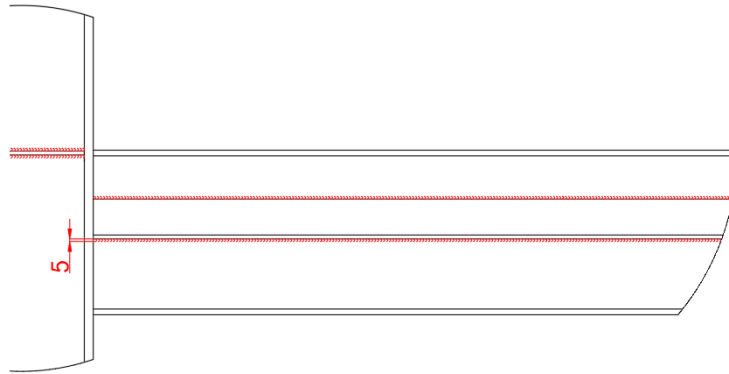


Ilustración 58: Unión perfil de apoyo forjado LPN-80.

#### 8.4. Solución de las uniones del pórtico diagonal.

##### 8.4.1. Solución de la unión del nudo en cumbre.

En la cumbre, tendremos un nudo donde llegan 3 vigas, por tanto, es necesario implementar una placa de anclaje para asegurar una buena unión de estos tres perfiles.

A continuación, presentamos las solicitaciones que se dan en el nudo.

- Pórtico 12.

$$M_{1,1} = -25,105 \text{ kN/m}$$

$$V_{1,1} = 16,429 \text{ kN}$$

$$N_{1,1} = -43,986 \text{ kN}$$

- Pórtico 13.

$$M_{2,1} = 18,564 \text{ kN/m}$$

$$V_{2,1} = -14,582 \text{ kN}$$

$$N_{2,1} = 34,101 \text{ kN}$$

$$M_{2,2} = -8,4 \text{ kN/m}$$

$$V_{2,2} = -3,178 \text{ kN}$$

$$N_{2,2} = -12,203 \text{ kN}$$

## ❖ Diseño de la unión placa-vigas.

El espesor de garganta de los cordones de soldadura depende del espesor mínimo de las chapas a soldar, puesto que la placa que consideramos será de espesor 25 mm, el espesor mínimo será el espesor del alma y del ala de cada viga para la soldadura de estas partes. Tomaremos pues, las mismas uniones calculadas en apartados anteriores para vigas IPE-270 e IPE-300 reforzadas en las uniones viga-pilar. Por tanto, tendremos los tres perfiles que se unen a la placa soldados por todo su perímetro con un cordón continuo de 7 mm de garganta en las alas y 4,5 mm en el alma.

## ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Comprobaremos la unión más desfavorable, la cual será la de menor sección.

La longitud total del cordón será la siguiente:

$$L_w = 2 \cdot 135 + 4 \cdot (135 - 6,6 - 2 \cdot 15) = 663,6 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (270 - 2 \cdot 10,2 - 2 \cdot 15) = 439,2 \text{ mm}$$

La sección del cordón de soldadura que tendremos en el perfil será la siguiente:

$$A_w = 663,6 \cdot 7 = 4645,2 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 439,2 \cdot 4,5 = 1976,4 \text{ mm}^2$$

Calcularemos la resistencia de la fibra traccionada de la unión del nudo y la compararemos con el esfuerzo a tracción que se da en la unión.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{4645,2}{2} + \frac{1976,4}{2} \right) \cdot 233,7 = 773733,96 \text{ N} \rightarrow 773,73 \text{ kN}$$

El momento que generan las vigas generará una fuerza de tracción sobre la unión, la cual será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = 259,8 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{25,105 \cdot 10^6}{259,8} = 96632,03 \text{ N} \rightarrow 96,632 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura del perfil es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.



❖ Esfuerzos en la placa.

En la placa se darán excentricidades de cargas, puesto que tenemos dos perfiles transmitiendo sollicitaciones separados una distancia.

- Tensiones generadas por los axiles.

Las vigas transmiten cargas de compresión y tracción a la placa. Las vigas del pórtico 13 comprimen la placa y la viga del pórtico 12 la tracciona, por tanto, tendremos el siguiente esquema de cargas sobre la unión:

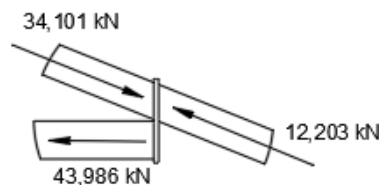


Ilustración 59: Esquema de axiles placa de unión 1.

Las cargas que inciden en diagonal sobre la placa se descompondrán en una carga de compresión en la viga y otra que, combinada con la carga perpendicular a la placa, producirá un esfuerzo de cizalladura. Para simplificar e ir de mano de la seguridad, consideraremos la resultante de las cargas en diagonal a la placa como perpendicular a esta, por tanto, si tomamos una placa de dimensiones 365x350x25 mm, tendremos el siguiente esquema que introduciremos en SAP2000 para calcular las sollicitaciones.

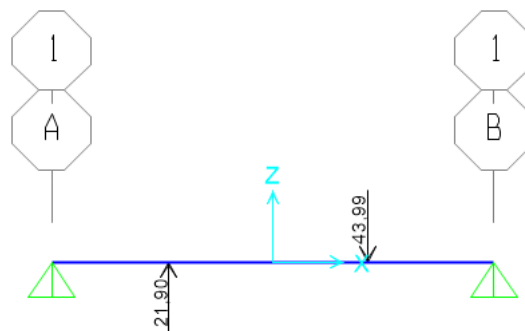


Ilustración 60: Esquema SAP2000 placa de unión 1.

Obtenemos las siguientes sollicitaciones:

- $M = 2,572 \text{ kNm}$
- $V = 25,572 \text{ kN}$

Calculamos las propiedades de la sección para obtener la tensión en la placa.

$$W = \frac{365 \cdot 25^2}{6} = 38020,83 \text{ mm}^3$$

$$A = 365 \cdot 25 = 9125 \text{ mm}$$

$$\sigma = \frac{2,572 \cdot 10^6}{38020,83} = 67,65 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{25,572 \cdot 10^3}{9125} = 2,802 \text{ MPa}$$

$$SVM = \sqrt{67,65^2 + 3 \cdot 2,802^2} = 67,83 \text{ MPa}$$

Por tanto, la placa resiste los axiles.

- Tensiones generadas por los momentos.

La placa deberá resistir la suma de los momentos transmitidos por todos los perfiles, los cuales son los siguientes:

$$M = M_{1,1} + M_{2,1} + M_{2,2} \rightarrow 25,105 + 18,564 - 8,4 = 35,269 \text{ kNm}$$

A partir del momento que debe resistir la sección, calculamos la tensión en esta:

$$\sigma = \frac{35,269 \cdot 10^6}{38020,83} = 927,62 \text{ MPa}$$

Puesto que la sección de la placa no es suficiente para resistir los momentos que se dan, rigidizaremos esta con tres cartelas por lado dispuestas verticalmente de 15 mm de espesor y 70 mm de altura a lo largo de toda la placa.

Calculamos las nuevas propiedades de la sección:

$$A = 365 \cdot 25 + 6 \cdot 70 \cdot 15 = 15425 \text{ mm}$$

$$x_{cdg} = \frac{3 \cdot (70 \cdot 15 \cdot 35) + 3 \cdot (70 \cdot 15 \cdot 130) + 365 \cdot 25 \cdot 82,5}{15425} = 82,5 \text{ mm}$$

$$I = 3 \cdot \left[ \frac{15 \cdot 70^3}{12} + 15 \cdot 70 \cdot (82,5 - 35)^2 \right] + 3 \cdot \left[ \frac{15 \cdot 70^3}{12} + 15 \cdot 70 \cdot (130 - 82,5)^2 \right] + \left[ \frac{365 \cdot 25^3}{12} + 365 \cdot 25 \cdot (82,5 - 82,5)^2 \right]$$

$$I = 17262135,42 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{17262135,42}{82,5} = 209238 \text{ mm}^3$$

Una vez calculadas las nuevas propiedades de la sección, calculamos la tensión en la placa.

$$\sigma = \frac{35,269 \cdot 10^6}{209238} = 168,56 \text{ MPa}$$

Puesto que tendremos momentos y axiles trabajando a la vez en las vigas, tomaremos como la tensión definitiva de la placa la suma de las tensiones de los dos supuestos.

$$\sigma = \sigma_{ax} + \sigma_{mom} \rightarrow 67,83 + 168,56 = 236,39 \text{ MPa}$$

Como la tensión en la placa es inferior a  $f_{yd}$ , la placa es válida para esta unión.

En definitiva, tendremos una placa de 365x350x25 mm con tres cartelas por lado de 350x70x15 mm soldadas verticalmente en los extremos y el centro, tal y como se muestra en la siguiente figura:

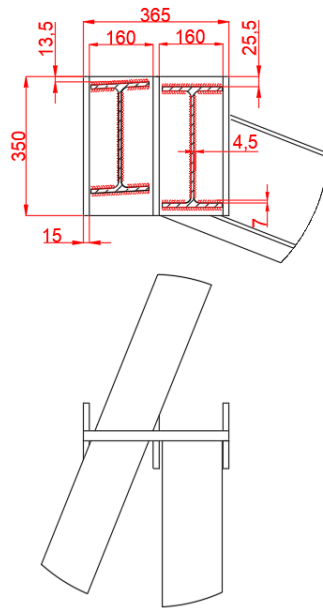


Ilustración 61: Unión solución nudo en cumbrera.

#### 8.4.2. Solución de la unión nudo vigas-pilar.

Debido a que las dos vigas se tienen que unir al pilar, y la superficie que este presenta no es lo suficientemente grande para que estas secciones se puedan soldar correctamente, se soldará por solape una placa de 325x600x25 mm a las alas del pilar para así crear una superficie lo suficientemente amplia para la unión de estos dos perfiles.

A continuación, presentamos las sollicitaciones que se dan en el nudo.

- Pórtico 12.

$$M_1 = -14,095 \text{ kN/m}$$

$$V_1 = -12,339 \text{ kN}$$

$$N_1 = 92,055 \text{ kN}$$

- Pórtico 13.

$$M_2 = 3,272 \text{ kN/m}$$

$$V_2 = 0,95 \text{ kN}$$

$$N_2 = -50,96 \text{ kN}$$

- ❖ Diseño de la unión placa-pilar.

$$e_{min} = t_f = 18 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ mm} \rightarrow 12,5 \text{ mm}$$

Se tomará, por tanto, un cordón continuo por todo el perímetro de la placa de 12,5 mm de garganta.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón de la placa.

La longitud total del cordón será la siguiente:

$$L_w = 2 \cdot 610 + 2 \cdot 325 = 1870 \text{ mm}$$

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la placa será la siguiente:

$$A_w = 1870 \cdot 12,5 = 23375 \text{ mm}^2$$

Calcularemos la resistencia de la fibra traccionada de la unión de la placa y la compararemos con el esfuerzo a tracción que se da en la unión.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \frac{23375}{2} \cdot 233,7 = 2731368 \text{ N} \rightarrow 2731,368 \text{ kN}$$

El momento que generan las vigas generará una fuerza de tracción sobre la unión, la cual será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = 610 \text{ mm}$  y  $M_{Ed}$  es la suma en valor absoluto del momento que generan las vigas, además para ir del lado de la seguridad, sumaremos a este valor el axil a tracción que presenta una de las vigas.

$$F_{t,Ed} = \frac{17,3673 \cdot 10^6}{610} + 50,96 \cdot 10^3 = 79430,98 \text{ N} \rightarrow 79,431 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura de la placa es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

Los diseños de las uniones de perfiles IPE-270 y 300 reforzados ya han sido calculados anteriormente, con lo cual, tomaremos las mismas uniones que para la unión de estos perfiles a pilares HEB-280 que será una soldadura continua por todo el perímetro de la sección con un espesor de garganta de 4,5 y 7 mm en el alma y las alas respectivamente. La placa estará soldada al pilar HEB-280 por todo su perímetro con un cordón de 12,5 mm de garganta.

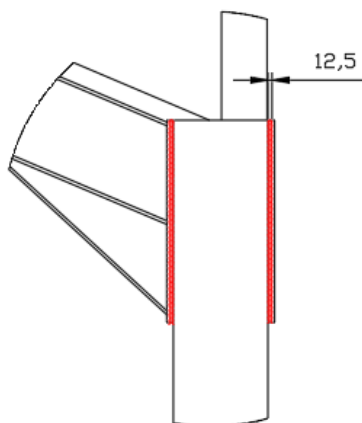


Ilustración 62: Unión placa de unión-pilar.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón de las vigas.

Tomaremos para esta comprobación la unión del IPE-270, puesto que tiene mayores cargas a tracción y menos superficie de soldadura.

$$F_{t,Ed} = \frac{3,2722 \cdot 10^6}{259,8} + 50,96 \cdot 10^3 = 113878,83 \text{ N} \rightarrow 113,879 \text{ kN}$$

$$F_{Rd,cordón} = 612,761 \text{ kN}$$

Por tanto, la unión viga-placa es válida.

- ❖ Esfuerzos en la placa.

En la placa se darán excentricidades de cargas, puesto que tenemos dos perfiles transmitiendo sollicitaciones separados una distancia.

- Tensiones generadas por los axiles.

En el pórtico 12 se dan cargas de tracción y cargas de compresión en el 13, esto genera un esfuerzo de cizalladura sobre la placa.

Para el cálculo de la tensión que se genera debido a estas cargas, consideraremos la placa como una viga apoyada en sus extremos con dos cargas que serán las reacciones de las vigas situadas a la altura de la mitad de cada perfil como se muestra en el siguiente esquema.

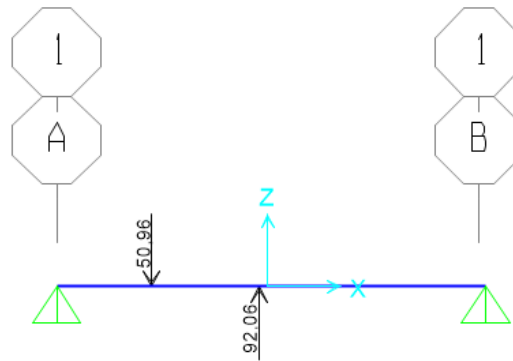


Ilustración 63: Esquema axiles unión nudo pilar.

Siendo la distancia desde el apoyo de la izquierda hasta la primera carga de 135 mm y a la segunda carga de 287 mm.

Introduciendo este esquema en SAP2000 obtenemos las siguientes sollicitaciones:

- $M = -10,324 \text{ kNm}$
- $V = 60,013 \text{ kN}$

Calculamos las propiedades de la sección para obtener la tensión en la placa.

$$W = \frac{325 \cdot 25^2}{6} = 33854,17 \text{ mm}^3$$

$$A = 325 \cdot 25 = 8125 \text{ mm}$$

$$\sigma = \frac{10,324 \cdot 10^6}{33854,17} = 304,96 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{60,013 \cdot 10^3}{8125} = 7,386 \text{ MPa}$$

$$SVM = \sqrt{304,96^2 + 3 \cdot 7,386^2} = 305,23 \text{ MPa}$$

La tensión real será inferior a esta, puesto que hemos hecho un supuesto simplificado donde la placa únicamente está anclada por los extremos, de todas formas, será necesario rigidizar la placa. Para la rigidización de la placa soldaremos tres cartelas de 15 mm de espesor y 50 mm de altura unidas a la placa y las almas de las vigas, para aliviar los momentos que se generan debido a las cargas. Para la comprobación de la placa rigidizada, realizamos el mismo esquema en SAP2000, pero ahora con 3 apoyos más los cuales simularán las cartelas de la placa.

Por tanto, obtenemos las siguientes sollicitaciones con las cuales podemos calcular la nueva tensión que se genera.

- $M = 1,9845 \text{ kNm}$
- $V = -70,602 \text{ kN}$

$$\sigma = \frac{1,9845 \cdot 10^6}{33854,17} = 58,62 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{70,602 \cdot 10^3}{8125} = 8,69 \text{ MPa}$$

$$SVM = \sqrt{58,62^2 + 3 \cdot 8,69^2} = 60,53 \text{ MPa}$$

La placa resiste la cizalladura entre los axiles transmitidos por las vigas.

- Tensiones generadas por los momentos.

La placa deberá resistir la suma de los momentos transmitidos por los dos perfiles, los cuales son los siguientes:

$$M = M_1 + M_2 \rightarrow 14,095 + 3,272 = 17,367 \text{ kNm}$$

A partir del momento que debe resistir la sección, calculamos la tensión en esta:

$$\sigma = \frac{17,367 \cdot 10^6}{33854,17} = 513 \text{ MPa}$$

Puesto que la sección de la placa no es suficiente para resistir los momentos que se dan, rigidizaremos esta con dos cartelas de 15 mm de espesor y 50 mm de altura por toda la placa en dirección a la altura de las secciones.

Calculamos las nuevas propiedades de la sección:

$$A = 325 \cdot 25 + 2 \cdot 50 \cdot 15 = 9625 \text{ mm}$$

$$x_{cdg} = \frac{2 \cdot (50 \cdot 15 \cdot 50) + 325 \cdot 25 \cdot 12,5}{9625} = 18,344 \text{ mm}$$

$$I = 2 \cdot \left[ \frac{15 \cdot 50^3}{12} + 15 \cdot 50 \cdot (50 - 18,344)^2 \right] + \left[ \frac{325 \cdot 25^3}{12} + 325 \cdot 25 \cdot (18,344 - 12,5)^2 \right]$$

$$I = 2516318,23 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{2516318,23}{18,344} = 137173,91 \text{ mm}^3$$

Una vez calculadas las nuevas propiedades de la sección, calculamos la tensión en la placa.

$$\sigma = \frac{17,367 \cdot 10^6}{137173,91} = 126,61 \text{ MPa}$$

Puesto que tendremos momentos y axiles trabajando a la vez en las vigas, tomaremos como la tensión definitiva de la placa la suma de las tensiones de los dos supuestos.

$$\sigma = \sigma_{ax} + \sigma_{mom} \rightarrow 60,53 + 126,61 = 187,14 \text{ MPa}$$

Como la tensión en la placa es inferior a  $f_{yd}$ , la placa es válida para esta unión.

En definitiva, tendremos una placa de 325x610x25 mm con dos cartelas de 50x15 mm soldadas verticalmente en los extremos y tres cartelas de 15x50 mm soldadas horizontalmente, tal y como se muestra en la siguiente figura:

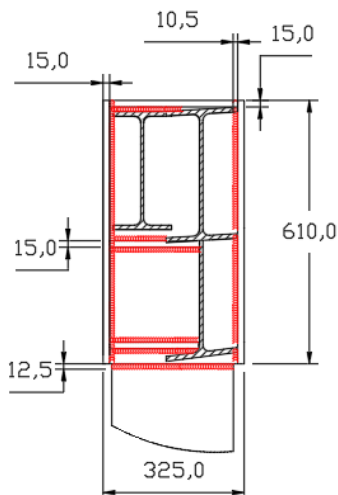


Ilustración 64: Unión solución nudo en pilar.

### 8.5. Unión de las correas a las vigas.

Las correas se soldarán al alma de la viga con una unión en T. Con lo cual calcularemos la unión para una correa de sección rectangular hueca de 120x80x6 mm al alma de las vigas IPE-270 y 300.

En primer lugar, definiremos las sollicitaciones que serán desfavorables para la unión:

$$V = -2,398 \text{ kN}$$

$$M = -4,439 \text{ kNm}$$

❖ Diseño de la unión.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 6 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ mm} \rightarrow 4 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 6 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ mm} \rightarrow 4 \text{ mm}$$

La garganta mínima establecida para un cordón de soldadura en espesores a soldar menores a 10 mm es de 3 mm, por tanto, este cordón es válido.



## ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

Debido a que disponemos de uniones articuladas, y que las solicitaciones son muy bajas debidas a la repercusión de las cargas en las correas, no será necesaria la comprobación de la rigidización de la unión.

## ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Consideramos esta unión articulada, y aunque es recomendable no usar cordones de una longitud superior a 2/3 de la longitud del perfil a soldar para este tipo de uniones, tomaremos igualmente un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot (80 - 2 \cdot 15) = 100 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (120 - 2 \cdot 15) = 180 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la correa será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 100 \cdot 4 = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 180 \cdot 4 = 720 \text{ mm}^2$$

Calculamos la resistencia del cordón de la fibra traccionada de la sección:

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{400}{2} + \frac{720}{2} \right) \cdot 233,7 = 130872 \text{ N} \rightarrow 130,872 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 120 - 6 = 114 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{4,439 \cdot 10^6}{114} = 38938,59 \text{ N} \rightarrow 38,938 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de un espesor de garganta de 4 mm a lo largo de todo el perímetro de la sección para la unión correa-viga, tal y como se muestra en la figura.

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

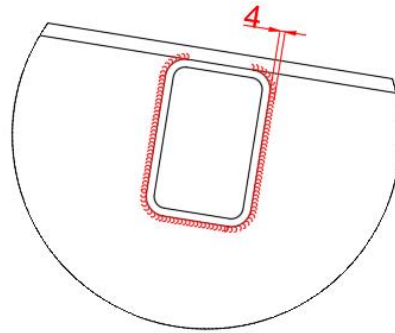


Ilustración 65: Unión en correas.

### 8.6. Unión de los zunchos a los pilares.

Los zunchos se soldarán al alma del pilar con una unión en T de la misma forma que las correas. Con lo cual calcularemos la unión para un zuncho de sección rectangular hueca de 120x80x6 mm al alma de un pilar HEB-280.

En primer lugar, definiremos las solicitaciones que serán desfavorables para la unión:

$$V = 5,081 \text{ kN}$$

$$M = 6,351 \text{ kNm}$$

- ❖ Diseño de la unión.
- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 6 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ mm} \rightarrow 4 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 6 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ mm} \rightarrow 4 \text{ mm}$$

La garganta mínima establecida para un cordón de soldadura de espesores a soldar menores de 10 mm es de 3 mm, por tanto, este cordón es válido.

- ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

Debido a las solicitaciones tan bajas que repercuten las cargas en los zunchos, y que esta unión se considera articulada, no será necesaria la comprobación de la rigidización de la unión.

## ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como ya se ha dicho, consideramos esta unión articulada, y aunque es recomendable no usar cordones de una longitud superior a 2/3 de la longitud del perfil a soldar para este tipo de uniones, al igual que en la unión de las correas, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot (80 - 2 \cdot 15) = 100 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (120 - 2 \cdot 15) = 180 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en el zuncho será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 100 \cdot 4 = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 180 \cdot 4 = 720 \text{ mm}^2$$

Calculamos la resistencia del cordón en la fibra traccionada de la sección:

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{400}{2} + \frac{720}{2} \right) \cdot 233,7 = 130872 \text{ N} \rightarrow 130,872 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 120 - 6 = 114 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{6,351 \cdot 10^6}{114} = 55710,52 \text{ N} \rightarrow 55,710 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de un espesor de garganta de 4 mm a lo largo de todo el perímetro de la sección para la unión zuncho-pilar, tal y como se muestra en la figura.

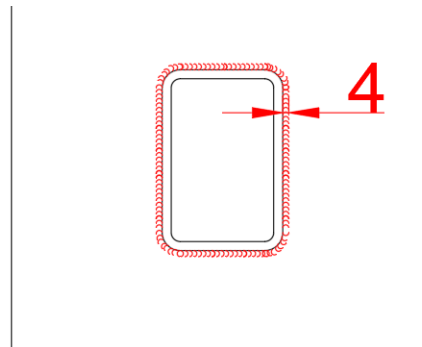


Ilustración 66: Unión en zunchos.

### 8.7. Unión de las cruces de san Andrés.

Las cruces de san Andrés se soldarán al alma de los pilares y de las vigas con una unión en ángulo. Con lo cual calcularemos la unión para las cruces de san Andrés de sección circular hueca de  $\varnothing 50 \times 3$  mm.

En este caso, el cordón de soldadura se dará alrededor de todo el perímetro de la sección, de esta forma, debería de darse una unión rígida, pero debido a la gran esbeltez de la sección, esta unión funcionará como una unión articulada.

- ❖ Diseño de la unión.
- Soldadura de la sección:

$$e_{min} = t_{fc} = 3 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 3 = 2,1 \text{ mm} \rightarrow 3 \text{ mm}$$

La garganta mínima establecida para un cordón de soldadura para espesores a soldar menores de 10 mm es de 3 mm, por tanto, se tomará este espesor de garganta para el cordón.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Consideramos esta unión articulada, pero tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil a soldar.

$$L = 2 \cdot \pi \cdot 25 = 157,079 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en las cruces serán las siguientes:

$$A = 157,079 \cdot 3 = 471,237 \text{ mm}^2$$

Calculamos la resistencia del cordón a tracción:

$$F_{Rd, \text{cordón}} = 471,237 \cdot 233,7 = 110128,08 \text{ N} \rightarrow 110,128 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = 80,63 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de un espesor de garganta de 3 mm a lo largo de todo el perímetro de la sección de las cruces de san Andrés, tal y como se muestra en la figura.

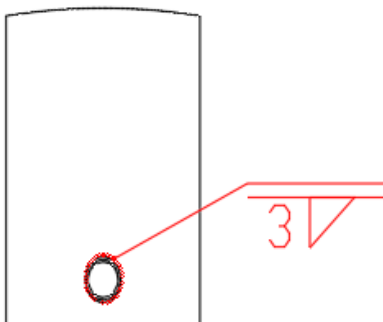


Ilustración 67: Unión en cruces de san Andrés.

## 8.8. Uniones de la estructura de la escalera.

### 8.8.1. Unión Placa-Pilar HEB-120.

Definiremos las sollicitaciones que serán desfavorables para la unión, las cuales serán el momento y el cortante máximos, siendo el valor de estos los siguientes:

$$V = -0,496 \text{ kN}$$

$$M = -0,256 \text{ kN}$$

#### ❖ Diseño de la unión.

En este apartado se diseñará el cordón de soldadura entre un pilar HEB-120 y una placa de 12 mm de espesor.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 11 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 11 = 7,7 \text{ mm} \rightarrow 7,5 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 6,5 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 6,5 = 4,55 \text{ mm} \rightarrow 4,5 \text{ mm}$$

## ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

Puesto que en el apartado del cálculo de la placa de anclaje ya se ha comprobado el espesor de la placa de anclaje y su rigidez, no será necesario comprobar la flexión de las alas del soporte de estas.

## ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro de la sección.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección al igual que en el apartado anterior, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 120 + (120 - 6,5 - 2 \cdot 12) = 329,5 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (120 - 2 \cdot 11 - 2 \cdot 12) = 148 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en el pilar será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 329,5 \cdot 7,5 = 2471,25 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 148 \cdot 4,5 = 666 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión del pilar. Puesto que en la sección del pilar se dará tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{2471,25}{2} + \frac{666}{2} \right) \cdot 233,7 = 366587,66 \text{ N} \rightarrow 366,588 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 120 - 11 = 109 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{0,256 \cdot 10^6}{109} = 2348,63 \text{ N} \rightarrow 2,349 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de soldadura para la unión placa-pilar en los pilares HEB-120 de la estructura de la escalera, de un espesor de garganta de 4,5 mm en el alma y 7,5 mm en las alas tal y como se muestra en la figura.

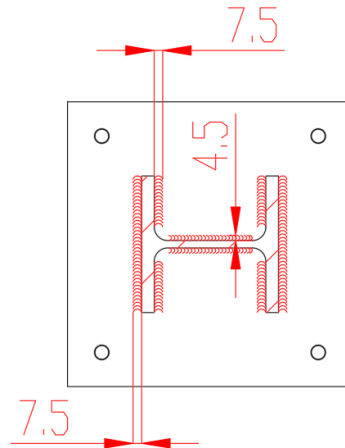


Ilustración 68: Unión placa de anclaje-HEB-120

#### 8.8.2. Unión Placa-viga UPN-180.

Definiremos las solicitaciones que serán desfavorables para la unión, las cuales serán el momento y el cortante máximos, siendo el valor de estos los siguientes:

$$V = -0,496 \text{ kN}$$

$$M = -0,256 \text{ kN}$$

#### ❖ Diseño de la unión.

En este apartado se diseñará el cordón de soldadura entre un pilar HEB-120 y una placa de 12 mm de espesor.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 11 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 11 = 7,7 \text{ mm} \rightarrow 7,5 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 8 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 8 = 5,6 \text{ mm} \rightarrow 5,5 \text{ mm}$$

#### ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

Puesto que en el apartado del cálculo de la placa de anclaje ya se ha comprobado el espesor de la placa de anclaje y su rigidez, no será necesario comprobar la flexión de las alas del soporte de estas.

## ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro de la sección.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección al igual que en el apartado anterior, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 70 + (70 - 2 \cdot 11) = 188 \text{ mm}$$

$$L_b = 180 + 133 = 313 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en el pilar será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 188 \cdot 7,5 = 1410 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 313 \cdot 5,5 = 1721,5 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión del pilar. Puesto que en la sección del pilar se dará tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{1410}{2} + \frac{1721,5}{2} \right) \cdot 233,7 = 365915,775 \text{ N} \rightarrow 365,915 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 120 - 11 = 109 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{0,256 \cdot 10^6}{109} = 2348,63 \text{ N} \rightarrow 2,349 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de soldadura para la unión placa-viga en las vigas UPN-180 de la estructura de la escalera, de un espesor de garganta de 5,5 mm en el alma y 7,5 mm en las alas tal y como se muestra en la figura.



Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

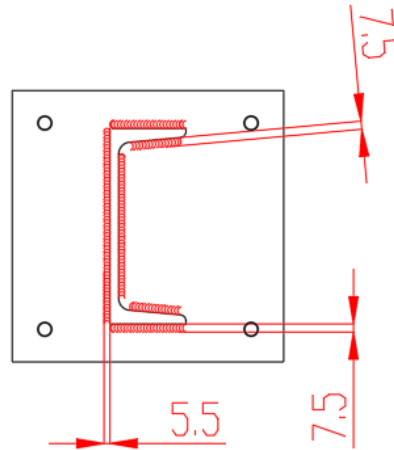


Ilustración 69: Unión placa de anclaje -viga UPN-180.

### 8.8.3. Unión de la viga diagonal a la viga horizontal.

Las uniones de la estructura de la escalera las tomaremos todas rígidas, por tanto, y en este apartado calcularemos una unión en ángulo entre dos vigas UPN-180.

En primer lugar, definiremos las sollicitaciones que serán desfavorables para la unión:

$$V = 6,197 \text{ kN}$$

$$M = -3,495 \text{ kNm}$$

$$N = 20,524 \text{ kN}$$

❖ Diseño de la unión.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 11 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 11 = 7,7 \text{ mm} \rightarrow 7,5 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 8 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 8 = 5,6 \text{ mm} \rightarrow 5,5 \text{ mm}$$

La garganta mínima establecida para un cordón de soldadura de espesores a soldar menores de 10 mm es de 3 mm y de 4,5 mm para espesores entre 10 y 20 mm, por tanto, este cordón es válido.

## ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

Podríamos considerar que la unión entre ambos perfiles se realiza a tope, ya que se juntan las almas y las alas de ambos perfiles y se suelda por todo el perímetro de la sección, además en el interior de las “u” de estas vigas se situarán los peldaños de hormigón de las escaleras, lo que funcionará como rigidizador de la estructura, por tanto, no es necesaria esta comprobación ya que no será necesario rigidizar.

## ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como ya se ha dicho, consideramos esta unión rígida y el cordón será continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 70 + 2 \cdot (70 - 8) = 264 \text{ mm}$$

$$L_b = 180 + 133 = 313 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la viga será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 264 \cdot 7,5 = 1980 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 313 \cdot 5,5 = 1721,5 \text{ mm}^2$$

Calculamos la resistencia del cordón en la fibra traccionada de la sección:

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{1980 + 1721,5}{2} \right) \cdot 233,7 = 432520,27 \text{ N} \rightarrow 432,52 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 180 - 11 = 169 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{3,495 \cdot 10^6}{169} + 20524 = 41204,47 \text{ N} \rightarrow 41,204 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de un espesor de garganta de 7,5 mm en las alas y de 5,5 mm en el alma del perfil, a lo largo de todo el perímetro de la sección para la unión viga diagonal-viga horizontal de las escaleras, tal y como se muestra en la figura.

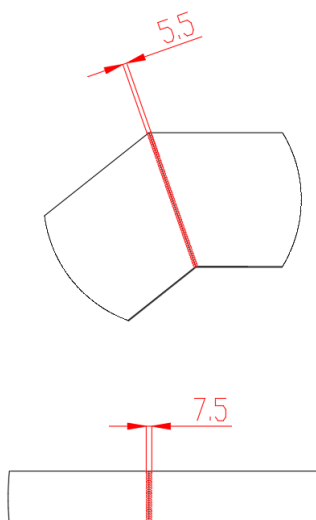


Ilustración 70: Unión vigas en diagonal- vigas horizontales escalera.

#### 8.8.4. Unión de las vigas de soporte de la meseta.

En este apartado calcularemos una unión a 90° entre dos vigas UPN-180. Constructivamente, quedará encajado un perfil dentro de la "u" de la viga que hará de soporte, para ello, se realizarán chaflanes en los perfiles a encajar y se soldará todo el perímetro de la sección.

En primer lugar, definiremos las solicitaciones que serán desfavorables para la unión:

$$V = -7,099 \text{ kN}$$

$$M = -2,64 \text{ kNm}$$

#### ❖ Diseño de la unión.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 8 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 8 = 5,6 \text{ mm} \rightarrow 5,5 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 8 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 8 = 5,6 \text{ mm} \rightarrow 5,5 \text{ mm}$$

La garganta mínima establecida para un cordón de soldadura de espesores a soldar menores de 10 mm es de 3 mm y de 4,5 mm para espesores entre 10 y 20 mm, por tanto, este cordón es válido.

- ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

Debido a que en el interior de los perfiles que se van a soldar se verterá hormigón para la formación de la meseta de la escalera, esto rigidizará lo suficiente las secciones de las vigas, por tanto, no será necesaria una rigidización de la unión.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como ya se ha dicho, consideramos esta unión rígida y el cordón será continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 70 + 2 \cdot (70 - 8) = 264 \text{ mm}$$

$$L_b = 180 + 133 = 313 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la viga será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 264 \cdot 7,5 = 1980 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 313 \cdot 5,5 = 1721,5 \text{ mm}^2$$

Calculamos la resistencia del cordón en la fibra traccionada de la sección:

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{1980 + 1721,5}{2} \right) \cdot 233,7 = 432520,27 \text{ N} \rightarrow 432,52 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = h_b - t_{fb} = 180 - 11 = 169 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{2,64 \cdot 10^6}{169} = 15621,3 \text{ N} \rightarrow 15,621 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mucho mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de un espesor de garganta de 7,5 mm en las alas y de 5,5 mm en el alma del perfil, a lo largo de todo el perímetro de la sección para las uniones de las vigas de soporte de la meseta de las escaleras, tal y como se muestra en la figura.

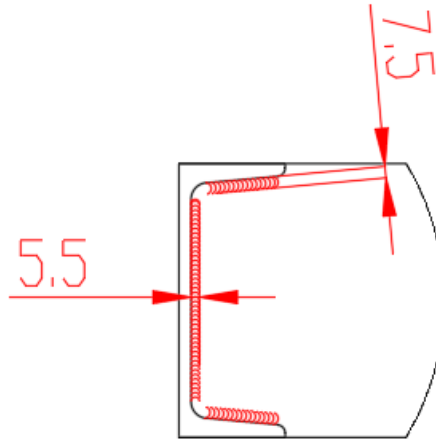


Ilustración 71: Unión vigas de soporte de la meseta.

#### 8.8.5. Unión de apoyo Pilar HEB-200-Viga IPE-270 exterior.

Este tipo de unión es similar a la definida en el apartado 8.2.2., y sirve de apoyo para las vigas de la meseta. Podemos considerar esta unión como una unión en T siendo la base de la unión la cara inferior del ala de la viga.

Tomaremos como las sollicitaciones que intervienen en la unión las sollicitaciones que se dan en estos pilares, las cuales son las siguientes:

$$V = 0,496 \text{ kN}$$

$$M = 0,256 \text{ kNm}$$

#### ❖ Diseño de la unión.

En este apartado se diseñará el cordón de soldadura entre una viga UPN-180 y un pilar HEB-120.

- Soldadura de las alas:

$$e_{min} = t_{fc} = 11 \text{ mm}$$

$$a_b \leq 0,7 \cdot 11 = 7,7 \text{ mm} \rightarrow 7,5 \text{ mm}$$

- Soldadura del alma:

$$e_{min} = t_w = 6,5 \text{ mm}$$

$$a_w \leq 0,7 \cdot 6,5 = 4,55 \text{ mm} \rightarrow 4,5 \text{ mm}$$

- ❖ Comprobación de la rigidez de la unión.

No es necesaria esta comprobación por el mismo motivo que en el apartado 8.2.2.

- ❖ Comprobación de la resistencia del cordón.

Como consideramos esta unión es rígida, tomaremos un cordón continuo a lo largo de todo el perímetro del perfil a soldar.

Dicho cordón se dará por todas las caras rectas de la sección del pilar que ocupe el ala de la viga, por tanto, la longitud total del cordón será la siguiente para las alas y el alma respectivamente:

$$L_w = 2 \cdot 70 + 2 \cdot (70 - 6,5 - 2 \cdot 12) = 219 \text{ mm}$$

$$L_b = 2 \cdot (120 - 2 \cdot 11 - 2 \cdot 12) = 148 \text{ mm}$$

Una vez conocido el valor de la longitud del cordón de soldadura, calcularemos el valor de la resistencia por unidad de superficie de este.

