

PROYECTO FIN DE CARRERA



Ingeniería Técnica Industrial Mecánica

DISEÑO Y CÁLCULO DE NAVE INDUSTRIAL PARA LA FABRICACIÓN DE AEROGENERADORES

Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de
Estructuras

Autor: Daniel Mallo Alonso

Tutor: Dr. D. Carlos Santiuste Romero

Escuela Politécnica Superior. Leganés Julio 2011

ÍNDICE

	Página
1. INTRODUCCIÓN	4
1.1. Información general sobre el proyecto	4
1.2. Objetivos del proyecto.....	5
1.3. Estructuración del proyecto.....	7
2. ANTECEDENTES.....	8
2.1. Las estructuras metálicas en la construcción	8
2.2. Elementos estructurales presentes en una nave industrial	10
2.2.1. Tipos de pórticos.....	10
2.2.2. Perfiles metálicos.....	15
2.2.3. Cerramiento lateral.....	20
2.2.4. Correas en cubierta.....	22
2.2.5. Cubierta.....	24
2.2.6. Tirantes	26
2.2.7. Uniones	27
2.2.8. Zapatas.....	31
3. REQUISITOS DE DISEÑO	34
3.1. Uso de la nave.....	34
3.2. Situación de la nave	35
3.3. Tamaño de la nave	37
3.4. Distribución interna	38
3.5. Cerramientos	38
3.6. Precio	39
4. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	40
4.1. Diseños estudiados	40
4.2. Programa de cálculo empleado	41
4.3. Normas aplicadas.....	43
4.4. Disposiciones constructivas	43
4.5. Descripción de barras	44
4.6. Descripción de cerramientos	47
4.7. Descripción de cargas	50
4.8. Descripción de cimentación.....	55
4.9. Simplificaciones de cálculo	56
4.10. Resumen de la estructura.....	57
4.10.1. Para la hipótesis de pórtico rígido.....	57
4.10.2. Para la hipótesis de pórtico con cercha.....	58

5.	DISEÑO 1: PÓRTICO RÍGIDO.....	61
5.1.	Representación esquemática del pórtico	61
5.2.	Correas en cubierta.....	61
5.3.	Vista en 3D de la estructura.....	66
5.4.	Envolventes de momento flector	67
5.4.1.	Pórticos hastiales	67
5.4.2.	Pórticos intermedios.....	67
5.5.	Barras	68
5.5.1.	Dinteles pórticos hastiales	70
5.5.2.	Dinteles pórticos intermedios.....	71
5.5.3.	Pilares hastiales.....	72
5.5.4.	Pilares intermedios	73
5.5.5.	Pilarillos.....	74
5.5.6.	Vigas de arriostre en cabeza de pilares	75
5.5.7.	Vigas de cerramiento para cruces de San Andrés en cabeza de pilarillos.....	76
5.5.8.	Vigas de cerramiento para cruces de San Andrés cercanas a la cumbrera	77
5.5.9.	Tirantes de arriostramiento laterales	78
5.5.10.	Tirantes de arriostramiento en vanos laterales entre aleros y pilarillos.....	79
5.5.11.	Tirantes de arriostramiento en vanos hastiales entre pilarillos y cerca de la cumbrera.....	80
5.5.12.	Tirantes de arriostramiento en dinteles de vanos intermedios.....	81
5.6.	Uniones	82
5.6.1.	En cumbrera de los pórticos hastiales	83
5.6.2.	En cumbrera de los pórticos intermedios.....	84
5.6.3.	Aleros pilares hastiales.....	86
5.6.4.	Aleros pilares intermedios	89
5.6.5.	Vigas de cerramiento para cruces de San Andrés y arriostre sobre los dinteles.....	93
5.6.6.	Tirantes	95
5.6.7.	Placas de anclaje con zapatas en pilares hastiales	96
5.6.8.	Placas de anclaje con zapatas en pilares intermedios	99
5.6.9.	Placas de anclaje con zapatas en pilarillos.....	102
5.7.	Cimentación	105
5.7.1.	Vista en 3D de la cimentación.....	105
5.7.2.	Zapatas en pilares hastiales	106
5.7.3.	Zapatas en pilarillos	108
5.7.4.	Zapatas en pilares intermedios.....	110
5.7.5.	Vigas de atado entre zapatas.....	112
5.8.	Interpretación de los resultados y conclusiones	113

6.	DISEÑO 2 : PÓRTICO RÍGIDO CON CARTELAS	115
6.1.	Vista en 3D	115
6.2.	Envolventes.....	116
6.3.	Barras	117
6.3.1.	Dinteles pórticos intermedios.....	118
6.4.	Uniones	119
6.4.1.	Dinteles intermedios.....	119
6.4.2.	Aleros pilares intermedios	121
6.5.	Interpretación de los resultados y conclusiones	125
7.	DISEÑO 3: PÓRTICO CON CERCHA.....	126
7.1.	Representación esquemática del pórtico	126
7.2.	Correas en cubierta.....	126
7.3.	Vista en 3D de la estructura.....	126
7.4.	Características especiales para la Hipótesis 3.....	127
7.5.	Envolventes.....	127
7.5.1.	Pórticos hastiales	127
7.5.2.	Pórticos intermedios	127
7.6.	Barras	128
7.6.1.	Dinteles pórticos hastiales	129
7.6.2.	Dinteles pórticos intermedios.....	130
7.6.3.	Vigas horizontales entre pilares de pórticos hastiales.....	131
7.6.4.	Vigas horizontales entre pilares de pórticos intermedios	132
7.6.5.	Vigas de celosía pórtico hastial	133
7.6.6.	Vigas de celosía pórtico intermedio.....	134
7.7.	Interpretación de resultados y conclusiones.....	135
8.	PRESUPUESTO.....	137
8.1.	Para la Hipótesis 1: pórtico rígido.....	138
8.2.	Para la Hipótesis 2: pórtico rígido con cartelas	138
8.3.	Para la Hipótesis 3: pórtico con cercha.....	139
9.	CONCLUSIONES FINALES DEL PROYECTO	141
10.	TRABAJOS FUTUROS	143
11.	BIBLIOGRAFÍA	144

INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN

La realización del presente proyecto ha surgido de la necesidad de la creación de una nave industrial para la fabricación de las palas de aerogeneradores destinados a transformar la energía eólica en eléctrica.

Este proceso se lleva a cabo mediante molinos de vientos tanto terrestres como marítimos, estando orientada la fabricación en especial a este último tipo. La cualidad distintiva de este tipo de aerogeneradores es su gran tamaño para el correcto aprovechamiento de las corrientes de viento que tienen lugar sobre extensas superficies de agua debido a que al estar libre de obstáculos se permiten un gran aprovechamiento de las corrientes de viento.



Fig. 1.1: Aerogenerador marítimo emplazado en el océano Atlántico

En algunos casos, las palas que constituyen la hélice del aerogenerador pueden llegar a longitudes de más de 60 metros, pero con una cuerda que rara vez supera los 8 metros, por lo que son piezas de gran esbeltez. Es por ello que se busca el diseño de una nave que cumpla con las dimensiones necesarias para alojar las máquinas, herramientas y utillaje necesarios para su fabricación, pero sin sobredimensionar excesivamente la estructura para no incurrir en gastos añadidos, ya sean de material de construcción como de precio de compra de la parcela donde se ubicará la nave.



Fig. 1.2: Transporte de una de las palas pertenecientes a un aerogenerador

Para el diseño del proyecto se ha tenido en cuenta el uso que se le dará a la nave, y se ha actuado en consecuencia proyectándola de acuerdo a los requerimientos previos tanto de tamaño como de funcionalidad, logrando una estructura idónea para la fabricación de los elementos a los que está destinada.

Teniendo en cuenta que el tiempo es un factor clave en la mayoría de los ámbitos industriales, se ha proyectado la nave evitando complicaciones innecesarias en la estructura que permitan agilizar su construcción. Es por ello que la estructura se ha realizado enteramente de acero con los elementos secundarios, tales como cerramientos, de otros diversos materiales. De esta forma se logra la consecución del objetivo en un tiempo reducido y sin incurrir en costes elevados.

1.2. OBJETIVOS DEL PROYECTO

En la elaboración de este proyecto, se ha perseguido constantemente una serie de metas para lograr el éxito en el diseño, implantación y consecución del mismo:

1. Diseño de un pórtico que cumpla con los requisitos estipulados, tales como forma, tamaño y resistencia.
2. Análisis crítico de los resultados obtenidos con el pórtico dimensionado y estudio de posibles alternativas.
3. Cálculo de correas sobre los dinteles en cuanto a tipo, tamaño y separación para que puedan soportar las acciones de viento, nieve y peso propio; y todas las combinaciones posibles de estas. Todo ello teniendo siempre presente el ahorro de material para evitar el aumento de carga sobre el pórtico y que se disparen los costes.
4. Elección de los elementos de cerramiento (cubierta y laterales) y funcionales (puerta de acceso).
5. Ubicación y dimensionamiento de la totalidad de los elementos que compondrán la estructura final tales como dinteles, pilares, nudos, vigas y tirantes de arriostramiento; buscando siempre la optimización estructural mediante la localización de puntos críticos o sobredimensionados que puedan alterar de algún modo el objetivo final de eficiencia en el uso de elementos constructivos.
6. Dimensionamiento y descripción de todas las uniones incurridas durante el proceso de dimensionado.
7. Cálculo de la cimentación que soportará la totalidad de la estructura enteramente metálica.
8. Adecuación de todo lo anteriormente descrito para que cumpla las especificaciones legislativas reflejadas en el CTE en lo referente a resistencia y flechas estructurales.

1.3. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

- **Capítulo 1: Introducción**

En este capítulo se realiza una introducción al proyecto, con sus bases y los objetivos perseguidos durante el desarrollo del mismo.

- **Capítulo 2: Antecedentes**

En este capítulo se muestran con detalle los elementos principales que componen una nave industrial, explicando la utilización de cada uno de ellos dependiendo de los requerimientos de diseño.

- **Capítulo 3: Requisitos de Diseño**

En este capítulo se especifican los requerimientos iniciales dados por el cliente para el diseño de la nave, a partir de los cuales se ha llevado a cabo el dimensionado de esta.

- **Capítulo 4: Diseños**

En este capítulo se analizan las posibilidades en cuanto a diseños de la estructura para cumplir con todos los requisitos anteriormente descritos.

- **Capítulo 5: Condiciones de partida**

En este capítulo se explican con detalle las elecciones tomadas para la selección de los materiales, disposición y dimensiones de todos los elementos participantes en la construcción de la nave, justificando las decisiones tomadas y valorando las alternativas. También se describen los coeficientes para el cálculo de cada una de las hipótesis y las simplificaciones llevadas a cabo.

Para la selección de los elementos descritos en el presente capítulo se ha tenido en consideración el contenido de todos los anteriores.

- **Capítulo 6: Cálculos y conclusiones para el Diseño 1: Pórtico Rígido**

En este apartado se desarrollan todos los cálculos de los elementos necesarios para la construcción de la nave industrial mediante pórticos rígidos sin rigidizado res entre dinteles y pilares.

- **Capítulo 7: Cálculos y conclusiones para el Diseño 2: Pórtico Rígido con Cartelas**

En este capítulo se realizan los cálculos de la estructura con la inclusión de cartelas en la parte inferior inicial de las vigas que forman los dinteles intermedios de la nave haciendo las funciones de rigidizadores.

- **Capítulo 8: Cálculos y conclusiones para el Diseño 3: Pórtico con Cercha**

En este capítulo se diseña un pórtico con cercha para el cálculo y análisis de las ventajas de este tipo de construcción frente a las dos anteriores.

- Capítulo 9: Presupuesto

En este capítulo se llevan a cabo los cálculos a partir del peso de los elementos metálicos de la estructura en función del peso total de esta y el precio por kilogramo de acero. El resto de elementos, tales como cerramientos, puertas o zapatas no se tienen en consideración en este apartado, pues las diferencias entre ellos en las distintas hipótesis de diseño son nulas o inapreciables, por lo que no constituirán ninguna característica diferenciadora en los precios de las diferentes estructuras.

- Capítulo 10: Conclusiones finales del proyecto

En este capítulo se exponen las conclusiones extraídas tras el análisis de las diferentes hipótesis estudiadas y el coste de cada una de ellas. En función de los resultados, se justificará la elección para el diseño final de la estructura.

- Capítulo 11: Trabajos futuros

En este capítulo se exponen los posibles trabajos de modificación o mejora del proyecto realizado.

- Bibliografía

En este apartado se detallan todas las fuentes consultadas para la realización del presente proyecto.

2. ANTECEDENTES

2.1. LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS EN LA CONSTRUCCIÓN

Las estructuras metálicas constituyen un sistema constructivo muy recurrente a la hora de edificar. Si bien es cierto que una estructura completamente metálica tendría unos costes muy altos debidos al precio del acero, y que por ello en la mayoría de las edificaciones de obra civil se encuentra íntimamente ligado al hormigón, a la hora de realizar construcciones en el ámbito industrial es muy usado como elemento estructural principal. Esto es debido a la rapidez con la que un proyecto puede ser realizado usando el acero, y es aquí donde el acero presenta la principal ventaja frente al hormigón: mientras que este necesita un tiempo de fraguado, el acero tiene plenas capacidades mecánicas desde el principio, por lo que no hay tiempo de espera entre la instalación de elementos. Esto es muy apreciado por las empresas que van a utilizar estas construcciones como almacenes o centros de producción, pues saben que el tiempo perdido es un coste adicional.



Fig. 2.1: Ejemplo de estructura metálica con correas en cubierta y cartelas

Otro factor a tener en cuenta es que los perfiles metálicos utilizados llegan hasta la obra ya fabricados, por lo que sólo es necesario su ensamblado y montaje. La forma de fijación al suelo es en la práctica mayoría de los casos mediante zapatas de hormigón armado, por lo que es necesario el uso de hormigón. También en el solado donde se ubicará la construcción se utiliza hormigón.

El uso del acero intenta estar restringido a los elementos puramente necesarios, dejando los complementos estructurales para la utilización de otros materiales. Este es el caso de las cubiertas, que se suelen realizar con prefabricados. Todos estos elementos, al igual que el acero, vienen ya fabricados de origen.

El acero es usado habitualmente como complemento del hormigón, al que refuerza mediante la inclusión de barras dentro las vigas de este para mejorar su comportamiento frente a tracción o flexión. De esta manera, las estructuras mixtas acero-hormigón representan la práctica totalidad de las construcciones actuales, ya sea en forma de cimentación como en elementos estructurales propiamente dichos, tales como pilares o vigas.

Adicionalmente a todas las ventajas presentadas anteriormente, el acero consta también de otras añadidas:

- Alta resistencia por unidad de peso lo que permite estructuras relativamente livianas y en consecuencia espacios más diáfanos, con menor número de apoyos.
- Dimensiones menores de los elementos estructurales.
- Avisan con grandes deformaciones antes de producirse un fallo debido a que el material es dúctil.
- Uniformidad ya que las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo.
- Homogeneidad del material.
- Posibilidad de reforma de manera más sencilla para adaptarse a nuevos usos del edificio lo cual es más habitual en el caso de equipamientos, edificios de oficinas, naves industriales...
- La prefabricación en taller logra una mayor exactitud.
- Gran capacidad de laminarse con diversos tamaños y formas.
- Reutilización del acero tras desmontar la estructura.

Con todo esto, las construcciones metálicas también tienen una serie de inconvenientes:

- Corrosión.
- Problemática en caso de incendios.
- Pandeo ya que se utilizan elementos esbeltos sometidos a compresión (soportes metálicos). No obstante, las estructuras se calculan evitando estos fenómenos.
- Mayor coste de la estructura y su posterior mantenimiento: pinturas contra la corrosión, paneles de protección frente al fuego...
- Mano de obra especializada para el montaje, muy especialmente en el caso de las uniones soldadas, cuya correcta realización resulta de extrema importancia para la rigidez total del conjunto.

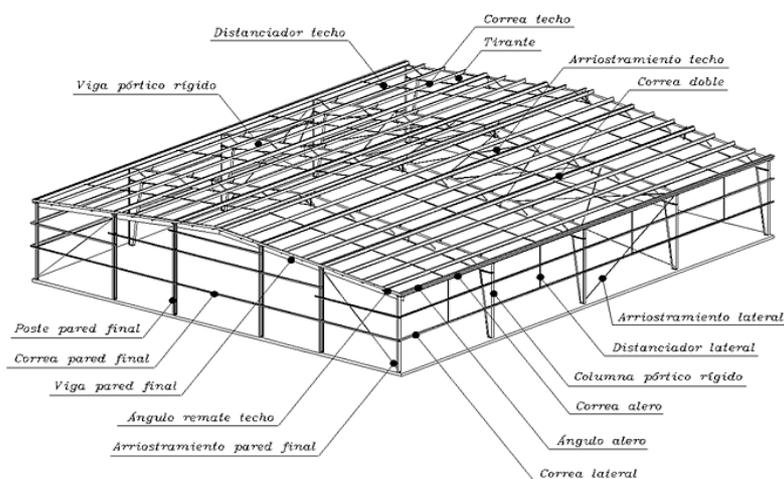


Fig. 2.2: Componentes de una nave industrial

2.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRESENTES EN UNA NAVE INDUSTRIAL

2.2.1. Tipos de pórticos

Para la construcción de naves industriales, es muy común recurrir al uso de pórticos para la constitución principal de la estructura. Estos tienen un sinnúmero de formas y dimensiones para adecuarse a las necesidades requeridas.