La sección del cordón de soldadura que tendremos en la viga será la siguiente para el ala y para el alma respectivamente:

$$A_w = 219 \cdot 7,5 = 1642,5 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 148 \cdot 4,5 = 666 \text{ mm}^2$$

Multiplicando estas secciones por la resistencia del cordón de soldadura por unidad de superficie obtenemos la resistencia a tracción de la unión de la viga. Puesto que en la sección de la viga se dará tracciones únicamente en una de las fibras del perfil, tomaremos para el cálculo de la resistencia máxima del cordón de soldadura a tracción la mitad de las áreas de soldadura calculadas.

$$F_{Rd, \text{cordón}} = \left( \frac{1642,5}{2} + \frac{666}{2} \right) \cdot 233,7 = 269748,225 \text{ N} \rightarrow 269,748 \text{ kN}$$

La fuerza de tracción que deberá soportar la unión será la siguiente:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{z}$$

Donde  $z = 70 \text{ mm}$ .

$$F_{t,Ed} = \frac{0,256 \cdot 10^6}{70} = 3657,14 \text{ N} \rightarrow 3,657 \text{ kN}$$

En consecuencia, la resistencia máxima del cordón de soldadura es mayor que la fuerza a tracción que deberá resistir la unión, por tanto, la unión es válida.

En resumen, tomaremos un cordón de soldadura para la unión pilar-viga en los pilares HEB-120 de apoyo de las vigas UPN-180 exteriores de un espesor de garganta de 4,5 mm en el alma y 7,5 mm en las alas a lo largo de todo el perímetro de la sección, tal y como se muestra en la figura.

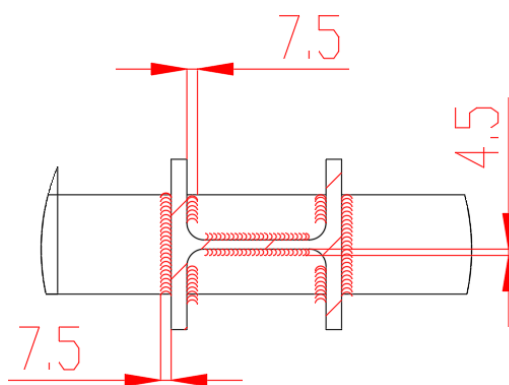


Ilustración 72: Unión pilar de apoyo HEB-120-viga UPN-180 escalera.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

Trabajo de fin de grado

Grado en ingeniería mecánica.

# PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL PARA MONTAJE DE MAQUINARIA HORTOFRUTICOLA

PARTE PRIMERA: MEMORIA.  
ANEXO 2: SEGURIDAD CONTRA INCENDIOS.

Curso académico 2019-2020.

Alumno: Kirian Guardia Molina

Tutor: Vicente Barres Fabado





## Índice.

1. Introducción.....	1
2. Objeto.....	1
3. Tipología de edificio industrial.....	2
4. Cálculo del nivel de riesgo intrínseco.....	2
5. Sectores de incendio.....	5
6. Comprobación de los resultados obtenidos.....	6
7. Materiales.....	6
8. Estabilidad al fuego de los elementos portantes.....	7
9. Resistencia al fuego de los elementos de cerramiento.....	8
10. Evacuación del establecimiento industrial.....	8
11. Ventilación.....	8
12. Almacenamiento.....	9
13. Instalaciones de protección contra incendios.....	9
14. Sistemas de alumbrado de emergencia.....	10
15. Sistemas de señalización.....	10

## Índice de tablas.

Tabla 1: Grado de peligrosidad de los combustibles.....	3
Tabla 2: Valores de la densidad de carga de fuego media de las.....	3
Tabla 3: Valores de densidad de carga de fuego media de las.....	4
Tabla 4: Valores de densidad de carga de fuego media del almacenaje de la materia prima.....	4
Tabla 5: Nivel de riesgo intrínseco por sector o área de incendio.....	5
Tabla 6: Máxima superficie admisible de cada sector de incendio.....	6
Tabla 7: Estabilidad al fuego de elementos estructurales portantes.....	7
Tabla 8: Estabilidad al fuego para elementos de cubierta.....	7
Tabla 9: Resistencia al fuego mínima de toda medianería o muro colindante con otro establecimiento.....	8

## 1. Introducción.

En este anexo se comprobará el cumplimiento del reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales correspondiente al RD 2267/2004 de la nave industrial en estudio.

## 2. Objeto.

En primer lugar, el uso de la nave industrial planteada en esta memoria estará destinado al montaje de maquinaria hortofrutícola y contará con una zona reservada a oficinas. La ubicación de este edificio se encuentra el polígono industrial SEPES de Puerto de Sagunto (Valencia), en un solar de dimensiones asimétricas. Las distancias mínimas de la nave a los extremos del solar, puesto que las líneas que definen las delimitaciones del suelo no son en algunos casos rectas ni tienen ángulos de 90°, son: 5 m por su lado oeste, 5 m por su lado este, 12 metros por su lado sur y 5 por su lado norte.

Las paredes de esta están compuestas de losas prefabricadas de hormigón macizo con un espesor de 16 cm, y la cubierta está compuesta de paneles sándwich con un recubrimiento aislante de 5 cm de espesor.

El número de operarios que se prevé que trabajen en el taller o zona de producción es de 25, y 5 más que estarán ubicados en el almacén.

La nave en estudio dispone de dos plantas de oficinas, cuyas dimensiones son 5 m de ancho por 35 m de largo, con una forma irregular, donde se prevé que trabajen un total de 25 personas.

Según establece el citado reglamento en su artículo 3 “Compatibilidad reglamentaria”, citado textualmente: “Cuando en un establecimiento industrial coexistan con la actividad industrial otros usos con la misma titularidad, para los que sea de aplicación la Norma básica de la edificación: condiciones de protección contra incendios, o una normativa equivalente, los requisitos que deben satisfacer los espacios de uso no industrial serán los exigidos por dicha normativa cuando superen los límites indicados” dichos límites quedan recogidos a continuación:

- Zona comercial: superficie construida superior a 250 m<sup>2</sup>.
- Zona administrativa: superficie construida superior a 250 m<sup>2</sup>.

Las zonas a las que por su superficie sean de aplicación las prescripciones de las referidas normativas deberán constituir un sector de incendios independiente.

En nuestro caso tendremos un total de 340 m<sup>2</sup>. En esta superficie, están divididas las zonas comerciales de la administrativa, por tanto, ninguna de las dos excede las condiciones anteriores, por ende, no será necesario un sector de incendios independiente.

### 3. Tipología de edificio industrial.

Con relación a la distancia o situación del edificio a otros edificios de su entorno, según el reglamento citado anteriormente, se pueden distinguir varias tipologías constructivas de los establecimientos industriales.

En el caso de estudio que planteamos, puesto que las distancias a otros edificios son mayores a 3 m y la actividad industrial se desarrolla en un solo edificio, tendremos un establecimiento industrial de tipo C.

### 4. Cálculo del nivel de riesgo intrínseco.

Para poder calcular el nivel de riesgo intrínseco deberemos, en primer lugar, identificar todas las posibles actividades que se desarrollarán dentro del edificio industrial y las áreas en las que se llevarán a cabo. Por otro lado, nos remitiremos a la tabla 1.2. del anexo I del RSCI para obtener el valor de la densidad de carga de fuego media de cada actividad.

Así pues, dentro de la nave podemos distinguir 3 zonas de trabajo en las que se desarrollarán distintos tipos de actividades, estas son: Zona de producción, zona de oficinas y almacén.

En la zona de producción, puesto que el uso al que está destinado este edificio industrial es el montaje de maquinaria hortofrutícola, las actividades que se desarrollaran será en gran medida la actividad recogida en la tabla 1.2. “mecánica de precisión, taller”, puesto que la actividad principal de los operarios será el ensamblaje de piezas para conformar maquinas e instalaciones. En menor medida tendremos las actividades de “artículos metálicos soldadura” y “artículos metálicos fresado”, puesto que, aunque éstas no son las actividades principales que se desarrollarán en la nave, si debe estar previsto su uso.

En el almacén es donde se almacenará toda la materia prima que se utilizará en esta nave. Según la tabla 1.2., las actividades, en este caso de almacenaje, que se desarrollarán en esta zona son, en primer lugar, “acero”, que su almacenaje no tiene densidad de carga de fuego, “aparatos eléctricos” y “aparatos electrónicos” y en menor medida “alimentación, embalaje”.

Por último, en la zona de oficinas se desarrollará la actividad de oficina técnica y oficina comercial.

Una vez definidas las actividades de cada zona, pasaremos a calcular la densidad de carga de fuego de cada una, para posteriormente con estos datos hacer un cálculo global.

#### ❖ Zona de producción:

Procederemos según el apartado 3.2. del RCSI, con la ayuda de la tabla 1.1. citada a continuación y la tabla 1.2.

$$Q_s = \frac{\sum_1^i q_{si} \cdot S_i \cdot C_i}{A} \cdot R_a (MJ/m^2) \text{ o } (Mcal/m^2)$$

**TABLA 1.1**  
GRADO DE PELIGROSIDAD DE LOS COMBUSTIBLES

VALORES DEL COEFICIENTE DE PELIGROSIDAD POR COMBUSTIBILIDAD, C <sub>i</sub>		
ALTA	MEDIA	BAJA
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Líquidos clasificados como clase A en la ITC MIE-APQ1</li> <li>- Líquidos clasificados como subclase B<sub>1</sub>, en la ITC MIE-APQ1.</li> <li>- Sólidos capaces de iniciar su combustión a una temperatura inferior a 100 °C.</li> <li>- Productos que pueden formar mezclas explosivas con el aire a temperatura ambiente.</li> <li>- Productos que pueden iniciar combustión espontánea en el aire a temperatura ambiente.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Líquidos clasificados como subclase B<sub>2</sub> en la ITC MIE-APQ1.</li> <li>- Líquidos clasificados como clase C en la ITC MIE-APQ1.</li> <li>- Sólidos que comienzan su ignición a una temperatura comprendida entre 100 °C y 200 °C.</li> <li>- Sólidos que emiten gases inflamables.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Líquidos clasificados como clase D en la ITC MIE-APQ1.</li> <li>- Sólidos que comienzan su ignición a una temperatura superior a 200 °C.</li> </ul>
C <sub>i</sub> = 1,60	C <sub>i</sub> = 1,30	C <sub>i</sub> = 1,00

Tabla 1: Grado de peligrosidad de los combustibles.

En la siguiente tabla se recogen los valores que utilizaremos de la tabla 1.2.

Actividad	q <sub>s</sub>	R <sub>a</sub>
Mecánica de precisión, taller	200 MJ/m <sup>2</sup>	1
Artículos metálicos, soldadura ligera	300 MJ/m <sup>2</sup>	1
Artículos metálicos, fresado	200 MJ/m <sup>2</sup>	1

Tabla 2: Valores de la densidad de carga de fuego media de las actividades que se desarrollarán en la zona de producción.

El valor del coeficiente de peligrosidad por combustibilidad (C<sub>i</sub>) según la tabla 1.1. será bajo, puesto que el material principal con el que se trabaja es el acero.

$$Q_s = \frac{200 \cdot 905 \cdot 1 + 300 \cdot 25 \cdot 1 + 200 \cdot 25 \cdot 1}{955} \cdot 1$$

$$Q_s = 203,93 \text{ MJ/m}^2$$

❖ Zona de oficinas:

Procedemos en este caso de la misma forma que en la zona de producción.

Actividad	$q_s$	Ra
Oficina técnica	600 MJ/m <sup>2</sup>	1
Oficina comercial	800 MJ/m <sup>2</sup>	1,5

Tabla 3: Valores de densidad de carga de fuego media de las actividades que se desarrollarán en la zona de oficinas.

En este caso, el coeficiente de peligrosidad por combustibilidad ( $C_i$ ) será medio.

$$Q_s = \frac{600 \cdot 170 \cdot 1.3 + 800 \cdot 170 \cdot 1.3}{340} \cdot 1,5$$

$$Q_s = 1365 \text{ MJ/m}^2$$

❖ Almacén:

En este caso, tendremos en cuenta el cálculo de  $Q_s$  para el almacenaje, por lo que, además, deberemos tener en cuenta la altura a la que estará almacenado el material, la cual no será superior a 5 m, según el mismo apartado del ya citado documento.

$$Q_s = \frac{\sum_1^i q_{vi} \cdot C_i \cdot h_i \cdot s_i}{A} \cdot R_a (\text{MJ/m}^2) \text{ o } (\text{Mcal/m}^2)$$

Actividad	$q_v$	Ra
Acero	0 MJ/m <sup>2</sup>	0
Aparatos electrónicos	400 MJ/m <sup>2</sup>	1
Alimentación embalaje	800 MJ/m <sup>2</sup>	1,5

Tabla 4: Valores de densidad de carga de fuego media del almacenaje de la materia prima.

$$Q_s = \frac{0 \cdot 0 \cdot 5 \cdot 160 + 400 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 50 + 800 \cdot 1.3 \cdot 5 \cdot 40}{250} \cdot 1,5$$

$$Q_s = 1848 \text{ MJ/m}^2$$

Una vez calculada  $Q_s$  por zonas o sectores, pasamos a calcular una  $Q$  global para la nave, para ello, utilizaremos la siguiente expresión obtenida del apartado 3.3. del RSCI.

$$Q_e = \frac{\sum_1^i Q_{si} \cdot A_i}{\sum_1^i A_i} (\text{MJ/m}^2) \text{ o } (\text{Mcal/m}^2)$$

$$Q_e = \frac{203,93 \cdot 955 + 1365 \cdot 340 + 1848 \cdot 250}{1375}$$

$$Q_s = 815,17 \text{ MJ/m}^2$$

Por último, compararemos el valor obtenido con la tabla 1.3. y obtendremos el nivel de riesgo intrínseco.

TABLA 1.3

Nivel de riesgo intrínseco	Densidad de carga de fuego ponderada y corregida	
	Mcal/m <sup>2</sup>	MJ/m <sup>2</sup>
BAJO	1 $Q_s \leq 100$	$Q_s \leq 425$
	2 $100 < Q_s \leq 200$	$425 < Q_s \leq 850$
MEDIO	3 $200 < Q_s \leq 300$	$850 < Q_s \leq 1275$
	4 $300 < Q_s \leq 400$	$1275 < Q_s \leq 1700$
	5 $400 < Q_s \leq 800$	$1700 < Q_s \leq 3400$
ALTO	6 $800 < Q_s \leq 1600$	$3400 < Q_s \leq 6800$
	7 $1600 < Q_s \leq 3200$	$6800 < Q_s \leq 13600$
	8 $3200 < Q_s$	$13600 < Q_s$

Tabla 5: Nivel de riesgo intrínseco por sector o área de incendio.

En conclusión, en esta nave tendremos un nivel de riesgo intrínseco **Bajo 2**.

## 5. Sectores de incendio.

Tal y como establece el RSCI RD 2267/2004 en el Anexo II apartado 2:

“Todo establecimiento industrial constituirá, al menos, un sector de incendio cuando adopte las configuraciones de tipo A, tipo B o tipo C, o constituirá un área de incendio cuando adopte las configuraciones de tipo D o tipo E, según el anexo I.”

Teniendo en cuenta que la nave de estudio de este documento se trata de un edificio tipo C con un riesgo intrínseco Bajo 2, según la tabla 2.1. de dicho apartado, podemos tener un único sector de incendios con una superficie no superior a 6000 m<sup>2</sup>.

**Tabla 2.1**  
MÁXIMA SUPERFICIE CONSTRUIDA ADMISIBLE DE CADA SECTOR DE INCENDIO

Riesgo intrínseco del sector de incendio	Configuración del establecimiento		
	TIPO A (m <sup>2</sup> )	TIPO B (m <sup>2</sup> )	TIPO C (m <sup>2</sup> )
BAJO	(1)-(2)-(3)	(2) (3) (5)	(3) (4)
1	2000	6000	SIN LÍMITE
2	1000	4000	6000
MEDIO	(2)-(3)	(2) (3)	(3) (4)
3	500	3500	5000
4	400	3000	4000
5	300	2500	3500
ALTO	NO ADMITIDO	(3)	(3)(4)
6		2000	3000
7		1500	2500
8		NO ADMITIDO	2000

Tabla 6: Máxima superficie admisible de cada sector de incendio.

Por lo que esta nave tendrá un único sector de incendios de 1545 m<sup>2</sup>.

## 6. Comprobación de los resultados obtenidos.

En este apartado comprobaremos que la tipología constructiva y el riesgo intrínseco del establecimiento se permiten. En el apartado 1 del anexo II, "Ubicaciones no permitidas en sectores de incendio con actividad industrial", según la configuración que tenemos en la nave, la única ubicación no permitida es la siguiente:

"De cualquier riesgo, en segunda planta bajo rasante en configuraciones de tipo A, de tipo B y de tipo C, según el anexo I."

Puesto que este no es el caso de nuestra nave en estudio, el edificio cumple las condiciones.

## 7. Materiales.

Según el apartado 3 del anexo II del citado documento, los productos utilizados como revestimiento o acabado superficial deben ser:

- En suelos C<sub>FL-S1</sub> (M2) o más favorable.
- En paredes y techos: C-s3 d0 (M2) o más favorable.
- Los lucernarios que no sean continuos o instalaciones para eliminación de humo que se instalen en las cubiertas serán al menos de clase D-s2d0 (M3) o más favorable.
- Los materiales de los lucernarios continuos en cubierta serán B-s1d0 (M1) o más favorable.
- Los materiales de revestimiento exterior de fachadas serán C-s3d0 (M2) o más favorables.

Por otro lado, los productos de construcción pétreos, cerámicos y metálicos, así como vidrios, morteros, hormigones o yesos se considerarán de clase A1 (M0).

## 8. Estabilidad al fuego de los elementos portantes.

A partir de la tabla 2.2. del anexo II del mismo documento, obtenemos la estabilidad al fuego de los elementos estructurales portantes.

**Tabla 2.2**

ESTABILIDAD AL FUEGO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PORTANTES

NIVEL DE RIESGO INTRÍNSECO	TIPO A		TIPO B		TIPO C	
	Planta sótano	Planta sobre rasante	Planta sótano	Planta sobre rasante	Planta sótano	Planta sobre rasante
BAJO	R 120 (EF - 120)	R 90 (EF - 90)	R 90 (EF - 90)	R 60 (EF - 60)	R 60 (EF - 60)	R 30 (EF - 30)
MEDIO	NO ADMITIDO	R 120 (EF - 120)	R 120 (EF - 120)	R 90 (EF - 90)	R 90 (EF - 90)	R 60 (EF - 60)
ALTO	NO ADMITIDO	NO ADMITIDO	R 180 (EF - 180)	R 120 (EF - 120)	R 120 (EF - 120)	R 90 (EF - 90)

*Tabla 7: Estabilidad al fuego de elementos estructurales portantes.*

A la vista de la tabla, para un edificio de tipo C, riesgo intrínseco bajo 2 y en planta sobre rasante, todo elemento estructural y escaleras que sean recorrido de evacuación no tendrán una estabilidad inferior a R30 (EF-30).

Para la cubierta, según el apartado 4.2., se pueden adoptar los valores de estabilidad al fuego de la tabla 2.3.

**Tabla 2.3**

NIVEL DE RIESGO INTRÍNSECO	Tipo B	Tipo C
	Sobre rasante	Sobre rasante
Riesgo bajo	R 15 (EF-15)	NO SE EXIGE
Riesgo medio	R 30 (EF-30)	R 15 (EF-15)
Riesgo alto	R 60 (EF-60)	R 30 (EF-30)

*Tabla 8: Estabilidad al fuego para elementos de cubierta.*

Como se puede ver en la tabla, para un riesgo intrínseco bajo y una nave tipo C, no se exige una estabilidad mínima al fuego, siempre y cuando el fallo de estos elementos no ocasione daños en edificios próximos ni comprometan la estabilidad de otras plantas inferiores o la sectorización de incendios.



## 9. Resistencia al fuego de los elementos de cerramiento.

Según el apartado 5.2. la resistencia al fuego de toda medianería o muro colindante con otro establecimiento será el recogido en la siguiente tabla.

	Sin función portante	Con función portante
Riesgo bajo	EI 120	REI 120 (RF-120)
Riesgo medio	EI 180	REI 180 (RF-180)
Riesgo alto	EI 240	REI 240 (RF-240)

Tabla 9: Resistencia al fuego mínima de toda medianería o muro colindante con otro establecimiento.

Como se puede ver en la tabla, puesto que los cerramientos tienen función portante, ya que se soportan entre sí, estos deberán tener una resistencia al fuego REI 120 (RF-120).

## 10. Evacuación del establecimiento industrial.

Para la aplicación de las exigencias relativas a la evacuación de los establecimientos industriales, se determinará su ocupación, P. Según esto, para un número de personas que ocupan un sector de incendios (P) inferior a 100, se puede determinar la ocupación mediante la siguiente fórmula:

$$P = 1,10 \cdot P$$

$$P = 1,10 \cdot 50 = 55$$

Puesto que la nave contará con dos salidas, una por el lado este y otra por el lado oeste, el recorrido máximo, en esta nave, no será en ningún caso mayor a 30 m cuando el máximo permitido para este tipo de edificio y su riesgo es de 50 m. por lo tanto, la norma de recorrido máximo de evacuación se cumple.

De acuerdo con el artículo 7 de la NBE-CPI/96 y como dicta el RD 2267/2004, las escaleras que se prevean para evacuación descendente serán protegidas cuando se utilicen para la evacuación de establecimientos industriales, que, para un riesgo bajo, superen la altura de evacuación de 20 m.

La altura de evacuación de la zona de oficinas es de 3,5 m, 6,5 en caso de haber operarios realizando tareas de mantenimiento en el segundo forjado, por lo tanto, no será necesaria la protección de las escaleras.

## 11. Ventilación.

Puesto que el edificio en cuestión es de tipo C y tiene un riesgo intrínseco bajo, no se exige ningún sistema de evacuación de humos.

## 12. Almacenamiento.

En este caso tendremos la materia prima almacenada en estanterías metálicas, y este será un sistema de almacenaje independiente, ya que solamente soportarán la materia almacenada, por lo que estas estanterías tendrán que cumplir los siguientes requisitos.

- Los materiales de bastidores, largueros, paneles metálicos, cerchas, vigas, pisos metálicos y otros elementos y accesorios metálicos que componen el sistema deben ser de acero de la clase A1 (M0).
- Los revestimientos pintados con espesores inferiores a  $100\mu$  deben ser de la clase Bs3d0 (M1). Este revestimiento debe ser un material no inflamable, debidamente acreditado por un laboratorio autorizado mediante ensayos realizados según norma.
- Los revestimientos cincados con espesores inferiores a  $100\mu$  deben ser de la clase Bs3d0 (M1)
- Los pasos longitudinales y los recorridos de evacuación deberán tener una anchura libre igual o mayor que un metro.
- Los pasos transversales entre estanterías deberán estar distanciados entre sí en longitudes máximas de 10 m para almacenaje manual, longitud que podrá duplicarse si la ocupación en la zona de almacén es inferior a 25 personas.

## 13. Instalaciones de protección contra incendios.

A continuación, se presenta una lista de instalaciones de protección para incendios y se valorará, para este proyecto, si es necesaria su instalación o no.

- Sistemas de detección automática: no es necesaria su instalación para edificios de tipo C y riesgo intrínseco bajo.
- Sistemas de detección manual: serán necesarias en la zona de producción y oficinas, puesto que la superficie total es superior a  $1000\text{ m}^2$ . En la zona de almacén, no será necesaria su instalación puesto que la superficie de almacén es inferior a  $800\text{ m}^2$ .
- Sistemas de hidrantes exteriores: no necesarios puesto que la configuración es tipo C y la superficie del sector de incendio es menor a  $2000\text{ m}^2$ .
- Extintores de incendios: se instalarán extintores de incendio en todos los sectores de incendio de los establecimientos industriales. Puesto que el riesgo intrínseco de incendio es bajo, la eficacia mínima del extintor será 21A y se colocará un extintor para cubrir  $600\text{ m}^2$  y un extintor más por cada  $200\text{ m}^2$ . El recorrido máximo horizontal desde cualquier punto del sector de incendio hasta el extintor no superara los 15 m, por lo tanto, colocaremos 5 extintores en una de las paredes de la nave separados entre sí 12 m, y un extintor más por forjado para la zona de oficinas.
- Boca de incendio equipada: no será necesaria por el riesgo intrínseco de la nave (bajo 2) y su configuración de tipo C.



- Rociadores automáticos de agua: no serán necesarios por el riesgo intrínseco de la nave (bajo) y su configuración tipo C.

#### 14. Sistemas de alumbrado de emergencia.

Puesto que la ocupación P es mayor de 25 personas, sí son necesarios.

Este sistema será fijo, estará provisto de fuente propia de energía y entrara automáticamente en funcionamiento al producirse un fallo del 70 por ciento de su tensión nominal de servicio, mantendrá su servicio como mínimo una hora desde que se produzca el fallo, producirá una iluminancia de un lx como mínimo en el nivel del suelo en los recorridos de evacuación, de cinco lx en cuadros, centros de control o mandos de las instalaciones técnicas de servicios y en los sistemas de protección contra incendios.

#### 15. Sistemas de señalización.

Se señalizará las salidas de uso habitual o de emergencia, así como la de los medios de protección contra incendios de utilización normal cuando no sean fácilmente localizables, teniendo en cuenta lo dispuesto en el reglamento de señalización de los centros de trabajo, aprobado por el RD 485/1997 de 14 de abril sobre disposiciones mínimas en materia de señalización de seguridad y salud en el trabajo.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

Trabajo de fin de grado

Grado en ingeniería mecánica.

# PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL PARA MONTAJE DE MAQUINARIA HORTOFRUTICOLA

PARTE PRIMERA: MEMORIA.  
ANEXO 3: ESTUDIO DE SEGURIDAD Y SALUD

Curso académico 2019-2020.

Alumno: Kirian Guardia Molina

Tutor: Vicente Barres Fabado



## Índice.

1. Introducción. ....	1
2. Objeto. ....	1
3. Datos de la obra. ....	1
4. Justificación del estudio básico de seguridad y salud. ....	1
5. Normas de seguridad y salud aplicables en la obra. ....	2
6. Memoria constructiva. ....	4
6.1. Previos. ....	4
6.2. Instalaciones provisionales. ....	4
7. Riesgos más frecuentes y medidas de prevención. ....	6
8. Equipos. ....	8
9. Procedimientos de trabajo seguro. ....	9
10. Primeros auxilios. ....	17
11. Normativa aplicable. ....	17
12. Obligaciones del promotor. ....	19
13. Obligaciones de los trabajadores autónomos. ....	19
14. Obligaciones de contratistas y subcontratistas. ....	20
15. Coordinador de seguridad y salud. ....	21
16. Elaboración del plan de seguridad y salud en el trabajo. ....	21
17. Libro de incidencias. ....	22
18. Paralización de los trabajos. ....	22
19. Derechos de los trabajadores. ....	22
20. Disposiciones mínimas de seguridad y salud aplicables en la obra. ....	23



## 1. Introducción.

Se redacta el presente Estudio básico de seguridad y salud, puesto que en el proyecto de obras redactado del que este documento forma parte, no se dan ninguno de los supuestos previstos en el artículo 4 del Real Decreto 1627/1997 de 24 de octubre del ministerio de presidencia, por el cual se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud para las obras de construcción.

## 2. Objeto.

Este estudio básico se redacta con el objetivo de definir las normas de seguridad y salud que se aplicarán en la obra conforme indica el apartado 2 del artículo 6 del Real Decreto 1627/1997.

Dicho estudio se refiere al proyecto de construcción de una nave industrial ubicada en el polígono industrial SEPES de Puerto de Sagunto donde se desarrollará la actividad de montaje de maquinaria hortofrutícola.

En este estudio se pretende establecer una serie de normativas, prohibiciones y recomendaciones con la premisa de reducir el riesgo de accidentes laborales y/o enfermedades profesionales, así como el buen uso y mantenimiento de las instalaciones, herramientas o equipos utilizados en el transcurso de la obra.

En caso de surgir cualquier riesgo durante la obra no previsto en este estudio básico, se estudiará por los responsables de seguridad para tomar las medidas de prevención o protección necesarias a posteriori, las cuales después se integrarán en el plan de seguridad que elaborará el contratista.

## 3. Datos de la obra.

Tipo de obra: Edificio industrial.

Emplazamiento: Polígono industrial SEPES de puerto de Sagunto, AR Camí de la mar 2 11.

Características del terreno: arenas liosas y arcillosas que frecuentemente contienen gravas en proporción variable.

Técnico autor del estudio básico de seguridad y salud: Kirian Guardia Molina.

Superficie construida: 1375 m<sup>2</sup>.

## 4. Justificación del estudio básico de seguridad y salud.

Según el apartado 1 del artículo 4 del R.D. 1627/1997, las condiciones que se deben de cumplir en la obra para que se pueda redactar el programa estudio básico de seguridad y salud, serán los siguientes:

- El presupuesto de ejecución por contrata incluido en el proyecto debe ser inferior a 450.760,00 €.
- La duración estimada no puede ser superior a 30 días laborables si se emplea en algún momento a más de 20 trabajadores simultáneamente.
- El volumen estimado de mano de obra, entendiéndose por tal la suma de los días de trabajo del total de los trabajadores en la obra, será superior a 500.
- No se puede tratar de una obra de túneles, galerías, construcciones subterráneas o presas.

En primer lugar, al no ser este un proyecto de túneles, galerías presas ni construcciones subterráneas, se cumple la primera de las condiciones para poder redactar un estudio básico de seguridad y salud.

El presupuesto de Ejecución Material de la obra asciende a la cantidad de:

P.M.E. = 411.020,76 €

Puesto que este presupuesto es inferior a 450.760,00 €, se cumple la segunda condición.

El plazo de ejecución material previsto es de 3 meses y el número máximo de trabajadores que intervendrán simultáneamente en la obra es de 15 trabajadores.

Puesto que en ningún momento habrá 20 o más personas trabajando en la obra simultáneamente, la duración de la obra podrá ser superior a 30 días laborables.

La influencia de la mano de obra en el costo total de la misma se estima en torno al 45%, y teniendo en cuenta que el costo medio de operario pueda ser del orden de 18.000 Euros/año, obtenemos un total de:

$$\frac{411020,76 \cdot 0,45}{18000} \approx 11 \text{ operarios}$$

Así pues, suponiendo una jornada laboral para los trabajadores de 8 h diarias, en tres meses contando únicamente los días laborables, tendremos un total de 480 h por trabajador, lo que se traduce en 60 jornadas, y esto multiplicado por 15 que es el número máximo de operarios que intervendrán en la obra, es igual a 900 jornadas.

Puesto que este valor es mayor a 500, se cumple la última de las condiciones del artículo 4 del R.D. 1627/1997 y, por tanto, se redacta el presente Estudio básico de seguridad y salud.

##### 5. Normas de seguridad y salud aplicables en la obra.

Las normas de seguridad y salud que se aplican a las obras de construcción del presente estudio son las siguientes:

- Capítulo XVI exceptuando la primera y segunda sección de la ordenanza laboral de la construcción de 28 de agosto de 1970.
- Reglamento de aparatos elevadores para obras. (O.M. 23/5/77 BOE 14/5/77).



- Reglamento de seguridad en las máquinas. (R.D. 1494/1986 del 26 de mayo. BOE 21/7/86).
- Ley de prevención de riesgos laborales (Ley 31/1995 de 8 de noviembre, BOE nº 269 del 10/11/95)
- Listado y normas adoptadas en el ámbito de la directiva 89/686/CEE "EPI" (R.D. 1407/1992 del 20/10/92 BOE 28/5/96).
- Reglamento de los servicios de prevención (R.D. 39/1997 del 17/1/97 BOE 31/1/97).
- Disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la utilización por los trabajadores de equipos de protección individual (R.D. 773 1997 del 30 de mayo. BOE 12/6/97).
- Disposiciones mínimas de seguridad y salud para la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo (R.D. 1215/1997 del 18/7/97 BOE 7/8/97).
- Disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la manipulación manual de cargas que entrañe riesgos, en particular dorsolumbares, para los trabajadores. (R.D. 487/1997 del 14 de abril. BOE 23/4/97).
- Disposiciones mínimas de seguridad en los lugares de trabajo. (R.D. 486/1997 del 14 de abril. BOE 23/4/97).
- Disposiciones mínimas en materia de señalización de seguridad y salud en el trabajo (R.D. 485/1997 del 14 de abril. BOE 23/4/97).
- Orden por la que se establece el modelo de libro de incidencias correspondiente a las obras en las que sea obligatorio un estudio de seguridad en el trabajo (O.M.20/9/86 BOE 13/10/97)
- Disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción (R.D. 1627/1997 del 24/10/97).
- Reglamento electrotécnico para baja tensión e instrucciones técnicas complementarias (Decreto 842/2002 BOE 18/09/2002).
- Ley 54/2003, de 12 de diciembre, reforma del marco normativo de la prevención de riesgos laborales.
- Real Decreto 171/2004, de 30 de enero, por el que se desarrolla el artículo Ley 31/1995, de 8 de noviembre, de prevención de riesgos laborales, en materia de coordinación de actividades empresariales.
- Puntos 4.1.3 y 4.4 del R.D. 2177/2004, de 12 de noviembre, sobre "Disposiciones relativas a la utilización de los equipos de trabajo para la realización de trabajos temporales en altura" incorporado como Anexo II al R.D. 1215/1997 relativo a la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo, y siendo norma transpuesta de la directiva comunitaria 2001/45/CE de 27 de junio de 2001, que se añade al Anexo II de la directiva 89/655/CEE.
- Estatuto de los trabajadores.



## 6. Memoria constructiva.

En este estudio básico de seguridad y salud se asegurará el cumplimiento del R.D. 1626/1997 del 24 de octubre sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción, además se establecerá la prevención de riesgos de accidentes y enfermedades profesionales y se dará información útil para que se desarrolle todo tipo de trabajos de forma segura, se darán pautas para los posibles trabajos de mantenimiento.

A partir del artículo 7 del Real decreto antes citado, y por aplicación del estudio básico de seguridad y salud, previo al comienzo de la obra será el contratista quien elaborará un plan de seguridad y salud donde se analizarán, estudiarán, desarrollarán y complementarán las previsiones contenidas en este estudio básico. En dicho plan se incluirán, en su caso, las propuestas de medidas alternativas de prevención que el contratista proponga con la correspondiente justificación técnica, y dichas medidas no podrán tener un nivel de protección inferior al previsto en este estudio básico de seguridad y salud.

Antes del inicio de la obra, el coordinador en materia de seguridad y salud deberá aprobar el presente documento, el cual podrá ser modificado por el contratista, siempre con la aprobación expresa del coordinador en función de la evolución de los trabajos, de las incidencias, del proceso de ejecución de la obra o de las modificaciones que puedan surgir en esta. En caso de no ser necesaria la designación de un coordinador, las funciones que se le atribuyen a este, serán asumidas por la dirección facultativa.

### 6.1. Previos.

Antes de iniciar los trabajos en la obra, se acondicionarán y protegerán los accesos para asegurar el libre paso de forma segura del personal de la obra con la pertinente señalización del tipo:

- Prohibido aparcar en la zona de entrada de vehículos.
- Prohibido el paso a toda persona ajena a la obra.
- Uso obligatorio del casco de seguridad.
- Prohibido el paso de peatones en la zona de entrada de vehículos.

### 6.2. Instalaciones provisionales.

Para el correcto funcionamiento y desarrollo de la obra se deberán realizar una serie de instalaciones provisionales que garanticen seguridad y medios para el trabajo en la obra.

- ❖ Instalación eléctrica provisional.

Para ciertas tareas a llevar a cabo en la obra será imprescindible el uso de electricidad, y puesto que la parcela donde se proyecta esta construcción no dispone de una instalación eléctrica, será necesario implantar una de carácter provisional, la

cual garantizará el abastecimiento de electricidad a la obra para todas las tareas que lo requieran y deberá cumplir con el reglamento electrotécnico para baja tensión.

Dicha instalación será realizada por una firma instaladora autorizada con la documentación necesaria para solicitar el suministro de energía eléctrica a la compañía suministradora.

La acometida se realizará a través de un cuadro general de mando y protección, el cual estará formado por un seccionador general de corte automático, interruptor omnipolar, puesta a tierra, y diferencial.

De este cuadro podrán salir circuitos de alimentación a subcuadros móviles, siempre y cuando se haga cumpliendo con las condiciones exigidas para instalaciones a la intemperie.

- Protecciones colectivas.

Será obligatorio el uso de casco homologado de seguridad dieléctrica, herramientas manuales con aislamiento y guantes aislantes, así como botas aislantes y chaqueta ignífuga en maniobra eléctrica.

De igual modo también será obligatorio el mantenimiento periódico de la instalación, con revisión del estado de las mangueras, tomas de tierra, enchufes, y demás elementos.

Normas de actuación durante los trabajos.

- Cualquier parte de la instalación se considerará bajo tensión en todo momento, a no ser que se compruebe lo contrario con aparatos destinados a tal efecto.
- Los conductores, si van por el suelo, no se pisarán ni colocarán materiales sobre ellos, se deberán proteger adecuadamente al atravesar la zona de paso.
- Los tramos aéreos deberán ser tensados con piezas especiales entre apoyos. En caso de que los conductores no puedan soportar la tensión mecánica prevista, se emplearán cables fijadores con una resistencia de rotura de 800 Kg, y se fijarán los conductores a estos mediante abrazaderas.
- Las derivaciones de conexión a máquinas se realizarán con terminales a presión, disponiendo las mismas de mando de marcha y parada. No se someterán a una tracción mecánica que puedan ocasionar su rotura.
- En la instalación de alumbrado estarán separados los circuitos de zonas de trabajo, almacenes, etc. Los aparatos portátiles estarán convenientemente aislados y serán estancos al agua.
- Las mangueras deterioradas se sustituirán de inmediato.
- Las lámparas de alumbrado estarán a una altura no inferior a 2,50 metros del suelo, estando protegidas con cubierta resistente las que se puedan alcanzar con facilidad.
- Se señalizarán los lugares donde estén instalados los equipos eléctricos.
- La señalización será clara y sencilla, prohibiendo el acceso de personas a los lugares donde estén instalados los equipos eléctricos, así como la manipulación de aparatos eléctricos a personas no designadas para ello.
- Se darán instrucciones sobre medidas a tomar en caso de incendio o accidente eléctrico.