El material con el que pueden fabricarse también es variable, pudiendo ser de hormigón, madera, metales galvanizados y acero. Este último material es, con diferencia, el más utilizado a la hora de construir este tipo de estructuras.

Un dato a tener en cuenta es la inclinación de la cubierta. A mayor inclinación, mayor carga tienen que soportar los pilares, y a menores esfuerzos de carga se ve sometido el dintel, por lo que el perfil requerido para su construcción será menor. Por el contrario, a menor inclinación de la cubierta, el dintel sufrirá mayores efectos derivados de la carga sobre este, mientras que los pilares se conformarán con una menor sección debido a que los esfuerzos sobre estos disminuyen.

También debe tenerse en cuenta que a mayor inclinación la acción del viento es mayor al aumentar la sección transversal de la estructura; y viceversa, a menor inclinación, menor es la acción del viento.

La clasificación de los dinteles puede resultar compleja debido a la gran cantidad de tipos que llegan darse, pero pueden agruparse de manera general en:

1. Pórticos con apoyos articulados

Este tipo de pórticos tienen la ventaja de que no transmiten momento flector a los apoyos, siendo las uniones con estas menos problemáticas. Su uso es frecuente en pórticos de sección variable, aunque de manera puntual puede ser usado en el resto de tipos.

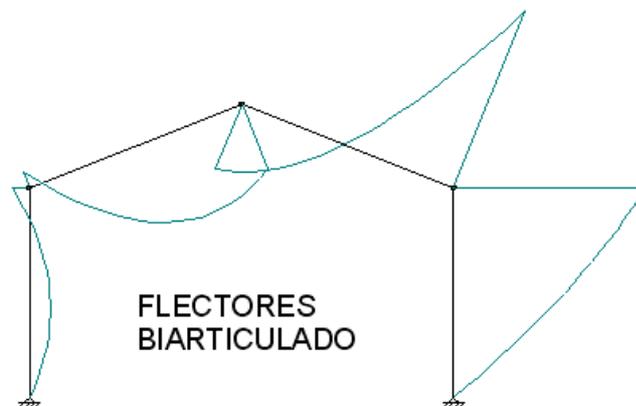


Fig. 2.3: Diagrama de flectores en pórtico biarticulado con carga de viento actuando desde el lado izquierdo

Una variable de los pórticos con apoyos articulados son los pórticos triarticulados, teniendo esta articulación suplementaria posicionada en la rótula del dintel. De esta manera, el flector en este punto que en ocasiones resulta bastante crítico es nulo

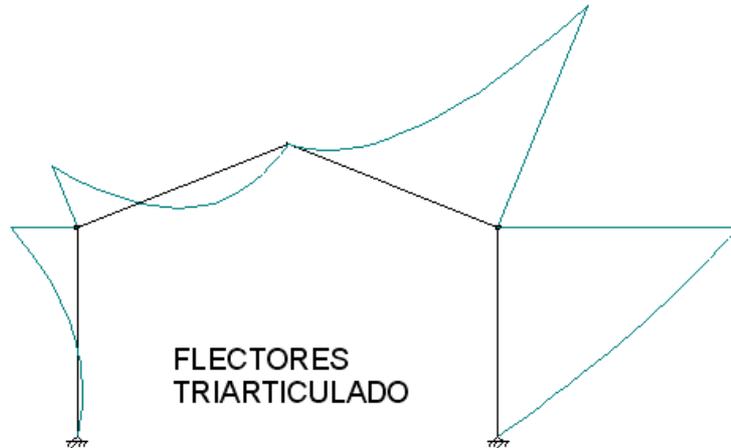


Fig. 2.4: Diagrama de flectores en pórtico triarticulado con carga de viento actuando desde el lado izquierdo

2. Pórticos con apoyos empotrados

Estos son normalmente los más usados, pues logran un mejor equilibrio frente a flexión por cargas horizontales aún a costa de sacrificar el momento flector nulo en los apoyos

Son los usados para la mayor parte de los dinteles comúnmente utilizados, tales como:

- Pórticos de luz media: indicado para todo tipo de luces, ofreciendo un óptimo equilibrio entre resistencia, facilidad de montaje y separación entre pilares. El dintel consta de dos vigas unidas en la cumbre mediante soldadura o tornillería.

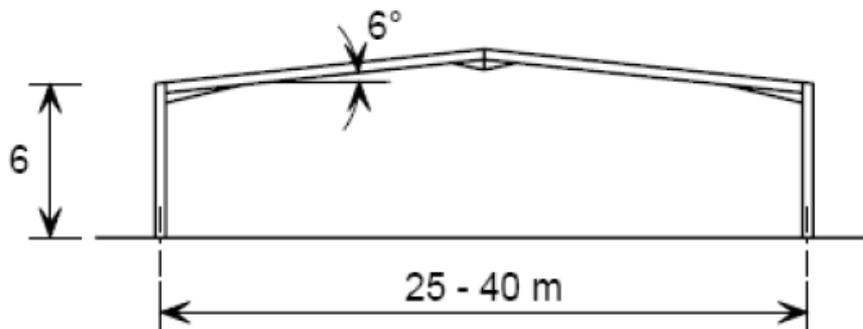


Fig. 2.5: Pórtico de luz media

Puede complementarse con una serie de añadidos, tales como:

- Cartelas iniciales (en la unión pilar-dintel) y finales (en la unión de cumbrera), aumentando el momento flector resistente en estos puntos al aumentar su sección.

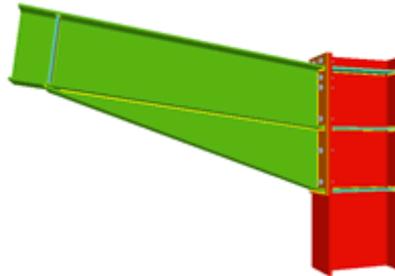


Fig. 2.6: Cartela en unión de alero



Fig. 2.7: Cartela en unión de cumbrera

- Pilares intermedios: suelen disponerse bajo la unión de cumbrera, llegando hasta el suelo. Estos pilares también deben ser cimentados al terreno, normalmente mediante una zapata aislada
- b) Pórticos curvados: su construcción resulta más compleja debida a la curvatura en el dintel, pero resulta más agraciado y original en su diseño. Sus aplicaciones suelen ser de tipo arquitectónico. Poco usado en construcciones de tipo industrial

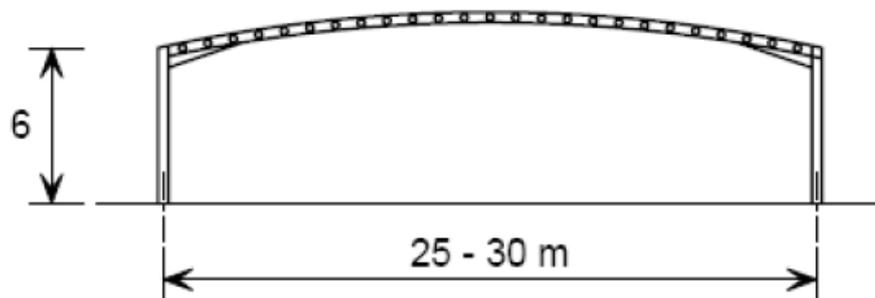


Fig. 2.8: Pórtico con dintel curvado

- c) Pórticos Mansard: usado para salvar grandes luces y/o se requiera una altura de los aleros limitada. Se realiza uniendo vigas con una desviación determinada para lograr esa aparente curvatura. Poco recomendados para aplicaciones en las que los pórticos estén sometidos a grandes cargas debido a sus uniones, que tienen mayor propensión a fallar al haber mayor número que en un pórtico convencional. Por ello, estas se suelen acartelar.

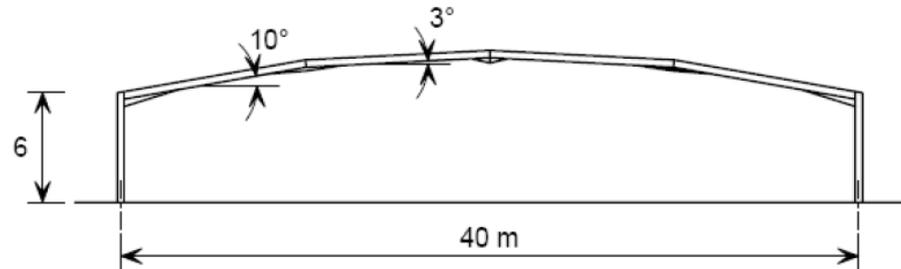


Fig. 2.9: Pórtico dintel Mansard

- d) Pórticos de viga aligerada: de momento son poco usados debido a sus singularidades constructivas. Presentan las ventajas de uso de un perfil normal pero con menor peso, permitiendo el dimensionado de la estructura con menor cantidad de material.

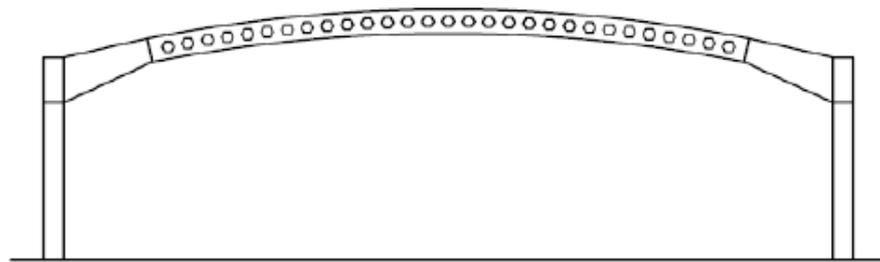


Fig. 2.10: Pórtico con dintel de viga aligerada

- e) Pórticos de inercia variable: comúnmente usados en estructuras bi/triarticuladas, estos pórticos tienen la ventaja de contar con mayor sección en las zonas requeridas como son sobre los aleros. Para el resto de zonas en las que no son necesarias tanta resistencia, la sección se reduce para ahorrar material y peso.

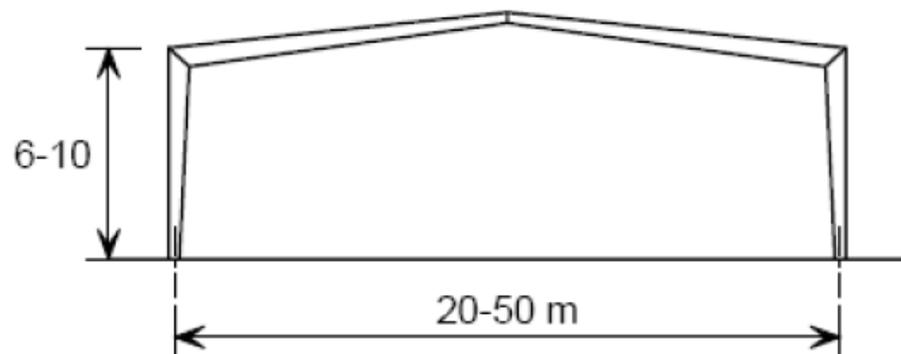


Fig. 2.11: Pórtico con perfiles de inercia variables

- f) Pórticos con cercha: muy usados cuando el nivel de carga es elevado y debido a los requerimientos no es posible poner apoyos intermedios bajo el dintel. Compuesto por una serie de barras, normalmente articuladas entres sí, que reparte los esfuerzos para minimizar la sección de perfil total necesario. La disposición de las barras depende del tipo de cercha elegida.

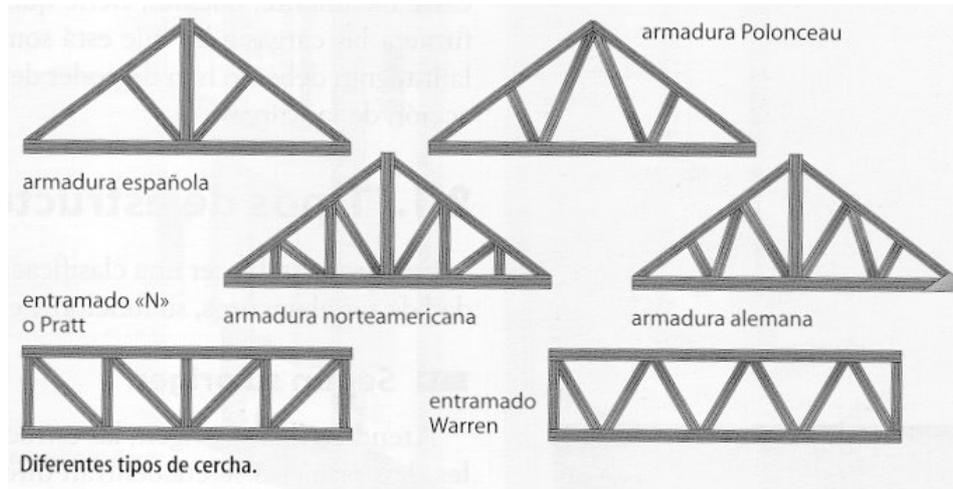


Fig. 2.12: Diferentes tipos de cerchas para un pórtico

Cualquiera de estos tipos de pórticos pueden estar unidos entre sí de manera longitudinal o transversal si la obra lo requiere.

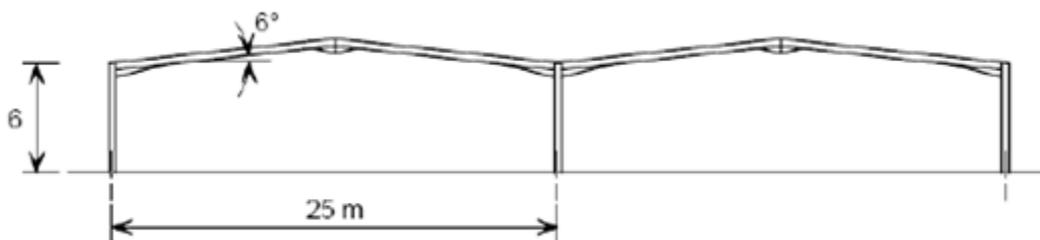


Fig. 2.13: Unión entre dos pórticos rígidos por uno de sus pilares

2.2.2. Perfiles metálicos

Los perfiles metálicos serán los elementos que constituirán nuestra estructura. Estos aportan la resistencia y rigidez necesarias para la edificación correcta según nuestros requisitos. Para clasificarlos de forma general, se consideran dos características:

1.- Clasificación según el tipo de acero

Definidos por la norma UNE-EN 10025:1994, cada tipo de acero tiene distinto límite elástico (f_y), que indica la tensión máxima que puede resistir antes de deformarse plásticamente, y distinta resistencia última (f_u), que indica la tensión máxima que puede resistir antes de romperse.

Generalmente en construcción, para los perfiles laminados se usa acero de tipo S275 y para perfiles conformados de tipo S235.

Designación	Espesor (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Alargamiento mínimo (%)	Energía mínima absorbida (J)	Temperatura (°C)
S 235 JR	<=16	235	340 / 470	26	27	20
S 235 JR	16 / 40	225	340 / 470	26	27	20
S 235 JRG2	<=16	235	340 / 470	26	27	20
S 235 JRG2	16 / 40	225	340 / 470	26	27	20
S 235 J0	<=16	235	340 / 470	26	27	0
S 235 J0	16 / 40	225	340 / 470	26	27	0
S 275 JR	<=16	275	410 / 560	22	27	20
S 275 JR	16 / 40	265	410 / 560	22	27	20
S 275 J0	<=16	275	410 / 560	22	27	0
S 275 J0	16 / 40	265	410 / 560	22	27	0
S 355 JR	<=16	355	490 / 630	22	27	20
S 355 JR	16 / 40	345	490 / 630	22	27	20
S 355 J0	<=16	355	490 / 630	22	27	0
S 355 J0	16 / 40	345	490 / 630	22	27	0
S 355 J2G3	<=16	355	490 / 630	22	27	-20
S 355 J2G3	16 / 40	345	490 / 630	22	27	-20

Fig. 2.14: Tabla de propiedades de los distintos tipos de acero

2.- Clasificación según forma (se muestran los principales tipos de perfiles laminados usados en construcción)

- a) **Perfiles HE:** usados para trabajar en cargas de compresión debido a su gran resistencia al pandeo. Es por ello que su uso es muy común en pilares, siendo menos habitual verlos en vigas debido a su mayor peso respecto a los perfiles IPE/IPN

Se denomina perfil HE, o perfil de alas anchas y caras paralelas, al producto cuya sección tiene forma de H.

Los perfiles HE se definen de acuerdo con las siguientes normas:

- UNE 36524:1994 - Productos de Acero laminados en caliente. Perfiles HE de alas anchas y caras paralelas. Medidas.
- UNE-EN 10034:1994 - Perfiles I y H de acero estructural. Tolerancias dimensionales y de forma.

Las caras exteriores e interiores de las alas son perpendiculares al alma, por lo que aquéllas tienen espesor constante (caras paralelas).

Las uniones entre las alas y el alma son redondeadas y las aristas de las alas son vivas.

Existen tres series de perfiles HE:

- Perfil HEB - perfil base
- Perfil HEA - más ligero que el HEB
- Perfil HEM - más pesado que el HEB

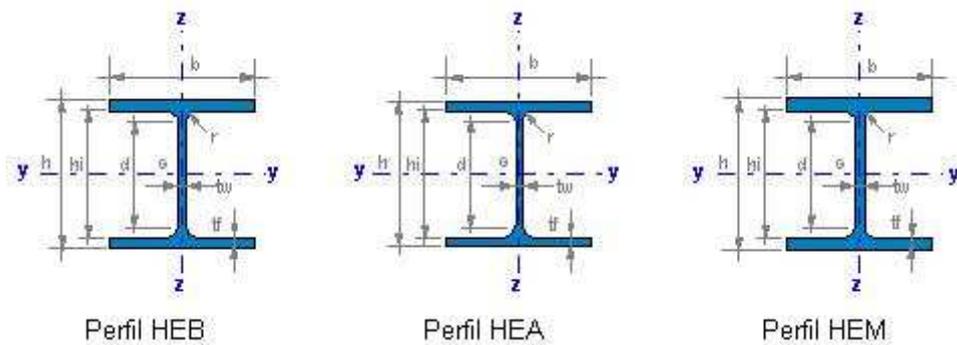


Fig. 2.15: Diferencias dimensionales de los tres tipos de perfiles HE

Estos perfiles son designados por las letras HEB, HEA o HEM, seguidas de un número que indica la altura total nominal (h) del perfil base HEB, expresada en milímetros.

Para los perfiles de altura nominal del perfil HEB igual o inferior a 300mm, la anchura de las alas (b) es igual a la altura h .

Para los perfiles de $h > 300$ mm, la anchura de las alas es igual a 300mm.

- b) **Perfiles IPE:** usados para trabajar en situaciones donde aparecen situaciones de flexión debidos a su buen comportamiento bajo este tipo de solicitación. Muy usados en vigas al lograr un buen compromiso entre resistencia y peso.

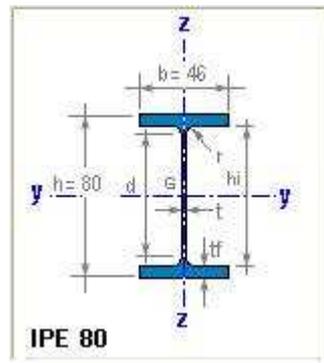


Fig. 2.16: Sección de perfil IPE

	Designación	M (kg/m)	P (kN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	hi (mm)
▶	IPE 80	6,0	0,060	80	46	3,8	5,2	5	59,6	69,6
	IPE 100	8,1	0,081	100	55	4,1	5,7	7	74,6	88,6
	IPE 120	10,4	0,104	120	64	4,4	6,3	7	93,4	107,4
	IPE 140	12,9	0,129	140	73	4,7	6,9	7	112,2	126,2
	IPE 160	15,8	0,158	160	82	5,0	7,4	9	127,2	145,2
	IPE 180	18,8	0,188	180	91	5,3	8,0	9	146,0	164,0
	IPE 200	22,4	0,224	200	100	5,6	8,5	12	159,0	183,0
	IPE 220	26,2	0,262	220	110	5,9	9,2	12	177,6	201,6
	IPE 240	30,7	0,307	240	120	6,2	9,8	15	190,4	220,4
	IPE 270	36,1	0,361	270	135	6,6	10,2	15	219,6	249,6
	IPE 300	42,2	0,422	300	150	7,1	10,7	15	248,6	278,6
	IPE 330	49,1	0,491	330	160	7,5	11,5	18	271,0	307,0
	IPE 360	57,1	0,571	360	170	8,0	12,7	18	298,6	334,6
	IPE 400	66,3	0,663	400	180	8,6	13,5	21	331,0	373,0
	IPE 450	77,6	0,776	450	190	9,4	14,6	21	378,8	420,8
*	IPE 500	90,7	0,907	500	200	10,2	16,0	21	426,0	468,0
*	IPE 550	105,5	1,055	550	210	11,1	17,2	24	467,6	515,6
*	IPE 600	122,5	1,225	600	220	12,0	19,0	24	514,0	562,0

Fig. 2.17: Tabla de las secciones disponibles para la sección IPE

Se denomina Perfil IPE, o doble T de caras paralelas, al producto cuya sección tiene forma de I, denominada doble T.

Los perfiles IPE se definen de acuerdo con las siguientes normas:

- UNE 36526:1994 - Productos de Acero Laminados en Caliente. Perfiles IPE. Medidas.
- UNE-EN 10034:1994 - Perfiles I y H de Acero Estructural. Tolerancias dimensionales y de forma.

Las caras exteriores e interiores de las alas son perpendiculares al alma, por lo que aquéllas tienen espesor constante (caras paralelas).

Las uniones entre las caras del alma y las caras interiores de las alas son redondeadas y las aristas de las alas son vivas.

Estos perfiles son designados por las letras IPE, seguidas de un número que indica la altura total nominal (h) del perfil, expresada en milímetros.

- c) **Perfiles IPN:** al igual que los perfiles IPE, tienen buenas propiedades a flexión y son usados en vigas, aunque progresivamente van desapareciendo de las nuevas construcciones para ser remplazados por los IPE, aunque se siguen usando, por ejemplo, para puentes grúa

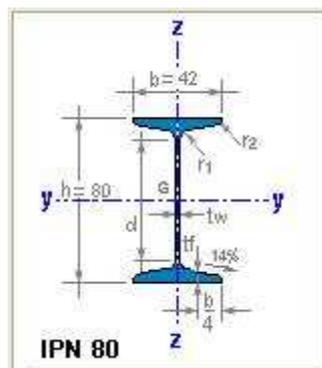


Fig. 2.18: Sección de perfil IPN

	Designación	M (kg/m)	P (kN/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	d (mm)	A (cm ²)
▶	IPN 80	6,0	0,060	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	59,0	7,6
	IPN 100	8,3	0,083	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	75,7	10,6
	IPN 120	11,1	0,111	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	92,4	14,2
	IPN 140	14,4	0,144	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	109,1	18,3
	IPN 160	17,9	0,179	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	125,8	22,8
	IPN 180	21,9	0,219	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	142,4	27,9
	IPN 200	26,2	0,262	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	159,1	33,4
	IPN 220	31,0	0,310	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	175,8	39,5
	IPN 240	36,2	0,362	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	192,5	46,1
	IPN 260	41,8	0,418	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	208,9	53,3
	IPN 280	47,9	0,479	280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	225,1	61,0
	IPN 300	54,2	0,542	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	241,6	69,0
	IPN 320	61,0	0,610	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	257,9	77,7
	IPN 340	68,1	0,681	340	137	12,2	18,3	12,2	7,3	274,3	86,7
	IPN 360	76,1	0,761	360	143	13,0	19,5	13,0	7,8	290,2	97,0
	IPN 380	84,0	0,840	380	149	13,7	20,5	13,7	8,2	306,7	107,0
	IPN 400	92,6	0,926	400	155	14,4	21,6	14,4	8,6	322,9	118,0
	IPN 450	115,4	1,154	450	170	16,2	24,3	16,2	9,7	363,6	147,0
*	IPN 500	140,5	1,405	500	185	18,0	27,0	18,0	10,8	404,3	179,0
*	IPN 550	166,4	1,664	550	200	19,0	30,0	19,0	11,9	445,6	212,0
*	IPN 600	193,4	1,934	600	215	21,6	32,4	21,6	13,0	485,0	254,0

Fig. 2.19: Tabla de las secciones disponibles para la sección IPN

Se denomina Sección en I con alas inclinadas, Perfil I normal o Doble T normal (IPN), al producto cuya sección tiene forma de I, denominada doble T.

Los perfiles IPN se definen de acuerdo con las siguientes normas:

- UNE 36521:1996 - Productos de Acero. Sección en I con alas inclinadas (antiguo IPN). Medidas.
- UNE-EN 10024:1995 - Productos de Acero laminado en caliente. Sección en I con alas inclinadas. Tolerancias dimensionales y de forma.

Las caras exteriores de las alas son perpendiculares al alma y las interiores presentan una inclinación del 14% respecto a aquéllas (I de caras inclinadas), por lo que las alas tienen espesor decreciente hacia los bordes.

Las uniones entre las caras del alma y las caras interiores de las alas son redondeadas. Estas tienen el borde con arista exterior viva e interior redondeada.

Estos perfiles son designados por las letras IPN, seguidas de un número que indica la altura total nominal (h) del perfil, expresada en milímetros.

Las medidas, masas, pesos y propiedades geométricas y mecánicas presentadas en la tabla 2.19 corresponden al perfil teórico.

En el siguiente gráfico puede verse la utilización de cada tipo de perfil laminado para la construcción de estructura metálicas

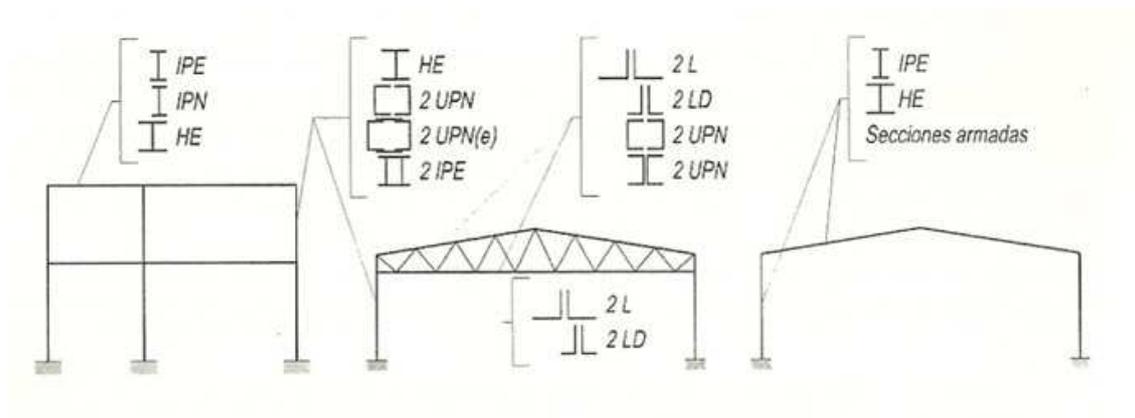


Fig. 2.20: Ejemplos de aplicación de perfiles según su posición y solicitaciones

2.2.3. Cerramiento lateral

La fachada debe estar concebida cuidando los replanteos de todos los elementos que la integran, sobre todo cuando se emplean varios materiales diferentes en el diseño.

En la construcción de una fachada se debe controlar la planeidad y las cotas de ejecución de los forjados y de todos sus bordes. Si estos bordes son vistos en la fachada, debe prestarse atención y realizar con cuidado las terminaciones pues cualquier defecto queda expuesto a la vista sobre todo cuando el sol se proyecta generando luces y sombras.

Debe cuidarse la verticalidad de salientes y entrantes, la linealidad de las aristas y todos los elementos del frente.

Del mismo modo, en aquellos edificios donde la fachada marca las líneas horizontales, las mismas deben conservar linealidad perfecta.

Cuando la fachada está revestida, antes de la ejecución de los revestimientos, debe realizarse los estudios previos de colocación de acuerdo al tamaño de las piezas y preparar la base para andamios fijos o prever la colocación de ganchos cuando se trabaja con andamios colgantes.

Tipos de cerramientos más comunes

- Ladrillos: método menos usado en la construcción industrial debido a que requieren un mayor tiempo de colocación debido a que la unión entre estos debe realizarse con cemento. Suele usarse para la creación de departamentos dentro de la propia nave, tales como oficinas, estancias, etc.

- Paneles hormigón prefabricado: placas de hormigón previamente constituidas en fábrica que solo requieren el ensamblaje entre ellos en la obra para su colocación. Para mejorar esta, suelen disponer un machihembrado que optimiza su alineación y evita desplazamientos indeseados. Suelen usarse placas aligeradas (también llamadas alveoplasas debidos a los alveolos longitudinales en el interior de estas).



Fig. 2.21: Placas de hormigón prefabricado alveoladas

- Panel sándwich: placas generalmente constituidas por lana de vidrio (que asegura un buen aislamiento con el exterior) y recubrimiento metálico de esta. Su coste es algo más elevado que el resto de cerramientos y su resistencia es inferior. Es necesario la incorporación de correas laterales para su utilización.
- Cerramientos metálicos: uso de placas metálicas, generalmente de aluminio, para delimitar el interior de la construcción. Gran sencillez y rapidez de montaje, aunque la resistencia ante impactos sobre estas placas se vea comprometida. Suele usarse como prolongación de las cubiertas metálicas para cerrar la parte adyacente a esta, justo en la zona superior del muro. Es necesario la incorporación de correas laterales para su utilización.



Fig. 2.22: Disposición de puerta metálica en muro piñón de la nave

2.2.4. Correas en cubierta

Son elementos, generalmente metálicos, para la unión longitudinal entre dinteles. Su función principal es el soporte de la cubierta, evitando que esta se desplome o alcance flechas críticas. En estos caso, se busca principalmente la ligereza del conjunto, por lo que las correas elegidas serán aquellas que proporcionen el menor peso posible sin dejar de lado la resistencia a las cargas permanentes como son el peso propio de la cubierta, las variables (viento, nieve, sobrecarga de uso...) y todas las combinaciones posibles de estas. Es por esto que se suelen usar perfiles conformados debido a su bajo peso, aceptable resistencia y gran aprovechamiento de material. Entre este tipo de perfiles se encuentran:

- Correas en Z: recomendadas para pendientes a partir de 20%

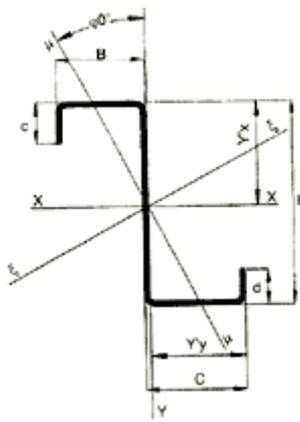


Fig. 2.23: Dimensiones características de perfil en Z

- Correas en C: recomendadas para pendientes máximas del 20%

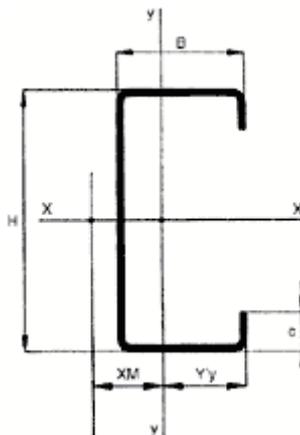


Fig. 2.24: Dimensiones características de perfil en C

- Correas en M: al igual que las de tipo anterior, tienen un límite de inclinación de cubierta del 20%. Usadas para cubrir grandes luces debido a su estabilidad superior.

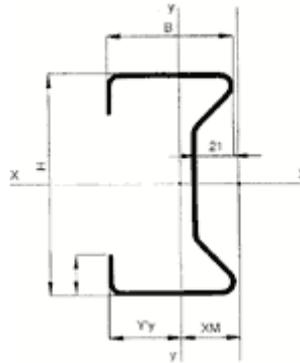
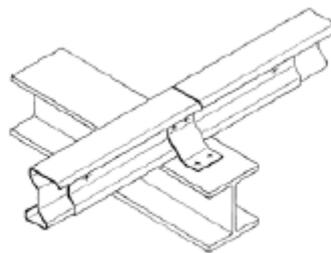


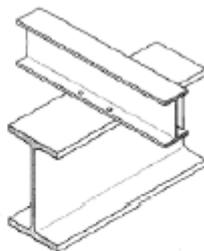
Fig. 2.25: Dimensiones características de perfil en M

También puede tener una función de arriostramiento longitudinal de la estructura, para lo cual se usan perfiles conformados en frío (IPE e IPN normalmente). En este caso, la fijación con el dintel debe ser rígida y es recomendable que discurren a lo largo de varios vanos para asegurar la estabilidad, siendo lo ideal una viga continua a lo largo de toda la longitud.

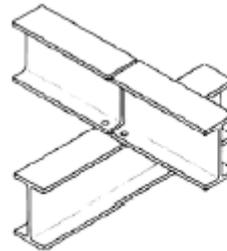
Las uniones entre las correas y dintel pueden ser de diversos tipos según el tipo de correa usada. Puede necesitar un soporte suplementario (ejión) para la unión, o puede soldarse/atornillarse directamente a la viga.



Soporte (ejión) para correa en Z conformada en frío continua



Soporte para correa laminada en caliente continua



Soporte para correa laminada en caliente de un solo vano

Fig. 2.26: Distintos tipos de sujeciones correa-viga en función de los perfiles unidos

2.2.5. Cubierta

Al margen de que su peculiaridad funcional sea la estanqueidad, la cubierta, como cerramiento que es, ha de satisfacer aquellas funciones genéricas de protección y aislamiento que son comunes a todos los cerramientos del edificio.

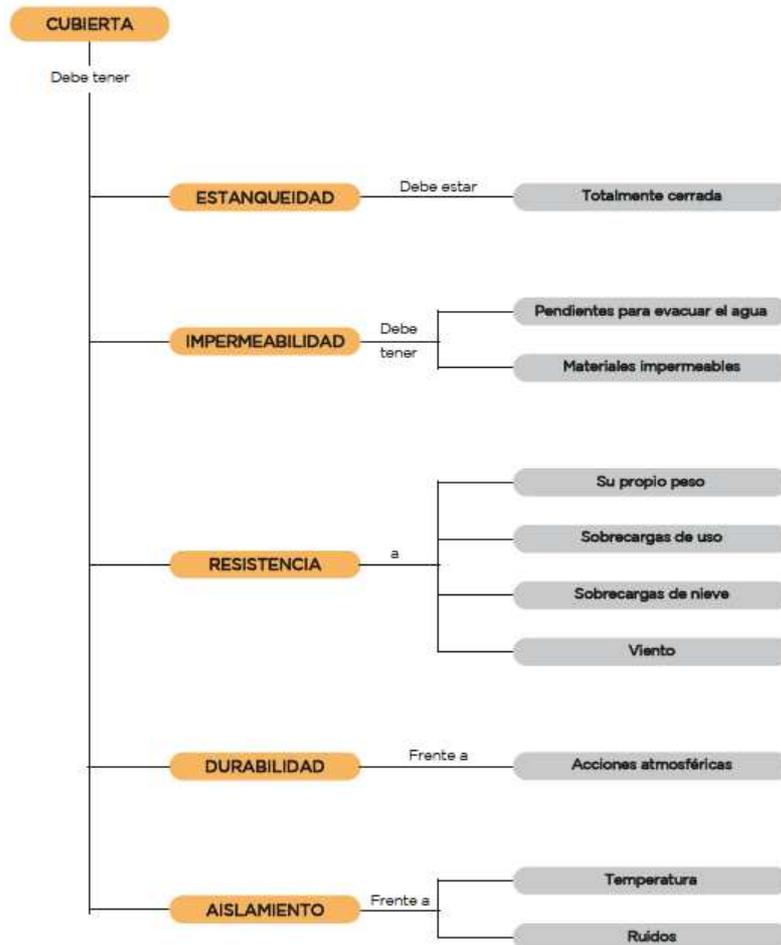


Fig. 2.27: Esquema de las propiedades que debe poseer una cubierta

La cubierta es un elemento constructivo que está sometido a unas condiciones ambientales muy adversas.