❖ Instalación contra incendios.

Se deberán cumplir las siguientes pautas:

- Todas las máquinas estarán dotadas de los pertinentes elementos de seguridad.
- Estará prohibido fumar en las proximidades a materiales combustibles y/o líquidos inflamables.
- No se almacenará grandes cantidades de material combustible y/o inflamable.
- No se podrá colocar fuentes térmicas o de ignición ni desarrollar tareas de soldadura o corte por radial próximas a material combustible o inflamable.
- Será obligatoria la revisión y comprobación periódica de la instalación eléctrica provisional.
- Se dispondrá de los elementos de extinción de incendios necesarios definidos en el anejo de seguridad contra incendios.

❖ Instalación de bienestar e higiene.

Las instalaciones de este ámbito admiten cierta flexibilidad, siendo el jefe de obra quien ubica y proyecta las mismas en función de su programación de obra, ya que no se marcan pautas ni las condiciones que deben reunir, pero si el programa de necesidades y su superficie mínima en función de los operarios.

7. Riesgos más frecuentes y medidas de prevención.

Riesgos genéricos más frecuentes:

❖ Caídas de personas a distinto nivel.

Este es el principal riesgo de la realización de trabajos en altura.

- Causas.

Rotura de cuerdas por distintos motivos como el uso y/o mantenimiento inadecuado, el uso de productos corrosivos sin protección de cuerda, trabajos de soldadura sin protección de cuerda, uso de herramientas mecánicas o manuales cortantes o punzantes sin protección de cuerda y por condiciones climáticas adversas. El fallo en los elementos de conexión o en algún otro elemento, montaje inadecuado de la cabecera, inobservancia de los procedimientos de seguridad específicos en los trabajos verticales y en el uso de las escaleras de mano / montaje y uso de andamios tubulares, Falta de formación e información a los trabajadores y falta de utilización de los EPI's.

- Medidas preventivas.

Será obligatorio el uso de doble cuerda (trabajo y seguridad) en los tendidos de trabajo y también la instalación de un mínimo de dos aparatos de progresión o seguridad sobre cuerdas en todo momento, todos los elementos que componen el equipo vertical personal deben estar sometidos a un programa de verificación, comprobación y mantenimiento periódico.

Cuando se haga uso de herramientas calorífugas, el trabajador se suspenderá de cables de acero (5 mm diámetro) o cadenas metálicas en los últimos 2 metros por encima del trabajador, los trabajadores deben velar por el perfecto estado de conservación y uso del equipo vertical personal, deberán consultar cualquier duda sobre su correcta utilización. Así mismo, se solicitará uno nuevo en caso de deterioro o ante cualquier duda razonable sobre el correcto funcionamiento o grado de seguridad de alguno de sus elementos o de su totalidad.

- ❖ Caídas de objetos desprendidos y manipulados.

Estos objetos pueden ser tanto materiales como herramientas y pueden causar daños tanto a trabajadores como a terceros.

- Causas.

Falta de utilización de los EPI's, Falta de utilización de los equipos colectivos de protección, falta de formación e información a los trabajadores, inobservancia de los procedimientos de seguridad en el montaje de tendidos y en el transporte y uso de herramientas y material.

- Medidas preventivas.

Uso de EPI's, información y formación de riesgos específicos de las tareas a realizar. Además, se deberán respetar las siguientes normas de actuación en el transporte de herramientas y material:

- Las herramientas y materiales más pequeños se transportarán en bolsa de trabajo, caja, cesta o cubo, y se deberá colocar este por debajo del punto de instalación.
- Es posible asegurar las herramientas con cordinos a las cintas que los arneses tienen destinadas a tal fin.
- Las herramientas de mayor tamaño se asegurarán mediante un cordino independiente.
- Los materiales líquidos se transportarán mediante recipientes cerrados, de tratarse de pintura, se usará contenedores de pintura de paredes altas, no llenándose estos más de un tercio de su altura. Si se trata de productos químicos potencialmente agresivos se tomarán medidas de protección suplementarias, tanto para el trabajador como para las cuerdas.
- En ningún caso se dejará colgada la herramienta del cable de suministro de energía.

- Es importante que la conexión entre el cable de la máquina y el cable de extensión no se pueda desenchufar de manera accidental o por efecto del peso del cable. Para ello se realizará un nudo simple con ambos cables, sin apretar, de forma que el punto de conexión no sufra ninguna tensión.
  
- ❖ Golpes y cortes por uso de herramientas o máquinas.

Este es uno de los riesgos más frecuentes en el uso de máquinas y herramientas.

- Medidas preventivas.

Utilización de guantes anticorte y botas de seguridad con puntera de acero, correcta formación de los trabajadores a la hora de realizar trabajos que puedan implicar esta clase de riesgos y por último uso y mantenimiento adecuado de las herramientas y maquinaria.

- Causas.

Falta de utilización de los EPI's, uso inadecuado de herramientas/máquinas, uso de herramientas/máquinas en mal estado u obsoletas, falta de formación e información a los trabajadores.

- ❖ Posiciones forzadas.

- Causas.

Hacer uso de una silla de trabajo que no cumple con los requisitos ergonómicos mínimos o carece de los accesorios apropiados para realizar la tarea, inobservancia de los procedimientos de trabajo, en concreto de la programación de pausas periódicas para el descanso de los trabajadores y falta de formación e información a los trabajadores.

Riesgos asociados a condiciones climáticas adversas.

- Causas.

Inobservancia de los procedimientos de seguridad en cuanto a la suspensión de trabajos en regímenes de fuerte viento o lluvias o de cualquier otra circunstancia meteorológica que ponga en compromiso la seguridad de los trabajadores y la falta de formación e información a los trabajadores.

## 8. Equipos.

A continuación, se definen los equipos de protección en función de la tarea a realizar.

- ❖ Equipos de protección individual.

Este es el equipo de protección mínimo que toda persona deberá llevar en la obra independientemente del trabajo que vaya a realizar, a no ser que las normas de procedimiento de dicho trabajo excluyan alguno de estos elementos de seguridad.

Dicho equipo se compone de casco de seguridad, guantes, ropa de trabajo y calzado de seguridad.

En trabajos de movimientos de tierra, será necesario también el uso de mascarillas antipolvo con filtro intercambiable, gafas antiproyecciones y cinturón antivibratorio.

- ❖ Equipo de trabajo en suspensión.

Arnés de suspensión, cabo de anclaje, mosquetones con seguro, Descendedor autoblocante, bloqueadores de ascenso y cuerda de suspensión.

- ❖ Equipo de protección individual anticaídas.

Arneses anticaídas, cabo de anclaje, mosquetones con seguro automático, bloqueadores anticaídas, cuerda de seguridad.

Las protecciones individuales en estas tareas pueden variar en función del tipo de trabajo y maquinaria utilizada, siendo necesario el uso de los equipos indicados y recomendados para cada trabajo y maquinaria a utilizar.

- ❖ Protecciones a terceros.

Los medios más habituales son andamios de protección de hasta 4 m, con viseras, plataformas y toldos, redes y bandejas colgantes. En este tipo de protecciones se cumplirá la normativa específica sobre los sistemas de protección de la vía pública a cumplir en el municipio donde se instala, cuando el trabajo a realizar sea de corta duración y el área de trabajo sea pequeña, se instalará una red de protección que envuelva la zona de trabajo.

#### 9. Procedimientos de trabajo seguro.

La instalación de los tendidos de trabajo comprende la zona de cabecera y la zona vertical.

La zona de cabecera comprende los puntos de unión entre el lugar de trabajo y las cuerdas de acceso vertical, tanto de suspensión como de seguridad. Consiste en anclar las cuerdas en la zona superior de trabajo, bien en un anclaje constructivo seguro, tal como una caseta de ascensor, chimeneas, etc., o bien en anclajes instalados. La decisión de si un elemento constructivo es seguro, deberá tomarse basándose en la experiencia, inspección y conocimiento de la resistencia de los materiales. En caso de duda se realizarán pruebas de carga a pie de suelo garantizando una carga tres veces superior al peso que soportará en su utilización. Los anclajes instalados se basan en técnicas de anclado pudiendo ser mecánicos o químicos. Su instalación se basa en efectuar una perforación en algún elemento constructivo apropiado e introducir y fijar un vástago metálico que permita conectar mosquetones o cuerdas por su lado exterior. La elección de un anclaje mecánico o químico está determinada por la naturaleza del elemento constructivo al que se va a fijar.

Una vez realizada la instalación de cabecera, que es la responsable de la sujeción primaria del tendido de trabajo, se procede a la instalación de la zona vertical. Esta comprende la instalación de las cuerdas de trabajo y seguridad que permiten acceder al punto de trabajo y en las cuales se conectarán los elementos del equipo personal de acceso de trabajo y de seguridad. El principal problema para solventar es evitar cualquier punto de rozamiento de las cuerdas con la estructura, para ello se emplean diferentes técnicas como fraccionamientos, protecciones antirroce, desviaciones, pescantes y elementos de suspensión.

❖ Normas de actuación durante los trabajos.

Los trabajadores deben velar por el perfecto estado de conservación y uso del equipo vertical personal, consultando cualquier duda sobre su correcta utilización. Así mismo se solicitará uno nuevo en caso de deterioro o ante cualquier duda razonable sobre el correcto funcionamiento o grado de seguridad de alguno de sus elementos o de su totalidad.

Ante cualquier circunstancia que pueda comprometer la seguridad del trabajador, de otro compañero de trabajo o de terceras personas, se suspenderán dichos trabajos.

Es obligatorio el uso del equipo individual anticaidas del equipo vertical en todos los trabajos verticales, así como en todas aquellas zonas en las que exista el más mínimo riesgo de caída a distinto nivel, al igual que en todas las maniobras de progresión sobre cuerda (tanto ascenso como descenso).

Es obligatorio el uso de doble cuerda (trabajo y seguridad) en los tendidos de trabajo y la instalación de un mínimo de dos aparatos de progresión o seguridad sobre cuerdas, en todo momento. Además, también será obligatoria la sustitución del cabo de anclaje por cadena metálica, en todos los trabajos que se utilicen máquinas de corte, soldadura o productos químicos que puedan comprometer las condiciones de seguridad del cabo de anclaje.

El descenso a la zona de trabajo se realizará mediante un dispositivo de descenso instalado en la cuerda de suspensión o de trabajo, añadiendo el obligatorio dispositivo anticaidas en la cuerda de seguridad.

La velocidad de descenso máxima permitida es de 2 metros por segundo.

Es obligatorio el uso de Equipos de Protección Individual como guantes, casco, mascarilla, gafas... En todos aquellos trabajos en que la normativa y condiciones de seguridad así lo establezcan.

Todos los elementos que componen el equipo vertical personal deben estar sometidos a un programa de verificación, comprobación y mantenimiento periódico.

Se suspenderán los trabajos exteriores con herramientas eléctricas durante los periodos lluviosos.



Cuando se haga uso de herramientas calorífugas, el trabajador se suspenderá de cables de acero (5 mm diámetro) o cadenas metálicas, en los últimos 2 metros por encima del trabajador. Esta medida de protección se llevará a cabo mediante la colocación de un bloqueador en la cuerda de trabajo del cual se sujeta el cable o la cadena, estando el trabajador anclado al final de este elemento.

Las herramientas cortantes deberán estar protegidas en su parte cortante con un resguardo retráctil, de tal forma que solo se retirará durante el tiempo de uso.

❖ Albañilería.

Deberán tomarse las siguientes precauciones:

- Elegir la herramienta idónea al trabajo que se vaya a realizar, considerando la forma, el peso y las dimensiones adecuadas desde el punto de vista ergonómico.
- Las herramientas no deben utilizarse para fines distintos de los previstos, ni deben sobrepasarse las prestaciones para las que están diseñadas.
- Comprobar que los mangos no estén astillados o rajados y que estén perfectamente acoplados y sólidamente fijados a la herramienta (martillos, destornilladores, limas, sierras...)
- Verificar que las mordazas, bocas y brazos de las herramientas de apriete estén sin deformar (llaves, alicates, tenazas, destornilladores, etc.).
- Cuidar que las herramientas de corte y de bordes filosos estén perfectamente afiladas (cuchillos, tijeras, cinceles, etc.).
- Tener en cuenta que las cabezas metálicas no deben tener rebabas.
- Cuando deban emplearse equipos de protección individual, velar que sean certificados.
- Cuando sea necesario se utilizarán herramientas con protecciones aislantes si existe el riesgo de contactos eléctricos y herramientas antichispa en ambientes inflamables.
- Cuando se utilicen herramientas de corte, se sustituirá el cabo de anclaje por cadena metálica.
- Todos los equipos de protección individual deben tener certificado de homologación y ser de uso personal.

Para el almacenamiento se deberá guardar las herramientas perfectamente ordenadas, en cajas, paneles o estantes adecuados, donde cada herramienta tenga su lugar. No deben colocarse en pasillos, escaleras u otros lugares elevados donde puedan caer.

❖ Soldadura.

Es obligatoria la sustitución del cabo de anclaje por cadena metálica, en todos los trabajos que impliquen soldadura o que puedan comprometer las condiciones de seguridad del cabo de anclaje.



Las herramientas de mayor tamaño no se llevarán en bolsas de trabajo sin asegurarlas mediante un cordino independiente. Este podrá estar anclado a una cuerda auxiliar de suspensión para herramientas o directamente a las anillas dispuestas en el arnés del trabajador o a la silla.

Controlar cables y aislamientos antes de usar.

Si los terminales o enchufes están en mal estado, comunicarlo inmediatamente a su superior.

Revisar los aislamientos de los cables eléctricos al comenzar cada tarea desechando todos aquellos que no están en perfecto estado.

En ningún caso se dejará colgada la herramienta del cable de suministro de energía.

Es importante que la conexión entre el cable de la máquina y el cable de extensión no se pueda desenchufar de manera accidental o por efecto del peso del cable. Para evitar que esto suceda, se realizará un nudo simple con ambos cables (sin apretarlo) de tal forma que el punto de conexión no sufra ninguna tensión.

Se evitará que los cables descansen sobre objetos calientes, charcos, bordes afilados o cualquier otro lugar que pudieran dañarlos, además, se deberá evitar que pasen vehículos por encima o puedan ser golpeados o que las chispas de la soldadura caigan sobre estos.

Cuando los cables de soldar opongan resistencia al manejarlos, no se tirará de ellos.

El cable de masa se conectará sobre la pieza a soldar o lo más cerca que sea posible.

Antes de realizar cualquier modificación en la máquina de soldar se cortará la corriente, incluso al moverla.

No dejar conectadas las máquinas de soldar en los momentos de suspender momentáneamente las tareas.

Los trabajos de soldadura se realizarán con los equipos de protección individual necesarias: gafas y pantalla, guantes, mandil, polainas, etc.

El descascarillado de los cordones de soldadura se realizará con protección ocular.

Se suspenderán los trabajos de soldadura bajo el régimen de lluvias, en prevención del riesgo eléctrico.

Los portaelectrodos tendrán el soporte de manutención en material aislante de la electricidad. Se controlará que el soporte utilizado no esté deteriorado.

Las operaciones de soldadura en zonas húmedas o muy conductoras de la electricidad no se realizarán con tensión superior a 50 voltios. El grupo de soldadura estará en el exterior del recinto en el que se efectúe la operación de soldadura.

Las operaciones de soldadura en condiciones normales no se realizarán con tensiones superiores a 150 voltios si los equipos están alimentados por corriente continua.

❖ Pintura.

Antes de comenzar los trabajos, se debe leer detenidamente la etiqueta del producto. Las etiquetas deben mantenerse en buen estado y no trasvasar los productos a menos que se pueda reproducir la etiqueta con total fiabilidad. Los trabajadores deben conocer el significado de los pictogramas y las frases R y S de las etiquetas.

En caso de urgencia, es posible obtener toda la información necesaria del producto de las fichas de seguridad. Estas fichas amplían la información sobre riesgos contenida en la etiqueta, y además incluyen modos de actuación en caso de emergencia o información acerca de las precauciones a seguir para proteger el medio ambiente.

Muchas de estas sustancias son altamente inflamables por ello se debe evitar su almacenaje y manipulación en lugares próximos a focos de ignición (equipos de soldadura, equipos mecánicos-chispas, etc.)

Hay que prestar especial atención a las condiciones de almacenamiento. Los recipientes deben ser herméticos, pues estas sustancias son muy volátiles y pueden dar lugar a nubes de vapores inflamables, deben almacenarse alejados del sol y focos de calor.

Queda prohibido fumar o comer durante los trabajos con pintura o con las manos manchadas de ella.

En el puesto de trabajo solo se dispondrá de la cantidad de pintura indispensable para la realización de los trabajos, evitando acumulaciones innecesarias.

En cuanto a la utilización de otros productos tales como decapantes, disolventes, productos antihumedad, yesos, cementos, etc., deben ser estudiadas las hojas de seguridad de estos antes de su utilización, con el fin de determinar las medidas preventivas que debe adoptarse antes, durante y tras su uso.

Para la utilización de pinturas en los trabajos verticales, se usará contenedores de pintura de paredes altas, no llenándose más de un tercio de la altura de este. Cuando se trate de productos químicos potencialmente agresivos, se tomarán medidas de protección suplementarias, tanto para el trabajador como para las cuerdas (uso de fundas 1,5 metros por encima del trabajador).

❖ Maquinas-herramientas.

Martillo picador.

Sé prohíbe el uso de martillos al personal no autorizado en previsión de los riesgos por impericia.

Antes de accionar el martillo, comprobar que está perfectamente amarrado el puntero.

Si el puntero se observa deteriorado o gastado, se debe cambiar por uno nuevo.

No abandonar nunca el martillo conectado al circuito de presión.

Comprobar que las conexiones eléctricas están en correcto estado. Sustituir los elementos defectuosos.

Atención especial al riesgo de electrocución.

Para martillos eléctricos, revisar motor, cable y enchufes, con personal y equipo adecuados y teniendo en cuenta las instrucciones del fabricante.

Situar la manguera de suministro eléctrico de modo que no se tropiece con ella ni pueda ser dañada.

Las herramientas de mayor tamaño no se llevarán en bolsas de trabajo sin asegurarlas mediante un cordino independiente. Este podrá estar anclado a una cuerda auxiliar de suspensión para herramientas o directamente a las anillas dispuestas en el arnés del trabajador o a la silla.

Se deberán utilizar como equipos de protección individual casco de polietileno, gafas de seguridad antiproyecciones, ropa de trabajo, protección auditiva adecuada, faja antivibraciones/ muñequera, guantes de cuero y botas de seguridad.

Máquina de agua a presión.

Se comprobará diariamente el buen estado de la máquina, retirando del servicio aquellas máquinas que ofrezcan deterioros que impliquen riesgos para los operarios.

Se evitarán las reparaciones improvisadas de la máquina a pie de obra.

Se mantendrán el buen estado de conservación todos los componentes de la máquina y, en concreto, el cable de suministro eléctrico y el enchufe.

Para evitar riesgos de proyecciones, durante el desarrollo de las tareas de limpieza será imprescindible el uso de EPI's destinados a tal uso (pantallas, gafas, mascarillas, etc.) No se deben adaptar accesorios diferentes a los autorizados en los manuales y mucho menos de "fabricación casera".

Las carcasas tienen que estar libres de roturas o fisuras. Además, cualquier ruido anómalo o extraño debe ser motivo para apagar la máquina y que esta sea revisada en el servicio técnico autorizado.

Se deben evitar las sobrecargas de la máquina, se debe usar dentro del margen de potencia indicado en el manual.

El operario debe evitar adoptar posturas anormales. Debe mantener una posición firme sobre la base de apoyo y conservar el equilibrio en todo momento.

Las herramientas de mayor tamaño no se llevarán en bolsas de trabajo sin asegurarlas mediante un cordino independiente. Este podrá estar anclado a una cuerda auxiliar de suspensión para herramientas o directamente a las anillas dispuestas en el arnés del trabajador o a la silla.

Evitar los arranques involuntarios de la máquina. Esta no debe ser transportada conectada a la red y con las manos apoyadas en el interruptor. Asegúrese de que está apagada en el momento de enchufarla.

Se deberán utilizar como equipos de protección individual Casco de polietileno, gafas de seguridad antiproyecciones, ropa de trabajo, guantes de cuero y botas de seguridad.

Sierra radial.

Es obligatoria la sustitución del cabo de anclaje por cadena metálica, en todos los trabajos en los que se utilicen máquinas de corte que puedan comprometer las condiciones de seguridad del cabo de anclaje.

Antes de su puesta en marcha, el operador comprobará el buen estado de las conexiones eléctricas, la eficacia del doble aislamiento de la carcasa y el disyuntor diferencial para evitar riesgos de electrocución. Los cables y enchufes deben estar en buenas condiciones, sin roturas ni empates, secos y apartados del radio de acción de la máquina

No se deben adaptar accesorios diferentes a los autorizados en los manuales y mucho menos de “fabricación casera”.

Las carcasas tienen que estar libres de roturas o fisuras. Además, cualquier ruido anómalo o extraño debe ser motivo para apagar la máquina y que esta sea revisada en el servicio técnico autorizado.

La sierra debe usarse teniendo las manos secas y limpias de grasas o aceites.

El cambio de accesorios de la máquina (por ejemplo, el disco) se hará con la máquina apagada y, si puede ser, desenchufada, cerciorándose de que el disco gira en el sentido correcto.

No se expondrán las herramientas eléctricas a la lluvia ni se utilizarán cerca de líquidos o gases inflamables.

Se deben evitar las sobrecargas de la máquina, se debe usar dentro del margen de potencia indicado en el manual.

El operario debe evitar adoptar posturas anormales, manteniendo una posición firme sobre la base de apoyo y conservando el equilibrio en todo momento.

Evitar los arranques involuntarios de la máquina, esta no debe ser transportada conectada a la red y con las manos apoyadas en el interruptor. Asegúrese de que está apagada en el momento de enchufarla.

Las herramientas de mayor tamaño no se llevarán en bolsas de trabajo sin asegurarlas mediante un cordino independiente. Este podrá estar anclado a una cuerda auxiliar de suspensión para herramientas o directamente a las anillas dispuestas en el arnés del trabajador o a la silla.

El disco llevará carcasa protectora y resguardos que impidan los atrapamientos de órganos móviles.

Se deberán utilizar como equipos de protección individual casco homologado, gafas de seguridad antiproyecciones, mascarilla antipolvo, ropa de trabajo, guantes de cuero y calzado con plantilla anticlavo.

Taladro portátil.

Se comprobará diariamente el buen estado de los taladros portátiles, retirando del servicio aquellas máquinas que ofrezcan deterioros que impliquen riesgos para los operarios.

La conexión o suministro eléctrico a los taladros portátiles, se realizará mediante manguera antihumedad a partir del cuadro de planta, dotada con clavijas macho-hembra estancas.

Se limpiará correctamente el cono del eje antes de ajustar una broca.

Con respecto al cable de suministro de energía, se seguirán las siguientes instrucciones:

- Revisar el cable de suministro por si tuviera cortes, alambres sin cubrir y por si las conexiones al enchufe o al alojamiento estuvieran flojas. A menos que el taladro posea aislamiento doble, se deberá asegurar que esté puesto a tierra y que no se haya cortado la tercera patilla del enchufe.
- Uso únicamente de cables de extensión puestos a tierra y que estén colocados de manera que no ocasionen tropiezos. Por motivos obvios, no es deseable que los usuarios arranquen de golpe el taladro eléctrico de las manos a otros; además, si otra persona se tropieza con el cable, los dos podrían resultar lesionados.
- Se debe comprobar que la broca haya entrado recta en la mordaza. Se deberá sujetar el taladro y ponerlo en marcha durante un momento. La broca debe girar perfectamente y sin bambolear. De no ser así, la broca no está recta o ha entrado torcida en la mordaza. La perforación se deberá iniciar al ángulo correcto y mantenerlo recto con mano firme y cuidado. Si no se sujeta el taladro en la posición correcta, la broca podría curvarse o romperse, haciendo que el metal salga despedido. Utilice un punzón puntiagudo para empezar a taladrar correctamente.

Se deberán utilizar como equipos de protección individual casco de polietileno, gafas de seguridad antiproyecciones, ropa de trabajo, guantes de cuero y botas de seguridad.

❖ Tareas de limpieza.

Los trabajadores deberán seguir las siguientes recomendaciones durante los trabajos de limpieza:

- No utilizar productos químicos distintos a los recomendados por la empresa.
- No mezclar nunca productos químicos para no crear sustancias peligrosas.
- No cambiar el producto de su envase original.
- No fumar, comer, beber o mascar chicle cuando se están manejando productos químicos.
- Alejar los productos químicos de las fuentes de calor.
- Mantener los productos químicos bien cerrados y ordenados en un lugar seco.

Se recomienda orden y limpieza en las tareas de manipulación de sustancias peligrosas, para evitar que se derramen accidentalmente.

Como equipos de protección individual se deberán utilizar gafas de seguridad, ropa de trabajo, guantes de polietileno o látex y calzado adecuado.

10. Primeros auxilios.

En la obra se dispondrá de un botiquín el cual el estará a cargo de una persona capacitada designada por la empresa constructora, y dicho botiquín dispondrá de los medios suficientes y necesarios para efectuar curas de urgencia en caso de accidente según la normativa vigente.

Además, al inicio de la obra se indicará la situación de los centros médicos a los cuales se habrá de trasladar a los accidentados en caso de ser necesario.

Esta información estará ubicada en un lugar visible de la obra la cual contendrá una lista de teléfonos y direcciones de los centros asignados para urgencias.

11. Normativa aplicable.

- Ley 31/1995 de 8 de noviembre (BOE 10/11/95), de prevención de riesgos laborales.
- Ley 8/1988 de 7 de abril sobre infracción y sanciones de orden social.
- Reglamento electrotécnico de baja tensión B.O.E. 9-10-73, instrucciones complementarias.
- Reglamento de régimen interno de la empresa constructora de los servicios de prevención, en relación con las condiciones de acreditación a las entidades especializadas como servicios de prevención ajenos a las empresas, de autorización de las personas o entidades especializadas que pretendan desarrollar la actividad de auditoría del sistema de prevención de las empresas y de autorización de las entidades públicas o privadas para desarrollar y certificar actividades formativas en materia de prevención de riesgos laborales.
- Directiva 92/57/CEE de 24 de junio (DO: 26/08/92) disposiciones mínimas de seguridad y salud que deben aplicarse en las obras de construcciones temporales o móviles.



- Real Decreto 39/1997 de 17 de enero, reglamento de los servicios de prevención.
- Orden de 27 de junio de 1997 por la que se desarrolla el Real Decreto 39/1997, de 17 de enero, por el que se aprueba el reglamento.
- Real Decreto 485/1997 de 14 de abril sobre disposiciones mínimas en materia de señalización de seguridad y salud en el trabajo.
- Real Decreto 486/1997 de 14 de abril por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad en los lugares de trabajo.
- Real Decreto 487/1997 de 14 de abril sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la manipulación manual de cargas que entrañe riesgos, en particular dorsolumbares, para los trabajadores.
- Real Decreto 488/ 1997 de 14 de abril sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas al trabajo con equipos que incluyen pantallas de visualización.
- Real Decreto 664/1997 de 12 de mayo sobre la protección de los trabajadores contra los riesgos relacionados con la exposición a agentes biológicos durante el trabajo.
- Real Decreto 665/1997 de 12 de mayo sobre la protección de los trabajadores contra los riesgos relacionados con la exposición a agentes cancerígenos durante el trabajo.
- Real Decreto 773/1997, de 30 de mayo, sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la utilización por los trabajadores de equipos de protección individual.
- Real Decreto 949/97 de 20 de junio, por el que se establece el certificado de profesionalidad de la ocupación de prevencionista de riesgos laborales.
- Real Decreto 39/1997 de 17 de enero, Reglamento de los servicios de prevención.
- Real Decreto 1215/1997, de 18 de julio, por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud para la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo.
- Real Decreto 1627/1997 de 24 de octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.
- Real Decreto 1316/1989, de 27 de octubre sobre protección de los trabajadores frente a los riesgos derivados de la exposición al ruido durante el trabajo.
- Real Decreto 1407/1 992 de 20 de noviembre por el que se regulan las condiciones para la comercialización y libre circulación intercomunitaria de los equipos de protección individual (modificación Real Decreto 159/1995 de 3 de febrero).
- Real Decreto 1495/1986 de 26 de mayo sobre reglamento de seguridad en las máquinas.
- Real Decreto 1535/1992 de 27 de noviembre por el que se dictan las disposiciones de aplicación de la directiva del consejo Real Decreto 1535/1 992 de 27 de noviembre por el que se dictan las disposiciones de aplicación de la directiva del consejo.
- Estatuto de los Trabajadores (Ley 8/1980, Ley 32/1984, Ley 11/1994).
- Ordenanza de Trabajo de la Construcción, Vidrio y Cerámica (O.M. 28-08-70, O.M. 28-07-77, O.M. 4-07-83, en los títulos no derogados).
- 89/392/CEE relativa a la aproximación de las legislaciones de los estados miembros sobre máquinas (modificado por Real Decreto 56/1995 de 20 de enero).

- Ordenanza de trabajo para las industrias de la construcción, vidrio y cerámica de 28 de agosto de 1970, con especial atención a: Art. 165 a 176 – disposiciones generales. Art 183 a 291 – Construcción en general. Art 334 a 341 – Higiene en el trabajo.
- Convenio colectivo del grupo de construcción y obras públicas de valencia.
- Pliego de condiciones técnicas de la dirección general de arquitectura.

## 12. Obligaciones del promotor.

Antes del inicio de los trabajos y cuando en la ejecución de las obras intervengan más de una empresa o una empresa y diversos trabajadores autónomos, el promotor designará un coordinador en materia de seguridad y salud, aunque esta designación no excluirá al promotor de responsabilidades. En la introducción del Real Decreto 1627/1997 y en el apartado 2 del artículo 2 se establece que el contratista y el subcontratista tendrán la consideración de empresario a los efectos previstos en la normativa sobre prevención de riesgos laborales. Puesto que en las obras de edificación es habitual la existencia de varios subcontratistas, será previsible la existencia del coordinador en la fase de ejecución. Antes del comienzo de las obras, el promotor deberá efectuar un aviso a la autoridad laboral competente, que se redactará con arreglo a lo dispuesto en el anexo III del Real Decreto 1627/1997 debiendo exponerse en la obra de forma visible y actualizándose en caso de ser necesario.

## 13. Obligaciones de los trabajadores autónomos.

Los trabajadores autónomos estarán obligados a:

1. Aplicar los principios de la acción preventiva que se recoge en el artículo 15 de la ley de prevención de riesgos laborales y en particular:

- El mantenimiento de la obra en correcto estado de orden y limpieza.
- El almacenamiento y evacuación de residuos y escombros.
- La retirada de materiales peligrosos utilizados.
- La adaptación de los periodos de tiempo que se deberá dedicarse a las distintas tareas o fases de trabajo.
- La cooperación entre todos los intervinientes en la obra.
- Las interacciones o incompatibilidades con cualquier otro trabajo o actividad.

2. Cumplir las disposiciones mínimas que se establecen en el anexo IV del Real Decreto 1627/1997.

3. Cumplir con las obligaciones establecidas para los trabajadores en el artículo 29, apartados 1 y 2 de la ley de prevención de riesgos laborales.

4. Ajustar su actuación conforme a los deberes sobre coordinación de las actividades empresariales previstas en el artículo 24 de la ley de prevención de riesgos laborales, y deberán participar en cualquier medida de actuación coordinada establecida.

5. Elegir y utilizar equipos de protección individual según lo previsto en el Real Decreto 773/1997.



6. Utilizar equipos de trabajo ajustados a lo dispuesto en el Real Decreto 1215/1997.

7. Atender y cumplir las indicaciones e instrucciones del coordinador en materia de seguridad y salud.

Los trabajadores autónomos deberán cumplir lo establecido en el plan de seguridad y salud.

#### 14. Obligaciones de contratistas y subcontratistas.

El contratista y subcontratista estarán obligados a:

1. Aplicar los principios de la acción preventiva recogidos en el artículo 15 de la Ley de Prevención de Riesgos Laborales, y en concreto:

- Mantenimiento de la obra en correcto estado de orden y limpieza.
- Elección del emplazamiento de los puestos y áreas de trabajo, teniendo en cuenta las condiciones de accesos, y la determinación de vías, zonas de desplazamientos y circulación.
- Manipulación de distintos materiales y utilización de medios auxiliares.
- Mantenimiento, control previo a la puesta en servicio y control periódico de las instalaciones y dispositivos necesarios para el desarrollo de las obras, con el objetivo de corregir los defectos que pudieran afectar a la seguridad y salud de los trabajadores.
- Delimitación y acondicionamiento de las zonas de almacenamiento y depósito de materiales, sobre todo si se trata de materiales peligrosos.
- Almacenamiento y evacuación de residuos y escombros.
- Recogida de los materiales peligrosos utilizados.
- Adaptación del periodo de tiempo efectivo que se deberá dedicar a los distintos trabajos o fases de trabajo.
- Cooperación entre todos los intervinientes en la obra
- Las interacciones o incompatibilidades con cualquier otro trabajo o actividad.

2. Cumplir y hacer cumplir a su personal lo establecido en el plan de seguridad y salud.

3. Cumplir la normativa en materia de prevención de riesgos laborales, teniendo en cuenta las obligaciones sobre coordinación de las actividades empresariales previstas en el artículo 24 de la Ley de Prevención de Riesgos Laborales, así como cumplir las disposiciones mínimas establecidas en el Anexo IV del R.D. 1627/1997.

4. Proporcionar información y las instrucciones adecuadas a los trabajadores autónomos sobre todas las medidas que se tengan que adoptar en lo que se refiere a su seguridad y salud.

5. Atender las indicaciones y cumplir las instrucciones del coordinador en materia de seguridad y salud durante la ejecución de la obra.

Serán responsables de la correcta ejecución de las medidas preventivas establecidas en el plan de seguridad y salud, y en lo relativo a las obligaciones que le correspondan directamente, o en su caso, a los trabajadores autónomos por ellos contratados.

Además, deberán responder solidariamente de las consecuencias derivadas del incumplimiento de las medidas previstas en el plan de seguridad y salud.

Las responsabilidades del coordinador, dirección facultativa y del promotor no eximirán de sus responsabilidades a los contratistas y subcontratistas.

#### 15. Coordinador de seguridad y salud.

Las funciones que deberá desarrollar el coordinador en materia de seguridad y salud durante la ejecución de la obra serán las siguientes:

- Coordinar las actividades de la obra garantizando que las empresas y personal implicados apliquen de manera coherente y responsable los principios de acción preventiva recogidos en el artículo 15 de la ley de prevención de riesgos laborales durante la ejecución de la obra, y en particular, en las actividades referidas en el artículo 10 del Real Decreto 1627/1997.
- Coordinar las acciones y funciones de control de la aplicación correcta de los métodos de trabajo.
- Coordinar la aplicación de los principios generales de prevención y seguridad.
- Aprobar el plan de seguridad y salud elaborado por el contratista y, de darse el caso, las modificaciones introducidas en el mismo.
- Organizar la coordinación de actividades empresariales previstas en el artículo 24 de la ley de prevención de riesgos laborales.
- Adoptar las medidas necesarias para evitar el acceso a la obra de personas no autorizadas.

En caso de no ser necesaria la designación del coordinador será la dirección facultativa quien asumirá sus funciones.

#### 16. Elaboración del plan de seguridad y salud en el trabajo.

Previo al inicio de la obra, el contratista, en aplicación del estudio básico de seguridad y salud, elaborará un plan de seguridad y salud en el trabajo en el que se analicen, estudien, desarrollen y complementen las previsiones contenidas en este estudio básico y en función de su propio sistema de ejecución de obra. En dicho plan se incluirán, las propuestas de medidas alternativas de prevención que el contratista proponga con la correspondiente justificación técnica, y que deberán, como mínimo, igualar los niveles de protección previstos en este estudio básico.

Antes del inicio de la obra, se deberá aprobar el plan de seguridad y salud por el coordinador en materia de seguridad y salud o, en todo caso, por la dirección facultativa. Dicho plan podrá ser modificado por el contratista durante la ejecución de la obra en función del proceso de ejecución de la misma, de la evolución de los trabajos y de los posibles incidentes o modificaciones que puedan surgir durante el transcurso de la obra.

Estas modificaciones se deberán realizar siempre con la aprobación expresa del coordinador en materia de seguridad y salud, y en caso de no haber sido designado uno, su tarea la asumirá la dirección facultativa.

Los intervinientes en la ejecución de la obra, así como las personas u órganos con responsabilidades de prevención en las empresas intervinientes esta y los representantes de los trabajadores, podrán presentar las sugerencias y alternativas que estimen oportunas, por escrito y de manera razonada; por lo que el plan de seguridad y salud estará en la obra a disposición permanente de la dirección facultativa.

#### 17. Libro de incidencias.

Con el objetivo de tener control y un seguimiento del plan de seguridad y salud, en cada centro de trabajo existirá un libro de incidencias que será facilitado por el colegio profesional al que pertenezca el técnico que haya aprobado el plan de seguridad y salud.

Este libro deberá mantenerse siempre en la obra y en poder del coordinador, y tendrán acceso y podrán hacer anotaciones en el mismo los contratistas y subcontratistas, los trabajadores autónomos, las personas de empresas intervinientes con responsabilidades en materia de prevención, los representantes de los trabajadores, la dirección facultativa y los técnicos especializados de las administraciones públicas competentes en esta materia.

Una vez efectuada una anotación en el libro de incidencias, el coordinador está obligado a remitir una copia a la inspección de trabajo y seguridad social de la provincia en que se realiza la obra en un plazo de 24 horas además de notificar estas anotaciones al contratista y a los representantes de los trabajadores.