El hecho de recibir los cambios climáticos de una forma mucho más directa que otras partes del edificio (la incidencia del sol directamente, la acumulación de nieve sobre su superficie, etc.) provoca que la cubierta se vea sometida a un deterioro constante, lo que obliga a utilizar determinados materiales que protejan a sus partes más importantes, como son los que deben cumplir la misión de impermeabilización y de aislamiento.

En este sentido, además de que estos materiales sean de por sí duraderos y resistan adecuadamente la incidencia de los posibles cambios climáticos, en muchas ocasiones, se debe buscar soluciones complementarias que eviten que la acción directa del sol o la lluvia, o la succión del viento, o incluso los propios movimientos de la estructura del edificio puedan alterar las condiciones de estos materiales.

Cualquier material de cubierta debe resistir las deformaciones térmicas a que pudiera verse afectado, debido a los saltos térmicos producidos entre el día y la noche o en las diferentes estaciones climáticas.

No obstante lo anterior, en ocasiones lo que interesa es que la cubierta sea lo más ligera posible, por lo que no siempre es factible pensar en soluciones de protección de estos materiales de impermeabilización.

Por lo tanto, toda cubierta debe hacer compatible la ligereza con la durabilidad.

Los materiales de los que suele realizarse son:

- Planchas onduladas de fibro-cemento (Uralita): están cayendo en desuso por la sustitución de nuevos materiales metálicos, plásticos o mezcla de ambos que ofrecen mayor resistencia con poco peso.
- Planchas de acero galvanizado: tienen una sección transversal con varios tipos de onda: trapezoidal, acanalada, ondulada, etc.
- Planchas de aluminio: son las más duraderas, resistentes y ligeras; con gran variedad de secciones de onda y gran largo comercial.
- Placas traslúcidas: se usan para iluminar la nave. Están hechas de material plástico de gran resistencia
- Panel sándwich: usado cuando es necesario un nivel de aislamiento superior con el entorno.

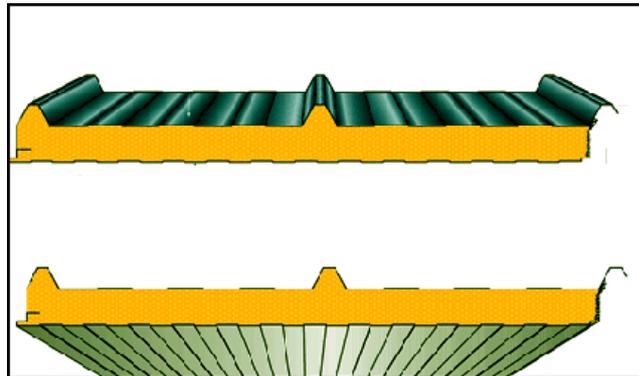


Fig. 2.28: Panel sándwich con relleno de fibra de vidrio y exterior metálico

2.2.6. Tirantes

Su función consiste en asegurar el arriostrado de la nave cuando está sometida a carga, proporcionando estabilidad. Se colocan en los recuadros del armazón formado por las barras de acero

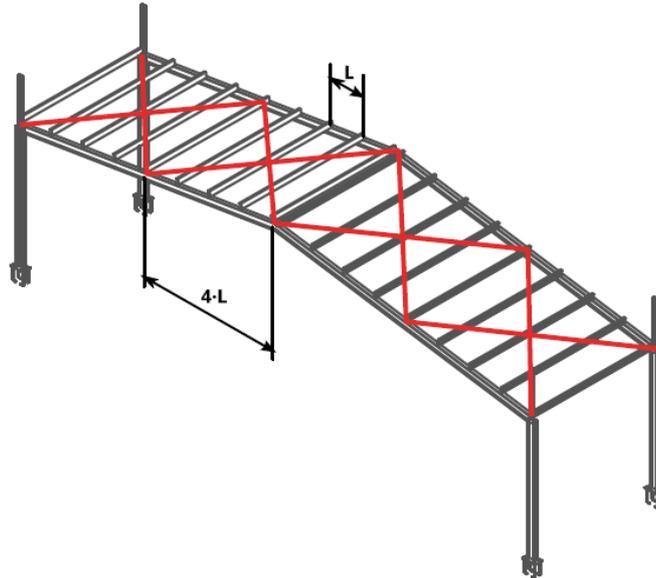


Fig. 2.29: Ejemplo de vano atirantado en los dinteles con una disposición doble de cruces de San Andrés

Una cualidad común entre todos los tipos de secciones que sirven para arriostrar es que sea fácil montarlos de forma articulada sobre las secciones de acero que componen la nave. Para realizar la articulación de los extremos, estos se aseguran mediante tornillos únicamente.

Hay varios tipos de elementos de arriostramiento, entre los que destacan:

- Perfiles UPN: Son los que ofrecen mayor rigidez en el arriostramiento

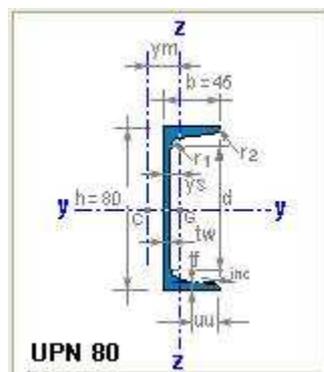


Fig. 2.30: Sección de perfil UPN

- Perfiles en L o en ángulo: muy comunes a la hora de arriostrar naves de tamaño medio

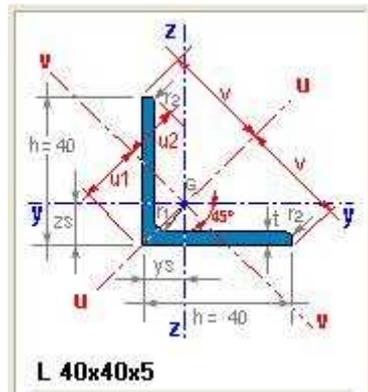


Fig. 2.31: Sección de perfil en L

- Cables: tienen la ventaja, respecto a los perfiles anteriores, de que solo trabajan a tracción, por lo que nunca existirá el riesgo de deformación por pandeo al ser flexibles

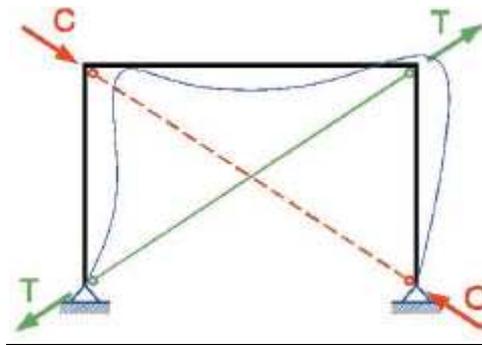


Fig. 2.32: Diagrama de las fuerzas que sufre un cable flexible cuando se le aplica una fuerza de tracción o compresión al vano donde está ubicado

2.2.7. Uniones

Las uniones aseguran el correcto ensamblaje de piezas para conferirles la rigidez y continuidad necesarias. Para la unión entre piezas metálicas de la estructura solamente se puede elegir entre dos opciones disponibles: realizar las uniones mediante elementos atornillados o realizar soldaduras para unir las piezas. Se están haciendo investigaciones en el campo de las uniones adhesivas mediante resinas, pero todavía no se ha logrado una rigidez en la unión comparable a las dos anteriores.

1. Uniones atornilladas

Este tipo de unión presenta las siguientes ventajas:

- Son uniones desmontables sin necesidad de destruir la unión
- El sistema es estándar e intercambiable
- Facilidad de montaje y desmontaje
- Permite la unión de piezas de diferentes materiales
- Si están bien diseñadas resisten bien las cargas de tracción, cortante, flexión, y torsión

Los tornillos se clasifican en calidades para definir su resistencia a fluencia y rotura

Clase	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)	240	300	480	640	900
Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Fig. 2.33: Propiedades mecánicas de los tornillos según su calidad

Para poder dimensionar una unión atornillada no basta solo con dimensionar el propio tornillo, sino que también hace falta dimensionar las disposiciones constructivas de estos para evitar que haya problemas.

Las disposiciones constructivas para el dimensionamiento de uniones son:

a) Disposiciones mínimas:

- $e_1 \geq 1.2 \cdot d_0$ (siendo d_0 el diámetro del agujero donde se instalará el tornillo, siendo usualmente 2mm mayor que el diámetro del propio tornillo)
- $p_1 \geq 2.2 \cdot d_0$
- $e_2 \geq 1.5 \cdot d_0$
- $p_2 \geq 3.0 \cdot d_0$

b) Disposiciones máximas:

- Para las distancias interiores: $e_1, e_2 \geq \min(40mm + 4t, 12t, 150mm)$
- Para la distancia hasta el borde de la pieza:

$$p_e \leq \min(14t, 200mm)$$

$$p_i \leq \min(28t, 400mm)$$

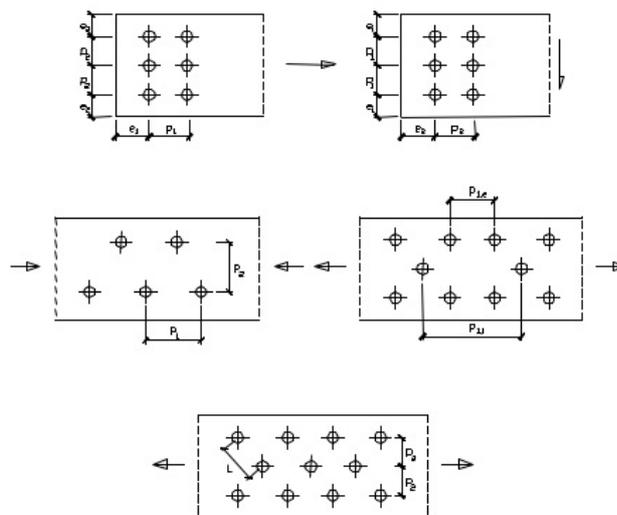


Fig. 2.34: Descripción de las disposiciones constructivas de las uniones atornilladas en función de la dirección de la sollicitación

En caso de no dimensionar correctamente la unión, puede incurrir en fallos que comprometan la unión

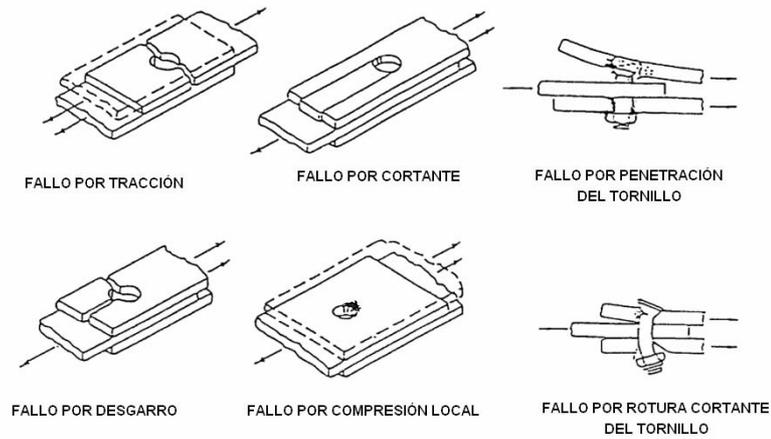


Fig. 2.35: Fallos frecuentes en uniones atornilladas

2. Uniones soldadas

La unión entre piezas por soldadura presenta las siguientes ventajas:

- El tiempo de preparación es menor que en el caso de las uniones atornilladas.
- Las uniones prácticamente no se deforman y son estancas.
- Las uniones son más sencillas y tiene mejor apariencia.

A pesar de todo esto, emplear soldaduras requiere de precauciones a la hora de su ejecución en obra; llevarlas a cabo exige personal cualificado, los encargados de realizar estos trabajos deben llevar protección y deben cuidarse las soldaduras a la intemperie sobre todo en tiempos inclementes; toda su ejecución requiere de control de calidad.

Existen varios tipos de soldaduras, de las que destacan dos:

- A. Soldadura a tope: presenta la ventaja de que el cordón de soldadura no necesita dimensionarse.

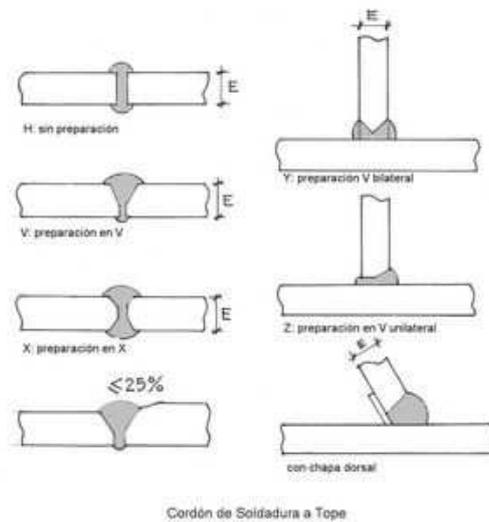


Fig. 2.36: Tipos de soldaduras "a tope"

- B. Soldadura en ángulo: Se realiza con cordón continuo de espesor de garganta G, siendo G la altura del máximo triángulo isósceles inscrito en la sección transversal de la soldadura (ver figura 2.37).

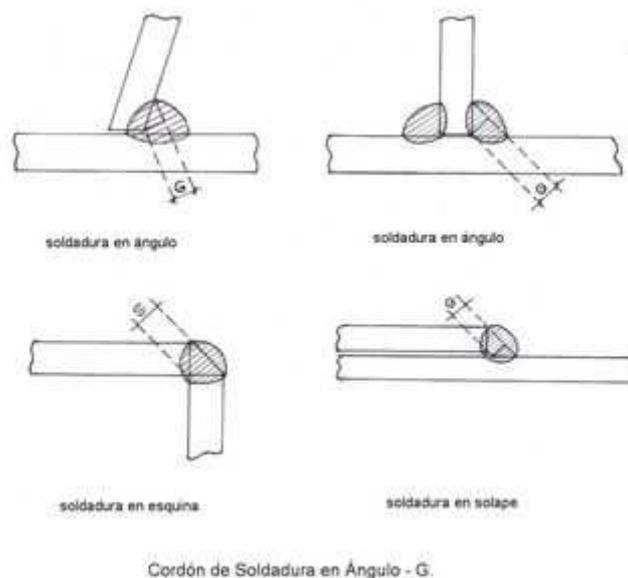


Fig. 2.37: Tipos de soldaduras en ángulo

Se deberá indicar en los planos del proyecto el tipo de soldadura y sus medidas (longitud y espesor de garganta G).

A la hora de dimensionar correctamente las uniones, sean de cualquier tipo, se deberá tener en cuenta los siguientes puntos:

- a) Las dimensiones necesarias para la definición de todos los elementos integrantes de la estructura.
- b) Las contraflechas de vigas, cuando se hayan previsto.
- c) La disposición de las uniones, inclusive todas las provisionales de armado, distinguiendo las dos clases de unión: de fuerza y de atado.
- d) El diámetro de los agujeros de tornillos, con indicación de la forma de mecanizado.
- e) Las clases y diámetros de los tornillos empleados.
- f) La forma y dimensiones de las uniones soldadas, la preparación de los bordes, el procedimiento, métodos usados en cada caso y posiciones de soldeo, los materiales de aportación y el orden de ejecución.
- g) Las indicaciones sobre mecanizado o tratamiento de los elementos que lo precisen.
- h) Todo plano de taller debe indicar tipo de perfiles, clases de aceros usados, los pesos y marcas de cada uno de los elementos de la estructura representados en él.

2.2.8. Zapatas

Una zapata es un tipo de cimentación superficial, que puede ser empleada en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencias a compresión medias o altas. Consisten en un ancho prisma de hormigón situado bajo los pilares de la estructura. Su función es transmitir al terreno las tensiones a que está sometida el resto de la estructura y anclarla.

Cuando no es posible emplear zapatas debido a la baja resistencia a compresión del terreno debe recurrirse a cimentación por pilotaje o losas de cimentación.

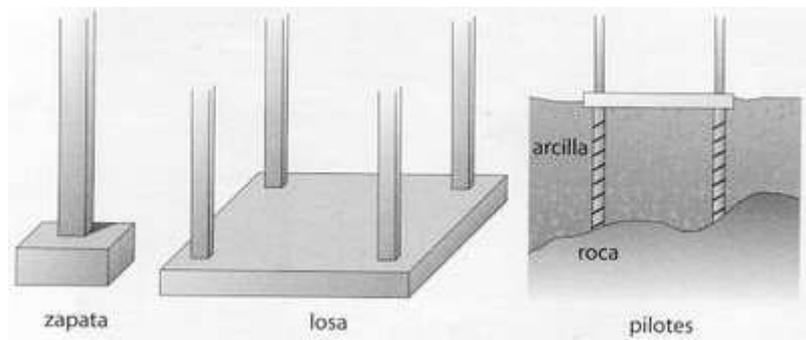


Fig. 2.38: Ejemplo de las distintas formas de cimentación

Normalmente, las zapatas están realizadas en hormigón, incrustándose dentro de este una serie de barras metálicas (llamadas comúnmente ferrallas) para la correcta unión entre la estructura metálica y el soporte.

La dosificación clásica para el hormigón necesario para la cimentación, teniendo en cuenta la composición granulométrica corriente de los áridos redondeados de río, es la siguiente:

- Grava: 800 a 900 litros
- Arena: 400 a 500 litros
- Cemento: 300 a 350 Kg.
- Agua: 200 litros

En el presente proyecto se ha usado el hormigón únicamente para la fabricación de las zapatas, que servirán como unión entre el terreno y la estructura metálica, teniendo una doble función:

- Por un lado, aportará rigidez a la estructura, al estar los extremos empotrados sobre el terreno.
- Por otro, aguantará el peso total del conjunto de barras de acero que conforman la nave, dando lugar a una serie de acciones sobre terreno que tendrán que ser tenidas en cuenta para el correcto dimensionado de los soportes.

Podemos encontrar distintos tipos de zapatas para la cimentación de construcciones (Ralph B. Peck, 2007), según el tipo de clasificación:

A.-Por su forma de trabajo:

- a) Aisladas: si soportan un solo pilar.
- b) Combinadas: si soportan dos o más pilares, en número reducido. Se emplean en medianerías para evitar la carga excéntrica sobre la última zapata, o cuando dos pilares están muy próximos entre sí, o, en general, para aumentar la superficie de carga o reducir asientos diferenciales.
- c) Continuas o corridas bajo pilares: para soportar varios pilares alineados; se emplean en circunstancias parecidas a las zapatas combinadas.
- d) Continuas o corridas bajo muros: para soportar muros.
- e) De medianería o esquina: cuando se descentra soporte, suelen ir unidas mediante vigas riostra con el fin de mejorar la estabilidad del elemento de cimentación.
- f) Arriostradas: cuando varias zapatas se unen por medio de vigas riostras, para dar mayor rigidez al conjunto, en suelos mediocres, o cuando existen acciones horizontales.

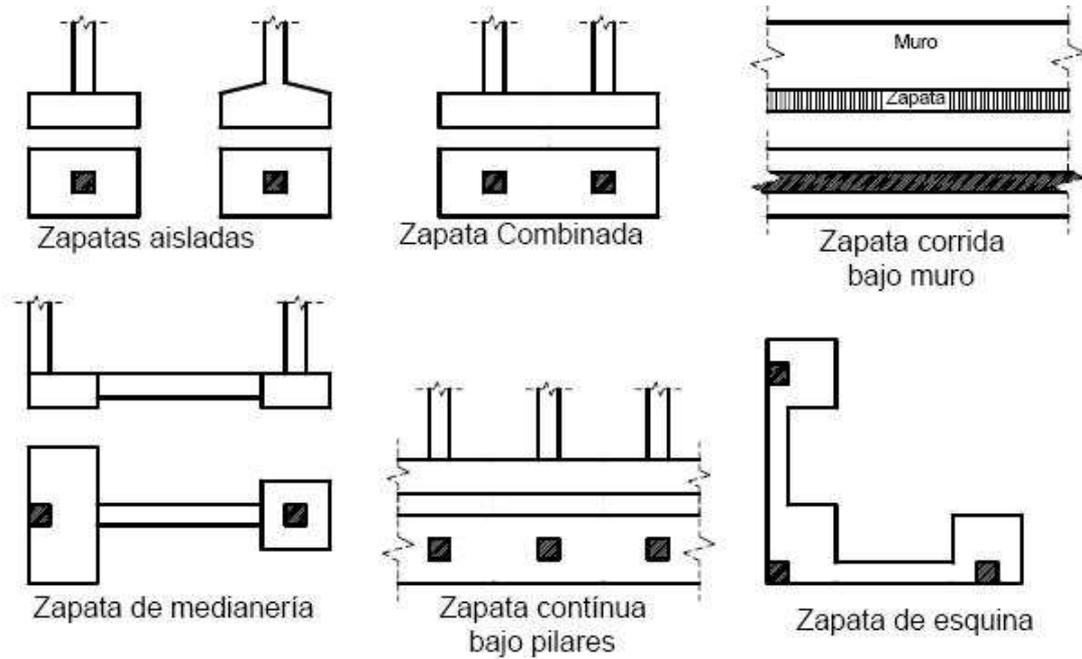


Fig. 2.39: Tipos de zapatas según su forma de trabajo

B.- Por la relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo)

- Rígidas: Relación vuelo/canto menor que 2.
- Flexibles: Relación vuelo/canto mayor de 2.

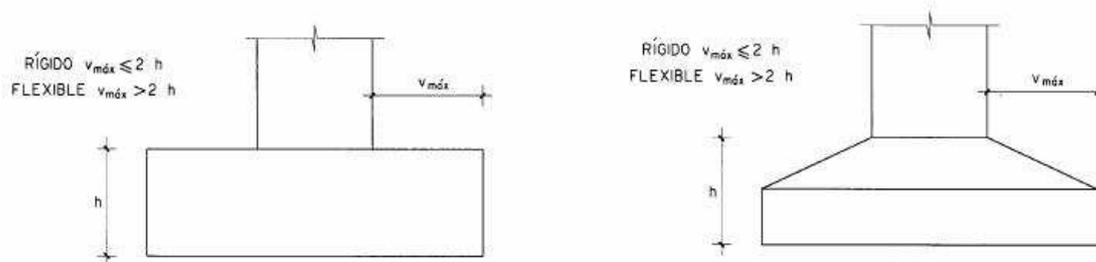


Fig. 2.40: Tipos de zapatas según sus dimensiones

En el cálculo y selección de las zapatas, se ha puesto especial cuidado en comprobar que no se sobrepasan los siguientes ELU:

- ELU de estabilidad: vuelco y deslizamiento.
- ELU de hundimiento en el terreno.
- ELU de agotamiento por flexión mecánica.
- ELU de punzonamiento.

3. REQUISITOS DE DISEÑO

Los requisitos necesarios para el diseño de la nave han sido claros y concisos. A partir de estos, se ha llevado a cabo el dimensionamiento así como la distribución de elementos para que en su conjunto formen una estructura resistente que cumpla con los requerimientos en cuanto a tamaño y resistencia a los que estará sometida durante su uso.

Estos requerimientos se agrupan en los puntos:

3.1. USO DE LA NAVE

La nave servirá para la fabricación de las palas de los aerogeneradores. Esto implica que dentro de ella tendrá lugar no solo la producción de los elementos necesarios, sino la manipulación de ellos.



Fig. 3.1: Vista interior de una nave dedicada a la fabricación de palas de aerogeneradores

No servirá como almacén de piezas, pues una vez fabricadas serán llevadas directamente al cliente o almacenadas a la intemperie para su curado por los elementos ambientales. Esto hace que no se haya tenido que sobredimensionar las cotas la nave para otro fin que no sea el productivo.



Fig. 3.2: Vista de palas ya fabricadas donde se puede comprobar la longitud y esbeltez de estas

3.2. SITUACIÓN DE LA NAVE

Debido a que el uso principal de estas palas es la constitución de hélices para aerogeneradores marítimos, la situación del solar donde se ha llevado a cabo la construcción de la nave ha sido una zona cercana a la costa. Esto aporta una doble ventaja:

- Por un lado, el transporte hasta el lugar final de ubicación de los aerogeneradores será más breve y con menor coste.
- Por otro, al estar cerca de un puerto, las palas pueden ser cargadas en barcos mercantes con mayor rapidez para su envío a clientes en el extranjero.

Por ello, se ha elegido como localización idónea la ciudad de A Coruña, cercana a la costa atlántica, donde hay gran profusión en el uso de aerogeneradores marítimos debido a sus fuertes vientos.

Al tener que estar ubicada en zona industrial, se ha elegido el polígono industrial de Pocomaco para la construcción de la nave.



Fig. 3.3: Plano general de situación

Los servicios con los que cuenta el complejo industrial son:

- Acceso a Carreteras.
- Acceso a Redes Ferroviarias.
- Acceso a Agua Potable.
- Alumbrado Público.
- Electricidad.
- Existencia de Depuradoras en el Polígono.
- Red de Alcantarillado.
- Teléfono.
- Zonas verdes, Otros servicios comunes.

La edificación objeto del proyecto se pretende construir en un suelo calificado por las normas urbanísticas del municipio de A Coruña como suelo industrial.

El uso al que se va a destinar la nave es industrial, encontrándose dentro de las condiciones particulares de uso establecidas para este tipo de suelo según el Plan General de Ordenación Urbana de A Coruña

- Altura máxima de fachada [m]: 12.
- Coeficiente de edificabilidad [m²/m²]: 0,7.
- Separación mínima a alineación oficial [m]: 8.
- Separación mínima a linderos [m]: 5.
- Pendiente máxima del gálibo: 45°.

Para cumplir con estos requerimientos se ha elegido la parcela C10, que consta de un solar de 2448 m².

3.3. TAMAÑO DE LA NAVE

Los requerimientos de dimensionamiento son explícitos: la nave que se ha proyectado tiene una geometría rectangular con unas dimensiones de 15 m de luz y 80 m de largo. La altura mínima es de 8 metros.

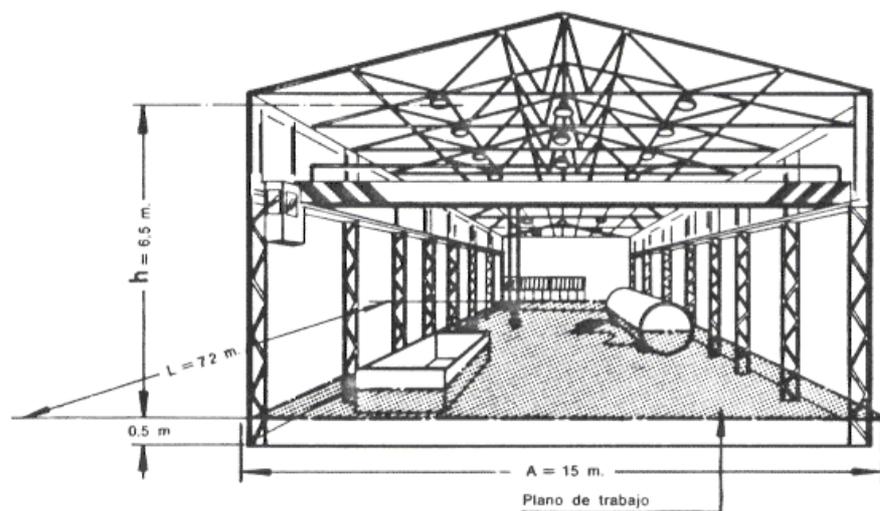


Fig. 3.4: Longitudes características de la nave

3.4. DISTRIBUCIÓN INTERNA

Para no entorpecer los trabajos de fabricación y manipulación, se ha establecido que el interior de la nave debía ser completamente diáfano (sin pilares intermedios), permitiendo así un aprovechamiento óptimo de la superficie construida.



Fig. 3.5: Ejemplo de distribución interior diáfana

3.5. CERRAMIENTOS

La nave está completamente cerrada (tanto en el plano horizontal como vertical) para proteger el interior de las inclemencias del tiempo y de posibles hurtos. Para tal fin, se ha elegido una cubierta de panel sándwich y cerramientos laterales mediante placas de hormigón prefabricado

Para la circulación de material entre el interior y exterior de la nave se ha dispuesto una puerta lo suficientemente grande como para que no interfiera en estas operaciones. Se ha elegido una puerta metálica articulada de 8 metros de ancho por 5 de alto para tal cometido. Su colocación ha sido en el centro del muro piñón frontal.



Fig. 3.6: Puerta metálica en el exterior de la nave

3.6. PRECIO

Se ha buscado reducir los costes al máximo, por lo que se ha tenido en cuenta la cantidad de material a usarse. Debido a que la estructura es completamente metálica, los cerramientos no tienen función estructural ninguna, por lo que para obtener ventajas en costes se ha necesitado dimensionar correctamente las secciones de las barras metálicas utilizadas.

Debe tenerse en cuenta que, al igual que el dinero, el tiempo es un bien escaso en el ámbito industrial por lo que se ha tratado de desarrollar la obra en el espacio más breve de tiempo y de la forma más eficiente.

También se ha tenido presente la complejidad de construcción de los elementos industriales para reducir la mano de obra necesaria y la cualificación de esta, enmarcándose esta cualidad dentro de la ventaja de costes indirectos asociados.

4. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

4.1. DISEÑOS ESTUDIADOS

A la hora de proyectar la nave industrial, se ha podido optar por distintos tipos de pórticos, lo cual dará lugar a la elección de unos determinados perfiles para la construcción final.

Ya que una de las premisas con las que se ha partido es la de costes ajustados, se ha buscado una solución que permitiese reducir la cantidad de metal utilizado y el tiempo de construcción.

Por ello, se han hecho una serie de análisis mediante los cuales se comprueba la validez del diseño así como la cantidad de material empleado.

Las opciones con las que se ha contado han sido las siguientes:

- Pórticos rígidos debidos a su sencillez de construcción y estandarización de esta.
- Los mismos pórticos rígidos con la introducción de cartelas para intentar disminuir la sección de los dinteles del pórtico rígido anteriormente descrito.
- Pórticos con cercha para observar si mediante esta solución, que en principio cuenta con mayor numero de barras, puede reducirse la sección de estas hasta llegar a un peso total en acero menor que las dos soluciones anteriores para que sea una solución válida.

En cuanto al resto de elementos constructivos, poco se puede innovar para logra una ventaja en el uso de material, por lo que se han usado del mismo tipo para las tres hipótesis constructivas. De esta manera se ha podido observar de forma más objetiva y en igualdad de condiciones que tipo de pórtico ofrece mayores ventajas.

4.2. PROGRAMA DE CÁLCULO EMPLEADO

Para el cálculo de estructuras metálicas, el calculista tiene una gran ayuda en las herramientas de control computerizado, tales como los programas CAD-CAM. Mediante estos, puede diseñar y dimensionar la obra con un margen de error muy pequeño, cumpliendo siempre con las estrictas medidas de seguridad que determina la normativa. Algunas herramientas de cálculo utilizadas para este fin son:

- ADINA
- Architrave
- IES
- PROKON
- TEKLA Estructures
- Costruoft
- CYPECAD

Para la realización del presente proyecto se ha usado este último programa, que incorpora dos módulos que serán de gran utilidad para el cálculo de la estructura metálica y cimentación de la nave industrial que es objeto de estudio:

- Generador de pórticos: permite la creación de pórticos con las especificaciones requeridas, teniendo distintas opciones respecto al tipo de dintel a utilizar, clasificándose principalmente en dos tipos:
 - Pórtico rígido: dintel formado por perfiles metálicos convencionales, con uniones en la cumbrera, y entre los pilares y dintel (aleros).
 - Pórtico con cercha: dintel formado por conjunto de barras, articuladas o reticuladas, que confieren mayor rigidez estructural a esta parte de la estructura a costa de mayor cantidad de material y, por tanto, mayor coste. Es posible seleccionar distintos tipos de cercha en función de nuestras preferencias o requerimientos.

También permite describir el tipo de acciones que habrá sobre la estructura, tales como nieve y viento dependiendo de la ubicación y entorno en el que esté la estructura.

Por supuesto, para el correcto dimensionado posterior del pórtico diseñado, permite la introducción de cargas sobre los pórticos, tales como cerramientos, correas (las cuales también permite dimensionarlas y ubicarlas) y sobrecargas, además de muros entre los pórticos introducidos.

- Nuevo Metal 3D: quizás sea la aplicación más atractiva del paquete CYPECAD por su gran potencia de cálculo a la hora de llevar a cabo el correcto dimensionamiento de la estructura. Se ayuda del Generador de Pórticos para introducirlos correctamente y poder trabajar sobre ellos, pero sus funciones van mucho más allá. Entre ellas, las más notables son:
 - Dimensionado de las barras que componen la estructura para lograr un correcto equilibrio entre resistencia y ahorro de material (y por tanto, cargas adicionales en la estructura y costes) teniendo en cuenta las distintas hipótesis de carga
 - Elección y dimensionado de las uniones, teniendo en cuenta diferentes criterios tales como tipo de uniones (soldadas o atornilladas), disposición de barras, esfuerzos a los que se ven sometidos y acciones sobre el conjunto de la estructura dependiendo de las hipótesis aplicadas
 - Generación de distintas hipótesis de cargas y aplicación de todas ellas hasta lograr la más desfavorable
 - Dimensionado de la cimentación sobre la que descansará la estructura introducida. Este módulo está regido por la normativa DB-SE-C del CTE

Otra razón por la que se ha elegido CYPECAD para la realización del proyecto ha sido por su licencia After Hour, que permite la utilización del programa dentro de unos límites horarios sin ningún tipo de restricción en los cálculos.

Huelga decir que CYPECAD cumple con todos los requisitos para el cumplimiento estricto de la normativa vigente respecto a edificación reflejada en el Código Técnico de la Edificación.