#### 18. Paralización de los trabajos.

De observarse, por parte del coordinador, el incumplimiento de las medidas de seguridad y salud durante la ejecución de las obras, este avisará al contratista y dejará constancia del incumplimiento en el libro de incidencias, quedando facultado para, en circunstancias de riesgo grave e inminente para la seguridad y salud de los trabajadores, disponer la paralización de los trabajos y si de ser necesario de la totalidad de la obra.

De darse la paralización de los trabajos, el coordinador deberá comunicarlo a la inspección de trabajo y seguridad social de la provincia en la que se realiza la obra, al contratista, subcontratistas y/o autónomos afectados por la paralización y a los representantes de los trabajadores.

#### 19. Derechos de los trabajadores.

Los contratistas y subcontratistas deberán garantizar la recepción de una información adecuada y comprensible a los trabajadores de todas las medidas que se deban de adoptar en lo referente a seguridad y salud en obra.



El contratista facilitará una copia del plan de seguridad y salud y de sus posibles modificaciones a los representantes de los trabajadores en el centro de trabajo con objeto del conocimiento y seguimiento de este.

20. Disposiciones mínimas de seguridad y salud aplicables en la obra.

Las obligaciones previstas en las tres partes del anexo IV del Real Decreto 1627/1997, por el cual se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción, se aplicarán en todo momento que lo exijan las circunstancias, las características de la obra o de la actividad o cualquier riesgo.

Se ha reservado un capítulo para seguridad y salud en el presupuesto de ejecución material del presente proyecto con una partida alzada de 12.460,00 €.

Según expresa lo firmado abajo, el promotor conoce y está de acuerdo con todos los documentos que componen este estudio básico de seguridad y salud.

Sagunto, 20 de septiembre de 2020

Fdo.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

Trabajo de fin de grado

Grado en ingeniería mecánica.

# PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL PARA MONTAJE DE MAQUINARIA HORTOFRUTICOLA

PARTE PRIMERA: MEMORIA.  
ANEXO 4: GESTIÓN DE RESIDUOS

Curso académico 2019-2020.

Alumno: Kirian Guardia Molina

Tutor: Vicente Barres Fabado



## Índice.

1. Introducción .....	1
2. Principales actuaciones generadoras de residuos.....	1
2.1. Movimientos de tierras. ....	2
2.2. Drenaje y saneamiento. ....	2
2.3. Hormigonado.....	2
2.4. Soldaduras y montajes de elementos estructurales.....	2
2.5. Realización de acabados. ....	2
2.6. Instalación eléctrica.....	2
3. Normativa de obligado cumplimiento. ....	2
4. Identificación de los residuos generados. ....	3
5. Estimación de los residuos generados. ....	4
6. Medidas para la prevención de la generación de residuos en la obra. ....	5
7. Operaciones de valorización y eliminación de los residuos generados. ....	6
8. Medidas de separación de los residuos de construcción y demolición en obra. ....	8
9. Pliego de prescripciones técnicas para la gestión de residuos generados en la obra del proyecto.....	8
10. Determinación del importe de la fianza. ....	10
11. Valoración del coste previsto de la gestión de los residuos de construcción y demolición. ....	11

## 1. Introducción

Con motivo de la ejecución de las obras que se contemplan en el presente proyecto, se tiene en cuenta que se generarán residuos de distinta índole durante la fase de ejecución. Debido a ello, en este anexo se estudiará la gestión de residuos de construcción y demolición (RCD) para este proyecto, el cual se realizará según lo dispuesto en el Real Decreto 105/2008 de 1 de febrero, el cual establece en el artículo 4 la obligación de incluir dicho estudio en los proyectos de ejecución de obra.

Como dicta dicho artículo del ya citado Real Decreto, el presente estudio constará de la siguiente documentación.

- Medidas para la prevención de residuos en la obra.
- Operaciones de reutilización, valoración o eliminación a que se destinarán los residuos generados en la obra.
- Estimación de la cantidad de RCD que se generarán en la obra expresados en volumen y masa, codificado con arreglo a la lista europea de residuos publicada por Orden MAM/304/2002, 8 de febrero.
- Planos de las instalaciones previstas para el almacenamiento, manejo, separación y otras operaciones de gestión de los RCD dentro de la obra.
- Medidas para la separación de los residuos en obra para el cumplimiento por parte del propietario de los residuos, de la obligación establecida en el apartado 5 del artículo 5.
- Prescripciones del pliego de prescripciones técnicas particulares del proyecto en relación con el almacenamiento, manejo, separación y otras operaciones de gestión de los residuos de construcción y demolición dentro de la obra.
- Estimación del coste previsto de la gestión de residuos.

## 2. Principales actuaciones generadoras de residuos.

En primer lugar, definiremos qué es considerado como residuo de construcción.

Según el artículo 2 “Definiciones” del Real Decreto 105/2008, obtenemos las siguientes definiciones.

Residuos de construcción. “Cualquier sustancia u objeto que cumpliendo la definición de <<Residuo>> incluida en el artículo 3.a) de la Ley 10/1998 de 21 de abril, se genere en una obra de construcción o demolición.”

Residuo inerte. “Aquel residuo no peligroso que no experimenta transformaciones físicas, químicas o biológicas significativas, no es soluble ni combustible, ni reacciona física ni químicamente ni de ninguna de otra manera, no es biodegradable, no afecta negativamente a otras materias con las cuales entra en contacto de forma que pueda dar lugar a contaminación del medio ambiente o perjudicar a la salud humana. La lixiviabilidad total, el contenido de contaminantes del residuo y la ecotoxicidad del lixiviado deberán ser insignificantes, y en particular no deberán suponer un riesgo para la calidad de las aguas superficiales o subterráneas.”

Una vez conocidos los tipos de residuos que se podrán generar durante la obra, definiremos las acciones que generarán residuos de este tipo.

#### 2.1. Movimientos de tierras.

El movimiento de tierras se empleará para el despeje y desbroce de la parcela en la zona de obra y posterior retirada de la tierra, residuos pétreos y vegetación existente.

#### 2.2. Drenaje y saneamiento.

Posterior a la tarea de movimientos de tierras se efectuará la instalación de fontanería para el abastecimiento y evacuación de agua. Este tipo de tareas pueden generar recortes o roturas de tubos de plástico u otro tipo de piezas, así como restos de embalajes.

#### 2.3. Hormigonado.

El hormigón se utilizará en la obra para la fabricación de las zapatas y para crear un solado, por tanto, durante estas tareas se generarán recortes de barras corrugadas de acero, restos de hormigón y lavados de cubas que será necesario tratar.

#### 2.4. Soldaduras y montajes de elementos estructurales.

La estructura al ser metálica, se soldará in situ, con lo que se generarán residuos como restos de electrodos, restos de embalajes y recortes de perfiles de acero y acero en general.

#### 2.5. Realización de acabados.

Esta tarea consiste en el montaje de fachadas y cubiertas, por lo que se generarán recortes de azulejos y ladrillos, chapas de acero, paneles de hormigón prefabricado y de paneles de tipo sándwich.

#### 2.6. Instalación eléctrica.

Durante la instalación eléctrica se generarán recortes de recubrimientos de plástico de cables y de cables de cobre, además de restos de embalajes.

### 3. Normativa de obligado cumplimiento.

La siguiente normativa será de obligado cumplimiento para todos los agentes implicados.

- Real Decreto 105/2008 de 1 de febrero por el que se regula la producción y gestión de los RCD.
- Ley 10/1998 de 21 de abril, de residuos.
- Real Decreto 1481/2001 de 27 de diciembre, del ministerio de medio ambiente. Por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- Real Decreto 852/1997 de 20 junio, por el que se modifica el reglamento para la ejecución de la ley 20/1986, de 14 de mayo, básica de residuos tóxicos y peligrosos.
- Real Decreto 108/1991 de 1 de febrero, sobre la prevención y reducción de la contaminación del medio ambiente producida por el amianto.



#### 4. Identificación de los residuos generados.

En este apartado se clasificarán los residuos generados durante la obra según el tipo de material del que están compuestos, estos grupos en los que se clasifican son los siguientes:

Categoría I: Residuos de construcción y demolición que contienen sustancias peligrosas.

Categoría II: Residuos inertes de construcción y demolición sucio, es aquel no seleccionado en origen y que no permite, a priori, una buena valorización al presentarse en forma de mezcla heterogénea de residuos inertes.

Categoría III: Residuos inertes de construcción y demolición limpio, es aquel seleccionado en origen y entregado de forma separada, facilitando su valorización y correspondiente a:

- Hormigones, morteros, piedras y áridos naturales mezclados.
- ladrillos, azulejos y otros cerámicos.

Categoría IV: Residuos inertes adecuados para su uso en obras de restauración, acondicionamiento y relleno o con fines de construcción.

Dichos residuos se codificarán atendiendo a la Orden MAM/304/2002 de 8 de febrero.

RCD según orden MAM/304/2002	
Categoría I	1. Basuras. 2. Pinturas. 3. Selladores y pegamentos. 4. Materiales de aislamiento.
Categoría II	1. Papel y cartón. 2. Plásticos y embalajes. 3. Vidrio. 4. Metales.
Categoría III	1. Grava y otros áridos. 2. Hormigón. 3. Ladrillos, azulejos y demás cerámicos. 4. Yeso.
Categoría IV	1. Tierras y pétreos procedentes de la excavación estimados directamente desde los datos del proyecto.

5. Estimación de los residuos generados.

En la siguiente tabla se definen los tipos de RCD codificados según MAM/304/2002 definiendo y contabilizando la densidad, volumen y masa de cada uno de estos.

Tipo de RCD	Código LER	Densidad aparente (t/ m <sup>3</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Masa (t)
<b>Categoría I: Residuos que contienen sustancias peligrosas.</b>				
<b>1. Basuras.</b>				
Residuos de limpieza varia	20 03 03	1,50	19,50	29,25
<b>2. Pinturas.</b>				
Residuos de pintura y barniz que contienen disolventes orgánicos u otras sustancias peligrosas.	08 01 11	0,90	0,80	0,72
<b>3. Selladores y pegamentos.</b>				
Residuos de adhesivos y sellantes que contienen disolventes orgánicos u otras sustancias peligrosas.	08 04 09	1,05	0,15	0,1575
<b>4. Materiales de aislamiento</b>				
Materiales de aislamiento distintos de los especificados en los códigos 17 06 01 y 17 06 03	17 06 04	0,60	0,85	0,51
<b>Categoría II</b>				
<b>1. Papel y cartón.</b>				
Envases de papel y cartón.	15 01 01	0,75	0,35	0,2625
<b>2. Plásticos.</b>				
Plástico.	17 02 03	0,70	0,65	0,455
<b>3. Vidrio</b>				
Vidrio.	17 02 02	1,00	0,50	0,50
<b>4. Metales</b>				
Hierro y Acero	17 04 05	2,20	1,30	2,86
Cables distintos de los especificados en el código 17 04 10	17 04 11	1,50	1,50	2,25
<b>Categoría III</b>				
<b>1. Grava y otros áridos</b>				
Residuos de arena y arcillas.	01 04 09	1,50	2,00	3,00
<b>2. Hormigón</b>				
Hormigón (Hormigones, morteros y prefabricados).	17 01 01	1,50	1,00	1,50
<b>3. Ladrillos y materiales cerámicos.</b>				
Ladrillos	17 01 02	1,25	0,75	0,9375
Tejas y materiales cerámicos.	17 01 03	1,25	0,75	0,9375
<b>4. Yeso.</b>				
Materiales de construcción a partir de yeso distintos de los especificados en el código 17 08 01	17 08 02	1,00	0,60	0,60
<b>Categoría IV</b>				
<b>1. Tierras y pétreos procedentes de la excavación.</b>				
Tierra y piedras distintas de las especificadas en el código 17 05 03.	17 05 04	1,25	552,80	691,00

A continuación, agrupamos las cantidades obtenidas en la anterior tabla según la clasificación por categorías.

<b>Cantidad de RCD agrupados por niveles.</b>			
Categoría RCD	Tipo de RCD	Volumen (m <sup>3</sup> )	Masa (t)
Categoría I	1. Basuras.	19,50	29,25
	2. Pinturas.	0,80	0,72
	3. Selladores y pegamentos.	0,15	0,1575
	4. Materiales de aislamiento	0,85	0,51
Categoría II	1. Papel y cartón.	0,35	0,2625
	2. Plásticos y embalajes.	0,65	0,455
	3. Vidrio.	0,50	0,50
	4. Metales.	2,80	5,11
Categoría III	1. Grava y otros áridos.	2,00	3,00
	2. Hormigón.	1,00	1,50
	3. Ladrillos, azulejos y demás cerámicos.	1,50	1,875
	4. Yeso	0,60	0,60
Categoría IV	1. Tierras y pétreos procedentes de la excavación estimados directamente desde los datos del proyecto.	552,80	691,00

#### 6. Medidas para la prevención de la generación de residuos en la obra.

Para la ejecución de esta obra se han tenido en cuenta las distintas alternativas de diseño, compositivas y constructivas, optando por aquellas que generan el menor volumen de residuos en la fase de explotación y construcción, facilitando así el desmantelamiento de la obra al final de su vida útil con el menor impacto ambiental.

Con el objetivo de generar la mínima cantidad de residuos en la fase de ejecución, el constructor asumirá la responsabilidad de organizar y planificar la obra, teniendo en cuenta el tipo de suministro, el acopio de materiales y el proceso de ejecución.

Durante la ejecución de obra, se tomará como criterio general las siguientes medidas para la prevención de la generación de residuos.

- El trabajo de excavación se ajustará a las especificaciones del proyecto, atendiendo a las cotas plasmadas en los planos de cimentación, no sobrepasando la profundidad indicada ni otras delimitaciones especificadas en los planos, que coincidirá con el Estudio Geotécnico correspondiente con el visto bueno de la Dirección Facultativa.
- Se evitará en la medida de lo posible la producción de residuos de materia pétreo, pactando con el proveedor la devolución del material no utilizado en obra para su reutilización.

- El hormigón suministrado será en la medida de lo posible íntegramente de central, en caso de la existencia de sobrantes, se utilizarán estos en las operaciones de la obra que se prevea la utilización de hormigón, como podría ser por ejemplo hormigón de limpieza, base de solados, rellenos, etc.
- Las piezas metálicas vendrán preferentemente cortadas según las dimensiones especificadas en el plano evitando al máximo todo el trabajo dentro de la obra salvo el imprescindible.
- El suministro de piezas comerciales como tuberías, cables, etc. Se realizará con las cantidades mínimas y estrictamente necesarias para la ejecución de la obra para así evitar sobrantes.
- Los elementos de cerramientos se pedirán al proveedor cortados con la geometría especificada según los planos.
- Se solicitará de forma expresa a los proveedores que eviten al máximo, en la medida de lo posible, la utilización de embalajes.

Se deberá comunicar de forma fehaciente para su conocimiento y aprobación al director de obra y al director de la ejecución de la obra toda medida alternativa o complementaria que se adopte para la prevención de residuos de la obra. Así pues, estas medidas no interferirán el proceso de la obra ni supondrán menoscabo alguno.

#### 7. Operaciones de valorización y eliminación de los residuos generados.

Se requerirá para el desarrollo de las actividades de valorización de residuos de construcción y demolición la autorización previa del órgano competente en materia medioambiental de la Comunidad Autónoma correspondiente en los términos establecidos por la Ley 10/1998 de 21 de abril.

Dicha autorización se otorgará por un plazo de tiempo determinado, y podrá ser renovada por periodos sucesivos. Esta autorización será válida para una o varias de las operaciones a efectuar sin perjuicio de las autorizaciones o licencias exigidas por cualquier otra normativa que sea aplicable a la actividad.

Previamente a la concesión de esta autorización, se deberá pasar una inspección de las instalaciones en las que vaya a desarrollarse la actividad y se deberá comprobar la cualificación de los técnicos responsables de su dirección y que está prevista la adecuada formación profesional del personal encargado de su explotación.

Será de preferencia que la reutilización de las tierras procedentes de las tareas de excavación, los residuos minerales o pétreos, cerámicos, no pétreos, y metálicos, se realice en el depósito municipal.

Los áridos y reciclados obtenidos como producto de una operación de valorización de RCD, deberán cumplir los requisitos técnicos y legales para el uso al que se destinen.

El destino previsto para los residuos no reutilizables ni valorables “in situ”, se expresan junto con su cantidad, tipo de tratamiento y características en la siguiente tabla:

Tipo de RCD	Código LER	Tratamiento	Destino	Volumen (m <sup>3</sup> )	Masa (t)
<b>Categoría I: Residuos que contienen sustancias peligrosas.</b>					
<b>1. Basuras.</b>					
Residuos de limpieza varia	20 03 03	Reciclado/ Vertedero	Planta reciclaje RSU	19,50	29,25
<b>2. Pinturas.</b>					
Residuos de pintura y barniz que contienen disolventes orgánicos u otras sustancias peligrosas.	08 01 11	Depósito/ Tratamiento	Gestor autorizado RNPs	0,80	0,72
<b>3. Selladores y pegamentos.</b>					
Residuos de adhesivos y sellantes que contienen disolventes orgánicos u otras sustancias peligrosas.	08 04 09	Depósito/ Tratamiento	Gestor autorizado RNPs	0,15	0,1575
<b>4. Materiales de aislamiento</b>					
Materiales de aislamiento distintos de los especificados en los códigos 17 06 01 y 17 06 03	17 06 04	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,85	0,51
<b>Categoría II: Residuos de naturaleza no pétreo</b>					
<b>1. Papel y cartón.</b>					
Envases de papel y cartón.	15 01 01	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,35	0,2625
<b>2. Plásticos.</b>					
Plástico.	17 02 03	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,65	0,455
<b>3. Vidrio</b>					
Vidrio.	17 02 02	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,50	0,50
<b>4. Metales</b>					
Hierro y Acero	17 04 05	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	1,30	2,86
Cables distintos de los especificados en el código 17 04 10	17 04 11	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	1,50	2,25
<b>Categoría III: Residuos de naturaleza pétreo</b>					
<b>1. Grava y otros áridos</b>					
Residuos de arena y arcillas.	01 04 09	Reciclado	Planta reciclaje RCD	2,00	3,00
<b>2. Hormigón</b>					
Hormigón (Hormigones, morteros y prefabricados).	17 01 01	Reciclado/ Vertedero	Planta reciclaje RCD	1,00	1,50
<b>3. Ladrillos y materiales cerámicos.</b>					
Ladrillos	17 01 02	Reciclado	Planta reciclaje RCD	0,75	0,9375
Tejas y materiales cerámicos.	17 01 03	Reciclado	Planta reciclaje RCD	0,75	0,9375
<b>4. Yeso.</b>					
Materiales de construcción a partir de yeso distintos de los especificados en el código 17 08 01	17 08 02	Reciclado	Gestor autorizado RNPs	0,60	0,60

Categoría IV					
1. Tierras y pétreos procedentes de la excavación.					
Tierra y piedras distintas de las especificadas en el código 17 05 03.	17 05 04	Sin tratamiento específico	Restauración/Vertedero	552,80	691,00

8. Medidas de separación de los residuos de construcción y demolición en obra.

Los RCD se separarán en fracciones cuando se supere la cantidad prevista para el total de la obra de generación de residuos.

En la siguiente tabla se indica el umbral del peso máximo según norma según cada tipo de residuo y si es necesario su fraccionamiento en obra.

Tipo de RCD	Total en obra(t)	Umbral según norma (t)	Fraccionamiento en obra
Papel y cartón	0,2625	0,50	No obligatorio
Plástico	0,455	0,50	No obligatorio
Vidrio	0,50	1,00	No obligatorio
Metales	5,11	2,00	Obligatorio
Hormigón	1,50	80,00	No obligatorio
Ladrillos y materiales cerámicos	1,875	40,00	No obligatorio

El fraccionamiento de los residuos se llevará a cabo preferentemente dentro de la obra por el poseedor de los residuos de construcción y demolición.

En caso de no ser esto viable de forma técnica por condiciones de falta de espacio físico en la obra, el poseedor de dichos residuos podrá encomendar el fraccionamiento a un gestor de residuos en una instalación de tratamientos externa de tratamiento de residuos de construcción y demolición. En dicho caso, el poseedor deberá obtener la documentación acreditativa del gestor de la instalación de que éste ha cumplido, en su nombre, la obligación recogida en el artículo 5 del Real Decreto 105/2008 de 1 de febrero. "Obligaciones del poseedor de residuos de construcción y demolición".

9. Pliego de prescripciones técnicas para la gestión de residuos generados en la obra del proyecto.

El almacenaje temporal de los escombros se realizará en contenedores metálicos con la ubicación y condiciones establecidas en las ordenanzas municipales, o en su defecto, en sacos industriales de menos de un metro cúbico de volumen, señalizados debidamente y segregados del resto de residuos.

En el caso de los residuos valorizables, es decir que puedan ser reutilizados como materia prima para otros procesos (metales, plásticos, papel...), se depositarán en contenedores segregados del resto de residuos y debidamente señalizados con el objetivo de facilitar su gestión.

Los contenedores deberán ser fácilmente visibles durante la noche, por tanto, deberán estar pintados con colores vivos y además deberán contar con una banda de material reflectante de mínimo 15 cm de ancho a lo largo de todo su perímetro, figurando en el de forma clara y legible la siguiente información:

- Razón social.
- Código de identificación fiscal (C.I.F.).
- Número de inscripción en el Registro de transportistas de residuos del titular del contenedor.
- Número de teléfono del titular del elemento de contención.

Dicha información deberá quedar reflejada a través de adhesivos o placas en dichos elementos de contención industriales.

El responsable de la obra a la que presta servicio el elemento de contención adoptará las medidas pertinentes para evitar que se depositen residuos ajenos a la misma.

Los contenedores deberán permanecer cerrados o cubiertos fuera del horario laborable con el objetivo de evitar el derramamiento de residuos y la deposición de residuos ajenos a la obra.

En el equipo de obra se establecerán los medios técnicos, humanos y procedimientos de separación que se dedicarán para cada tipo de RCD.

Se deberán cumplir los requisitos y condiciones de la licencia de obra además de las prescripciones establecidas en las ordenanzas municipales, especialmente si obligan a la separación en origen de determinados materiales objeto de reciclaje o deposición. El constructor o el jefe de obra deberá realizar una evaluación económica de las condiciones en las que es viable esta operación, considerando las posibilidades reales de llevarla a cabo, es decir, que se disponga de plantas de reciclaje o gestores adecuados y que la obra lo permita.

Se deberá efectuar un control estricto documentado llevado a cabo por el constructor, de forma que los transportistas y gestores de RCD presenten los vales de cada retirada y entrega en destino final. En caso de reutilizarse los residuos en otras obras o proyectos de restauración, se aportará evidencia documental de su destino final.

Los residuos generados por el lavado de las canaletas de las cubas de suministro de hormigón prefabricado serán considerados como residuos y gestionados como le corresponde según su código LER (17 01 01).



Las tierras superficiales que puedan ser utilizadas para la recuperación de suelos degradados o jardinería, serán cuidadosamente retiradas y almacenadas durante el periodo de tiempo más breve posible, dispuestas en caballones de una altura menor a 2 metros y evitando la humedad excesiva, la manipulación y su contaminación.

#### 10. Determinación del importe de la fianza.

Con objeto de garantizar la correcta gestión de los RCD generados en las obras, las entidades locales exigen una garantía financiera que responda de la correcta gestión de los residuos generados en los términos previstos en la legislación autonómica y municipal.

En este estudio se consideran los valores máximos y mínimos del importe de la fianza fijados por el artículo 8 “Determinación de los costes y garantías” de la Ordenanza municipal para la gestión de los residuos de escombros y restos de obra del ayuntamiento del municipio de Sagunto.

Costes de gestión de RCD categoría IV: 6 €/m<sup>3</sup>

Costes de gestión de RCD Resto de categorías: 12 €/m<sup>3</sup>, con mínimo de 120 €.

El importe de la fianza oscilará entre un mínimo de 300 € y máximo de 24.000 €.

En la siguiente tabla se determina el importe de la fianza prevista en la gestión de RCD.

<b>Estimación del coste de la fianza</b>			
Tipo de RCD	Volumen (m <sup>3</sup> )	Coste de gestión (€/m <sup>3</sup> )	Importe (€)
<b>Categoría IV</b>			
Residuos de excavaciones	552,80	6	3.316,80
<b>Resto de Categorías</b>			
RCD que contienen sustancias peligrosas.	21,30	12	255,60
RCD de naturaleza pétreo	4,30	12	120
RCD de naturaleza no pétreo	5,10	12	120
<b>Costes de gestión</b>			
Costes administrativos, portes, alquileres, etc.			615,20
<b>Total</b>			<b>4.427,60 €</b>





11. Valoración del coste previsto de la gestión de los residuos de construcción y demolición.

El coste previsto de la gestión de residuos se ha determinado a partir de la estimación escrita en el apartado 5 “Estimación de los residuos generados”, aplicando los precios correspondientes para cada unidad de obra, según se detalla en el capítulo de gestión de residuos del presupuesto del proyecto.

Total gestión de residuos: **4.427,60 €**

El presupuesto para la gestión de los RCD asciende a la cantidad de “**CUATROMIL CUATROCIENTOS VEINTISIETE EUROS CON SESENTA CÉNTIMOS**”.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina

  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

Trabajo de fin de grado

Grado en ingeniería mecánica.

# PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL PARA MONTAJE DE MAQUINARIA HORTOFRUTICOLA

PARTE SEGUNDA: PRESUPUESTO.

Curso académico 2019-2020.

Alumno: Kirian Guardia Molina

Tutor: Vicente Barres Fabado



## Índice.

1. Acondicionamiento del suelo.....	1
2. Cimentación. ....	1
3. Estructura. ....	2
4. Cerramientos y cubiertas.....	3
5. Fontanería. ....	4
6. Instalación eléctrica.....	5
7. Acabados. ....	6
8. Carpintería.....	7
9. Gestión de residuos.....	7
10. Seguridad y salud.....	7
11. Presupuesto de ejecución material.....	8

1. Acondicionamiento del suelo.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
0101	Limpieza del terreno con excavadora profundidad mínima de 250 mm, retirada de residuos y transporte de estos a vertedero autorizado.	1,58 €/m <sup>2</sup>	2764,00 m <sup>2</sup>	4.367,12 €
0102	Acometida general de saneamiento a la red del municipio, tubería de PVC ø200 mm, serie SN-4, rigidez anular nominal 4 kN/m <sup>2</sup> , pegado mediante adhesivo.	104,45 €/m	20,00 m	2.089,00 €
0103	Conexión de la acometida del edificio a la red general de saneamiento del municipio.	151,35 €/ud	1,00 ud	151,35 €
0104	Colector de saneamiento enterrado de PVC ø160 mm, serie SN-4, rigidez anular nominal 4 kN/m <sup>2</sup> , pegado mediante adhesivo.	41,45 €	150,00 m	6.217,50 €
<b>Presupuesto Acondicionamiento del suelo.</b>				<b>12.824,97 €</b>

2. Cimentación.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
0201	Excavación del hueco de las zapatas.	6,85 €/m <sup>3</sup>	218,67 m <sup>3</sup>	1.497,89 €
0202	Barras B500S UNE 36068 ø12 para Armado.	0,67 €/kg	232,45 kg	155,74 €
0203	Hormigón para armar HA-30/B/18/IIa fabricado en central y vertido con cubilote.	69,74 €/m <sup>3</sup>	218,67 m <sup>3</sup>	15.250,05 €
0204	Solera HM-10/B/18/I de 200 mm de espesor, fabricado en central y vertido desde camión, vibrado manual para base de un solado.	16,65 €/m <sup>2</sup>	1375,00 m <sup>2</sup>	22.893,75 €
<b>Presupuesto Cimentación.</b>				<b>39.797,43 €</b>

### 3. Estructura.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
0301	Acero S275JR laminado en caliente, series de perfiles IPE, IPN, HEA, HEB, HEM o UPN con uniones soldadas	1,63 €/kg	46.226,58 kg	75.349,33 €
0302	Acero S275JR laminado en caliente, series de perfiles LPN y tubo rectangular y circular con uniones soldadas.	1,69 €/kg	17.418,61 kg	29.437,46 €
0303	Chapa de acero cincada para forjado colaborante según Eurocódigo 3 y 4, espesor 1,2 mm, canto 100 mm y longitud 5 m	17,81 €/m <sup>2</sup>	340,00 m <sup>2</sup>	6.055,40 €
0304	Hormigón para el forjado HA-30/B/18/IIa fabricado en central y vertido con cubilote.	63,74 €/m <sup>3</sup>	57,80 m <sup>3</sup>	3.684,18 €
0305	Placa de anclaje de acero S275JR de 600x450x15 con cartelas y 4 pernos soldados de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500S 16 mm de diámetro y 306 mm de longitud	50,27 €/ud	7,00 ud	351,89 €
0306	Placa de anclaje de acero S275JR de 600x450x15 con cartelas y 4 pernos soldados de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500S 16 mm de diámetro y 300 mm de longitud	50,83 €/ud	8,00 ud	406,64 €
0307	Placa de anclaje de acero S275JR de 800x600x15 con cartelas y 4 pernos soldados de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500S 16 mm de diámetro y 380 mm de longitud	88,25 €/ud	24,00 ud	2.118,00 €
0308	Placa de anclaje de acero S275JR de 250x250x12 y 4 pernos soldados de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500S 12 mm de diámetro y 150 mm de longitud	27,5 €/ud	4 ud	110 €
0309	Placa de anclaje de acero S275JR de 325x610x25 mm con 2 cartelas soldadas verticalmente y 3 cartelas soldadas horizontalmente de 15x50 mm	48,54 €/ud	1 ud	48,54 €/ud
0310	Placa de anclaje de acero S275JR de 365x350x25 mm con 3 cartelas soldadas verticalmente 15x70 mm	31,63 €/ud	1 ud	31,63 €/ud
<b>Presupuesto Estructura.</b>				<b>117.593,07 €</b>

4. Cerramientos y cubiertas.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
0401	Panel macizo sin aislamiento de hormigón prefabricado, espesor 16 cm, EI-180, 9,2 m de longitud Máxima y altura de 3m.	62,92 €/m <sup>2</sup>	1592,44 m <sup>2</sup>	100.196,33 €
0402	Tabique interior de ladrillo cerámico de hueco doble, para revestir, 24x11,5x9 cm, recibida con mortero de cemento M-5.	23,55 €/ m <sup>2</sup>	121,50 m <sup>2</sup>	2.861,33 €
0403	Vidrio laminar de seguridad 3+3 mm UNE-EN 12600, butrial de polivinilo incoloro con estructura metálica.	56,79 €/m <sup>2</sup>	178,00 m <sup>2</sup>	10.108,62 €
0404	Panel tipo sándwich 3 grecas de espesor 5 cm compuesto de chapa de acero prelacado de 0,7 mm y aislante de poliuretano PIR-UNE 13501-1 (Cs3d0) color blanco con juntas y tornillería	40,50 €/m <sup>2</sup>	1.375,00 m <sup>2</sup>	55.687,50 €
<b>Presupuesto Cerramientos y cubiertas.</b>				<b>168.853,78 €</b>

5. Fontanería.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
0501	Acometida enterrada de abastecimiento de agua potable 2 m de longitud, tubo de polietileno de alta densidad banda azul (PE-100), diámetro exterior 32 mm, PN=10atm y llave de corte alojada en arqueta prefabricada de polipropileno.	162,81 €/ud	1,00 ud	162,81 €
0502	Preinstalación de contador general de agua de 1/2" DN 15 mm, colocado en hornacina, con llave de corte general de compuerta.	62,81 €/ud	1,00 ud	62,81 €
0503	Tubería para alimentación de agua potable, colocada superficialmente, tubo de polietileno copolímero random (PP-R) serie 5, diámetro exterior 32 mm, PN=10atm	5,83 €/m	40,00 m	233,20 €
0504	Llave de paso de asiento de latón, diámetro 1/2" para colocar sobre tubería de polietileno copolímero random (PP-R), mediante unión roscada.	12,50 €/ud	5,00 ud	62,50 €
0505	Instalación interior de fontanería para cuarto de baño con dotación para inodoro, lavabo y ducha, de polietileno copolímero random (PP-R) para la red de agua fría y caliente	461,07 €/ud	2,00 ud	922,14 €
0506	Instalación interior de fontanería para aseo con dotación para inodoro, lavabo, de polietileno copolímero random (PP-R) para la red de agua fría y caliente	257,02 €/ud	2,00 ud	514,04 €
0507	Inodoro de porcelana sanitaria con tanque bajo, serie básica, color blanco; lavabo de porcelana sanitaria con pedestal, serie básica, color blanco con grifería monomando, acabado cromado, con aireador.	450,89 €/ud	4,00 ud	1.803,56 €
0508	Plato de ducha acrílico gama básica, color de 75x75 cm, con juego de desagüe provisto de grifería monomando serie básica, acabado cromado.	206,70 €/ud	2,00 ud	413,40€
<b>Presupuesto Fontanería.</b>				<b>4.174,46 €</b>

6. Instalación eléctrica.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
0601	Red de toma de tierra para estructura metálica del edificio con 270 m de conductor de cobre desnudo de 35 mm <sup>2</sup> y 4 picas	1.456,63 €/ud	1,00 ud	1.456,63 €
0602	Caja de protección instalada en peana prefabricada de hormigón armado, medida CPM1-D2 de hasta 63 A de intensidad, para contador monofásico.	512,99 €/ ud	1,00 ud	512,99 €
0603	Línea general de alimentación enterrada formada por cables unipolares con conductores de cobre RZ1-k (AS) 4x50+1G25 mm <sup>2</sup> , siendo su tensión asignada de 0,6/1kV, bajo tubo protector de polietileno de doble pared diámetro 125 mm.	36,24 €/m	15,00 m	543,60 €
0604	Cuadro general de mando y protección para oficina de 340 m <sup>2</sup> .	667,20 €/ud	1,00 ud	667,20 €
0605	Derivación individual trifásica fija en superficie para el edificio industrial, formado por cables unipolares con conductores de cobre ES07Z1-K (AS) 4x50+1G25 mm <sup>2</sup> , siendo su tensión asignada de 450/750 V, en canal para cables de PVC rígido de 75x75 mm.	83,20 €/m	8,00 m	665,60 €
0606	Red eléctrica de distribución interior para edificio industrial de 1375 m <sup>2</sup> de superficie construida, circuitos interiores con cableado bajo tubo protector de PVC flexible con mecanismos gama alta.	1.725,45 €/ud	1,00 ud	1.725,45 €
0607	Luminaria de techo de 1197x597x85 mm para 3 lámparas fluorescentes TL de 36 W.	196,80 €/ud	50,00 ud	9.840,00 €
0608	Luminaria de 1276x100x100 mm para una lámpara fluorescente TL de 36 W	39,95 €/ud	285,00 ud	11.385,75 €
<b>Presupuesto Instalación eléctrica.</b>				<b>26.797,22 €</b>



7. Acabados.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
0701	Tendido de yeso de construcción B1 a buena vista sobre pavimento vertical de hasta 3,5 m de altura con previa colocación de malla antiálcalis en cambios de material.	8,90 €/m <sup>2</sup>	890,50 m <sup>2</sup>	7.925,45 €
0702	Pintura lisa al temple sobre paramentos verticales anteriores, color blanco	3,31 €/m <sup>2</sup>	890,50 m <sup>2</sup>	2.947,56 €
0703	Solado de baldosas cerámicas de gres esmaltado 2/2/H/-, de 25x25 cm, recibidas con adhesivo cementoso de uso exclusivo para interiores, Ci sin ninguna característica adicional, color gris y rejuntadas con mortero de juntas cementoso con resistencia elevada a la abrasión y absorción de agua reducida, CG2 para junta mínima (entre 1,5 y 3 mm).	19,85 €/m <sup>2</sup>	50,00 m <sup>2</sup>	992,50 €
0704	Alicatado con azulejo liso 1/0/H/-, 20x31 cm colocado en paramentos interiores de ladrillo mediante mortero de cemento M-5, sin junta, (separación entre 1,5 y 3 mm).	26,46 €/m <sup>2</sup>	195,00 m <sup>2</sup>	5.159,70 €
<b>Presupuesto Acabados.</b>				<b>17.025,21 €</b>

8. Carpintería.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
0801	Puerta de paso de acero galvanizado de una hoja de dimensiones 800x1945 mm, acabado lacado en color blanco con rejillas de ventilación.	137,44 €/ud	3,00 ud	412,32 €
0802	Puerta de paso ciega, de una hoja de 2030x825x35 mm de tablero aglomerado directo barnizada en taller, de pino país, modelo con moldura recta, preperco de pino país de 90x35 mm. Galces de MDF, con rechapado de madera de 90x20 Tapajuntas de MDF.	184,60 €/ud	7,00 ud	1.292,20 €
0803	Puerta de entrada de acero galvanizado de una hoja de dimensiones 840x2040 mm, troquelada con un cuarterón superior y otro inferior a una cara, acabado pintado con resina epoxi color blanco, cerradura con tres puntos de cierre.	380,50 €/ud	3,00 ud	1.141,50 €
0804	Escaparate con puerta de aluminio anodizado de 2040x840 mm con acristalamiento de 6 mm	985,00 €/ud	1,00 ud	985,00 €
0805	Doble acristalamiento estándar, 6/6/8, con calzos y sellado continuo.	50,90 €/ m <sup>2</sup>	60,00 m <sup>2</sup>	3.054,00 €
<b>Presupuesto Carpintería.</b>				<b>6.885,02 €</b>

9. Gestión de residuos.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
0901	Partida al alza para la gestión de residuos en el edificio industrial.	4.427,60 €/ud	1,00 ud	4.427,60 €
<b>Presupuesto Gestión de residuos.</b>				<b>4.427,60 €</b>

10. Seguridad y salud.

Código	Concepto	Precio	Cantidad	Precio total
1001	Partida al alza en Seguridad y salud.	12.460,00 €/ud	1,00 ud	12.460,00 €
<b>Presupuesto Seguridad y salud.</b>				<b>12.460,00 €</b>

11. Presupuesto de ejecución material.

<b>Presupuesto de ejecución material.</b>	
1. Acondicionamiento del suelo	12.824,97 €
2. Cimentación	39.979,43 €
3. Estructura	117.593,07 €
4. Cerramientos y cubierta	168.853,78 €
5. Fontanería	4.174,46 €
6. Instalación eléctrica	26.797,22 €
7. Acabados	17.025,21 €
8. Carpintería	6.885,02 €
9. Gestión de residuos	4.427,60 €
10. Seguridad y salud	12.460,00 €
<b>Total</b>	<b>411.020,76 €</b>

Para este proyecto el presupuesto de ejecución material asciende a la expresada cantidad de **CUATROCIENTOS ONCE MIL VEINTE EUROS CON SETENTA Y SEIS CÉNTIMOS.**



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Trabajo de fin de grado  
Kirian Guardia Molina



Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



Escuela Técnica Superior de Ingeniería del Diseño

Trabajo de fin de grado

Grado en ingeniería mecánica.

# PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL PARA MONTAJE DE MAQUINARIA HORTOFRUTICOLA

PARTE TERCERA: PLIEGO DE CONDICIONES.

Curso académico 2019-2020.

Alumno: Kirian Guardia Molina

Tutor: Vicente Barres Fabado



## Índice.

1. Disposiciones generales.....	1
1.1. Disposiciones de carácter general. ....	1
1.1.1. Objeto del pliego de condiciones. ....	1
1.1.2. Documentación que define la obra.....	1
1.1.3. Reglamentación urbanística. ....	1
1.1.4. Responsabilidad del contratista.....	1
1.1.5. Accidentes de trabajo. ....	2
1.1.6. Daños y perjuicios a terceros. ....	2
1.1.7. Suministro de materiales.....	2
1.2. Disposiciones relativas a trabajos, materiales y medios auxiliares. ....	2
1.2.1. Accesos y vallados. ....	2
1.2.2. Condiciones y ritmo de ejecución de los trabajos.....	3
1.2.3. Responsabilidad de la dirección facultativa en el retraso de la obra. ....	3
1.2.4. Vicios ocultos. ....	3
1.2.5. Procedencia de materiales, aparatos y equipos. ....	4
1.2.6. Presentación de muestras. ....	4
1.2.7. Materiales, aparatos y equipos defectuosos. ....	4
1.2.8. Gastos ocasionados por pruebas y ensayos. ....	5
1.2.9. Limpieza de las obras.....	5
1.3. Disposiciones de las recepciones de edificios y obras anexas. ....	5
1.3.1. Consideraciones de carácter general. ....	5
1.3.2. Recepción provisional. ....	6
1.3.3. Documentación final de la obra. ....	6
1.3.4. Medición definitiva y liquidación provisional de la obra. ....	7
1.3.5. Plazo de garantía.....	7
1.3.6. Recepción definitiva.....	7
2. Disposiciones facultativas.....	7
2.1. Definición, atribuciones y obligación de los agentes de la edificación. ....	7
2.1.1. El promotor.....	7
2.1.2. El proyectista.....	8
2.1.3. El constructor o contratista. ....	8
2.1.4. El director de obra. ....	8



2.1.5. El director de ejecución de la obra.....	9
2.1.6. Las entidades y los laboratorios de control de calidad de la edificación. ....	9
2.1.7. Los suministradores de productos. ....	9
2.1.8. La dirección facultativa.....	9
3. Disposiciones económicas.....	10
3.1. Definición. ....	10
3.2. Contrato de obra. ....	10
3.3. Criterio general.....	11
3.4. Fianzas.....	11
3.4.1. Ejecución de trabajos con cargo a la fianza.....	11
3.4.2. Devolución de las fianzas. ....	11
3.5. Precios. ....	11
3.5.1. Precio básico.....	11
3.5.2. Precio unitario. ....	11
3.5.3. Presupuesto de ejecución material (PEM). ....	13
3.5.4. Precios contradictorios. ....	13
3.5.5. Reclamación de aumento de precios.....	13
3.5.6. Revisión de los precios contratados. ....	13
3.5.7. Acopio de materiales. ....	13
3.6. Obras por administración. ....	14
3.7. Valoración y abono de los trabajos. ....	14
3.7.1. Forma y plazos de abono de las obras.....	14
3.7.2. Abono de trabajos presupuestados con partida al alza. ....	14
3.7.3. Abono de trabajos especiales no contratados. ....	15
3.7.4. Abono de trabajos ejecutados durante el plazo de garantía.....	15
3.8. Indemnizaciones. ....	15
3.8.1. Indemnización por retraso del plazo de terminación de las obras. ....	15
3.8.2. Mejoras, aumentos y/o reducciones de obras. ....	15
3.8.3. Seguro de las obras.....	16
3.8.4. Conservación de la obra. ....	16
3.8.5. Uso por el contratista de edificio o bienes del promotor. ....	16
3.8.6. Pago de impuestos municipales u otros.....	16
3.9. Retenciones en concepto de garantía.....	16
3.9.1. Plazos de ejecución.....	17



3.9.2. Liquidación económica de las obras.....	17
4. Disposiciones técnicas particulares.....	17
4.1. Prescripciones sobre los materiales.....	17
4.1.1. Garantías de calidad (marcado CE).....	18
4.1.2. Hormigón.....	20
4.1.3. Acero corrugado para armaduras.....	22
4.1.4. Aceros en perfiles laminados para estructuras metálicas.....	24
4.2. Prescripciones en cuanto a la ejecución por unidad de obra.....	25
4.2.1. Cimentación.....	27
4.2.2. Estructura.....	30



## 1. Disposiciones generales.

### 1.1. Disposiciones de carácter general.

#### 1.1.1. Objeto del pliego de condiciones.

La finalidad de este pliego de condiciones es fijar los criterios de la relación que se establece entre todos los agentes que intervienen en las obras que se definen en este proyecto y servir de base para la realización del contrato de obra entre el contratista y el promotor.

#### 1.1.2. Documentación que define la obra.

El contrato de obra está compuesto por los siguientes documentos relacionados por orden de prelación y atendiendo al valor de sus especificaciones, en el caso de posibles interpretaciones, contradicciones u omisiones:

- El presente pliego de condiciones.
- La documentación escrita y gráfica del proyecto (planos generales y de detalles, memorias, anexos, mediciones y presupuestos).

En el caso de interpretación, prevalecerán siempre las especificaciones literales sobre las gráficas y las cotas sobre las medidas a escala obtenidas de los planos.

#### 1.1.3. Reglamentación urbanística.

La obra se ajustará a todas las limitaciones del proyecto aprobado por los organismos competentes, en especial las restricciones o limitaciones que se refieren a volúmenes, alturas, emplazamiento y ocupación del solar, así como a todas las condiciones de reforma del proyecto que pueda exigir la administración para ajustarlo a las ordenanzas, normas y al planeamiento vigente.

#### 1.1.4. Responsabilidad del contratista.

El contratista será responsable de la ejecución de las obras en las condiciones que se establecen en el contrato y en los documentos que componen el proyecto.

En consecuencia, en caso de la necesidad de reconstrucción o demolición de unidades de obra con deficiencias o mal ejecutada, será el contratista el responsable de ello, sin que pueda servir de excusa el hecho de que la dirección facultativa haya examinado y reconocido la construcción durante sus visitas de obra, ni que hayan sido abonadas en liquidaciones parciales.



#### 1.1.5. Accidentes de trabajo.

El Real Decreto 1627/1997 de 24 de octubre, por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción y demás legislación vigente que, tanto como directa o indirectamente inciden sobre la planificación de la seguridad y salud en el trabajo de la construcción, conservación y mantenimiento de edificios, será de obligado cumplimiento.

En virtud de dicho Real decreto, será responsabilidad del coordinador de seguridad y salud el control y el seguimiento durante toda la ejecución de obra del plan de seguridad y salud redactado por el contratista.

#### 1.1.6. Daños y perjuicios a terceros.

Los accidentes que por descuido o inexperiencia sobrevinieran tanto en la edificación donde se efectúen las obras como en las colindantes o contiguas serán responsabilidad del contratista, por tanto, será de su cuenta el abono de las indemnizaciones y de todos los daños y perjuicios que puedan ocasionarse o causarse en las operaciones de la ejecución de las obras a quien corresponda y cuando a ello hubiere lugar.

De igual modo será responsable de los daños o perjuicios directos o indirectos que se puedan ocasionar a terceros como consecuencia de la obra, tanto en ella como en sus alrededores, incluyendo los que se produzcan por omisión o negligencia del personal a su cargo, así como los que se deriven de los subcontratistas que intervengan en la obra.

También será de su responsabilidad mantener vigente durante la ejecución de los trabajos una póliza de seguros para cubrir los posibles daños a terceros, en la modalidad de "Todo riesgo al derribo y la construcción", suscrita por una compañía aseguradora con solvencia suficiente para la cobertura de los trabajos concertados.

El promotor será quien aporte y ratifique la póliza, no pudiendo ser cancelada mientras no se firme el acta de recepción provisional de la obra.

#### 1.1.7. Suministro de materiales.

En el contrato se especificará la responsabilidad que pueda caber al contratista por retraso en plazos parciales o en el plazo de terminación como consecuencia de deficiencias o faltas en los suministros.

### 1.2. Disposiciones relativas a trabajos, materiales y medios auxiliares.

Se describen las disposiciones básicas a considerar en la ejecución de las obras relativas a los trabajos, materiales y medios auxiliares.

#### 1.2.1. Accesos y vallados.

El contratista, por su cuenta, dispondrá los accesos a la obra, el vallado de esta y su mantenimiento durante la ejecución de la obra.

El director de ejecución de la obra podrá exigir la modificación o mejora del acceso y del vallado.

#### 1.2.2. Condiciones y ritmo de ejecución de los trabajos.

El contrato especificará el plazo en el que el contratista deberá de dar comienzo a las obras, desarrollándose de manera adecuada para que dentro de los periodos parciales señalados se realicen los trabajos, de modo que la ejecución total se lleve a cabo dentro del plazo que establece el contrato.

Será obligación del contratista comunicar el inicio de las obras de forma fehaciente y preferiblemente por escrito a la dirección facultativa con al menos tres días de antelación.

El acta de comienzo de la obra será redactada por el director de obra, y junto con él, el director de la ejecución de la obra, el promotor y el contratista suscribirán en la misma obra el día de comienzo de los trabajos.

El director de la obra deberá comprobar que en la obra existe copia de los siguientes documentos para la formalización del acta de comienzo de la obra:

- Proyecto de ejecución, anexos y modificaciones.
- Plan de seguridad y salud en el trabajo y su acta de aprobación por parte del coordinador de seguridad y salud durante la ejecución de los trabajos.
- Aviso previo a la autoridad laboral competente efectuado por el promotor.
- Licencia de obra otorgada por el ayuntamiento.
- Comunicación de apertura de centro de trabajo efectuada por el contratista.
- Libro de órdenes y asistencias
- Libro de incidencias.
- Otras autorizaciones, permisos y licencias que sean preceptivas por otras administraciones.

La fecha del acta de comienzo de la obra marca el inicio de los plazos parciales y total de la ejecución de la obra.

#### 1.2.3. Responsabilidad de la dirección facultativa en el retraso de la obra.

El contratista no podrá excusarse de no haber cumplido los plazos de obras estipulados alegando como causa la carencia de planos u órdenes de la dirección facultativa, a excepción del caso en que habiéndolo solicitado por escrito no se le hubiese proporcionado.

#### 1.2.4. Vicios ocultos.

Será el contratista el único responsable de los vicios ocultos y de los defectos de la construcción durante la ejecución de las obras y durante el periodo de garantía, hasta los plazos prescritos después de la terminación de las obras en la vigente L.O.E., además de otras responsabilidades legales o de cualquier índole que se pudiese derivar.

En caso de que el director de ejecución de la obra tuviese fundadas razones para creer en la existencia de vicios ocultos de construcción de las obras ejecutadas, cuando estime oportuno, ordenará realizar antes de la recepción definitiva los ensayos, destructivos o no, que considere necesarios para diagnosticar o reconocer los trabajos que pudieran ser defectuosos, dando cuenta de la circunstancia al director de obra.

A su vez, el contratista será el responsable de demoler todas las unidades de obra mal ejecutadas y de posteriormente reconstruirlas, además deberá hacerse cargo de sus consecuencias, daños y perjuicios, no pudiendo eludir su responsabilidad por el hecho de que el director de obra y/o el director de ejecución de obra lo hayan examinado o reconocido con anterioridad, o que haya sido confirmada o abonada una parte o la totalidad de las obras mal ejecutadas.

#### 1.2.5. Procedencia de materiales, aparatos y equipos.

El contratista tiene autonomía para proveerse de los materiales, aparatos y equipos de toda tipología en todo momento que sea necesario y conveniente para sus intereses. No obstante, en aquellos casos en los que se perciba un origen y características específicas en el proyecto.

Antes de proceder a su empleo, será de la obligación del contratista presentar al director de ejecución de la obra una lista completa de los aparatos, equipos y materiales que vaya a utilizar, en la cual se especifiquen todas las indicaciones sobre sus características técnicas, marcas, calidades, procedencia e idoneidad de cada uno de ellos.

#### 1.2.6. Presentación de muestras.

El contratista presentará las muestras de los materiales, aparatos y equipos siempre con la antelación prevista en el calendario de obra a petición del director de obra.

#### 1.2.7. Materiales, aparatos y equipos defectuosos.

En caso de que los materiales, aparatos, equipos y demás elementos de instalaciones no fuesen de la calidad y características técnicas prescritas en el proyecto, no tuvieran la preparación en él exigida o cuando, a falta de prescripciones formales, se demostrara que no son adecuados para su función, el director de obra dará la orden al contratista, a instancias del director de ejecución de la obra, de sustituirlos por otros que sean adecuados para el fin para el que estén destinados.

Si no se cumple en un plazo de 15 días de recibir el contratista la orden de retirar los materiales defectuosos o no válidos para la obra, el promotor o propiedad tendrá potestad para hacerlo a cuenta del contratista.

De haber materiales, aparatos, equipos o elementos de instalaciones defectuosos pero aceptables a juicio del director de obra, se recibirán con la rebaja de precio que aquel determine, a no ser que el contratista prefiera sustituirlos por otros en mejores condiciones.

#### 1.2.8. Gastos ocasionados por pruebas y ensayos.

Todos los gastos que se originen debido a las pruebas y los ensayos, que se deban realizar, de materiales o elementos que intervengan en la ejecución de las obras, correrán a cargo y cuenta del contratista.

Todo ensayo que no resulte favorable, que no ofrezca suficientes garantías o no se realice por omisión del contratista, podrá comenzarse nuevamente o realizarse nuevos ensayos o pruebas especificadas en el proyecto, a cargo y cuenta del contratista con la penalización que le corresponda, así como todas las obras complementarias a que pudieran dar lugar cualquiera de los supuestos anteriormente citados y que el director de obra considere necesarios.

#### 1.2.9. Limpieza de las obras.

Será obligación del contratista mantener limpias tanto las obras como sus alrededores de escombros y/o materiales sobrantes, retirar las instalaciones provisionales que no sean necesarias además de ejecutar todos los trabajos y adoptar las medidas que sean apropiadas para que la obra presente buen aspecto.

### 1.3. Disposiciones de las recepciones de edificios y obras anexas.

#### 1.3.1. Consideraciones de carácter general.

La recepción de la obra es el acto mediante el cual, una vez concluida la obra, el contratista hace entrega de esta al promotor y es aceptada por éste. Ésta deberá abarcar toda la obra, o fases completas y terminadas de la misma cuando así se acuerde por ambas partes, dicha recepción se podrá realizar con o sin reservas.

Esta recepción deberá quedar reflejada en un acta, como mínimo por el promotor y el contratista, haciendo constar:

- Partes que intervienen.
- Fecha del certificado final de la totalidad de la obra o de la fase completa y terminada de ésta.
- La declaración de la recepción de la obra con o sin reservas, especificando éstas de manera objetiva y el plazo en que deberán quedar subsanados los defectos observados. Se hará constar en un acta aparte, suscrita por los firmantes de la recepción, la subsanación de los defectos observados.
- El coste final de la ejecución material de la obra.
- Las garantías exigidas al contratista para asegurar sus responsabilidades.

De la misma forma, se adjuntará, suscrito por el director de obra y el director de ejecución de la obra, el certificado final de obra.

La recepción de la obra podrá ser rechazada por el promotor si considera que la misma no está terminada o si no se adecúa a las condiciones del contrato. En cualquier caso, dicho rechazo, deberá constar por escrito en el acta, en la cual se fijará el nuevo plazo para efectuar la recepción.

En un plazo de treinta días siguientes a la fecha de la finalización de la obra deberá tener lugar la recepción de ésta acreditada en el certificado final de obra, salvo que un pacto expreso por todas las partes intervinientes lo contradiga. Dicho plazo empezará a contar a partir de la notificación efectuada por escrito al promotor. La recepción se entenderá implícitamente producida si transcurridos treinta días desde la fecha indicada el promotor no hubiera puesto de manifiesto reservas o rechazo motivado por escrito.

El cómputo de los plazos de garantía y responsabilidad será el establecido en la L.O.E., y se iniciará a partir de la fecha en que se suscriba el acta de recepción.

### 1.3.2. Recepción provisional.

El director de ejecución de la obra comunicará al promotor o propiedad la proximidad de la finalización de las obras, en un plazo de treinta días previos a la finalización de estas, con el fin de convenir el acto de la recepción provisional.

Este comunicado se efectuará con la intervención del contratista, el director de obra, el director de ejecución de la obra y el promotor. Se convocará además a los técnicos restantes que hubieran intervenido en la dirección con función propia en aspectos parciales o unidades especializadas.

Se extenderá un acta con la misma cantidad de ejemplares como intervinientes haya y estos deberán estar firmados por todos ellos. Previo a la extensión del acta, se deberá practicar un detenido reconocimiento de las obras. A partir de esta fecha, si las obras se encuentran en estado de ser admitidas, empezará a correr el plazo de garantía. A continuación, los técnicos de la dirección extenderán el correspondiente certificado de final de obra.

En las circunstancias en las que las obras no se hallen en estado de ser recibidas, se hará constar expresamente en el acta y se darán al contratista las adecuadas instrucciones para rectificar los defectos observados. Se fijará un plazo para que el contratista rectifique dichos defectos, una vez expirado, se realizará un nuevo reconocimiento con el fin de proceder a la recepción provisional de la obra.

Si se diera el caso del incumplimiento de lo dicho anteriormente por parte del contratista, podrá darse resuelto el contrato con la pérdida de la fianza.

### 1.3.3. Documentación final de la obra.

El director de ejecución de la obra redactará la documentación final de la obra, asistido por el contratista y los técnicos que hayan intervenido en la misma. Dicha documentación se facilitará junto con el manual de uso y el mantenimiento del edificio al promotor con las especificaciones y contenidos dispuestos por la legislación vigente, que, en este caso, será lo que establece en los párrafos 2, 3, 4 y 5 del apartado 2 del artículo 4º del Real Decreto 515/1989 de 21 de abril.

#### 1.3.4. Medición definitiva y liquidación provisional de la obra.

La medición definitiva de las obras se efectuará inmediatamente al recibo provisional de éstas por el director de ejecución de la obra. Se extenderá la oportuna certificación por triplicado, que, con la aprobación del director de obra mediante su firma, servirá para el abono del saldo resultante menos la cantidad retenida en concepto de fianza por parte del promotor.

#### 1.3.5. Plazo de garantía.

El plazo de garantía se estipulará en el contrato privado y, en ningún caso deberá ser inferior a seis meses.

#### 1.3.6. Recepción definitiva.

Una vez transcurrido el plazo de garantía, se realizará la recepción definitiva, de la misma manera y con las mismas condiciones que la recepción provisional. A partir de dicha fecha, la obligatoriedad del contratista de reparar a su cargo los desperfectos propios a la normal conservación de los edificios, quedará suspendida, y subsistirán únicamente todas las responsabilidades que pudieran derivar debido a los vicios de construcción.

## 2. Disposiciones facultativas.

### 2.1. Definición, atribuciones y obligación de los agentes de la edificación.

Según la ley 38/99 de ordenación de la edificación (L.O.E.), se regularán las atribuciones de todos los agentes intervinientes en la edificación. Siendo los agentes de la edificación, todas las personas físicas o jurídicas que intervienen en el proceso de la edificación. Las obligaciones que deberán cumplir quedan determinadas según lo dispuesto en la L.O.E. y demás disposiciones que sean de aplicación y por el contrato que origina su intervención.

En el capítulo III, “Agentes de la edificación”, quedan recogidas las definiciones y funciones de los agentes intervinientes en la edificación.

#### 2.1.1. El promotor.

La figura del promotor se puede definir como la persona física o jurídica, pública o privada, que individual o colectivamente, financia, impulsa, programa y decide, con recursos propios o ajenos, las obras de edificación para sí o para una posterior transacción a terceros.

Éste asume la iniciativa de todo el proceso de la edificación, promoviendo la gestión necesaria para ejecutar la obra proyectada inicialmente, y a su vez se hará cargo de todos los costes necesarios.

A la figura del promotor, según la legislación vigente, se le equiparan también las figuras de gestor de sociedades cooperativas, comunidades de propietarios u otras similares que asuman la gestión económica de la edificación.

En caso de que las administraciones públicas y los organismos sujetos a la legislación de contratos de las administraciones públicas actúen como promotores, se regirán por la legislación de contratos de las administraciones públicas y en lo que no quede contemplado en esta, por las disposiciones de la L.O.E.

#### 2.1.2. El proyectista.

El proyectista es el agente que redacta el proyecto mediante encargo del promotor y sujeto a la normativa técnica y urbanística correspondiente.

Otros técnicos, podrán redactar proyectos parciales del proyecto o partes que lo complementen de forma coordinada con el autor de éste.

En las circunstancias en las que el proyecto se desarrolle o complete mediante proyectos parciales o documentos técnicos según lo previsto en el apartado 2 del artículo 4 de la L.O.E., cada proyectista deberá asumir la titularidad de su proyecto.

#### 2.1.3. El constructor o contratista.

Este agente, asume de forma pactada ante el promotor, el compromiso de ejecutar con medios humanos y materiales, propios o ajenos, parte de las obras, o todas sujetas al proyecto y al contrato de obra.

La ley señala como responsable explícito de los vicios o defectos constructivos al contratista general de la obra, sin perjuicio del derecho de repetición de este hacia los subcontratistas.

#### 2.1.4. El director de obra.

Forma parte de la dirección facultativa, y es el agente que dirige el desarrollo de la obra en aspectos técnicos, urbanísticos, estéticos y medioambientales, de conformidad con el proyecto que define la licencia de edificación y demás autorizaciones preceptivas, y las condiciones del contrato con el objetivo de asegurar su adecuación al fin propuesto.

Tendrán la posibilidad de dirigir las obras de los proyectos parciales otros técnicos siempre bajo la coordinación del director de obra.



#### 2.1.5. El director de ejecución de la obra.

Este otro agente, también forma parte de la dirección facultativa y es quien asume la función técnica de dirigir la ejecución material de la obra y controlar cuantitativa y cualitativamente la construcción y la calidad de lo edificado. Para ello, será imprescindible el estudio y el análisis previo del proyecto de ejecución una vez redactado por el arquitecto o ingeniero en este caso, procediendo a solicitarle todas aquellas aclaraciones, rectificaciones de defectos o documentos complementarios que, dentro de su competencia y atribuciones legales estime necesarios para poder dirigir de manera solvente la ejecución de estas. La solicitud de estos documentos se deberá realizar con antelación al inicio de las obras.

#### 2.1.6. Las entidades y los laboratorios de control de calidad de la edificación.

Las entidades de control de calidad de la edificación son aquellas capacitadas para prestar asistencia técnica en la comprobación de la calidad del proyecto, de los materiales y de la ejecución de la obra y sus instalaciones con arreglo al proyecto y la normativa aplicable.

Los laboratorios de ensayos para el control de calidad de la edificación son aquellos laboratorios capacitados para prestar asistencia técnica, mediante la elaboración de pruebas o ensayos de servicio de los materiales, sistemas o instalaciones de una obra de edificación.

#### 2.1.7. Los suministradores de productos.

Constan de los fabricantes, almacenistas, importadores o vendedores de productos para la construcción.

Se puede definir como producto de construcción todo aquel producto que, para su incorporación permanente en una obra, incluyendo materiales, elementos prefabricados, componentes y obras o parte de las mismas, tanto terminadas como en curso de construcción.

#### 2.1.8. La dirección facultativa.

Según la L.O.E., la dirección facultativa estará compuesta por la dirección de obra y la dirección de ejecución de la obra. A esta se agregará el coordinador en materia de seguridad y salud en fase de ejecución de la obra, en las circunstancias en las que se haya adjudicado dicha misión a un facultativo distinto de los mencionados anteriormente.

Este, a su vez, es representante técnico de los intereses del promotor durante la ejecución de la obra dirigiendo el proceso de construcción en función de las atribuciones profesionales de cada técnico participante.



### 3. Disposiciones económicas.

#### 3.1. Definición.

Las cláusulas económicas, serán las que determinarán el marco de relaciones económicas para el pago y la recepción de la obra. Estas serán complementarias al contrato de obra, constituido entre las partes intervinientes (promotor y contratista), que es el que tiene validez.

#### 3.2. Contrato de obra.

Es aconsejable que antes del inicio de las obras se firme el contrato de obra entre el promotor y el contratista, evitando en la medida de lo posible la realización de la obra por administración. A su vez, se facilitará una copia del contrato de obra a la dirección facultativa (director de obra y director de ejecución de la obra) para poder certificar en los términos pactados.

Solo se aconseja la contratación por administración aquellas partidas de obra triviales y de difícil medida o cuando se desee un acabado muy bien elaborado.

El contrato de obra deberá prever todas las posibles interpretaciones y discrepancias que pudieran surgir entre las partes intervinientes, además de garantizar que la dirección facultativa pueda, de hecho, coordinar, dirigir y controlar la obra, por lo que es conveniente que se especifiquen y determinen con transparencia los siguientes puntos como mínimo:

- Documentación que debe aportar el contratista.
- Condiciones de ocupación del solar e inicio de las obras.
- Determinación de los gastos de enganches y consumos.
- Responsabilidades y obligaciones del contratista: legislación laboral.
- Responsabilidades y obligaciones del promotor.
- Presupuesto del contratista.
- Revisión de precios.
- Forma de pago: Certificaciones.
- Retenciones en concepto de garantía (nunca menos del 5%).
- Plazos de ejecución: Planning.
- Retraso de la obra: penalizaciones.
- Recepción de la obra: provisional y definitiva.
- Litigio entre las partes.

Dado el caso en que no exista contrato de obra alguno entre las partes intervinientes, puesto que este pliego de condiciones económicas es un complemento del contrato de obra, se le comunicará a la dirección facultativa, la cual pondrá a disposición de las partes el presente pliego de condiciones económicas que podrá ser utilizado como base para la redacción del contrato de obra.

### 3.3. Criterio general.

Todos los agentes intervinientes en el proceso de la construcción, definidos en la ley 38/1999 de ordenación de la edificación (L.O.E.), tendrán derecho de percibir puntualmente las cantidades vencidas por su correcta actuación con arreglo a las condiciones establecidas, pudiendo exigirse de forma mutua las suficientes garantías para el correcto cumplimiento de sus obligaciones de pago.

### 3.4. Fianzas.

Siguiendo lo convenido en el contrato de obra, el contratista presentará una fianza. Las condiciones de esta quedan reflejadas en los siguientes apartados.

#### 3.4.1. Ejecución de trabajos con cargo a la fianza.

De darse el caso de que el contratista se negara a hacer por su cuenta los trabajos necesarios para ultimar la obra en las condiciones establecidas por el contrato, el director de obra, en nombre y representación del promotor, los ordenará realizar a un tercero, o podrá realizarlos por administración directamente, abonando el importe de estos más el de la fianza depositada, sin perjuicio de las acciones a que tenga derecho el promotor, en el caso de que el importe de la fianza no fuera suficiente para cubrir el coste de los gastos efectuados en las unidades de obra que no fuesen de recibo.

#### 3.4.2. Devolución de las fianzas.

La fianza será reembolsada al contratista en un plazo que se establece en el contrato de obra una vez firmada el acta de recepción definitiva de la obra. El promotor estará en derecho de exigir al contratista que le acredite la liquidación y el finiquito de sus deudas causadas por la ejecución de la obra (salarios, suministros y subcontratos).

### 3.5. Precios.

La elaboración de un presupuesto tiene como principal objetivo anticipar el coste del proceso de construcción de la obra. El presupuesto se descompondrá en unidades de obra, que son componentes menores que se contratan y certifican por separado, y a partir de estos precios, calcularemos el presupuesto.

#### 3.5.1. Precio básico.

Se puede definir como el precio por unidad de medida (ud, kg, m...) de un material que se disponga en la obra, incluyendo el transporte a obra, descarga y demás tareas relacionadas con el suministro de materiales, o el precio por hora de la maquinaria y de la mano de obra.

#### 3.5.2. Precio unitario.

El precio unitario es el resultado por unidad de obra de la suma de los siguientes costes:

- Costes directos. Calculados como suma de los productos de la mano de obra, maquinaria y materiales intervinientes en la ejecución de la unidad de obra.
- Costes indirectos. Se aplican como un porcentaje de la suma de los costes directos y medios auxiliares, igual para cada unidad de obra debido a que representan los costes de los factores necesarios para la ejecución de la obra que no se corresponden a ninguna unidad de obra en particular.

- Medios auxiliares. Costes directos complementarios, calculados como porcentaje de otros componentes debido a que representan los costes directos que intervienen en la ejecución de la unidad de obra y que son de difícil medida. Son diferentes para cada unidad de obra.

Se establece a partir del reglamento vigente general de la ley de contratos de las administraciones públicas (Real Decreto 1098/2001 de 12 de octubre), que la composición y el cálculo de los precios de las distintas unidades de obra se base en la determinación de los costes directos e indirectos precisos para su ejecución, sin incorporar, en ningún caso, el importe del IVA (impuesto sobre el valor añadido) que pueda agravar las entregas de bienes o prestaciones de servicios realizados.

Los costes directos incluyen lo siguiente:

- Mano de obra que interviene directamente en la ejecución de la unidad de obra.
- Materiales, a los precios resultantes a pie de obra.
- Los gastos que tengan lugar por el funcionamiento de la maquinaria e instalaciones utilizadas en la ejecución de la unidad de obra (personal, combustible, energía...).
- Gastos de amortización y conservación de la maquinaria.

En los costes indirectos deberán incluirse:

Gastos de instalaciones de oficinas a pie de obra, edificación de almacenes, talleres, pabellones temporales para obreros, comunicaciones, laboratorio, etc. Gastos de personal técnico y administrativo adscrito exclusivamente a la obra y los que se puedan necesitar de forma imprevista. Todos estos gastos, excepto aquellos que queden reflejados en el presupuesto, valorados en unidades de obra o en partidas alzadas, se cuantificarán en un porcentaje de los costes directos, igual para todas las unidades de la obra, que adoptará, en cada caso, el autor del proyecto a la vista de la naturaleza de la obra proyectada, de la importancia de su presupuesto y de su previsible plazo de ejecución.

En caso de no figurar en la descripción del proceso de ejecución de la unidad de obra, alguna operación necesaria para su correcto desarrollo quedará sobreentendido que está incluida en el precio de la unidad de obra, por lo que no supondrá ningún cargo adicional o aumento de precio de la unidad de obra contratada.

Algunos de los trabajos u operaciones que se entiende que siempre formarán parte del proceso de ejecución de las unidades de obra son los siguientes:

- Eliminación de restos, limpieza final y retirada de residuos al vertedero de obra.
- Transporte de escombros sobrantes a vertedero autorizado.
- Transporte y movimiento vertical y horizontal de los materiales en obra, incluyendo carga y descarga.
- Montaje, comprobación y puesta a punto.
- Las correspondientes legalizaciones y permisos en instalaciones.
- Maquinaria, andamios y medios auxiliares necesarios.

### 3.5.3. Presupuesto de ejecución material (PEM).

Se denomina presupuesto de ejecución material al resultado obtenido de la suma de los productos del número de cada unidad de obra por su precio unitario y de las partidas alzadas de cada unidad de obra que la componen. Dicho de otra forma, es el coste de la obra excluyendo los gastos generales, el beneficio industrial y el impuesto sobre el valor añadido.

### 3.5.4. Precios contradictorios.

Únicamente se generarán precios contradictorios cuando por medio del director de obra, el promotor, decida introducir unidades o cambios de calidad en alguna de las previstas, o afrontar circunstancias imprevistas cuando sea necesario.

El contratista tendrá la obligación a efectuar los cambios indicados.

De no haber acuerdo, el precio se resolverá contradictoriamente entre el contratista y el director de obra previo al comienzo de la ejecución de los trabajos y dentro del plazo que determine el contrato de obra, o, antes de quince días hábiles desde que se le comunique al director de obra. Si permanece la diferencia, en primer lugar, se acudirá al concepto más análogo dentro del cuadro de precios del proyecto, y, en segundo lugar, al banco de precios de uso más frecuente en la localidad.

Los precios contradictorios que hubiese, siempre se referirán a los precios unitarios de la fecha del contrato de obra. No se tomará, en ningún caso, para la valoración de los correspondientes precios contradictorios la fecha de la ejecución de la unidad de obra.

### 3.5.5. Reclamación de aumento de precios.

Para la reclamación del aumento de precios, el contratista, antes de la firma del contrato de la obra deberá haber hecho la reclamación u observación oportuna, de no ser así, este no podrá bajo ningún pretexto de error u omisión reclamar dicho aumento de los precios fijados en el cuadro correspondiente del presupuesto que sirva de base para la ejecución de las obras.

### 3.5.6. Revisión de los precios contratados.

El presupuesto presentado por el contratista es un presupuesto cerrado, por lo tanto, no se aplicará revisión de precios.

Únicamente se efectuará la revisión de precios cuando haya quedado explícitamente determinado en el contrato de obra entre el promotor y el contratista.

### 3.5.7. Acopio de materiales.

Los acopios de materiales o aparatos de obra que el promotor ordene ejecutar por escrito serán efectuados por el contratista.

Estos materiales o aparatos, una vez abonados por el propietario, serán de exclusiva propiedad de este, siendo el contratista el responsable de su almacenaje y conservación.

### 3.6. Obras por administración.

Las obras por administración se pueden definir como aquellas en las que las gestiones necesarias para su ejecución las lleva directamente el promotor, por sí mismo, por un representante suyo o por mediación de un contratista.

Estas obras se clasifican en dos modalidades:

- Obras por administración directa.
- Obras por administración delgada o indirecta.

Según el tipo de contratación, en el contrato se regulará:

- Su liquidación.
- Las normas para la adquisición de los materiales y aparatos.
- El abono al contratista de las cuentas de administración delegada.
- Responsabilidades del contratista en la contratación por administración en general y, en particular, la debida al bajo rendimiento de los obreros.

### 3.7. Valoración y abono de los trabajos.

#### 3.7.1. Forma y plazos de abono de las obras.

Se realizará mediante certificaciones de obra y se recogerán las condiciones en el contrato de obra, que es el que tiene validez.

En los plazos establecidos previamente en el contrato de obra, se deberán efectuar los pagos, y su importe debe corresponder al de las certificaciones de la obra conformadas por el director de ejecución de la obra.

El director de ejecución de la obra efectuará la medición de las unidades de obra ejecutadas durante el periodo de tiempo anterior, en la forma y condiciones establecidas por el criterio de medición en obra incorporado en las prescripciones en cuanto a la ejecución por unidad de obra, pudiendo el contratista presenciar la realización de las mediciones.

El contratista está obligado a avisar al director de ejecución de obra, con la suficiente antelación, de las obras o partes de obra que por dimensiones y características hayan de quedar posterior y definitivamente ocultas, a fin de que éste pueda realizar las correspondientes mediciones y toma de datos, levantando los planos que las definan, y el contratista deberá manifestar su conformidad.

De no avisarse con suficiente antelación, deber que debe cumplir el contratista, éste quedará obligado a aceptar las decisiones del promotor sobre el particular.

#### 3.7.2. Abono de trabajos presupuestados con partida al alza.

El director de obra indicará al contratista, con anterioridad a la ejecución del abono de trabajos presupuestados con partida al alza, el procedimiento que debe seguirse para llevar dicha cuenta.

El contratista por su parte deberá efectuar una justificación del abono de dichos trabajos.

### 3.7.3. Abono de trabajos especiales no contratados.

De no ser precisa la realización de cualquier tipo de trabajo de naturaleza especial u ordinaria que, por no estar contratado, no sea de cuenta del contratista, y de no ser contratados con tercera persona, será el contratista el obligado a realizarlos y a satisfacer los gastos de todo tipo que se originen, los cuales deberán ser abonados por la propiedad por separado y en las condiciones que se estipulen en el contrato de obra.

### 3.7.4. Abono de trabajos ejecutados durante el plazo de garantía.

Una vez completada la recepción provisional, en caso de haberse realizado trabajos de cualquier índole durante el plazo de garantía, se procederá de la siguiente forma para su abono:

- Si los trabajos realizados están especificados en el proyecto y no se hubieran realizado por el contratista sin causa justificada a su debido tiempo y el director de obra exigiera su realización durante el plazo de garantía, serán valorados a los precios que figuren en el presupuesto y abonados según lo establecido en el presente pliego de condiciones, sin estar sujetos estos a revisión de precios.
- Si han sido realizados trabajos precisos para la reparación de defectos o desperfectos ocasionados por el normal uso del edificio, por haber sido utilizado durante dicho plazo por el promotor, se valorarán y abonarán a los precios del día previamente acordados.
- Si se han realizado trabajos para la reparación de desperfectos ocasionados por la calidad de la construcción o de los materiales, no se le abonará nada al contratista por ellos.

## 3.8. Indemnizaciones.

### 3.8.1. Indemnización por retraso del plazo de terminación de las obras.

En las circunstancias en las que, por causas atribuidas al contratista, las obras sufrieran un retraso en el plazo previsto de su finalización, el promotor podrá imponer con cargo a la última certificación al contratista, las penalizaciones establecidas en el contrato, que serán en todo caso igual o superior al perjuicio que pudiera causar el retraso de la obra.