4.3. NORMAS APLICADAS

Las normas vigentes que se han aplicado en el proceso de diseño son:

- Aceros laminados, armados y conformados: CTE DB-SE-A
- Hormigón: EHE 08
- Cimentación: CTE DB-SE-C
- Acciones: CTE DB-SE-AE
- Flechas y desplomes: CTE DB-SE

4.4. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

- a. Los pórticos son simétricos a dos aguas con una luz constante de 15 metros para todos ellos. Se ha elegido este tipo de pórtico por la sencillez de construcción y porque ninguno de los requerimientos exige que deba ser de otro tipo especial.
- b. Se disponen 17 pórticos a una distancia constante de 5 metros entre cada uno de ellos. Se ha elegido esta separación entre pórticos por considerarse idónea (Robert Nonnast, 2007) a la hora de repartir los esfuerzos.
- c. Para cumplir con las disposiciones constructivas y las normas urbanísticas, la altura del alero es de 8 metros, mientras que en la cumbrera se llega a los 9.5 metros. Esto proporciona una pendiente del 20% hacia ambos lados del pórtico.
- d. Los apoyos son empotrados para seguir con la tónica general en las construcciones industriales, en las que generalmente se utilizan apoyos de este tipo para conferir mayor rigidez de la estructura aún a costa de sobredimensionar estas fijaciones.

4.5. DESCRIPCIÓN DE BARRAS

- a. Todas las barras fabricadas por laminación son de acero S275, mientras que las conformadas son de tipo S235

Tabla 4.1 Características mecánicas mínimas de los aceros UNE EN 10025

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy °C
	Tensión de límite elástico f_y (N/mm ²)			Tensión de rotura f_u (N/mm ²)	
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63	3 ≤ t ≤ 100	
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 ⁽¹⁾
S450J0	450	430	410	550	0

⁽¹⁾ Se le exige una energía mínima de 40J.

Fig 4.1: Tabla con las características mecánicas de los aceros según su designación

Las características comunes para todos los aceros son:

- Módulo de Elasticidad : $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de Rigidez: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} (^\circ\text{C})^{-1}$
- Densidad: $\rho = 7.850 \text{ Kg/m}^3$

- b. El soporte de la cubierta se ha realizado mediante perfiles conformados en frío de acero S235 en forma de Z de la clase F dispuestos a una distancia constante entre ellos de 1.5 metros. Se ha elegido este tipo de sección debido a sus buenas propiedades de resistencia a flexión y bajo peso.
- c. Todos los pilares, incluidos los pilarillos de los pórticos hastiales, son del tipo HEB, elegidos por sus buenas propiedades en condiciones de compresión.
- d. Las vigas que constituyen los dinteles son del tipo IPE con sección constante, elegidos por sus buenas propiedades en condiciones de flexión.

- e. Se han dispuesto una serie de vigas para arriostrar horizontalmente la cabeza de los pilares. Estas van articuladas al alma de los pilares mediante tornillos para evitar la transmisión de momentos. Son del tipo IPE.

Se usan estas barras para arriostrar la estructura debido a que las correas elegidas para la cubierta son conformadas en forma de Z, lo cual no asegura unas buenas propiedades de resistencia a esfuerzos axiales como para servir de arriostramiento a toda la estructura.

- f. Se han dispuesto dos pilarillos en posición perpendicular al suelo bajo cada pórtico hastial, situados cada uno a una distancia de 3.5 metros de los pilares. Al igual que los pilares, han sido empotrados al suelo. Su unión con los dinteles es articulada para evitar la transmisión de momentos entre ellos. Sus funciones son:
 - i. Soportar el peso del dintel para reducir el momento aplicado en las uniones y conferir a los pórticos hastiales un aporte adicional de rigidez.
 - ii. Servir como apoyo a las vigas longitudinales que se colocan en mitad de los dinteles para definir los recuadros de arriostramiento entre el alero y el pilarillo.
- g. Con el fin de formar los recuadros de arriostramiento donde se introducen las cruces de San Andrés, se han dispuesto vigas longitudinales en los vanos que sean necesarios aplicar dichas cruces de arriostramiento.

Se ha tenido especial cuidado a la altura de la cumbrera, donde la unión entre las dos vigas que forman los dinteles y la unión de una viga perpendicular a ellos puede interferir. Es por ello que se han colocado dos barras situadas a 0.2 metros de la cumbrera, facilitando así las uniones de los elementos involucrados.

- h. Los cables de arriostramiento se situaron en los vanos extremos (números 1 y 16) y en dos intermedios (vanos 8 y 9). Estos arriostramientos se realizan mediante redondos de acero anclados a los perfiles que conforman la estructura. Se ha escogido este tipo de barras debido a que solo trabajan a esfuerzos de tracción y no sufren pandeo si están sometidas a compresión.

i. Coeficientes de pandeo aplicados en las barras

A. Pilares y pilarillos:

- i. Eje débil: se ha aplicado un coeficiente de pandeo de 0.7, correspondiente a viga empotrada-apoyada debido a su comportamiento como tal, ya que su apoyo en el suelo es empotrado, y su comportamiento a la altura del alero es apoyado al permitir una mínima rotación.
- ii. Eje fuerte: el coeficiente de pandeo es 0 debido al arriostre creado por el muro de cerramiento que impide cualquier tipo de pandeo en esta dirección.

B. Dinteles:

- i. Eje débil: debido al arriostamiento por las correas, el coeficiente de pandeo en este eje se establecerá como 0,2 (Antonio Manuel Reyes Rodríguez, 2008).
- ii. Eje fuerte: se toma como viga biempotrada en sus extremos con el alero y la unión de cumbrera, por lo que se usa un coeficiente de pandeo de 1.

C. Vigas de arriostamiento longitudinal:

- i. Eje débil: en este eje se considera que no existe pandeo al estar arriostradas por el muro del cerramiento, por lo que el coeficiente de pandeo es 0.
- ii. Eje fuerte: se consideran empotradas en sus uniones con los pilares, por lo que el coeficiente de pandeo en este eje será 1.

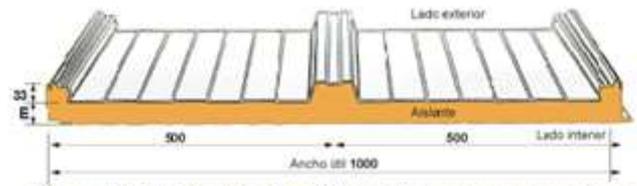
D. Pandeo lateral de barras: se considera arriostrado el pandeo lateral de todas las barras (Antonio Manuel Reyes Rodríguez, 2008).

4.6. DESCRIPCIÓN DE CERRAMIENTOS

- a. La cubierta se ha realizado con paneles sándwich formados por dos placas de acero nervado y prelacado al exterior y un interior de espuma poliuretánica con alta capacidad de aislamiento térmico, apoyada sobre las correas metálicas que a su vez descansan en la estructura resistente principal de la nave. Se dispone de juntas estancas entre los paneles para evitar la filtración de agua al interior.

Las ventajas de usar esta solución son:

- Sencillez en su instalación, seguridad, ligereza ya que no supone una carga excesiva en la estructura.
- Ahorro en el consumo de energía.
- Funcionalidad y estética, debido a que aúna las funciones de acabado decorativo y unas excelentes prestaciones de aislamiento térmico
- Aprovechamiento bajo cubierta inclinada.



PANEL METÁLICO AUTOPORTANTE CON FIJACIÓN OCULTA, indicado para cubierta inclinada con pendiente mínima del 2% (faldones sin solape) y 0% (faldones con solape). Tornillería oculta. Tapajuntas incluída.

Detalle de la unión

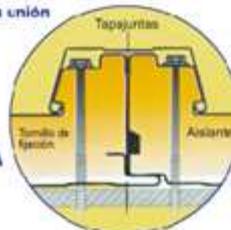


Tabla Panel

stock	
Espeor:	30 mm
Ancho de panel:	1000 mm
Longitud de panel:	3000 - 4000 - 5000 - 6000 - 8000 mm
Aislante:	PIR - 40 Kg/m ³
Peso:	8,48 Kg/m ²

Tabla de Cargas

E mm	K		Peso Panel kg/m ²	Espesor mm	Cargas (kN/m ²)									
	K ₁	K ₂			30	80	100	120	150					
30	0,52	0,60	8,48	14	3,90	3,36	2,95	2,50	2,20	3,60	3,00	2,60	2,25	1,90

Disponibilidad:

stock		bajo pedido	
color	exterior: blanco pinnes / interior: blanco pinnes	exterior: rojo teja / interior: blanco pinnes	
espeor	30 mm	40 - 50 - 60 mm	
medidas	3000 - 4000 - 5000 - 6000 - 8000 mm	Cualquier medida (max. 13m.)	
aislante		PIR - 40 Kg/m ³ (M1)	

Fig 4.2: Ficha técnica del cerramiento de cubierta a utilizar

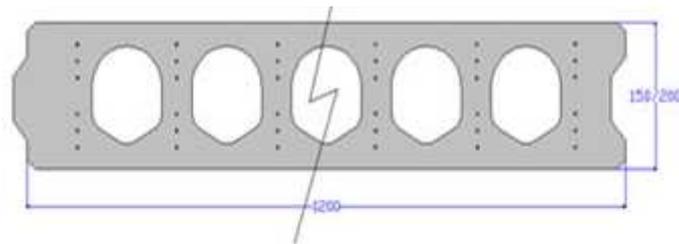
Los paneles sándwich son de 30 mm de espesor con un peso de 0.1 KN/m^2 .

Estos no tienen sobrecarga ninguna, ya que no son accesibles para mantenimiento por su acusada inclinación.

- b. Los cerramientos laterales se han realizado completamente mediante paneles de hormigón prefabricado, llegando en los laterales hasta el alero y en los muros piñón hasta la cumbrera.

Las razones por las cuales se ha elegido este tipo de cerramiento lateral son:

- Mejor aislamiento acústico y térmico.
- Menor tiempo de ejecución y mano de obra.
- Mayor velocidad de transporte a la obra y montaje, lo que conlleva ahorro en costes de personal.



	PESO (KN/m)	MEDIDAS (mm)
CANTO 15 AUTORIZACIÓN DE USO 8476-07	2.78	1200x 150
CANTO 20 AUTORIZACIÓN DE USO 8477-07	3.6	1200 x 200

Fig 4.3: Medidas y pesos del cerramiento lateral mediante hormigón

El canto usado ha sido de 200mm para no interferir con las uniones de los tirantes en los pilares en las que estas están unidas.

- c. Se ha colocado una puerta metálica basculante de 40m^2 de superficie (con un ancho $A=8$ metros y una altura $H=5$ metros) sobre el muro piñón frontal. Esta puerta consta como que no está continuamente abierta para el cálculo en los efectos eólicos. Con el fin de asegurar el marco de la puerta frente a posibles desplazamientos de los pilarillos entre los que se sitúa, se ha dispuesto una viga en situación horizontal a una altura de 5 metros.

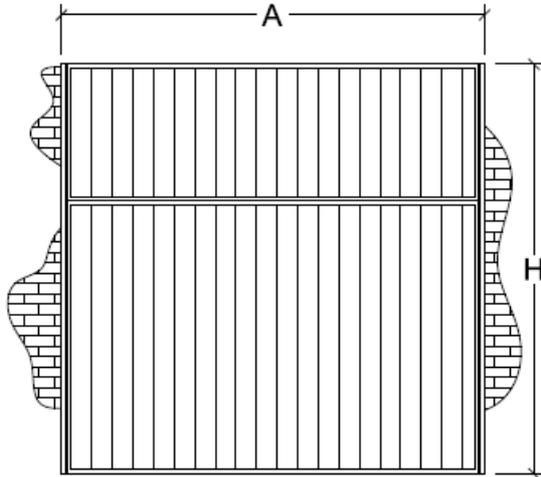


Fig. 1- Detalle de alzado de puerta industrial basculante

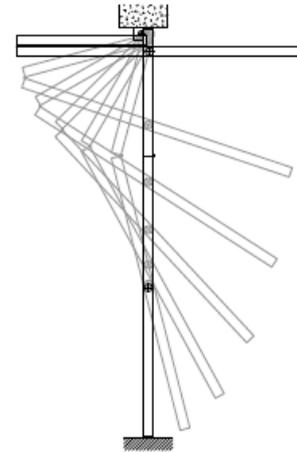


Fig. 2- Detalle de apertura de puerta industrial basculante.

Fig 4.4: Puerta metálica que se situará en el muro piñón

Se ha tenido especial cuidado a la hora de dimensionar la viga que se coloca en la parte superior de la puerta para su anclaje. Esta viga tiene que soportar el cerramiento de hormigón prefabricado que hay sobre ella.

Teniendo en cuenta que la altura desde esta viga hasta la cumbrera es de 4.5 metros, y hasta el eje longitudinal del alero de 3 metros, la altura media que hay sobre ella de cerramiento es de 3.75 metros.

Ya que el cerramiento viene servido en paneles de hormigón de 1 metro de alto y que el peso de este es de 2.78 KN/m , el peso total del cerramiento sobre la barra sería de 10.43 KN/m .

Tras observar este resultado, se desistió de usar la viga para soportar el cerramiento de hormigón sobre ella, ya que hubiese dado lugar a un importante sobredimensionamiento de la viga en sí y los pilarillos que la sujetan, por no hablar de las uniones con estos que difícilmente pudieran resistir si no es con la inclusión de refuerzos mediante cartelas, que hubiesen interferido con el marco de la puerta.

Por ello, finalmente se elige un cerramiento para esta zona mediante el mismo panel sándwich de la cubierta, sujeto a los pilarillos con correas ZF 160x2.

4.7. DESCRIPCIÓN DE CARGAS

- a. El límite de flecha máxima usada para todos los elementos, tal como describe el CTE en DB-SE, ha sido de L/300 (flecha máxima para resto de casos, según el documento).

También se ha tenido en consideración esta flecha para los desplazamientos horizontales (desplomes).

- b. Expresiones para calcular la combinación de acciones:

- i. Usando coeficientes de combinación, para ELU

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Qj} \Psi_{p1} Q_{K1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{Ki}$$

- ii. Sin usar coeficientes de combinación, para ELS

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{Ki}$$

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	0.800	1.350	-	-
Viento (Q)	0.000	1.500	1.000	0.600
Nieve (Q)	0.000	1.500	1.000	0.500

Fig 4.5: Tabla de coeficientes de seguridad y combinación

c. Cargas de viento.

Según el CTE DB-SE-AE, Anejo D, las acciones de viento corresponden a la zona C, con una velocidad básica del viento de 29 m/s:

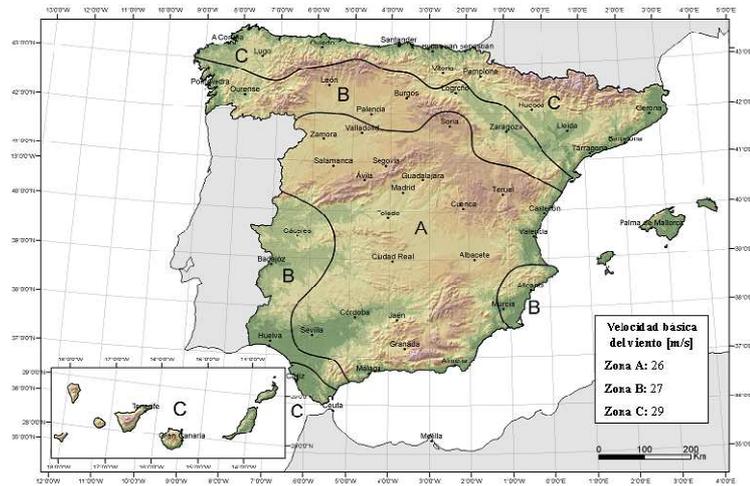


Fig 4.6: Gráfico de las zonas eólicas en España

El grado de aspereza con el entorno es del tipo IV, correspondiente a una zona industrial

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

Fig 4.7: Grados de aspereza del entorno según la ubicación

La exposición al viento es normal, sin elementos externos de protección frente a este

La acción del viento se ha individualizado en cada elemento de superficie exterior al ser una construcción diáfana.

Al tener aberturas, debido a la puerta situado en el muro piñón, además de las presiones exteriores se han tenido en cuenta las presiones interiores.

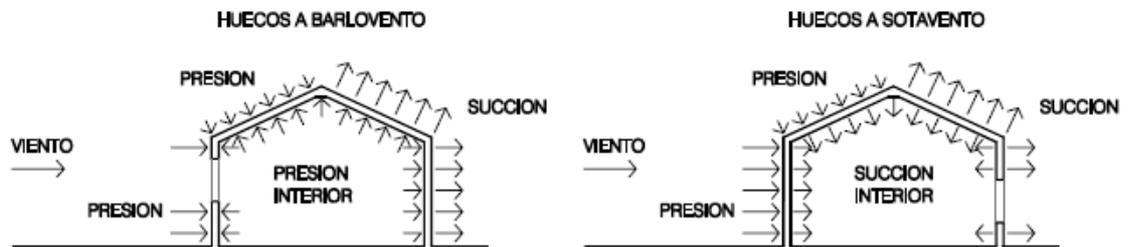


Fig 4.8: Muestra de los efectos del viento en función de su dirección

d. Cargas de nieve.

La zona climática donde se encuentra situada la nave corresponde con la zona 1 de clima invernal. La altura media del término municipal de A Coruña es de 5 metros.



Fig 4.9: Gráfico de las zonas climáticas en España

La sobrecarga de nieve, dependiendo de la zona en la que se encontrase la nave, es la correspondiente a la siguiente tabla:

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

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	-	-	-	-	-

Fig 4.10: Tabla de sobrecargas de nieve según la altura a la que se construya

Estos valores son los correspondientes para un terreno horizontal. Debido a que la nave tiene una inclinación de cubierta de 11.31º, para calcular la carga de nieve sobre esta se ha recurrido a la expresión:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

Donde μ es el coeficiente de forma. Este es igual a 1 para cubiertas de menos de 30º de inclinación, que es el caso que nos ocupa.