### 3.8.2. Mejoras, aumentos y/o reducciones de obras.

Las mejoras de obra serán admitidas únicamente en el caso en el que el director de obra ordene por escrito la realización de los trabajos nuevos o que mejoren la calidad de los que estuvieran contratados, de igual forma pasará con los materiales y maquinaria prevista en el contrato.

Únicamente se admitirán aumentos de obra en las unidades contratadas en las circunstancias en las que el director de obra ordene por escrito dicha ampliación como consecuencia de observar errores en las mediciones del proyecto.

En ambos casos, las partes contratantes, antes de su ejecución o empleo deberán pactar por escrito los importes totales de las unidades mejoradas, los precios de los nuevos materiales o maquinaria y los aumentos de obra o que todas estas mejoras supongan sobre el valor de las unidades contratadas.



En el caso contrario en que las innovaciones introducidas por el director de obra supongan un decremento del precio de las unidades de obra contratadas, se seguirá el mismo criterio y procedimiento.

#### 3.8.3. Seguro de las obras.

La obra contratada deberá estar asegurada durante todo el transcurso de su ejecución hasta la recepción definitiva y será el contratista el obligado a asegurarla.

#### 3.8.4. Conservación de la obra.

La conservación de la obra durante todo el transcurso de su ejecución hasta la recepción definitiva es otra de las obligaciones del contratista.

#### 3.8.5. Uso por el contratista de edificio o bienes del promotor.

Durante la ejecución de las obras, el contratista no podrá hacer uso del edificio o bienes del promotor sin su consentimiento.

Cuando el contratista abandone el edificio, ya sea por la finalización de las obras o por la resolución del contrato, estará obligado a dejarlo desocupado y limpio en el plazo estipulado en el contrato de obra.

#### 3.8.6. Pago de impuestos municipales u otros.

El abono de impuestos municipales o de otro origen sobre vallado, alumbrado, etc., correrán a cargo del contratista siempre que en el contrato no se estipule lo contrario. Dicho pago, deberá realizarse durante el tiempo de ejecución de las obras.

#### 3.9. Retenciones en concepto de garantía.

Se descontará un porcentaje, que se retendrá en concepto de garantía, del valor total de las certificaciones. Este importe, no será en ningún caso menor del cinco por ciento (5%) y responderá de los trabajos mal efectuados y de los perjuicios que pudieran ocasionar al promotor.

Dicha retención en concepto de garantía quedará en manos del promotor durante el tiempo designado como periodo de garantía, pudiendo ser, "en metálico" o mediante un aval bancario capaz de garantizar el importe total de la retención.

En caso de que el contratista se negase a realizar por su cuenta los trabajos necesarios para terminar la obra en las condiciones establecidas por el contrato, el director de obra representando al promotor, los ordenará realizar a un tercero, o podrá ejecutarlos directamente por administración, desembolsando el importe con la fianza depositada, sin perjuicio de las acciones a las que tenga derecho el promotor, en el caso de que el importe de la fianza no fuese suficiente para cubrir el importe de los gastos efectuados en las unidades de obra que no estuviesen en condiciones de recepción.

Se devolverá al contratista la fianza retenida en concepto de garantía en el plazo que establezca el contrato una vez firmada el acta de recepción definitiva de la obra. El promotor podrá exigir al contratista que este le acredite la liquidación, finiquito y las deudas atribuibles a la ejecución de la obra, tales como salarios, subcontratos o suministros.

### 3.9.1. Plazos de ejecución.

El contrato de obra deberá incluir los plazos de ejecución y de entregas, tanto totales como parciales. Además, será oportuno adjuntar al contrato un planning de la ejecución de la obra en el que deben figurar de forma gráfica y detallada la duración de todas las partidas de obra que deberán conformar las partes contratantes.

### 3.9.2. Liquidación económica de las obras.

Paralelo al libramiento de la última certificación, se otorgará el acta de liquidación económica de las obras, la cual deberán firmar el promotor y el contratista.

Con esta acción se dará por finalizada la obra, y se entregarán, en su caso, las llaves, los boletines debidamente cumplimentados de acuerdo con la norma vigente, así como los proyectos técnicos y permisos de las instalaciones contratadas.

Este acta, servirá a su vez de acta de recepción provisional de las obras, para lo cual será establecida por el promotor, el contratista, el director de obra y el director de ejecución de la obra, quedando desde ese momento a cargo del promotor la conservación y custodia de las mismas.

La recepción de las obras, tanto provisional como definitiva, queda regulada según lo descrito en el apartado de disposiciones generales del presente pliego de condiciones.

## 4. Disposiciones técnicas particulares.

### 4.1. Prescripciones sobre los materiales.

Con el objetivo de facilitar la labor de control de recepción de los productos, equipos y sistemas que se suministren a la obra de acuerdo con lo especificado en el artículo 7.2. del CTE, por parte del director de ejecución de la obra, en este proyecto se especifican las características técnicas que será necesario que cumplan dichos productos, equipos y sistemas suministrados.

Estos elementos mencionados anteriormente, deben cumplir las condiciones que se especifiquen sobre ellos en los diferentes documentos que forman el proyecto. Además, sus características estarán en conformidad con las diferentes normas que sobre ellos estén publicadas y que tendrán un carácter de complementariedad a este apartado del pliego de condiciones. En cuanto a la adecuación de los materiales, tendrán preferencia aquellos materiales que estén en posesión del documento de idoneidad técnica que avale sus características, emitido por organismos técnicos reconocidos.

Según el ya citado artículo 7.2. del CTE, el control de recepción en obra de los productos, equipos y sistemas comprenderá lo siguiente:

- El control de la documentación de los suministros, realizado de acuerdo con el artículo 7.2.1.
- El control mediante distintivos de calidad o evaluaciones técnicas de idoneidad, según el artículo 7.2.2.



- El control mediante ensayos, conforme al artículo 7.2.3.

Debe existir obligación, por parte del constructor o contratista, de comunicar a los suministradores de productos las características exigidas para los diferentes materiales, con la recomendación de que previo al empleo de estos, se solicite su aprobación al director de ejecución de la obra y a las entidades y laboratorios encargados del control de calidad de la obra.

El responsable del cumplimiento de las condiciones exigidas de los materiales empleados será el contratista, independientemente del nivel de control de calidad establecido para su aceptación.

La procedencia de los materiales que el contratista se proponga utilizar deberá ser notificado por su parte al director de ejecución de la obra con suficiente antelación, aportando, si el director de ejecución de la obra lo solicita, las muestras y datos necesarios para poder decidir si son aceptables o no.

Dichos materiales serán reconocidos antes de su empleo en la obra por el director de ejecución de la obra, no pudiendo ser acopiados en ella ni proceder a su colocación sin la aprobación de este. De esta forma, aun posteriormente a su colocación en obra, los materiales que presenten desperfectos o defectos de cualquier tipo no percibidos en el primer reconocimiento, serán retirados de la obra si estropean el buen acabado de la obra. Los gastos adicionales que esto pudiera ocasionar correrán a cargo del contratista.

La subcontratación de cualquier partida de obra no exime de responsabilidad al contratista.

La inspección o examen realizado por parte de los técnicos no supone la recepción absoluta de los mismos, los que determinen su competencia serán los oportunos ensayos. La responsabilidad contractual del contratista permanecerá a estos efectos hasta la recepción definitiva de la obra.

#### 4.1.1. Garantías de calidad (marcado CE).

Producto de construcción se puede definir como cualquier producto fabricado para su permanente incorporación en las obras de edificación e ingeniería civil que tengan incidencia sobre los siguientes requisitos esenciales:

- Estabilidad y resistencia mecánica.
- Seguridad en caso de incendio.
- Higiene, salud y medio ambiente.
- Seguridad de utilización.
- Protección contra el ruido.
- Ahorro de energía y aislamiento térmico.

Un marcado CE en un producto de construcción indica lo siguiente:

- Que cumple con las especificaciones técnicas relacionadas con los requisitos esenciales incluidas en las normas armonizadas (EN) y en las guías DITE (guías para el documento de idoneidad técnica europeo).
- Que se ha cumplido el sistema de evaluación de la conformidad establecido por la correspondiente decisión de la comisión europea.

El fabricante será el responsable de su colocación y la administración competente en materia de industria será quien vele por el correcto uso del mercado CE.

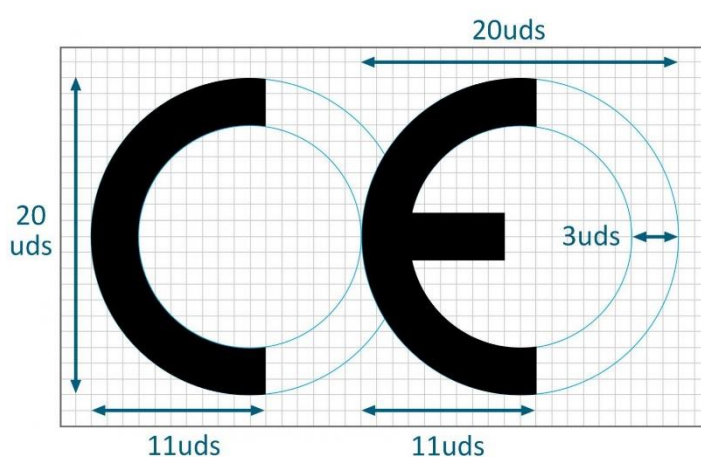
El director de ejecución de la obra estará obligado a verificar si los productos que se introducen en la obra deben cumplir el sistema del mercado CE, y en caso afirmativo, deberá verificar si se cumplen las condiciones establecidas en el Real Decreto 1630/1992 por el que se transpone a nuestro ordenamiento legal la directiva de productos de construcción 89/106/CEE.

El mercado CE se concreta mediante el símbolo “CE” acompañado de una serie de información complementaria.

Será el fabricante el encargado de cuidar que el mercado CE incluya, por orden de preferencia:

- En el producto al que hace referencia.
- En una etiqueta adherido a este.
- En su envase o embalaje.
- En la documentación comercial del producto agregada a este.

A continuación, se puede ver el símbolo del mercado CE.



Las letras de dicho símbolo se realizarán según el dibujo y deberán tener una dimensión vertical no inferior a 5 mm.

Además de este símbolo, en una de las cuatro posibles localizaciones deberán estar situadas una serie de inscripciones complementarias. Su contenido específico se determina en las normas armonizadas y las guías DITE para cada categoría de productos. Las inscripciones complementarias incluyen:

- Número de identificación del organismo notificado (si procede).
- Nombre comercial o marca distintiva del fabricante.
- La dirección del fabricante.
- Las dos últimas cifras del año en el que se ha estampado el marcado en el producto.
- Número del certificado CE de conformidad (si procede).
- El número o números de la o las normas armonizadas por las que se vea afectada.
- Designación del producto, uso previsto y designación normalizada.
- Información adicional que permita identificar las características del producto atendiendo a sus especificaciones técnicas.

Para las inscripciones complementarias del marcado CE no es obligado seguir un formato, tipo de letra, color o composición determinados, únicamente se deben cumplir las características indicadas anteriormente para el símbolo.

Se puede dar el caso de encontrar, dentro de las características del producto, que alguna de ellas presente la opción PND.

La opción PND son las siglas de prestación no determinada y es una clase que se puede considerar en caso de que al menos un estado miembro no tenga requisitos legales para una determinada característica y el fabricante no desee facilitar el valor de esta.

#### 4.1.2. Hormigón.

Se recomienda para su uso en obra que no transcurra más de hora y media desde la adición de agua de amasado al cemento y los áridos a la colocación del hormigón. En climas calurosos o bajo condiciones que puedan contribuir a un rápido fraguado del hormigón, el límite de tiempo será menor, a menos que se adopten medidas que aumenten el tiempo de fraguado sin perjudicar la calidad del hormigón. En caso de que la temperatura ambiente sea superior a 40°C o que haya un viento excesivo, se suspenderá el hormigonado, a no ser que se adopten medidas especiales previamente autorizadas por el director de obra.

En climas más fríos, la temperatura de la masa de hormigón no será inferior a 5°C en el momento de verterla en el encofrado o molde, quedando prohibido el vertido de hormigón sobre elementos (encofrados, armaduras...) que tengan una temperatura en ese momento inferior a 0°C.

En caso de preverse que, en un lapso de 48 horas siguientes al hormigonado, la temperatura ambiente pueda quedar por debajo de 0°C, por lo general, se suspenderá esta acción.

De ser necesario el hormigonado aún con estas condiciones, se adoptarán las medidas necesarias para garantizar que no se produzcan deterioros locales en los elementos correspondientes ni queden mermadas de forma permanente las características del material durante el fraguado y el primer endurecimiento del hormigón.

Previo a la ejecución del pedido del hormigón, se deben planificar una serie de tareas con el objetivo de facilitar las operaciones de su puesta en obra:

- Preparar los accesos y viales por los cuales circularán los equipos de transporte dentro de la obra.
- Preparar la recepción del hormigón antes de la llegada del primer camión.
- Programar el vertido de forma que los descansos u horarios de comida no afecten a la puesta en obra del hormigón, sobre todo en los elementos que no deban presentar juntas frías. Esta programación deberá comunicarse a la central de fabricación para adaptar el ritmo de suministro.

Cada carga de hormigón fabricado en central irá acompañada, en todo caso, de una hoja de suministro que en todo momento se encontrará a disposición de la dirección de obra y en la cual deberán figurar, como mínimo, los datos siguientes:

- Nombre de la central de fabricación de hormigón.
- Número de serie de la central de fabricación de hormigón.
- Número de serie de la hoja de suministro.
- Fecha de entrega.
- Nombre del demandante y del responsable de la recepción.
- Especificaciones del hormigón, en caso de que se designe por propiedades (designación, contenido de cemento en  $\text{kg/m}^3$  de hormigón con una tolerancia de  $\pm 15\text{kg}$ , relación agua/cemento con tolerancia de  $\pm 0,02$ , tipo, clase y marca del cemento, consistencia, tamaño máximo del árido, tipo de aditivo en caso de haberlo y de no haberlo se deberá especificar, procedencia y cantidad de adición de cenizas volantes o humo de sílice y en caso de no haberlas se deberá especificar, designación específica del lugar de suministro, cantidad de hormigón fresco en  $\text{kg/m}^3$  de la carga, identificación del equipo de transporte y de la persona que lo descargue y hora límite de uso para el hormigón), en caso de que se designe por dosificación (contenido de cemento en  $\text{kg/m}^3$  de hormigón, relación agua/cemento con tolerancia de  $\pm 0,02$ , tipo de ambiente, tipo, clase y marca del cemento, consistencia, tamaño máximo del árido, tipo de aditivo en caso de haberlo y de no haberlo se deberá especificar, procedencia y cantidad de adición de cenizas volantes o humo de sílice y en caso de no haberlas se deberá especificar, designación específica del lugar de suministro, cantidad de hormigón fresco en  $\text{kg/m}^3$  de la carga, identificación del equipo de transporte y de la persona que lo descargue y hora límite de uso para el hormigón).

Los ensayos para la comprobación de las propiedades o características exigibles del hormigón se realizarán según la instrucción del hormigón estructural (EHE-08).

El hormigón, se debe transportar mediante procedimientos adecuados para lograr que llegue a su destino en las condiciones estipuladas. Los equipos de transporte del hormigón deberán estar exentos de residuos de hormigón o mortero endurecido, para ello estos se deberán limpiar meticulosamente antes de proceder a una nueva carga de masa fresca de hormigón. De igual modo, estos equipos no deberán presentar defectos o desgastes en las paletas o en su superficie interior que puedan afectar a la homogeneidad del hormigón. Estos equipos de transporte podrán ser amasadoras móviles, a velocidad de agitación, o en equipos con o sin agitadores, siempre que estos tengan superficies lisas y redondeadas y tengan capacidad para mantener la homogeneidad del hormigón durante su transporte y descarga. Cuando el hormigón es amasado completamente en central y se transporta en amasadoras móviles, el volumen de hormigón transportado no será superior al 80% del volumen total del tambor. En cambio, si el hormigón se termina de amasar o se amasa en amasadora móvil, el volumen de este no excederá dos terceras partes del total del tambor.

Se deberán adoptar las debidas precauciones para evitar la disgregación de la mezcla durante el vertido y la colocación de las masas, incluso cuando estas operaciones se realicen de un modo continuo mediante conducciones apropiadas.

#### 4.1.3. Acero corrugado para armaduras.

Para el uso en obra del acero corrugado para armaduras se recomienda prever la corrosión, teniendo en cuenta para el hormigonado las consideraciones relativas a los espesores de los recubrimientos. Queda prohibido el uso de materiales componentes del hormigón que contengan iones despasivantes como cloruro, sulfuros y sulfatos en proporciones superiores a las establecidas. Además, también estará prohibido que haya contacto entre las armaduras y otros metales con un potencial galvánico muy diferente para evitar su contaminación.

Para su buena conservación, será muy importante proteger las armaduras adecuadamente contra la lluvia y la agresividad ambiental durante el transporte y almacenamiento. Además, hasta el momento en que se proceda a su empleo, se conservará en la obra clasificadas según sus tipos, cualidades, diámetro y procedencias, para garantizar la necesaria trazabilidad. Antes de proceder a su utilización en obra, sobre todo si estas han sido almacenadas durante un largo periodo de tiempo, se examinará el estado superficial para cerciorarse de que no presenta alteraciones. Las capas de óxido superficial no se consideran perjudiciales para su puesta en obra, sin embargo, se deberá eliminar el óxido adherido y comprobar que no haya una pérdida de peso por oxidación, de ser así, se descartarán los elementos que hayan perdido una masa superior al 1% de la masa inicial de la muestra.

Otras sustancias adheridas a su superficie tales como grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otro material deberán ser eliminadas antes de su utilización.

Para su puesta en obra se deberán disponer de unas instalaciones mínimas que permitan desarrollar como mínimo las siguientes actividades:

- Almacenamiento de productos de acero.

- Enderezado, en caso de que el acero corrugados sea suministrado en rollo.
- Procesos de corte, soldadura, armado y doblado.

En el momento de la recepción del material en obra se deberá seguir un control de la documentación. Dicho control consiste en lo siguiente:

El contratista entregará a la dirección facultativa cualquier documento de identificación entregado por los suministradores del producto exigido por la reglamentación aplicable o, en su caso por el proyecto o por la dirección facultativa.

Los documentos que se deberán entregar serán los siguientes:

Previo al suministro:

- Documentos de conformidad o autorizaciones administrativas exigidas reglamentariamente.
- Declaración del suministrador firmada por la persona física con poder de representación suficiente en la cual quede inscrito la fecha de la misma y que el producto está en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, donde como mínimo deberá constar la identificación de la entidad certificadora, el logotipo del distintivo de calidad, la identificación del fabricante, el alcance del certificado, la garantía que queda cubierta por el distintivo (nivel de certificación), número de certificado y su fecha de expedición.

Durante el suministro:

Durante el suministro se deberá entregar las hojas de suministro de cada partida o remesa, un certificado de ensayo, hasta la entrada en vigor del marcado CE, que cumpla las siguientes características:

- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado-desdoblado.
- Aptitud al doblado simple.
- Características mecánicas mínimas garantizadas por el fabricante.
- Características de adherencia. Cuando el fabricante garantice las características de adherencia mediante el ensayo de la viga, presentará un certificado de homologación de adherencia en el que constará la marca comercial del acero, la forma de suministro (barra o rollo), límites admisibles de variación de las características geométricas de los resaltos.
- Composición química.
- Los aceros soldables con características especiales de ductilidad deberán cumplir los requisitos de los ensayos de fatiga y deformación alternativa.

Además, en la documentación deberá constar el nombre del laboratorio y en caso de que este no fuera público, la declaración de que este se encuentra acreditado por el ensayo referido.



En los casos en los que el producto de acero corrugado se suministre en rollo o proceda de operaciones de enderezado previas a su suministro, se deberá indicar explícitamente en la correspondiente hoja de suministro. En caso de precisarse de procedimientos especiales para la soldadura de las barras corrugadas debido a las características del acero, se deberá indicar por el fabricante. La clase técnica se especificará por un código de identificación del tipo de acero mediante engrosamientos u omisiones de corrugas o grafilas. Igualmente, en las barras corrugadas deberán estar grabadas las marcas de identificación que incluyen información sobre el país de origen y el fabricante.

En cuanto al control mediante distintivos de calidad, el contratista facilitará a la dirección facultativa una copia, compilada por una persona física, de los certificados, entregados por los suministradores, que avalen que dichos elementos están en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocidos. Antes del suministro del material, será la dirección facultativa quien valorará en función del nivel de garantía del distintivo y de acuerdo con lo establecido en el proyecto y en la EHE-08, si la documentación aportada es suficiente para la aceptación del producto, o si deben realizarse comprobaciones de algún tipo.

Las comprobaciones de las propiedades o características exigibles de este material se realizan según la instrucción del hormigón estructural (EHE-08). En caso de efectuarse ensayos, serán los laboratorios de control quienes facilitarán los resultados acompañados de la incertidumbre de medida para un determinado nivel de confianza, así como la información relativa a las fechas de entrada de la muestra en el laboratorio y a la realización de los ensayos. Una vez acabados los ensayos, los laboratorios de control de calidad entregarán los resultados al agente autor del encargo, o, en todo caso a la dirección facultativa.

#### 4.1.4. Aceros en perfiles laminados para estructuras metálicas.

Los aceros en perfiles laminados se deben transportar de manera segura, deberán estar protegidos contra posibles daños en los puntos de eslingado y asegurando que no produzcan deformaciones permanentes y que los daños superficiales sean mínimos.

Todo elemento prefabricado que se almacene antes del transporte o del montaje deberán estar apilados por encima del terreno y sin contacto directo con éste. Los elementos se deberán mantener con una adecuada limpieza, evitando cualquier acumulación de agua y colocados de forma que no se produzcan en ellos deformaciones permanentes.

En los casos en los que los materiales hayan estado almacenados durante un largo periodo de tiempo, o de manera que pudieran haber sufrido algún deterioro importante, se deberá comprobar su estado antes de su utilización, para cerciorarse de que cumplen con la norma del producto correspondiente. Además, se deberán almacenar estos materiales en las condiciones que indiquen las instrucciones de su fabricante en caso de que se dispongan. No se deberá emplear el material en caso de que este haya superado la vida útil en almacén especificada por el fabricante.

Para los productos planos, el estado de suministro de los productos de los tipos S235, S275, y S355 de grado JR queda a elección del fabricante salvo que se dé un acuerdo que especifique lo contrario. Si se solicita inspección y ensayo en el pedido, se deberá indicar el tipo de inspección y ensayos (específicos o no) y el tipo de documento de la inspección.

Para los productos largos, el estado de suministro de los productos de los tipos S235, S275 y S355 de grado JR queda a elección del fabricante a no ser que haya un acuerdo que indique lo contrario.

Todo ensayo para la comprobación de las propiedades o características exigidas a este material se realizará siguiendo la norma vigente.

#### 4.2. Prescripciones en cuanto a la ejecución por unidad de obra.

Las prescripciones en cuanto a la ejecución por unidad de obra se pueden dividir en los siguientes apartados:

**Características técnicas:** se describe la unidad de obra y los elementos que la componen con su nomenclatura específica correcta según los criterios que marca la propia normativa.

**Medidas para asegurar la compatibilidad entre los productos, elementos y sistemas constructivos de cada unidad de obra:** se determinan las posibles incompatibilidades físicas o químicas, en caso de haberlas, que componen la unidad de obra o entre el soporte y los componentes.

**Normativa aplicable:** se detallan las normas que afectan a la ejecución de la unidad de obra.

**Método de medición del proyecto:** se indica la forma en la que se ha medido la unidad de obra en fase de redacción del proyecto, posteriormente esta será comprobada en obra.

**Condiciones previas que deben cumplirse antes de la ejecución de las unidades de obra:** el director de ejecución de la obra hará la recepción de los materiales y los certificados acreditativos exigibles antes del inicio de los trabajos de ejecución de cada unidad de obra, según lo establecido en la documentación pertinente por el técnico autor del proyecto. Será preceptiva la aceptación previa por parte del director de la ejecución de la obra de todos los materiales que constituyen la unidad de obra.

Se deberán hacer una serie de comprobaciones sobre las condiciones del soporte, las condiciones ambientales del entorno y la cualificación de la mano de obra.

- **Comprobaciones del soporte:** se establecen unos requisitos previos sobre el estado de las unidades de obra realizadas previamente, que pueden servir de soporte a la nueva unidad de obra.
- **Comprobaciones ambientales:** en ciertas circunstancias climáticas (viento, lluvia, humedad, etc.) no se podrán iniciar los trabajos de ejecución de la unidad de obra, o será necesario adoptar una serie de medidas de protección.



- Comprobaciones del contratista: en ciertos casos, el contratista deberá presentar al director de ejecución de la obra una serie de documentos que acredite su cualificación para realizar ciertos tipos de trabajos.

Proceso de ejecución: se desarrolla el proceso de ejecución de cada unidad de obra, asegurando las condiciones que permitan conseguir el nivel de calidad previsto para cada elemento constructivo.

- Fases de ejecución: se detallan, por orden de ejecución las fases de las que consta el proceso de ejecución de la unidad de obra.
- Condiciones de finalización: condiciones en las que se deben finalizar cada unidad de obra, una vez aceptada, para que no interfiera de forma negativa en el resto de los procesos de ejecución de las distintas unidades de obra y por tanto garantizar su buen funcionamiento.

Terminados los trabajos de la ejecución de cada unidad de obra, el contratista retirará los medios auxiliares y se encargará de la limpieza del elemento realizado y de las zonas de trabajo, recogiendo restos de materiales y demás residuos originados por las operaciones realizadas para ejecutar la unidad de obra, siendo todos ellos clasificados, cargados y transportados a un centro de reciclaje, vertedero específico o centro de acogida o transferencia.

Conservación y mantenimiento: se establecen las condiciones en las que se deben proteger algunas unidades de obra para su correcta conservación y mantenimiento en obra hasta su recepción final.

Comprobación en obra y abono de las mediciones efectuadas en proyecto: indica la forma en que se comprobarán las mediciones del proyecto en obra una vez superados todos los controles de calidad y obtenida la aceptación final por parte del director de ejecución de la obra.

La medición de las unidades de obra que se deben abonar se realizará según las normas establecidas en este capítulo y tendrá lugar en presencia y con intervención del contratista, entendiéndose que renunciará a este derecho si, avisado oportunamente, no compareciere a tiempo. En dicho caso, será válido el resultado consignado por el director de ejecución de la obra.

Todas las unidades de obra serán abonadas conforme los precios establecidos en el presupuesto. Dichos precios se abonarán por las unidades terminadas y ejecutadas de acuerdo con el presente pliego de condiciones y prescripciones en cuanto a la ejecución de obra. Estas unidades comprenden suministro, cánones, transporte, manipulación y empleo de los materiales, maquinaria, medios auxiliares, mano de obra necesaria para su ejecución y costes indirectos derivados de estos conceptos, además de las necesidades circunstanciales requeridas para la ejecución de la obra, tales como indemnizaciones por daños a terceros u ocupaciones temporales y costos de la obtención de los permisos necesarios, así como de las operaciones para la reposición de servidumbres y servicios públicos o privados afectados tanto por el proceso de ejecución de las obras como por las instalaciones auxiliares.

No será de abono al contratista mayor volumen de cualquier tipo de obra que el que queda definido en los planos o en las modificaciones autorizadas por la dirección facultativa. Tampoco será abonado el coste de restitución de la obra a sus dimensiones correctas ni la obra que hubiese tenido que realizar por orden de la dirección facultativa para subsanar cualquier defecto de ejecución.

Terminología aplicada en el criterio de medición: se detalla el significado de algunos de los términos utilizados en los diferentes capítulos de obra.

- Acondicionamiento del terreno: volumen de tierras en perfil esponjado la medición se refiere al estado de las tierras después de su extracción. La forma de obtener el volumen de tierras a transportar será la que resulte de aplicar el porcentaje de esponjamiento medio que proceda en función de las características del terreno.
- Cimentación:  
La superficie teórica ejecutada será la resultante de considerar las dimensiones de las secciones teóricas especificadas en los planos de proyecto independientemente de que la superficie ocupada por el hormigón hubiera quedado con mayores dimensiones.  
El volumen teórico ejecutado es el resultante de considerar las dimensiones de las secciones teóricas especificadas en los planos del proyecto, independientemente de que las secciones excavadas sean de dimensiones superiores.
- Estructura:  
El peso nominal medio serán los kg resultantes de aplicar a los elementos estructurales metálicos los pesos nominales que según el tipo de acero y sus dimensiones figuren en las tablas.

#### 4.2.1. Cimentación.

##### **Unidad de obra 0201: excavación del hueco de las zapatas.**

- ❖ Características técnicas: excavación con medios mecánicos, comprende los trabajos necesarios para generar un hueco en las coordenadas y con las dimensiones establecidas en los planos, incluyendo además el transporte de la maquinaria, la retirada de los materiales excavados, la carga al camión y el transporte a vertedero autorizado.
- ❖ Criterio de medición en proyecto: superficie medida en proyección horizontal según los planos.
- ❖ Condiciones previas que han de cumplirse antes de su ejecución: inspeccionar la zona a excavar y comprobar la posible existencia de servidumbres, elementos enterrados, redes de servicio o cualquier tipo de instalación que pudiera verse afectada por dicha tarea. De existir alguna instalación en servicio que pudiera verse afectada por estos trabajos, el contratista solicitará a las correspondientes compañías su situación y si es necesario la solución a adoptar, además de las distancias de seguridad a tendidos aéreos de conducción de energía eléctrica.

- ❖ Condiciones de terminación: la superficie del terreno quedará limpia y en condiciones para poder realizar el replanteo definitivo de la obra.
- ❖ Conservación y mantenimiento: durante el transporte se protegerán los residuos con lonas o toldos.
- ❖ Comprobación en obra de las mediciones efectuadas en proyecto y abono de estas: se medirá en proyección horizontal la superficie realmente ejecutada según especificaciones de proyecto excluyendo los incrementos por excesos de excavación no autorizados.

**Unidades de obra 0202 y 0203: barras B500S UNE 36068  $\varnothing$ 12 para armado y hormigón para armar HA-30/B/18/IIa fabricado en central y vertido con cubilote.**

- ❖ Medidas para asegurar la compatibilidad entre los diferentes productos, elementos y sistemas constructivos que componen la unidad de obra: Se elegirá el cemento adecuado para la fabricación del hormigón, su dosificación y permeabilidad y el espesor de recubrimiento de las armaduras dependiendo de la agresividad del terreno o de la presencia de agua con sustancias agresivas.
- ❖ Características técnicas: ejecución de zapata de cimentación de hormigón armado HA-30/B/18/IIa fabricado en central y vertido con cubilote, con acero UNE-EN B500S.
- ❖ Normativa de aplicación: instrucción de hormigón estructural (EHE-08) para la elaboración, transporte y puesta en obra.  
CTE-DB-SE-C seguridad estructural: cimientos y NTE-CSZ. Cimentaciones superficiales: zapatas para la ejecución.
- ❖ Criterio de medición en proyecto: volumen medido sobre las secciones teóricas de la excavación según los planos.
- ❖ Condiciones previas que se deben cumplir antes de la ejecución de las unidades de obra: se comprobará la existencia de una capa de hormigón de limpieza que presentará un plano de apoyo horizontal y una superficie limpia, se suspenderán las tareas de hormigonado con lluvia intensa, nieve, viento excesivo, temperaturas superiores a 40°C o si se prevé que dentro de las siguientes 48 horas la temperatura ambiente pueda disminuir por debajo de los 0°C.  
Por otra parte, el contratista dispondrá en obra de una serie de medios en previsión de que se produzcan cambios bruscos de las condiciones ambientales durante el hormigonado o durante el fraguado, de forma que no se podrá comenzar el hormigonado de los diferentes elementos sin la autorización por escrito del director de ejecución de la obra.
- ❖ Proceso de ejecución: replanteo y trazado de las zapatas, pilares u otros elementos estructurales que apoyen en las mismas, colocación de separadores y fijación de las armaduras, vertido y compactación del hormigón, coronación y enrase de cimientos, curado del hormigón.
- ❖ Condiciones de terminación: Para su correcta terminación, la superficie deberá quedar libre de imperfecciones, el conjunto deberá ser compacto y transmitirá de manera correcta las cargas al terreno.
- ❖ Conservación y mantenimiento: se protegerán y señalizarán las armaduras de espera.

- ❖ Comprobación en obra de las mediciones efectuadas en proyecto y abono de estas: se medirá el volumen teórico ejecutado según las especificaciones del proyecto, excluyendo los incrementos por excesos de excavación no autorizados.

**Unidad de obra 0204: Solera HM-10/B/18/I de 20 cm de espesor, fabricado en central y vertido desde camión, vibrado manual para base de un solado.**

- ❖ Características técnicas: Puesta en obra de solera de 20 cm de espesor de hormigón en masa HM-10/B/18/I fabricado en central y vertido desde camión para la base de un solado, sin tratamiento superficial. Realizada sobre capa base existente (no incluido en este el precio). Incluye preparación de la superficie de apoyo del hormigón, extendido y vibrado mediante regla vibrante, formación de juntas de hormigonado y plancha de poliestireno expandido de 2 cm de espesor para la ejecución de las juntas de contorno, colocada alrededor de cualquier elemento que interrumpa la solera, emboquillado o conexión de los elementos exteriores de las redes de instalaciones ejecutadas bajo solera.
- ❖ Normativa de aplicación: instrucción de hormigón estructural (EHE-08) para la elaboración, transporte y puesta en obra del hormigón y NTE-RSS.  
Revestimientos de suelos: soleras, para la ejecución.
- ❖ Criterio de medición del proyecto: superficie medida según los planos del proyecto.
- ❖ Condiciones previas que deben cumplirse antes de la ejecución de las unidades de obra: se deberá comprobar la adecuada planicidad de la superficie base, además de que no tenga materiales sensibles a las heladas y que cumple los valores resistentes tenidos en cuenta en la hipótesis de cálculo. También se deberá de tener en cuenta que el nivel freático no origine sobreempujes.  
Como condiciones ambientales, se suspenderán las tareas de hormigonado en caso de condiciones climáticas adversas, tales como lluvias intensas, nieve, viento excesivo, temperaturas superiores a 40°C o si se prevé que en las 48 horas posteriores la temperatura ambiente pueda descender por debajo de los 0°C.  
El contratista dispondrá de una serie de medios en previsión de que se produzcan cambios bruscos de las condiciones ambientales durante el hormigonado o el fraguado, de forma que no se podrá comenzar el hormigonado sin la autorización escrita del director de ejecución de obra.
- ❖ Proceso de ejecución: preparación de la superficie de apoyo del hormigón, replanteo de las juntas de hormigonado, tendido de niveles mediante reglas o maestras de hormigón, riego de la superficie base, preparación de las juntas, vertido y compactación del hormigón, curado.
- ❖ Condiciones de terminación: la superficie de la solera terminada deberá cumplir las exigencias de resistencia y planicidad, y se dejará a la espera del solado.
- ❖ Conservación y mantenimiento: el hormigón fresco se deberá proteger de las lluvias, heladas, temperaturas elevadas y demás condiciones climáticas adversas. No superarán las cargas previstas.

- ❖ Comprobación en obra de las mediciones efectuadas en proyecto y abono de estas: se medirá la superficie ejecutada real según las especificaciones del proyecto, sin deducir la superficie que ocupan los soportes situados dentro de su perímetro.

#### 4.2.2. Estructura.

##### **Unidad de obra 0301: Acero S275JR laminado en caliente, series de perfiles IPE, IPN, HEA, HEB, HEM o UPN con uniones soldadas.**

- ❖ Medidas para asegurar la compatibilidad entre los diferentes productos, elementos y sistemas constructivos que componen las unidades de obra: la zona de soldadura no será pintada y no se pondrá en contacto directo el acero con otros metales ni con yesos.
- ❖ Características técnicas: suministro y montaje de dinteles, refuerzos y pilares de acero laminado UNE-EN 10025 S275JR mediante uniones soldadas. Preparación de superficies en grado SA21/2 según UNE-EN ISO 8501-1 y posterior aplicación de dos manos de imprimación con pintura de minio electrolítico de un espesor de 50 micras por mano. Incluyendo conexiones a soportes, preparaciones de bordes, soldaduras, cortes, piezas especiales, despuntes y reparación en obra de los retoques o desperfectos originados por el transporte, manipulación o montaje, con el mismo grado de preparación de superficies e imprimación.
- ❖ Normativa de aplicación: CTE-DB-SE-A Seguridad estructural: acero, UNE-ENV 1090-1. Ejecución de estructuras de acero. Parte 1: reglas generales y reglas para edificación. NTE-EAF. Estructuras de acero: forjados, NTE-EAS. Estructuras de acero: soportes, NTE-EAV. Estructuras de acero: vigas.
- ❖ Criterio de medición en proyecto: superficie medida por su intradós en verdadera magnitud según los planos del proyecto.
- ❖ Condiciones previas que deben cumplirse antes de la ejecución de las unidades de obra: no se realizarán tareas de soldadura con temperaturas inferiores a 0°C, además, el contratista deberá presentar 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 intervinientes en el proceso de ejecución estén certificados por un organismo acreditado.
- ❖ Proceso de ejecución: replanteo y marcado de los ejes, izado y presentación de los extremos de la cercha mediante grúa, aplomado, resolución de las uniones, reglaje de la pieza y ajuste de las uniones, reparación de los defectos superficiales (de ser necesario).
- ❖ Condiciones de terminación: el acabado superficial deberá ser el adecuado para el posterior tratamiento de protección, la estructura será estable y transmitirá correctamente las cargas.
- ❖ Conservación y mantenimiento: el acabado superficial deberá ser adecuado para la aplicación del posterior tratamiento de protección, la estructura será estable y transmitirá de manera correcta las cargas.