Operando con estos valores, se ha obtenido una sobrecarga de nieve sobre la cubierta en proyección horizontal de 0.3 KN / m^2 .

La cubierta no cuenta con ningún tipo de resalto que origine la acumulación de nieve sobre esta.

- e. Hipótesis de carga: debido a que las dimensiones y aberturas de la nave para todas sus diseños son iguales (solo se diferencia en la disposición del dintel), las cargas que debe soportar la estructura son del mismo tipo y magnitud, siendo estas:

i. Peso propio

G Carga permanente

ii. Cargas de viento

- V(0°) H1 Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior
V(0°) H2 Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con succión interior
V(0°) H3 Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior
V(0°) H4 Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con succión interior
V(90°) H1 Viento a 90°, presión exterior tipo 1 con presión interior
V(90°) H2 Viento a 90°, presión exterior tipo 1 con succión interior
V(180°) H1 Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior
V(180°) H2 Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior
V(180°) H3 Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior
V(180°) H4 Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior
V(270°) H1 Viento a 270°, presión exterior tipo 1 con presión interior
V(270°) H2 Viento a 270°, presión exterior tipo 1 con presión interior

iii. Cargas de nieve

- N(EI) Nieve (estado inicial)
N(R) 1 Nieve (redistribución) 1
N(R) 2 Nieve (redistribución) 2

4.8. DESCRIPCIÓN DE CIMENTACIÓN

La cimentación se ha realizado mediante zapatas cuadradas de hormigón armado, cuyas características son:

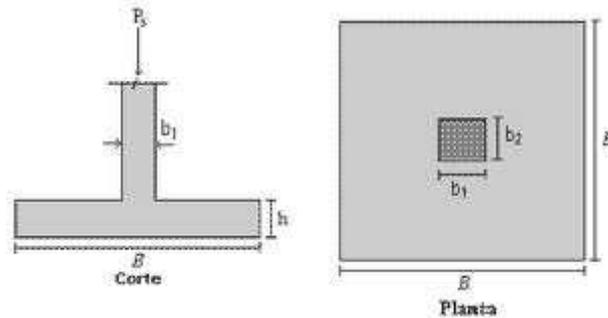


Fig 4.11: Dimensiones representativas de las zapatas

- E. Acero para zapatas, encepados y vigas de atado: B400 S con control de ejecución normal $Y_s=1.1$.
- F. Hormigón tipo HA-25/P/30/IIa, con control normal $Y_c=1.5$. El tamaño máximo del árido es de 30 mm.
- G. Se incluye una viga de atado para unir las zapatas y evitar desplazamientos relativo entre estas
- H. Las zapatas han sido agrupadas en tres tipos de dimensiones iguales
 - i. Zapatas para pilares intermedios
 - ii. Zapatas para pilares hastiales
 - iii. Zapatas para pilarillos

El terreno soporta acciones persistentes de hasta 0.2 MPa y accidentales o transitorias de hasta 0.3 MPa

Para evitar problemas de hundimiento de las zapatas, se ha impuesto un canto mínimo de 30 cm a estas (Ralph B. Peck, 2007)

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Viento (Q)	0.000	1.500	1.000	0.600
Nieve (Q)	0.000	1.500	1.000	0.500

Fig 4.12: Coeficientes de mayoración para el hormigón

Estos coeficientes se aplican en las siguientes expresiones:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Qj} \Psi_{p1} Q_{K1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{Ki} \quad \text{para los ELU}$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{Ki} \quad \text{para los ELS}$$

4.9. SIMPLIFICACIONES DE CÁLCULO

- No se ha llevado a cabo análisis de resistencia al fuego.
- No se ha considerado necesario el cálculo de la acción sísmica en los cálculos debido a la que la nave está situada en una zona con riesgo sísmico muy bajo.

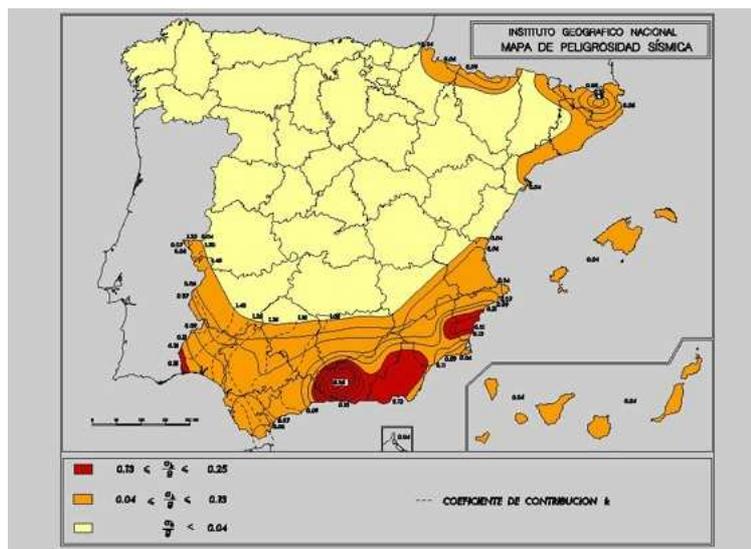


Fig 4.13: Gráfico zonas sísmicas

- c. No se han dispuesto juntas de dilatación entre los elementos de la nave, ya que ningún elemento continuo de la nave tiene la suficiente longitud como para que las variaciones de temperatura modifiquen sus dimensiones de forma significativa.

Además, la zona en la que está situada la nave tiene uno de los incrementos de temperatura menos acusados de toda la geografía nacional, lo que refuerza la teoría de no usar juntas de dilatación para esta construcción.

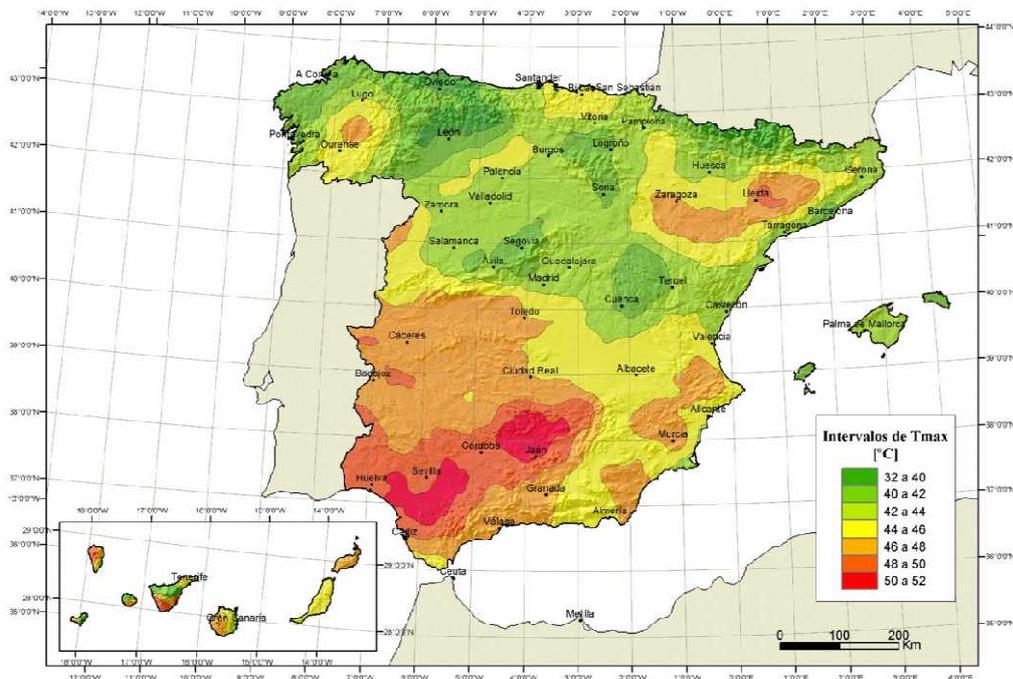


Fig 4.14: Gráfico zonas térmicas

- d. Agrupación de barras: para la simplificación del cálculo de las barras se han agrupado estas de acuerdo a los esfuerzos a los que se ven sometidas. De esta manera, todas las barras agrupadas son dimensionadas de la misma manera, para cumplir los requerimientos de la barra más solicitada de todo el grupo. De esta manera se ha conseguido que los perfiles usados en la nave fuesen de un número limitado de tipos.

Esto ayuda a la hora de solicitar cada pieza al proveedor, pues asegura que con una variedad definida de elementos podemos llevar a cabo la obra.

Las agrupaciones que se han realizado en las barras fueron:

- iii. Dinteles intermedios
 - iv. Pilares intermedios
 - v. Dinteles hastiales
 - vi. Pilares hastiales
 - vii. Pilarillos
 - viii. Vigas de arriostramiento sobre la cabeza de los pilares
 - ix. Vigas de arriostramiento en pórticos hastiales de la cabeza de los pilarillos a los dinteles contiguos
 - x. Vigas de arriostramiento en pórticos hastiales (exceptuando las situadas en la cabeza de los pilares) y vanos intermedios (vanos 8 y 9), situadas a una distancia de 0.2 metros de la cumbrera
 - xi. Tirantes de arriostre laterales desde apoyos hasta aleros
 - xii. Tirantes de arriostre en vanos hastiales desde aleros hasta vigas de arriostre en la cabeza de los pilarillos
 - xiii. Tirantes de arriostre en vanos hastiales desde vigas de arriostre en la cabeza de los pilarillos hasta vigas de arriostre a 0.2 metros de la cumbrera
 - xiv. Tirantes de arriostre en vanos 8 y 9 desde aleros hasta vigas de arriostre situadas a 0.2 metros de la cumbrera
- j. En el cálculo de la estructura, no se han agrupado los planos de los pórticos

4.10. RESUMEN DE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

4.10.1. Para hipótesis de pórtico rígido (Diseños 1 y 2)

- A. 34 pilares HEB situados a una distancia constante de 5 metros.
- B. 17 dinteles IPE de longitud 7.65 metros formados por dos vigas inclinadas un ángulo de 11.30° respecto a la horizontal.
- C. 4 pilarillos de 8.7 metros de longitud situados en los pórticos hastiales, articulado en su unión con el dintel y empotrado al terreno.
- D. 32 vigas de arriostre de 5 metros de longitud situadas entre cada uno de los pórticos situados en la cabeza de los pilares.
- E. 12 vigas de arriostre de 5 metros de longitud situadas entre los dinteles de los pórticos hastiales e intermedios formando recuadros de arriostramiento.
- F. 20 recuadros de arriostramiento divididos en:
 - a. 8 situados en los laterales de la nave, 4 a cada lado.
 - b. 12 situados en la parte superior de los vanos.
- G. 1 viga situada en el pórtico hastial frontal de longitud , a una distancia de 5 metros del suelo y en posición horizontal.

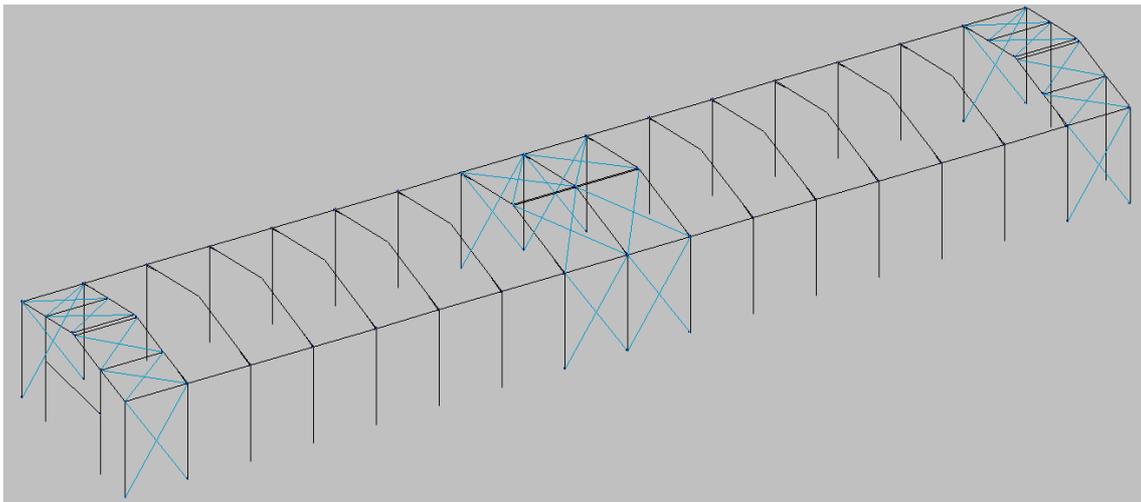


Fig 4.15: Vista de la estructura metálica para la hipótesis de pórtico rígido simple y con cartelas

4.10.2. Para hipótesis de pórtico con cercha (Diseño 3)

Comparte elementos con el pórtico rígido salvo algunas excepciones:

- A. En lo referente a los dinteles, están compuestos por:
 - a. 17 vigas de longitud 15 metros unidas a las cabezas de los pilares.
 - b. 17 dinteles IPE de longitud 7.65 metros formados por dos vigas inclinadas un ángulo de 11.30° respecto a la horizontal.
 - c. 85 vigas formando la celosía con longitudes variables.
- B. En lo referente a recuadros de arriostramiento:
 - a. 24 recuadros de arriostramiento divididos en:
 - i. 8 situados en los laterales de la nave, 4 a cada lado.
 - ii. 16 situados en la parte superior de los vanos.

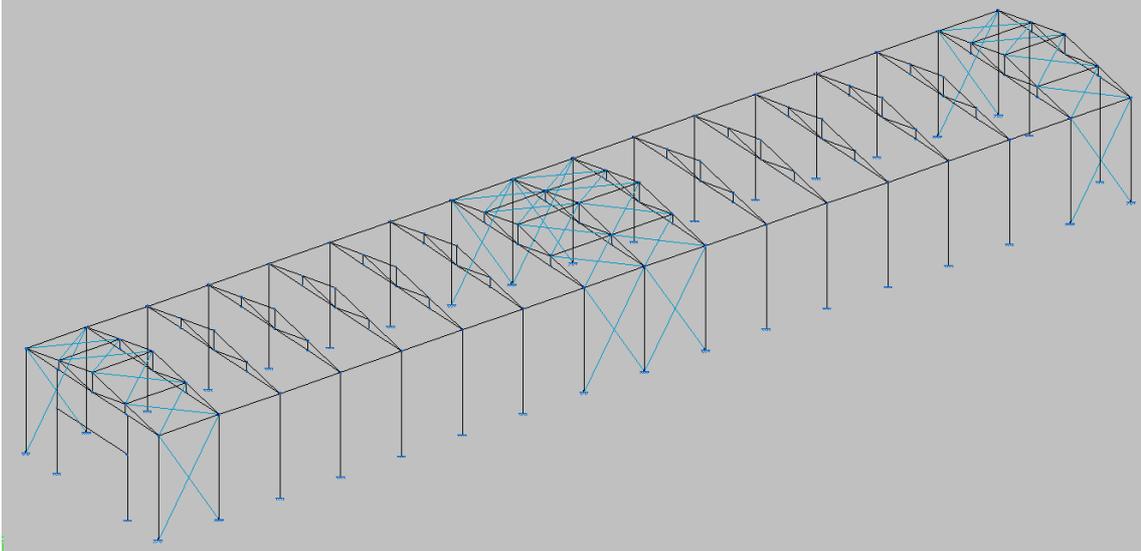


Fig 4.16: Vista de la estructura metálica para la hipótesis de pórtico con cercha

5. DISEÑO 1: PÓRTICO RÍGIDO SIMPLE

5.1. REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DEL PÓRTICO

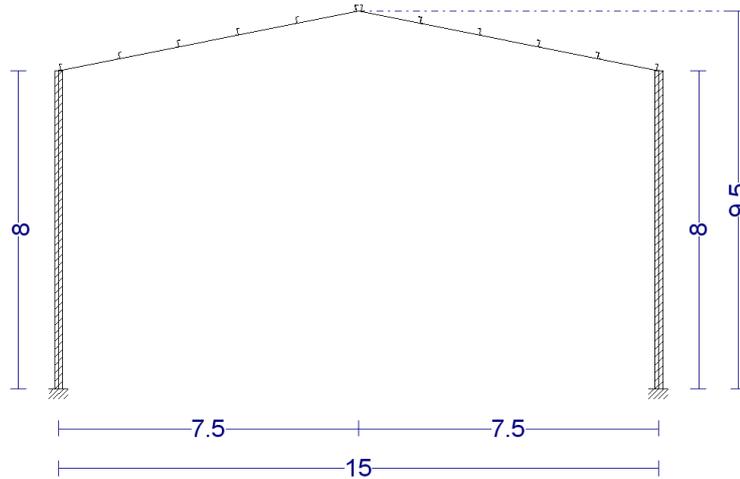


Fig. 5.1: Representación del pórtico usado

5.2. CORREAS EN CUBIERTA

La disposición de estas es de 6 por cada semidintel, a una distancia de 1.5 metros. La sección de correa es ZF-160x2.0

Comprobación de resistencia
El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones.
Aprovechamiento: 94.38 %

Barra pésima en cubierta

Perfil: ZF-160x2.0 Material: S235											
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas							
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _{yz} ⁽⁴⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	y _g ⁽³⁾ (m)	z _g ⁽³⁾ (m)	α ⁽⁵⁾ (grados)
	0.735, 10.000, 8.147	0.735, 5.000, 8.147	5.000	5.92	228.29	40.79	71.03	0.08	1.28	2.49	18.6
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme (3) Coordenadas del centro de gravedad (4) Producto de inercia (5) Es el ángulo que forma el eje principal de inercia U respecto al eje Y, positivo en sentido antihorario.											
	Pandeo		Pandeo lateral								
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.							
	β	0.00	1.00	0.00	0.00						
	L _K	0.000	5.000	0.000	0.000						
	C _m	1.000	1.000	1.000	1.000						
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos											