- ❖ Comprobación en obra de las mediciones efectuadas en proyecto y abono de estas: se medirá la superficie ejecutada real por el intradós en verdadera magnitud según las especificaciones del proyecto.

**Unidad de obra 0302: Acero S275JR laminado en caliente, series de perfiles LPN y tubos rectangulares y circulares con uniones soldadas.**

- ❖ Medidas para asegurar la compatibilidad entre los diferentes productos, elementos y sistemas constructivos que componen las unidades de obra: la zona de soldadura no será pintada y no se pondrá en contacto directo el acero con otros metales ni con yesos.
- ❖ Características técnicas: suministro y montaje de correas, zunchos y cruces de san Andrés de acero laminado UNE-EN 10025 S275JR mediante uniones soldadas. Preparación de superficies en grado SA21/2 según UNE-EN ISO 8501-1 y posterior aplicación de dos manos de imprimación con pintura de minio electrolítico de un espesor de 50 micras por mano. Incluyendo conexiones a soportes, preparaciones de bordes, soldaduras, cortes, piezas especiales, despuntes y reparación en obra de los retoques o desperfectos originados por el transporte, manipulación o montaje, con el mismo grado de preparación de superficies e imprimación.
- ❖ Normativa de aplicación: CTE-DB-SE-A Seguridad estructural: acero, UNE-ENV 1090-1. Ejecución de estructuras de acero. Parte 1: reglas generales y reglas para edificación, NTE-EAF. Estructuras de acero: forjados, NTE-EAS. Estructuras de acero: soportes, NTE-EAV. Estructuras de acero: vigas.
- ❖ Criterio de medición en proyecto: superficie medida por su intradós en verdadera magnitud según los planos del proyecto.
- ❖ Condiciones previas que deben cumplirse antes de la ejecución de las unidades de obra: no se realizarán tareas de soldadura con temperaturas inferiores a 0°C, además, el contratista deberá presentar 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 intervinientes en el proceso de ejecución estén certificados por un organismo acreditado.
- ❖ Proceso de ejecución: replanteo y marcado de los ejes, izado y presentación de los extremos de la cercha mediante grúa, aplomado, resolución de las uniones, reglaje de las piezas y ajuste de las uniones, reparación de los defectos superficiales (de ser necesario).
- ❖ Condiciones de terminación: el acabado superficial deberá ser el adecuado para el posterior tratamiento de protección, la estructura será estable y transmitirá correctamente las cargas.
- ❖ Conservación y mantenimiento: el acabado superficial deberá ser adecuado para la aplicación del posterior tratamiento de protección, la estructura será estable y transmitirá de manera correcta las cargas. Se evitará la actuación sobre el elemento de acción mecánicas no previstas en el cálculo.



- ❖ Comprobación en obra de las mediciones efectuadas en proyecto y abono de estas: se medirá la superficie ejecutada real por el intradós en verdadera magnitud según las especificaciones del proyecto.

**Unidades de obra 0303 y 0304: chapa de acero cincada para forjado colaborante según Eurocódigo 3 y 4 espesor 1,2 mm canto 100 mm y longitud de 5 m. y hormigón HA-30/B/18/IIa fabricado en central y vertido con cubilote.**

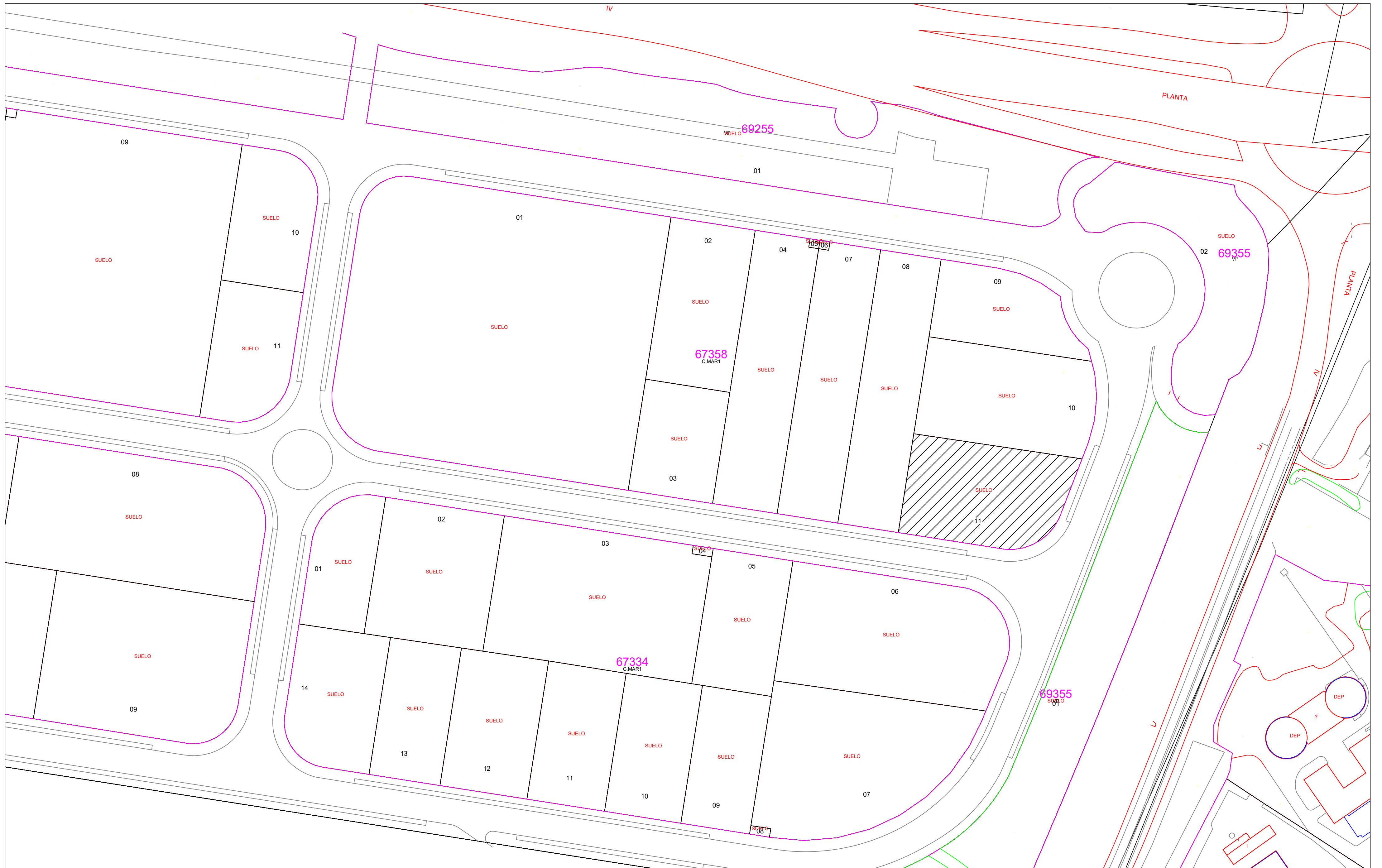
- ❖ Medidas para asegurar la compatibilidad entre los diferentes productos, elementos y sistemas constructivos que componen las unidades de obra: Se elegirá el cemento adecuado para la fabricación del hormigón, su dosificación y permeabilidad y el espesor de recubrimiento de las armaduras dependiendo de la agresividad del terreno o de la presencia de agua con sustancias agresivas.
- ❖ Características técnicas: suministro y montaje chapa de acero de espesor 1,2 mm cincada para forjado colaborante según Eurocódigo 3 y 4 y posterior vertido de hormigón HA-30/B/18/IIa fabricado en central y vertido con cubilote.
- ❖ Normativa de aplicación: CTE-DB-SE-A Seguridad estructural: acero, UNE-ENV 1090-1. Ejecución de estructuras de acero. Parte 1: reglas generales y reglas para edificación, NTE-EAF. Estructuras de acero: forjados, NTE-EAS. Estructuras de acero: soportes, instrucción de hormigón estructural (EHE-08).
- ❖ Criterio de medición en proyecto: superficie medida por desde las caras exteriores de los zunchos perimetrales, en verdadera magnitud, según los planos del proyecto.
- ❖ Condiciones previas que deben cumplirse antes de la ejecución de las unidades de obra: no se realizarán tareas de soldadura con temperaturas inferiores a 0°C, además, el contratista deberá presentar 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 intervinientes en el proceso de ejecución estén certificados por un organismo acreditado y se suspenderán las tareas de hormigonado con lluvia intensa, nieve, viento excesivo, temperaturas superiores a 40°C o si se prevé que dentro de las siguientes 48 horas la temperatura ambiente pueda disminuir por debajo de los 0°C.
- ❖ Proceso de ejecución: replanteo de la geometría de la planta, montaje de las chapas de acero, enlace de esta con sus apoyos, cortes taladros y huecos, vertido y compactación del hormigón, curado de este y rectificación de los defectos superficiales.
- ❖ Condiciones de terminación: el conjunto deberá ser compacto y transmitir correctamente las cargas, la superficie quedará uniforme y libre de irregularidades.
- ❖ Conservación y mantenimiento: se evitará la actuación de acciones mecánicas no previstas en el cálculo.

- ❖ Comprobación en obra de las mediciones efectuadas en proyecto y abono de estas: se medirá la superficie ejecutada real desde las caras exteriores de los zunchos perimetrales, en verdadera magnitud según las especificaciones del proyecto.

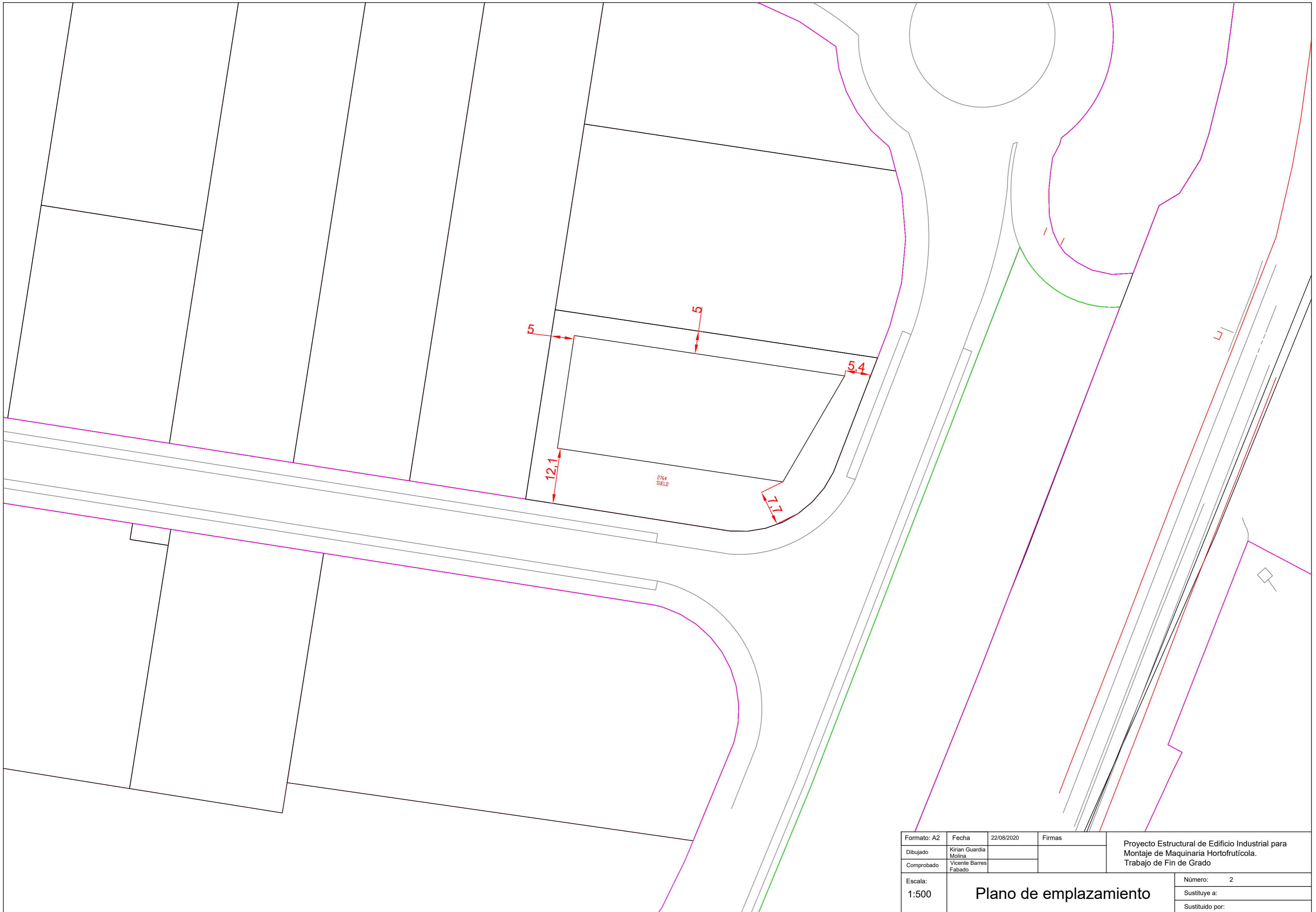
**Unidades de obra 0305, 0306 y 0307: placas de anclaje de acero S275JR de espesor 15 mm y diferentes dimensiones con cartelas y 4 pernos de acero corrugado B500S de diferentes diámetros y diferentes longitudes UNE-EN 10080.**

- ❖ Medidas para asegurar la compatibilidad entre los diferentes productos, elementos y sistemas constructivos que componen las unidades de obra: no se pondrá en contacto directo el acero con otros metales ni con yesos.
- ❖ Características técnicas: suministro de placas de anclaje de acero UNE-EN 10025 S275JR en perfil plano de tres tipos de dos tipos de 800x600 y de 600x450 mm de espesor 15 mm y montaje sobre 4 pernos de acero corrugado UNE-EN 10080 B500S de 16 mm y distintas longitudes, embutidos en el hormigón fresco y atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca una vez endurecido el hormigón del cimiento. Incluyendo limpieza y preparación de la superficie de soporte, taladro central, nivelación, relleno del espacio resultante entre el hormigón endurecido y la placa con mortero autonivelante expansivo, aplicación de una protección anticorrosión para las tuercas y los extremos de los pernos, cortes, pletinas, piezas especiales, despuntes y reparación de retoques o desperfectos originados por el transporte, manipulación o el montaje.
- ❖ Normativa de aplicación: CTE-DB-SE-A Seguridad estructural: acero, UNE-ENV 1090-1. Ejecución de estructuras de acero. Parte 1: reglas generales y reglas para edificación, NTE-EAS. Estructuras de acero: soportes.
- ❖ Criterio de medición en proyecto: unidad proyectada según los planos del proyecto.
- ❖ Condiciones previas que deben cumplirse antes de la ejecución de las unidades de obra: el contratista presentará al director de ejecución de la obra para su aprobación, el programa de montaje de la estructura según las indicaciones del proyecto.
- ❖ Proceso de ejecución: limpieza y preparación de la superficie de apoyo, colocación y fijación provisional de la placa, aplomado y nivelación, relleno con mortero y aplicación de protección anticorrosión.
- ❖ Condiciones de terminación: la posición final de la placa deberá ser la correcta y estará ligada con la cimentación. El acabado superficial será adecuado para el tratamiento de protección.
- ❖ Comprobación en obra de las mediciones efectuadas en proyecto y abono de estas: se medirá el número de unidades reales ejecutadas según las especificaciones del proyecto.

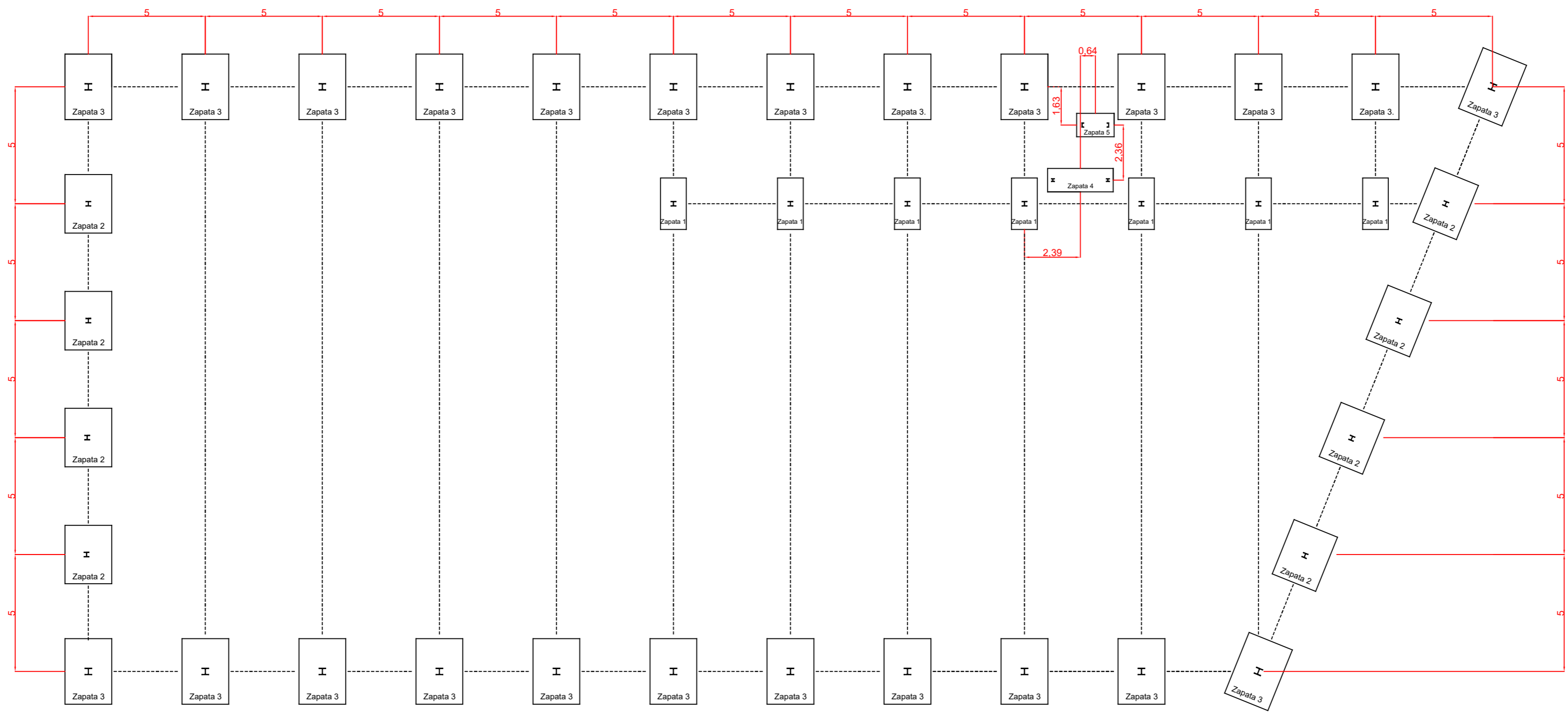




Formato: A2	Fecha: 22/08/2020	Firmas	Proyecto Estructural de Edificio Industrial para Montaje de Maquinaria Hortofrutícola. Trabajo de Fin de Grado
Dibujado: Kirian Guardia Molina			
Comprobado: Vicente Barres Fabado			
Escala: 1:1000	Plano de situación		Número: 1
			Sustituye a:
			Sustituido por:



Formato: A2	Fecha	22/08/2020	Firmas	Proyecto Estructural de Edificio Industrial para Montaje de Maquinaria Hortofrutícola. Trabajo de Fin de Grado
Dibujado	Kirian Guardia Molina			
Comprobado	Vicente Barres Fabado			
Escala: 1:500	<b>Plano de emplazamiento</b>			Número: 2
				Sustituye a:
				Sustituido por:

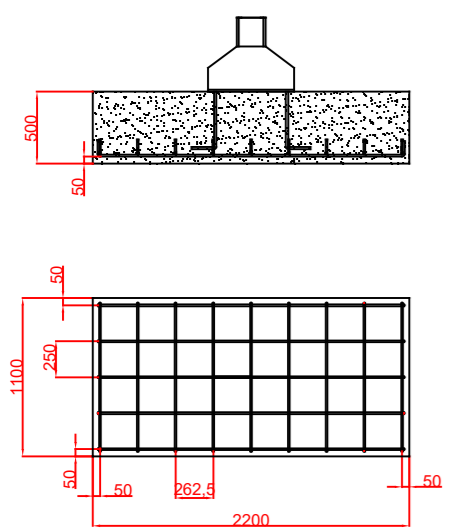


• 0.600 posición II, para homogeneidad raspa

-178	178	178	178	178	-178
214	214	214	214	214	214
260	260	260	260	260	260
288	288	288	288	288	288
321	321	321	321	321	321
357	357	357	357	357	357
383	383	383	383	383	383
429	429	429	429	429	429
508	500	500	500	500	500
571	571	571	571	571	571
640	728	714	714	714	714
1313	1138	1050	993	893	893
2150	1884	1720	1577	1434	1434
3380	2912	2888	2484	2240	2240

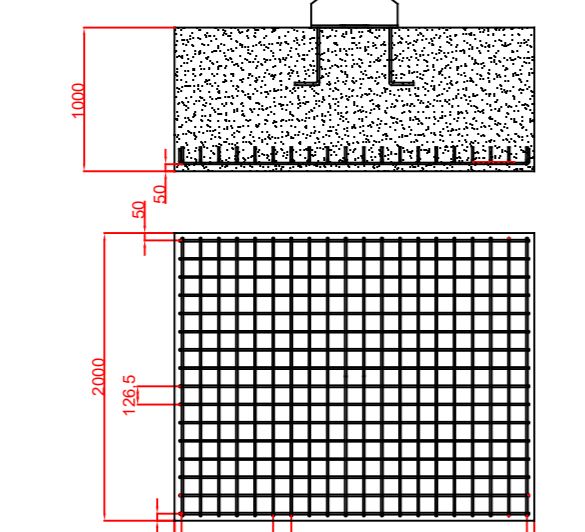
b) Posición II, de adherencia deficiente, para las armaduras que, durante el homogeneado, no se encuptran en ninguno de los ejes anteriores.

Zapata 1 para pilares HEB-200  
Escala 1:50



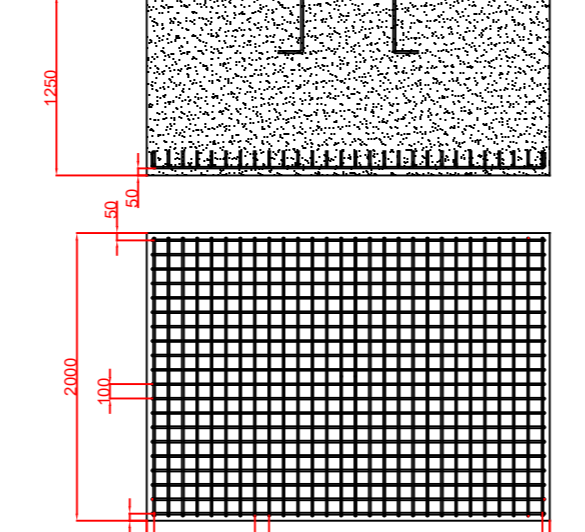
Cotas en mm.

Zapata 2 para pilares HEB-200  
Escala 1:50



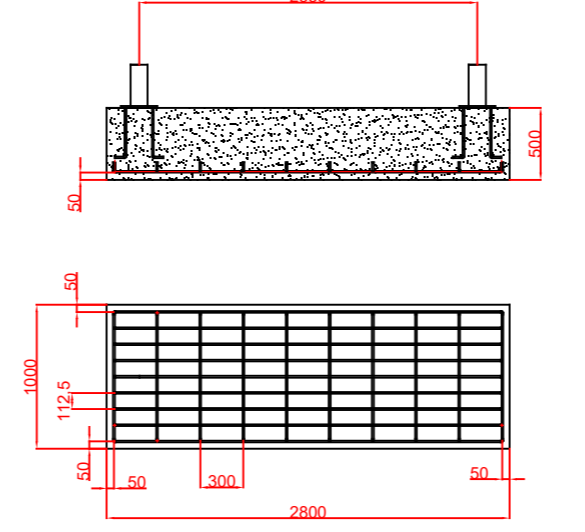
Cotas en mm.

Zapata 3 para pilares HEB-280  
Escala 1:50



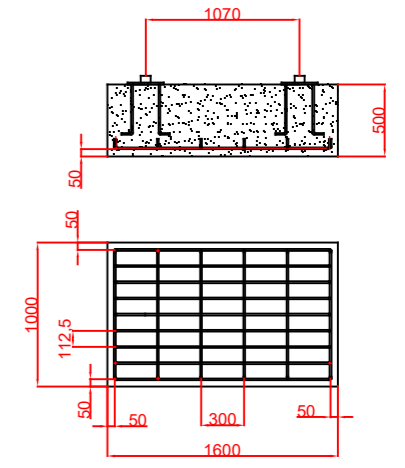
Cotas en mm.

Zapata 4 para pilares HEB-120  
Escala 1:50



Cotas en mm.

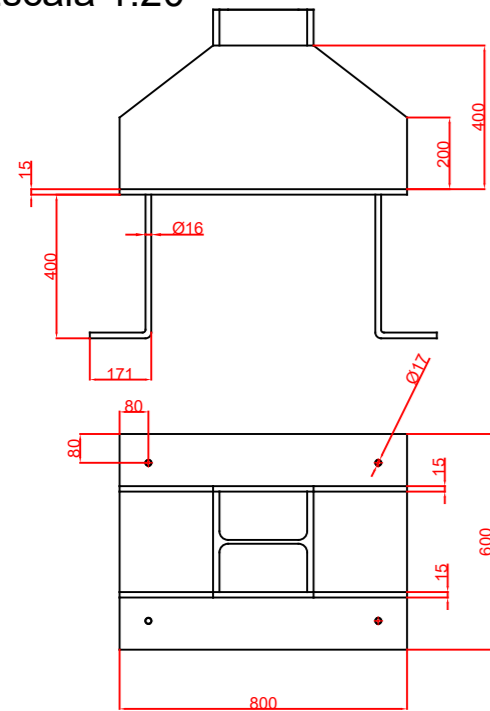
Zapata 5 para pilares UPN-180  
Escala 1:50



Cotas en mm.

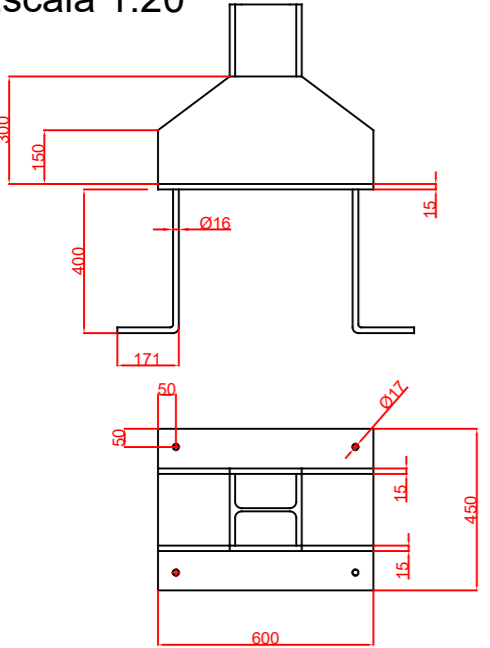
Formato: A2	Fecha: 22/08/2020	Firmas:	Proyecto Estructural de Edificio Industrial para Montaje de Maquinaria Hortofrutícola. Trabajo de Fin de Grado
Dibujado: Kirian Guardia Molina			
Comprobado: Vicente Barres Fabado			
Escala: 1:150	<b>Plano de cimentación</b>		Número: 3
			Sustituye a:
			Sustituido por:

Detalle A  
Escala 1:20



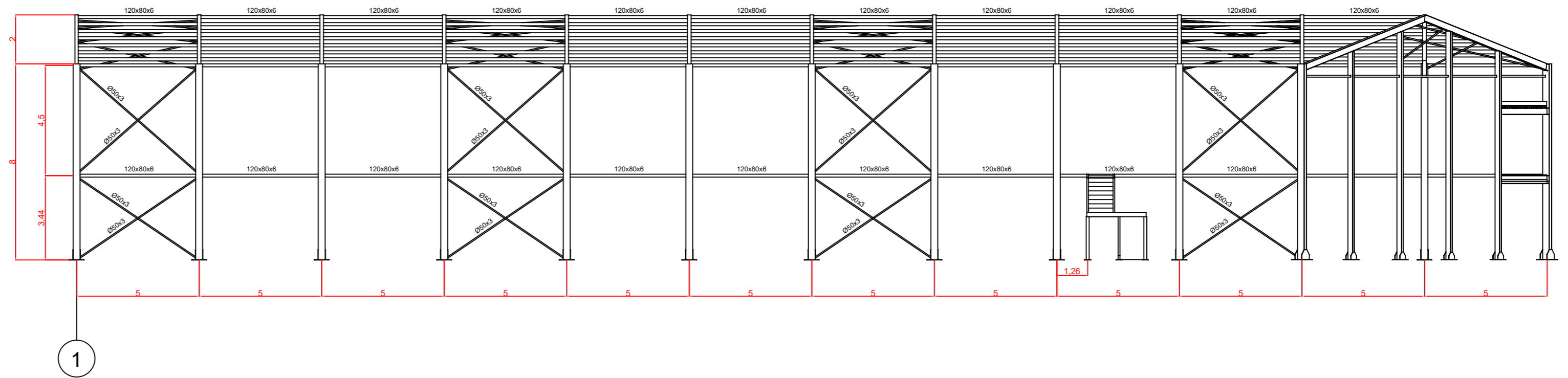
Cotas en mm.

Detalle B  
Escala 1:20

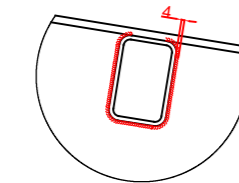


Cotas en mm.

Cotas en m.

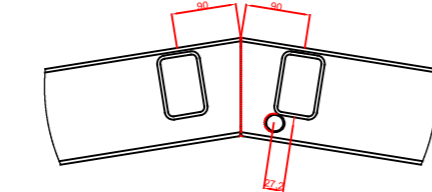


Detalle C  
Escala 1:10



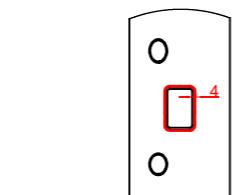
Cotas en mm.

Detalle D  
Escala 1:10



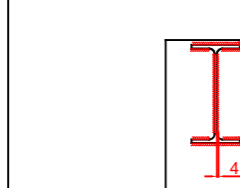
Cotas en mm.

Detalle E  
Escala 1:20



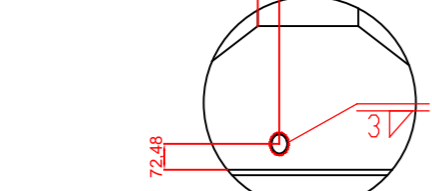
Cotas en mm.

Detalle F  
Escala 1:20



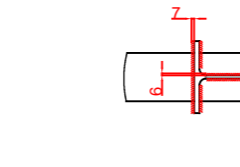
Cotas en mm.

Detalle G  
Escala 1:20



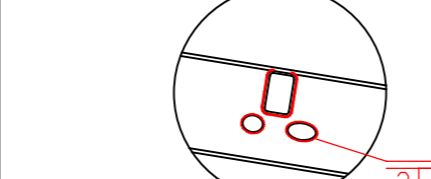
Cotas en mm.

Detalle H  
Escala 1:20



Cotas en mm.

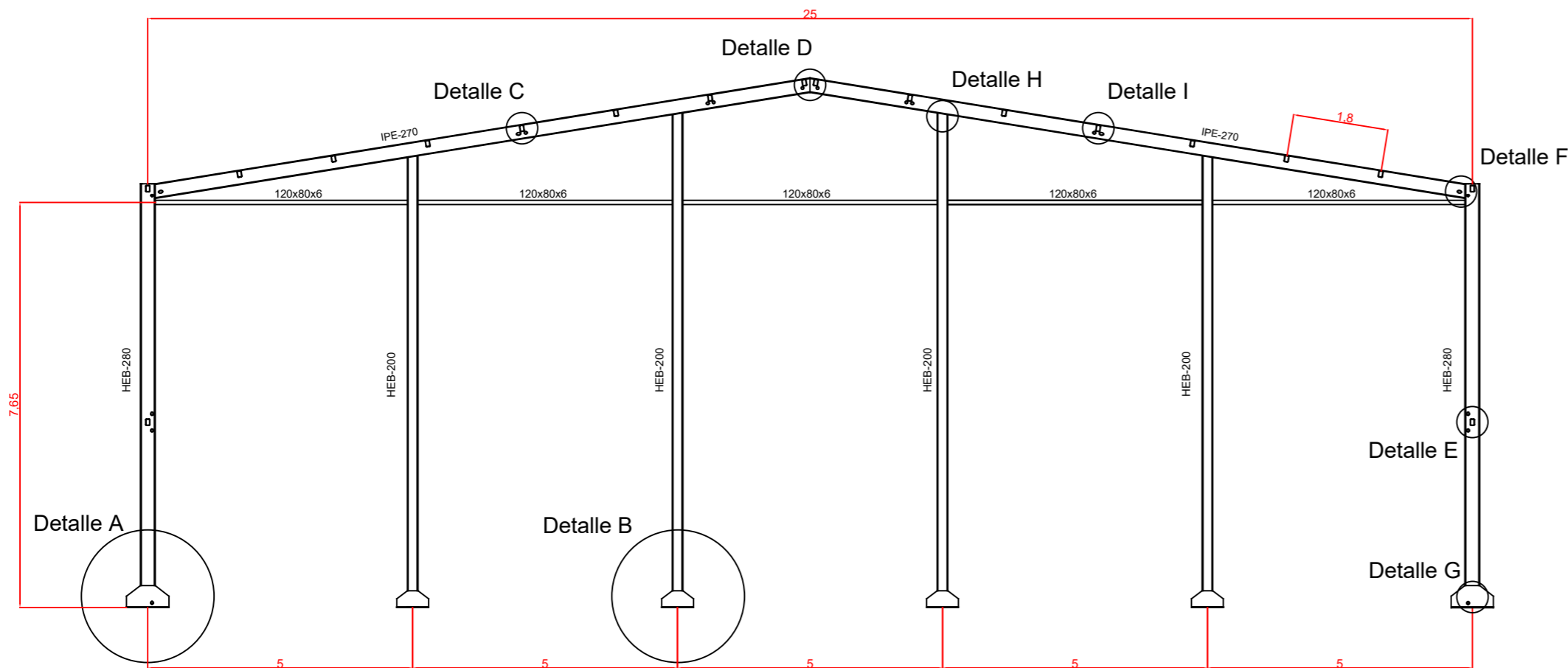
Detalle I  
Escala 1:20



Cotas en mm.

Pórtico 1

Escala 1:100

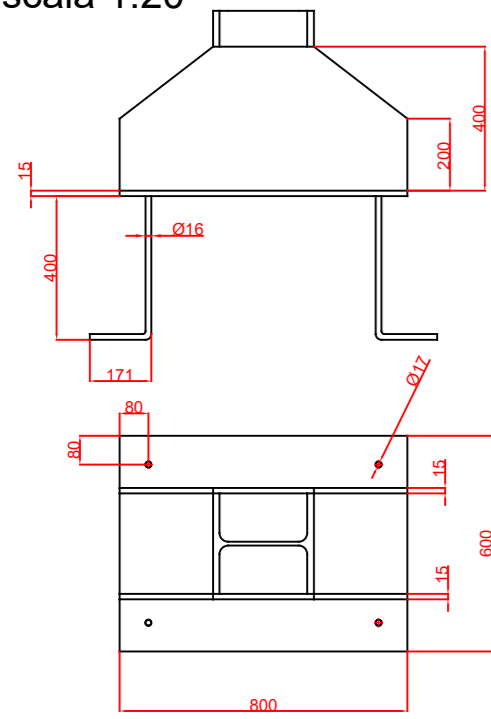


Cotas en m.

Formato: A2	Fecha: 22/08/2020	Firmas:	Proyecto Estructural de Edificio Industrial para Montaje de Maquinaria Hortofrutícola. Trabajo de Fin de Grado
Dibujado: Kirian Guardia Molina			
Comprobado: Vicente Barres Fabado			
Escala: 1:150	Plano pórtico 1		Número: 4
			Sustituye a:
			Sustituido por:

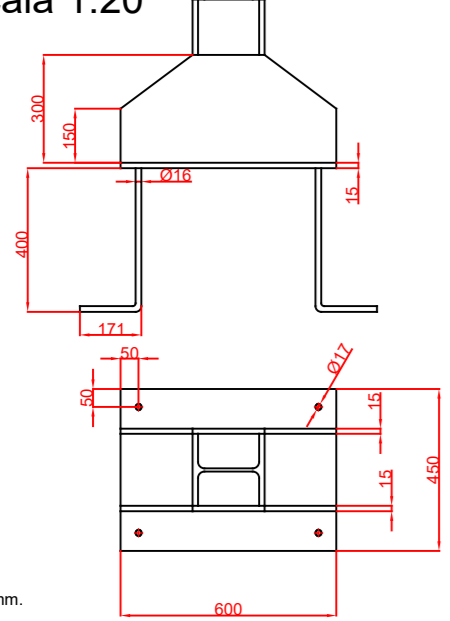


Detalle A  
Escala 1:20



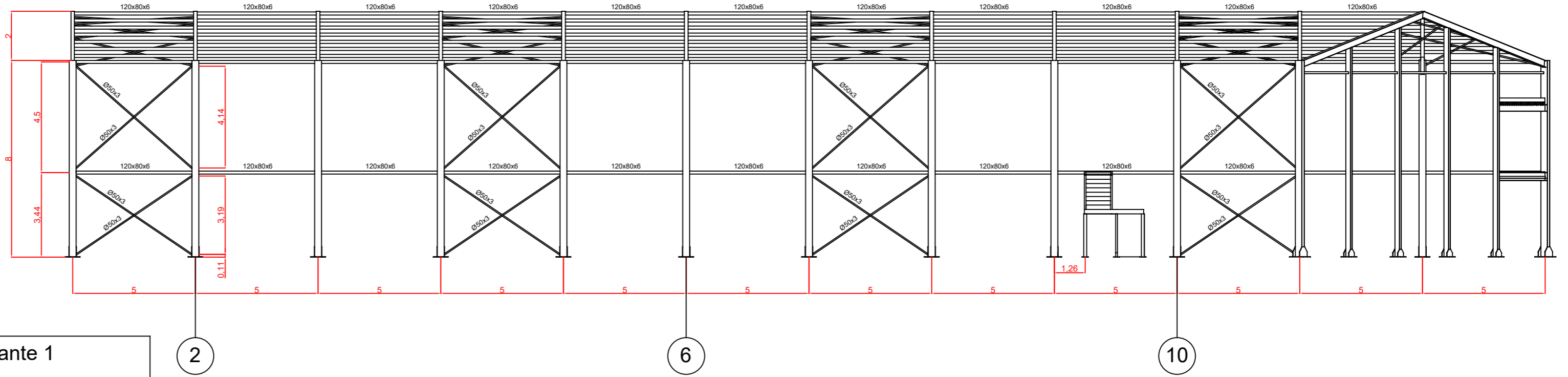
Cotas en mm.