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado
	b / t	$\bar{\lambda}$	N _t	N _c	M _y	M _z	M _y M _z	V _y	V _z	N _t M _y M _z	N _c M _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t NM _y M _z V _y V _z	
pésima en cubierta	b / t ≤ (b / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 5 m η = 94.4	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	x: 5 m η = 14.8	N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁹⁾	N.P. ⁽¹⁰⁾	CUMPLE η = 94.4
<p>Notación: b / t: Relación anchura / espesor $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_y: Resistencia a flexión. Eje Y M_z: Resistencia a flexión. Eje Z M_yM_z: Resistencia a flexión biaxial V_y: Resistencia a corte Y V_z: Resistencia a corte Z N_tM_yM_z: Resistencia a tracción y flexión N_cM_yM_z: Resistencia a compresión y flexión NM_yM_zV_yV_z: Resistencia a cortante, axil y flexión M_tNM_yM_zV_yV_z: Resistencia a torsión combinada con axil, flexión y cortante x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión ni de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽⁵⁾ La comprobación no procede, ya que no hay flexión biaxial para ninguna combinación. ⁽⁶⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽⁷⁾ No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁸⁾ No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁹⁾ No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽¹⁰⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.</p>														

Relación anchura / espesor (CTE DB SE-A, Tabla 5.5 y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 5.2)

Se debe satisfacer:

$h/t \leq 250$	$h / t : 75.5$ ✓
$b_1/t \leq 90$	$b_1 / t : 25.5$ ✓
$c_1/t \leq 30$	$c_1 / t : 7.8$ ✓
$b_2/t \leq 60$	$b_2 / t : 22.0$ ✓
$c_2/t \leq 30$	$c_2 / t : 6.3$ ✓

Los rigidizadores proporcionan suficiente rigidez, ya que se cumple:

$$0.2 \leq c_1/b_1 \leq 0.6$$

$$c_1 / b_1 : 0.304$$

$$0.2 \leq c_2/b_2 \leq 0.6$$

$$c_2 / b_2 : 0.284$$

Donde:

h: Altura del alma.

$$h : 151.00 \text{ mm}$$

b₁: Ancho del ala superior.

$$b_1 : 51.00 \text{ mm}$$

c₁: Altura del rigidizador del ala superior.

$$c_1 : 15.50 \text{ mm}$$

b₂: Ancho del ala inferior.

$$b_2 : 44.00 \text{ mm}$$

c₂: Altura del rigidizador del ala inferior.

$$c_2 : 12.50 \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : 2.00 \text{ mm}$$

Nota: Las dimensiones no incluyen el acuerdo entre elementos.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión ni de tracción.

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión. Eje Y (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.4.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.944** ✓

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.735, 5.000, 8.147, para la combinación de acciones 0.80*G1 + 0.80*G2 + 1.50*V(270°) H1.

$M_{y,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$M_{y,Ed}^+$: 5.85 kN·m

Para flexión negativa:

$M_{y,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$M_{y,Ed}^-$: 0.00 kN·m

La resistencia de cálculo a flexión $M_{c,Rd}$ viene dada por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

$M_{c,Rd}$: 6.19 kN·m

Donde:

W_{el} : Módulo resistente elástico correspondiente a la fibra de mayor tensión.

W_{el} : 27.67 cm³

f_{yb} : Límite elástico del material base. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_{yb} : 235.0 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a pandeo lateral del ala superior: (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.2.4)

La comprobación a pandeo lateral no procede, ya que la longitud de pandeo lateral es nula.

Resistencia a pandeo lateral del ala inferior: (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.2.4)

La comprobación a pandeo lateral no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a flexión. Eje Z (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.4.1)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a flexión biaxial (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.4.1)

La comprobación no procede, ya que no hay flexión biaxial para ninguna combinación.

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.5)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

η : **0.148**



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.735, 5.000, 8.147, para la combinación de acciones 0.80*G1 + 0.80*G2 + 1.50*V(270°) H1.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : 5.49 kN

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{b,Rd}$ viene dado por:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

$V_{b,Rd}$: 37.13 kN

Donde:

h_w : Altura del alma.

h_w : 155.95 mm

t : Espesor.

t : 2.00 mm

ϕ : Ángulo que forma el alma con la horizontal.

ϕ : 90.0 grados

f_{bv} : Resistencia a cortante, teniendo en cuenta el pandeo.

$$0.83 < \bar{\lambda}_w < 1.40 \rightarrow f_{bv} = 0.48 \cdot f_{yb} / \bar{\lambda}_w$$

f_{bv} : 125.0 MPa

Siendo:

$\bar{\lambda}_w$: Esbeltez relativa del alma.

$$\bar{\lambda}_w = 0.346 \cdot \frac{h_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

$\bar{\lambda}_w$: 0.90

Donde:

f_{yb} : Límite elástico del material base. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_{yb} : 235.0 MPa

E : Módulo de elasticidad.

E : 210000.0 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a tracción y flexión (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículos 6.1.8 y 6.3)

No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a compresión y flexión (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículos 6.1.9 y 6.2.5)

No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante, axil y flexión (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.10)

No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a torsión combinada con axil, flexión y cortante (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
Comprobación de flecha

Comprobación de flecha

El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones.

Porcentajes de aprovechamiento:

- Flecha: 87.94 %

Coordenadas del nudo inicial: 0.735, 5.000, 8.147

Coordenadas del nudo final: 0.735, 0.000, 8.147

El aprovechamiento pésimo se produce para la combinación de hipótesis $1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot G2 + 1.00 \cdot V(270^\circ)$ H1 a una distancia 2.500 m del origen en el tercer vano de la correa.

($I_y = 228 \text{ cm}^4$) ($I_z = 41 \text{ cm}^4$)

5.3. VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA

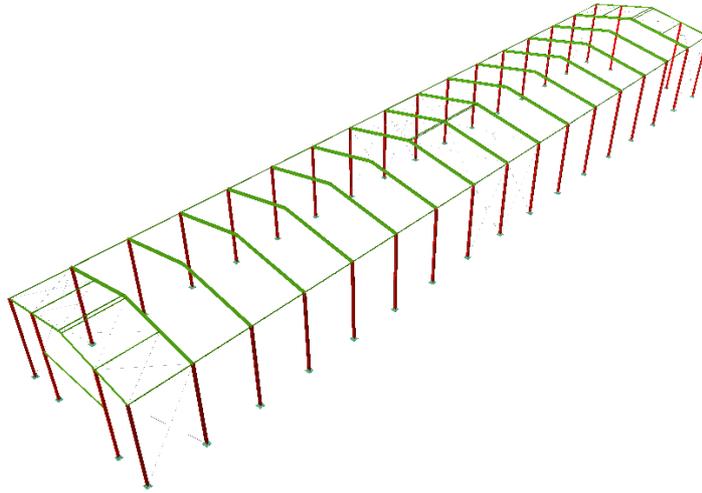


Fig.5.2: Vista lateral de la estructura metálica

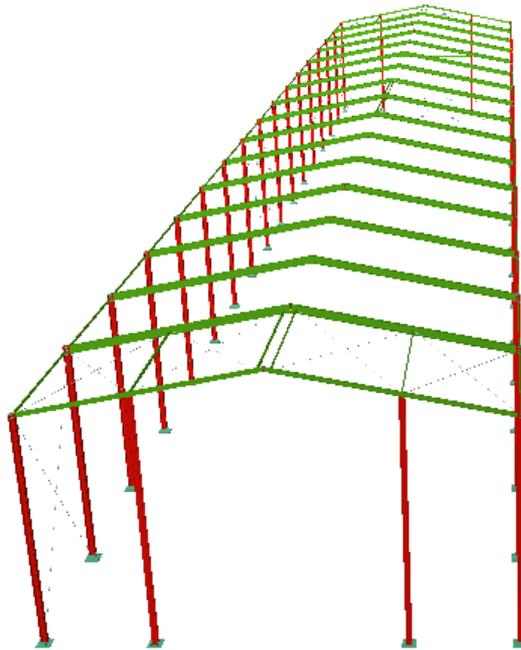


Fig. 5.3: Vista frontal de la estructura metálica

5.4. ENVOLVENTES DE MOMENTO FLECTOR

Determinan de forma gráfica los esfuerzos a los que ven sometidos las barras. En este caso se ha representado el esfuerzo más relevante a la hora de elegir la sección de los elementos, esto es, el momento flector

5.4.1. Pórticos hastiales

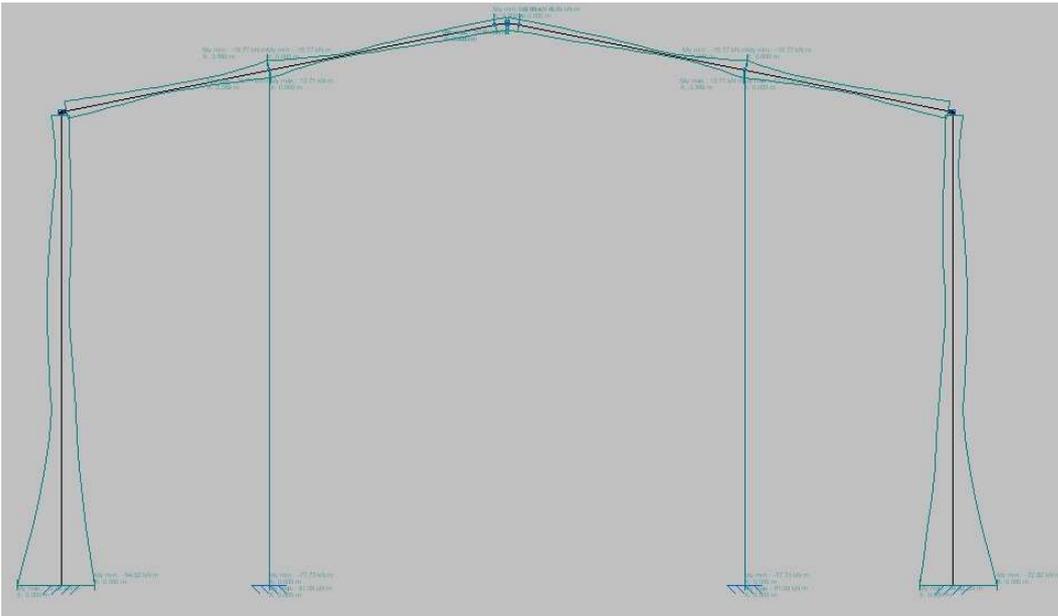


Fig. 5.4: Gráfico de envolventes en pórticos hastiales

5.4.2. Pórticos intermedios

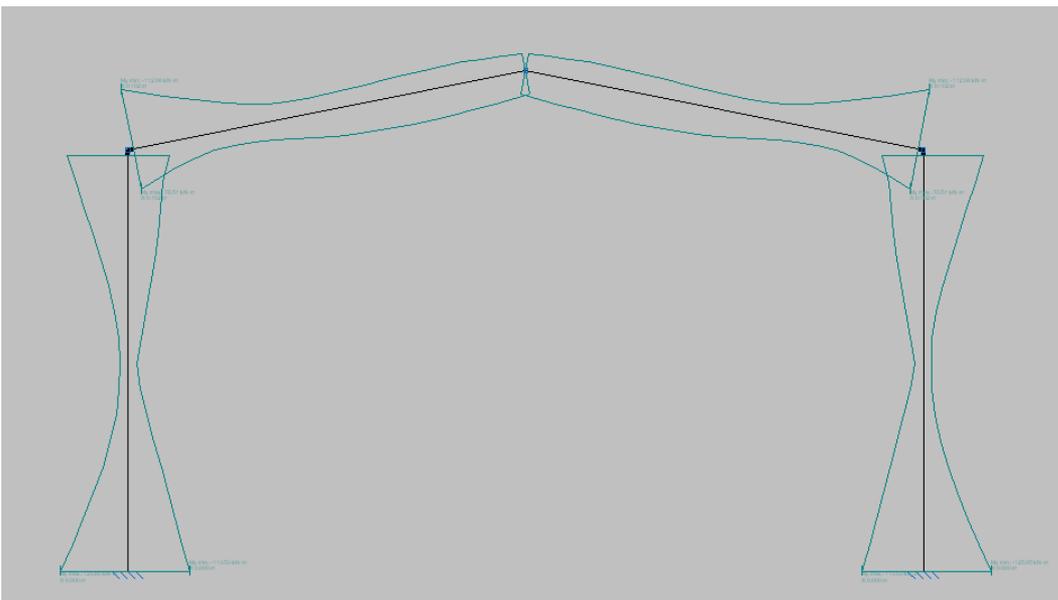


Fig. 5.5: Gráfico de envolventes en pórticos intermedios

5.5. BARRAS

A continuación se ofrecen los cálculos realizados para la comprobación de las barras. Estos corresponden a los ELU.

Un término que aparece a la hora de determinar la capacidad de trabajo frente a solicitaciones es el aprovechamiento, que se define como el cociente entre la solicitación máxima a la que se ve sometida una barra y la capacidad máxima de solicitación que puede llegar a aguantar cumpliendo las exigencias de contorno, tales como coeficientes de seguridad, flecha máxima, desplome, etcétera.

En el apartado “Estado” de cada barra se puede ver el aprovechamiento de esta frente a los esfuerzos a los que está sometida. La interpretación de estos es variable, ya que a pesar de que lo ideal sería el dimensionamiento de las barras para que el aprovechamiento sea total (con un $\eta=100$), en la mayoría de casos esto no es viable ya que puede comprometer la estabilidad de la estructura global si se dimensionase con un perfil más bajo. También debe tenerse en cuenta que el aprovechamiento no es linealmente proporcional a la sección del perfil ya que no solo se tiene en cuenta en los cálculos la resistencia sino también la flecha, por lo que no bastaría con una simple selección de un perfil más bajo para aumentar en la misma proporción el aprovechamiento.

También esa aparente falta de aprovechamiento puede estar influida por las uniones posteriormente aplicadas, ya que es posible que en la unión se requiera una mayor área de unión (más aun teniendo en cuenta que las uniones son soldadas y que el área de estas está íntimamente ligada con la sección del perfil).

Hay también perfiles que se han dispuesto sobre la estructura con un fin distinto a compensar los efectos de las cargas sobre la resistencia o la flecha máxima que pueden alcanzar las barras, sino que su función ha sido la de ofrecer apoyo a otros elementos. Es el caso de las vigas para realizar los recuadros de arriostramiento necesarios para las cruces de San Andrés.

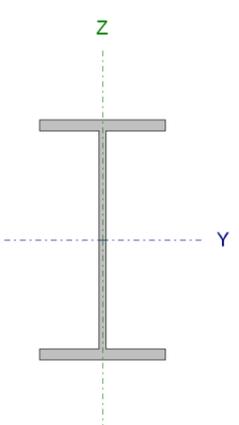
No obstante, si el aprovechamiento del perfil es menor del 70% se tendrá en consideración y en el último punto del análisis del Diseño que nos ocupa se determinará cuales son las causas y posibles soluciones de tal resultado.

En la tabla 5.1 se expone un recuadro a modo de resumen de las barras usadas y sus características más representativas. Tras este, se describen de un modo más completo las comprobaciones efectuadas para cada grupo de barras.

Nombre de barra	Nº de barras iguales	Perfil y Sección	Longitud (m)	Peso por unidad de longitud (Kg/m)	Aprovechamiento (%)
Correas de cubierta	192	ZF-160 x 2.0	5	3.81	94.38
Vigas dinteles pórticos hastiales	4	IPE-140	7.65	12.9	73.4
Vigas dinteles pórticos intermedios	30	IPE-270	7.65	36.1	94.8
Pilares hastiales	4	HEB-180	8	51.2	87.6
Pilares intermedios	30	HEB-200	8	61.3	75.8
Pilarillos	4	HEB-180	8.70	51.2	78.9
Vigas de arriostre en cabeza de pilares	32	IPE-80	5	6	42.4
Vigas de cerramiento para cruces de san Andrés en cabeza de pilarillos	4	IPE-80	5	6	50.9
Vigas de cerramiento para cruces de san Andrés cercanas a la cumbrera	8	IPE-80	5	6	8.7
Tirantes de arriostramiento laterales	16	∅ 10	9.434	1	80.3
Tirantes de arriostramiento en vanos hastiales entre alero y pilarillos	8	∅ 14	6.143	1.4	71.3
Tirantes de arriostramiento en vanos hastiales entre pilarillos y zona cercana a la cumbrera	8	∅ 6	6.328	0.6	36.9
Tirantes de arriostramiento en dinteles de vanos intermedios	4	∅ 6	9.054	0.6	1.9

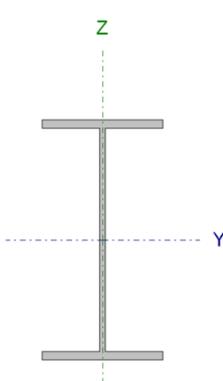
Fig. 5.6: Tabla resumen del dimensionado de las barras de la estructura

5.5.1. Dinteles p $\acute{o$ rticos hastiales

Perfil: IPE 140 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _v ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N82	N90	3.569	16.40	541.20	44.92	2.45
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral				
Plano XY		Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
β	0.20	1.00	0.00	0.00			
L _K	0.700	3