Detalle B  
Escala 1:20

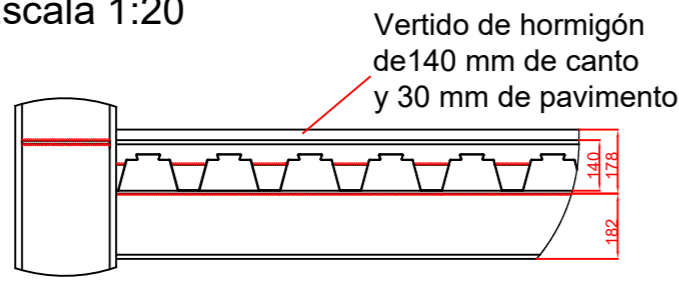


Cotas en mm.

Cotas en m.

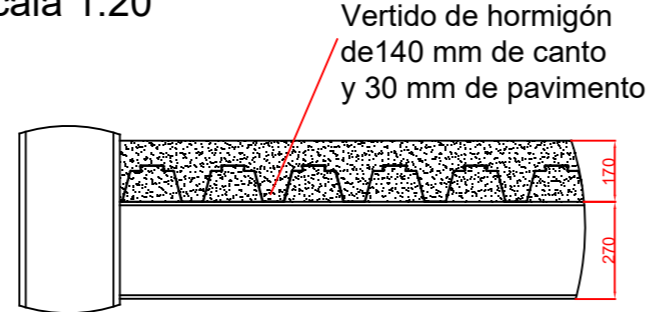


Detalle Forjado colaborante 1  
Escala 1:20



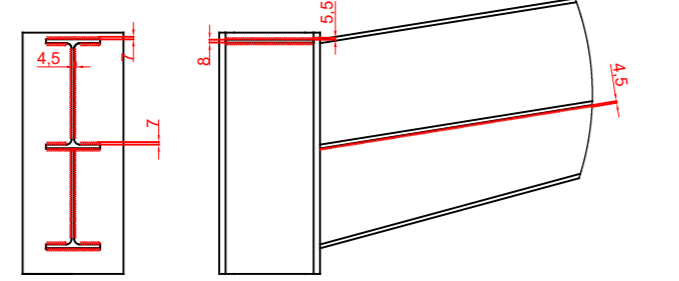
Vertido de hormigón de 140 mm de canto y 30 mm de pavimento

Detalle Forjado colaborante 2  
Escala 1:20



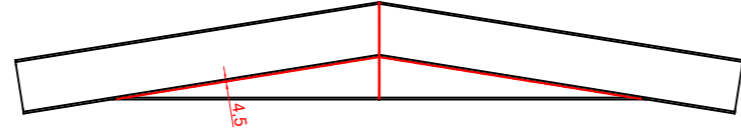
Vertido de hormigón de 140 mm de canto y 30 mm de pavimento

Detalle C  
Escala 1:20



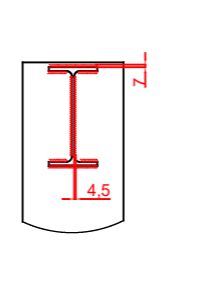
Cotas en mm.

Detalle D  
Escala 1:40



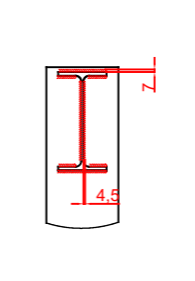
Cotas en mm.

Detalle E  
Escala 1:20



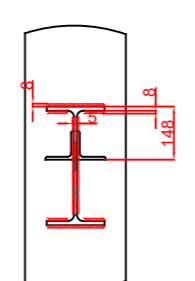
Cotas en mm.

Detalle F  
Escala 1:20



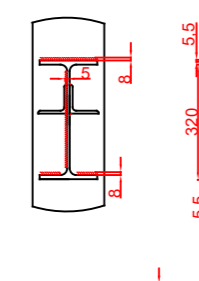
Cotas en mm.

Detalle G  
Escala 1:20



Cotas en mm.

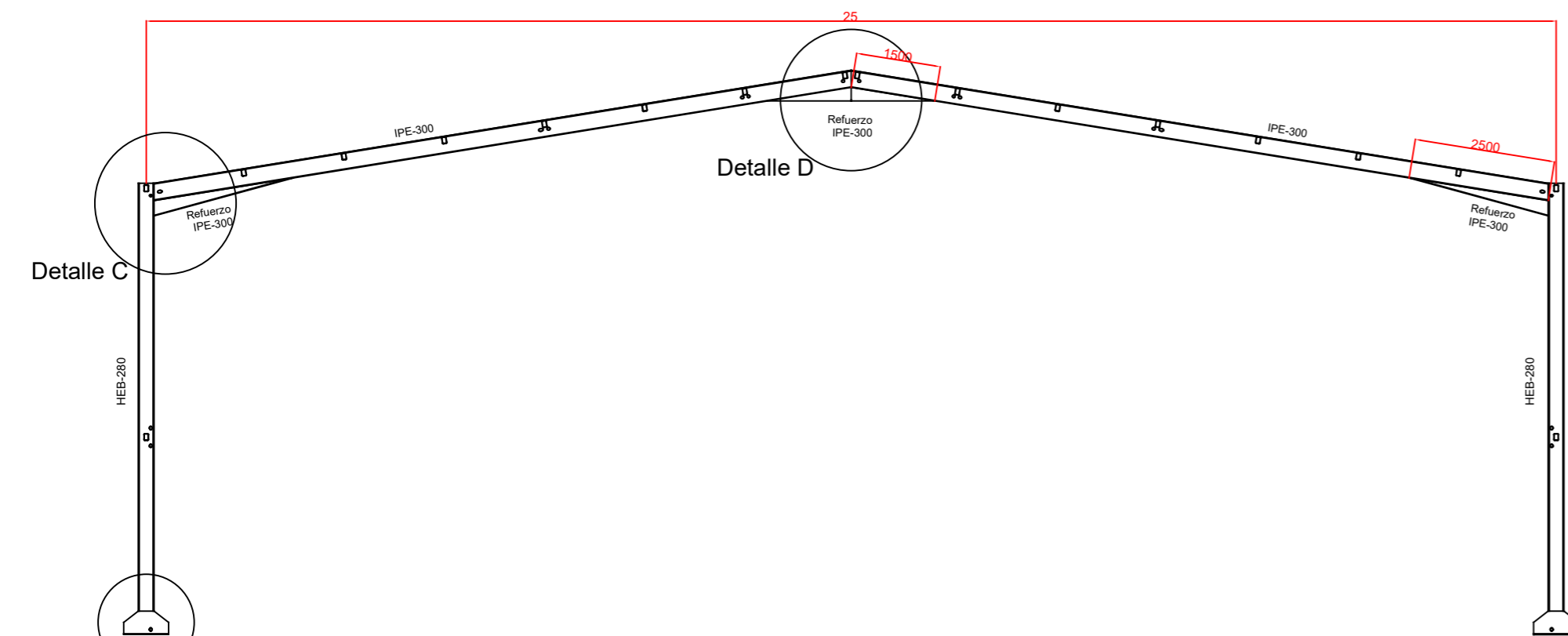
Detalle H  
Escala 1:20



Cotas en mm.

Pórtico 2 - 5

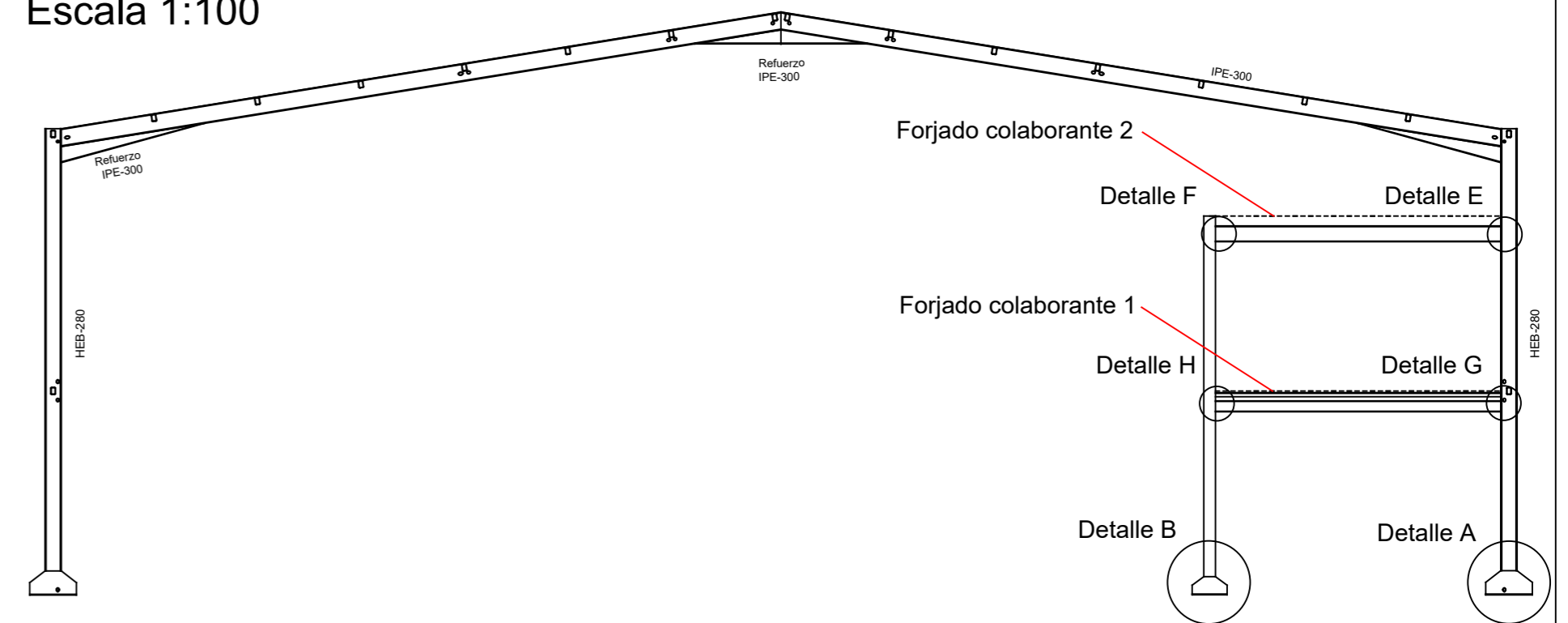
Escala 1:100



Cotas en m.

Pórtico 6 - 10

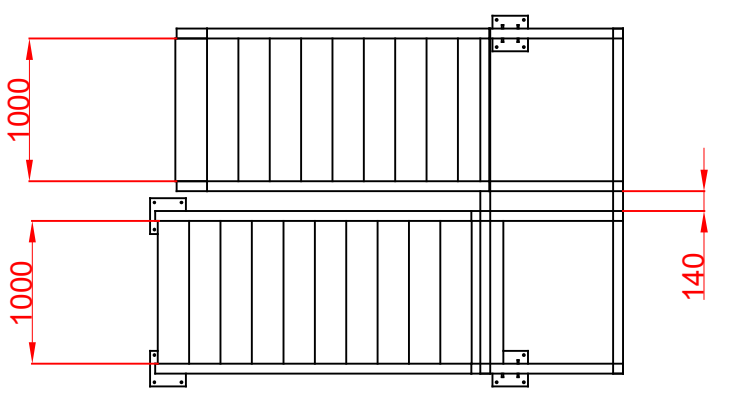
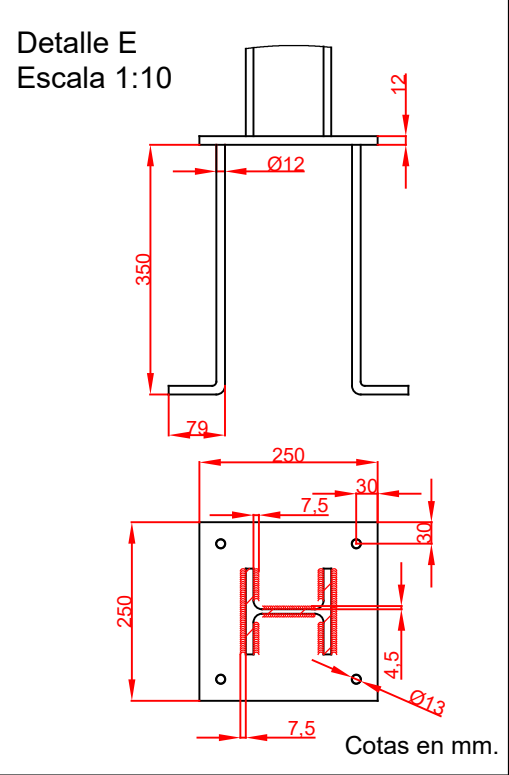
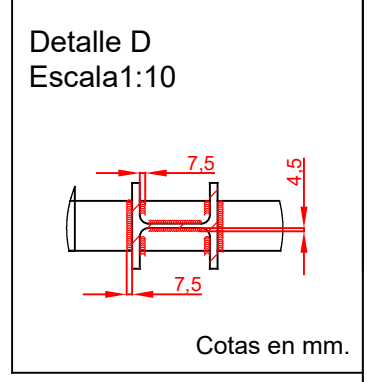
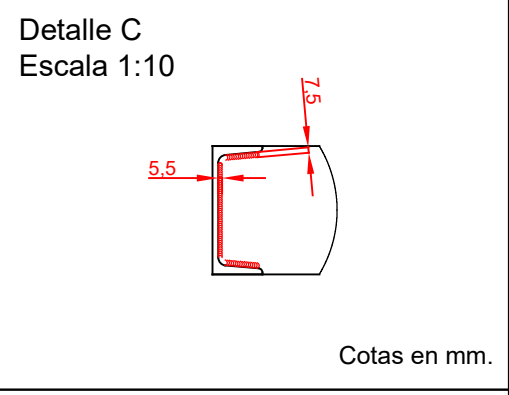
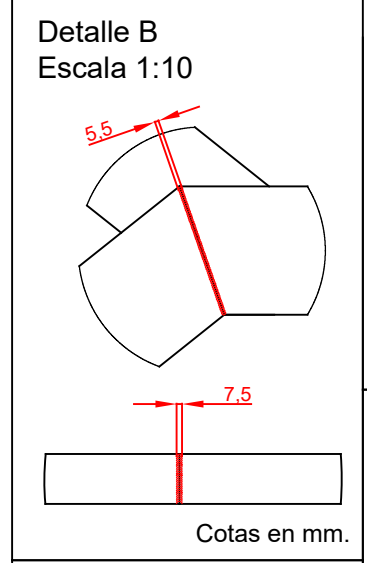
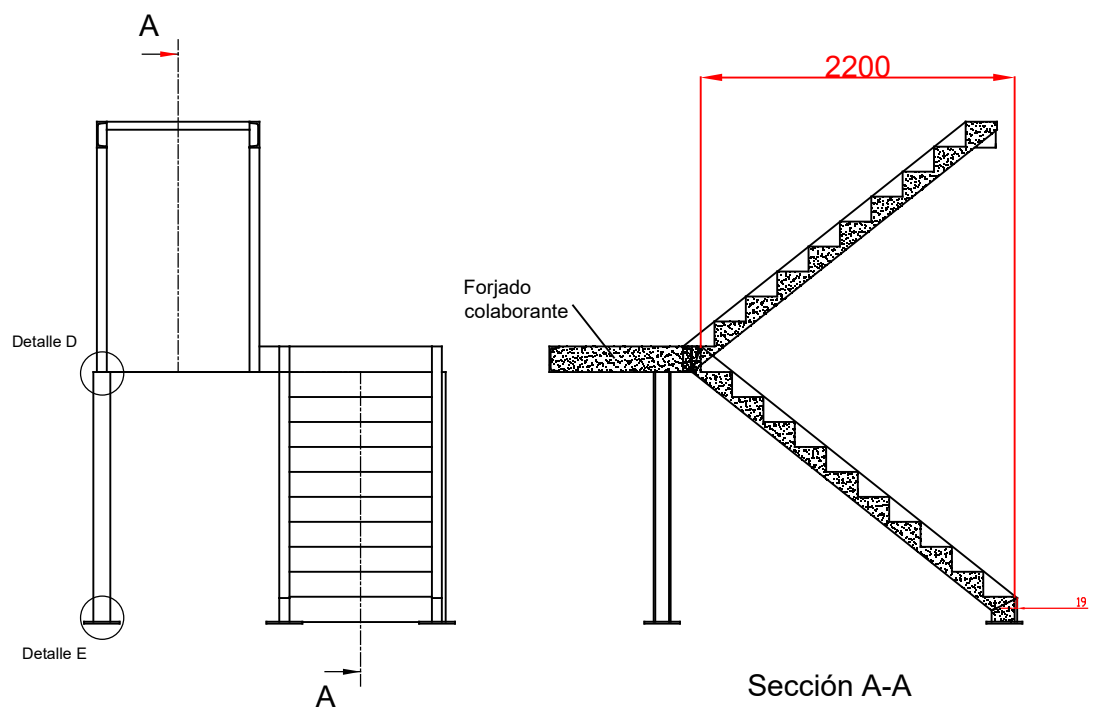
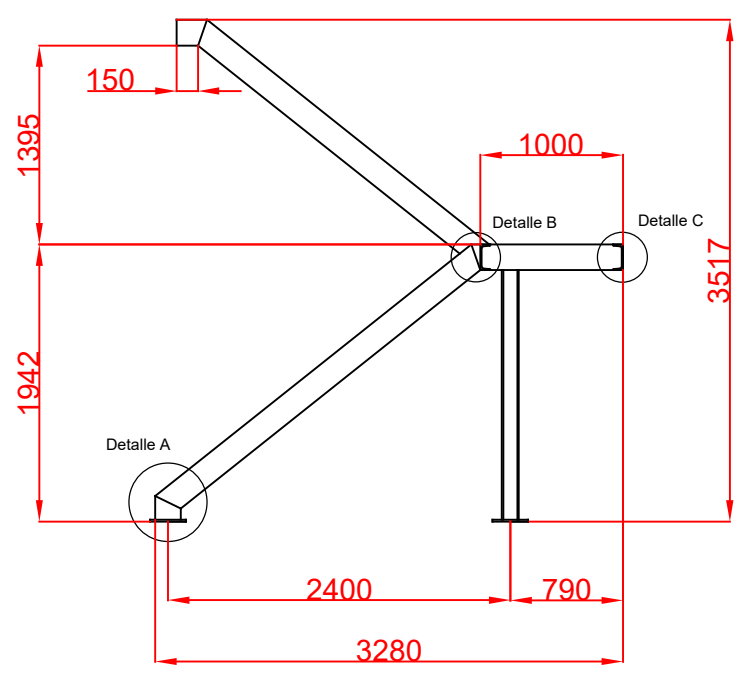
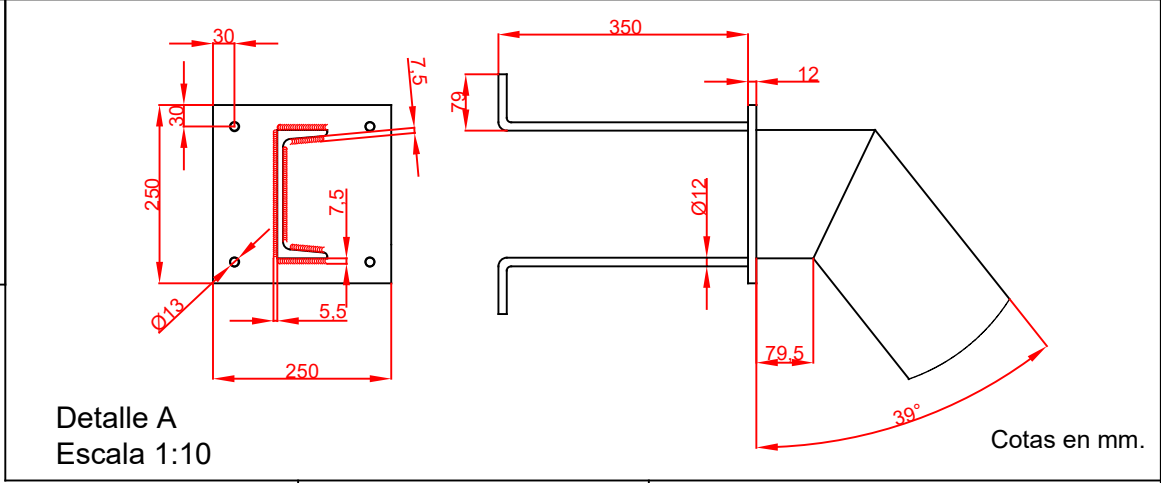
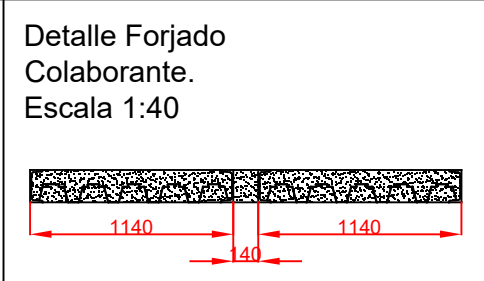
Escala 1:100



Cotas en m.

Formato: A2	Fecha	22/08/2020	Firmas	Proyecto Estructural de Edificio Industrial para Montaje de Maquinaria Hortofrutícola. Trabajo de Fin de Grado
Dibujado	Kirian Guardia Molina			
Comprobado	Vicente Barres Fabado			
Escala: 1:150	Plano pórticos 2-10			Número: 5
				Sustituye a:
				Sustituido por:

H = 22 cm  
C = 17,5 cm



Formato: A3	Fecha	22/08/2020	Firmas
Dibujado	Kirian Guardia Molina		
Comprobado	Vicente Barres Fabado		

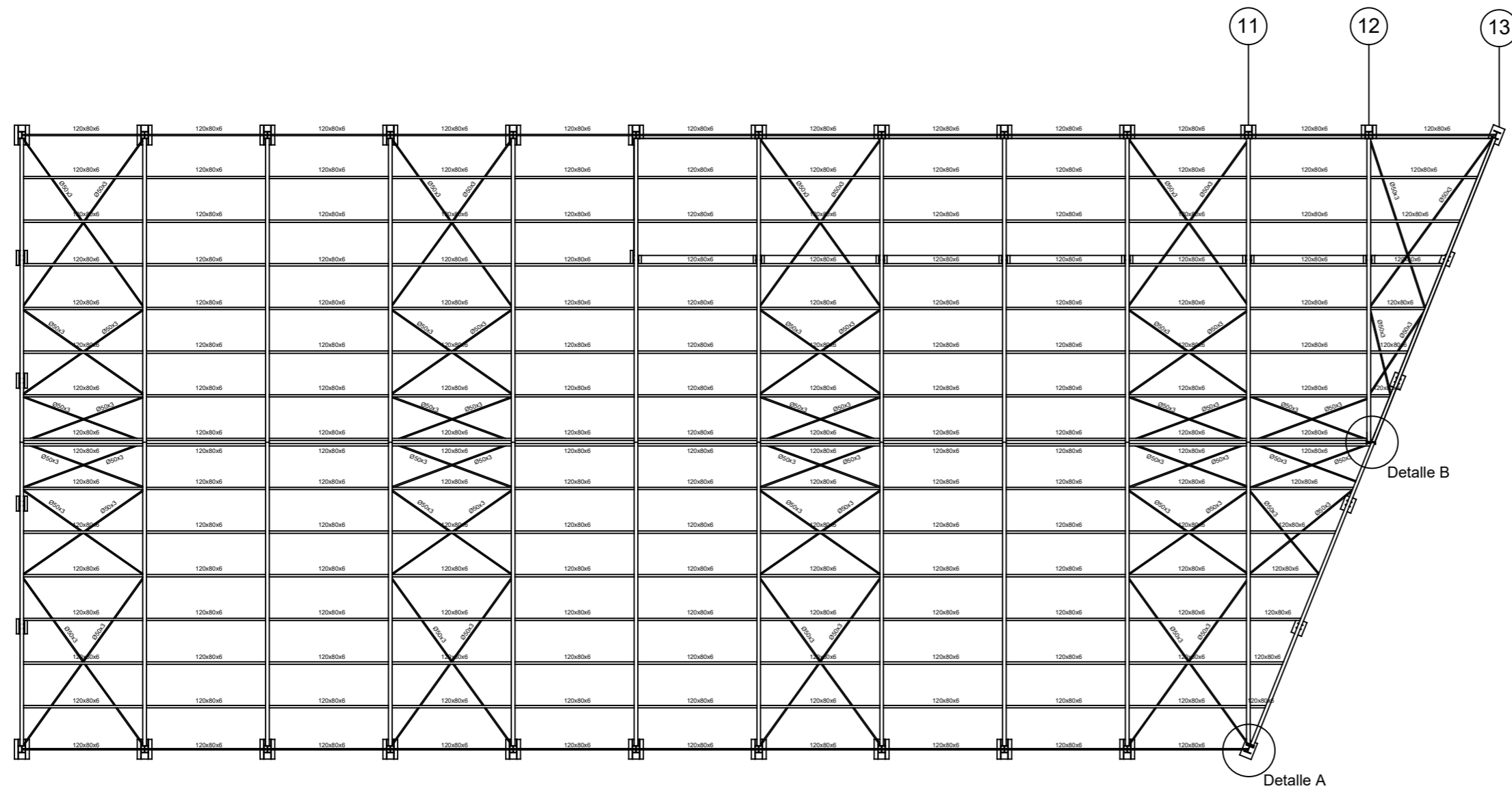
Proyecto Estructural de Edificio Industrial para Montaje de Maquinaria Hortofrutícola.  
Trabajo de Fin de Grado

Escala:  
1:50

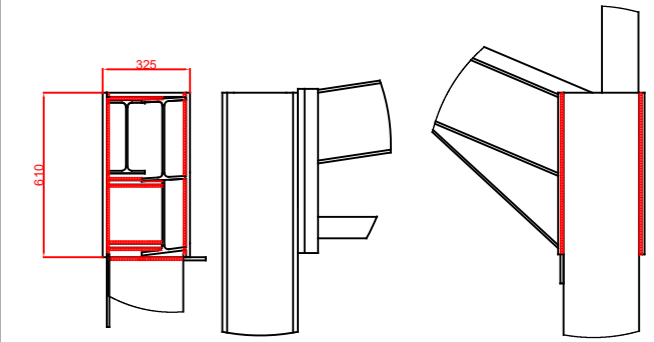
Plano estructura de la escalera

Número: 6  
Sustituye a:  
Sustituido por:

Cotas en mm.

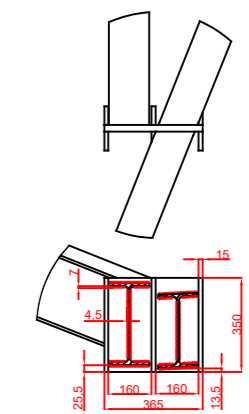


Detalle A  
Escala 1:20



Cotas en mm.

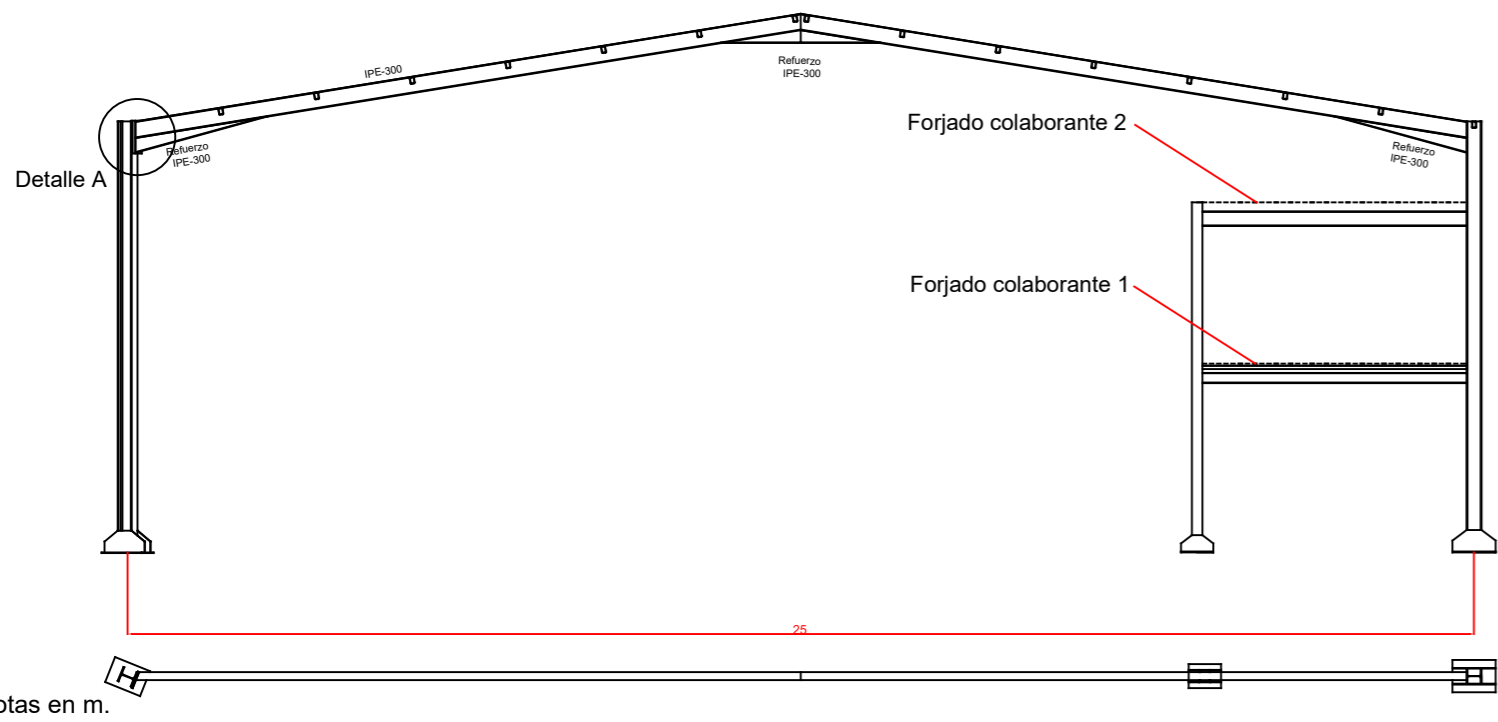
Detalle B  
Escala 1:20



Cotas en mm.

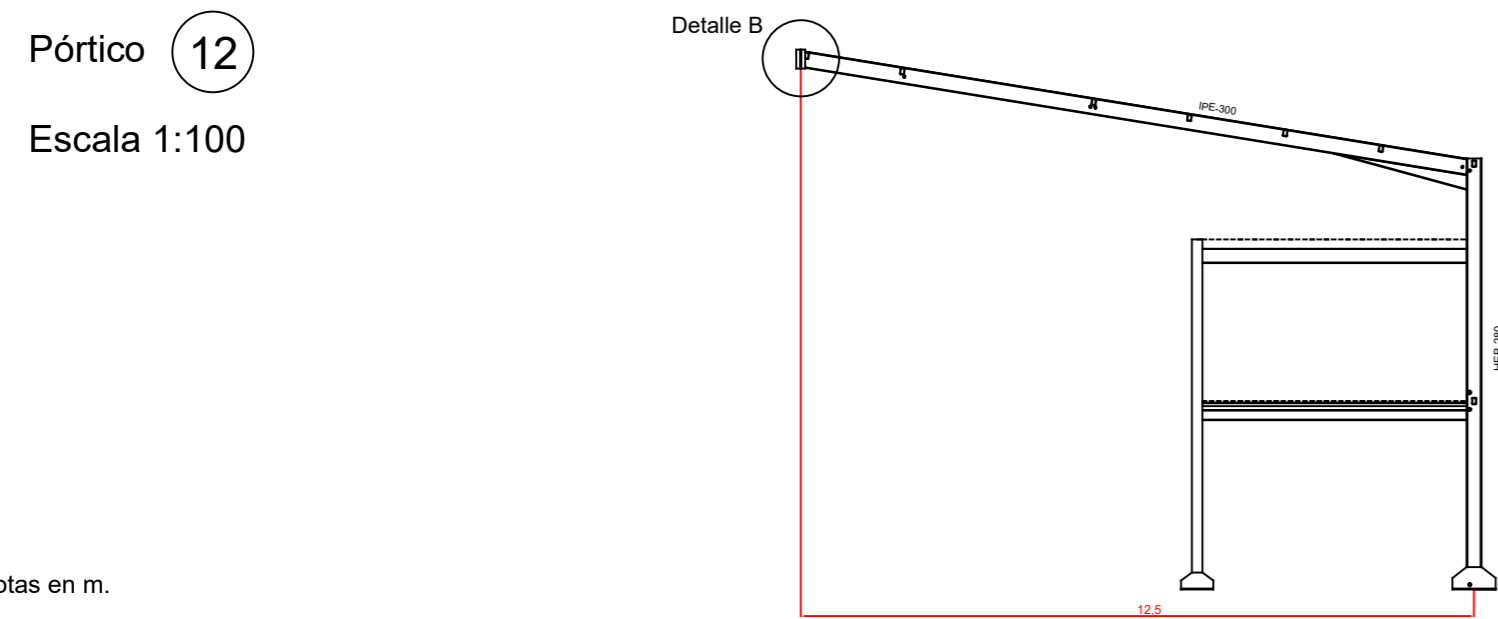
Pórtico 11

Escala 1:100



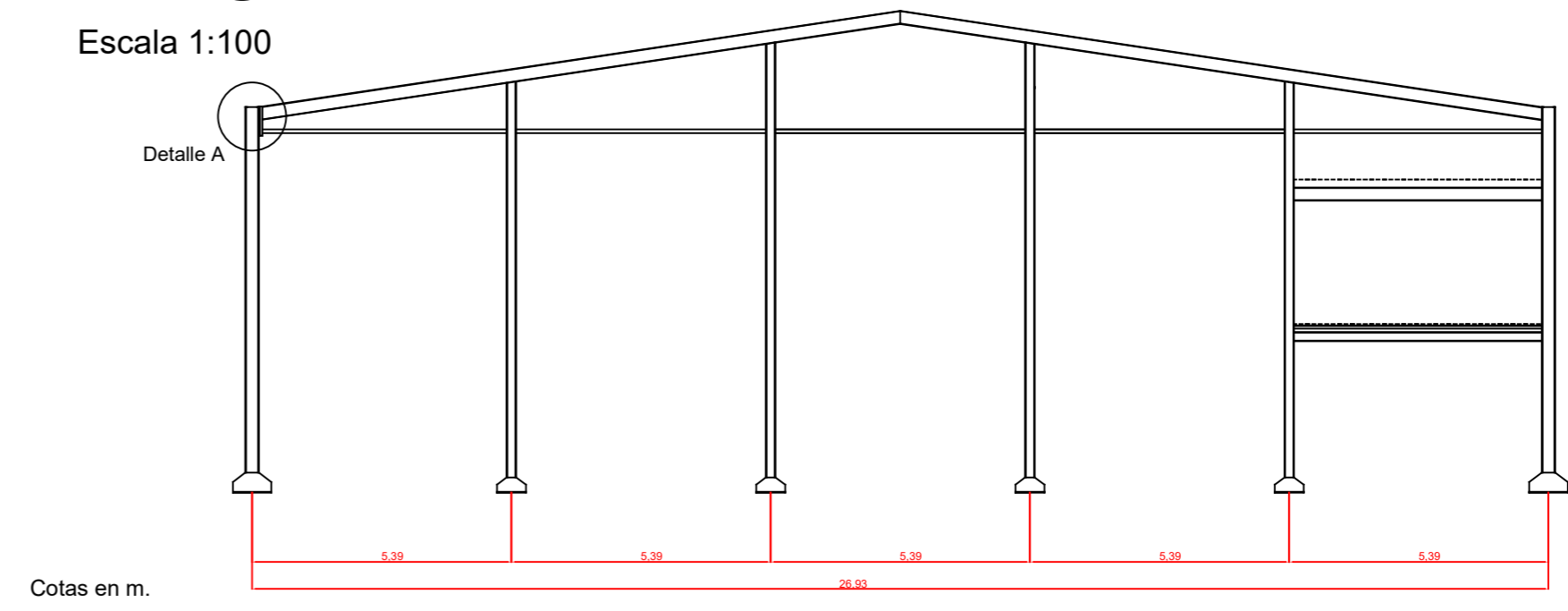
Pórtico 12

Escala 1:100



Pórtico 13

Escala 1:100



Cotas en m.

Formato: A2	Fecha: 22/08/2020	Firmas:	Proyecto Estructural de Edificio Industrial para Montaje de Maquinaria Hortofrutícola. Trabajo de Fin de Grado
Dibujado: Kirian Guardia Molina			
Comprobado: Vicente Barres Fabado			
Escala: 1:200	Plano de cubierta y solución nudos		Número: 7
			Sustituye a:
			Sustituido por: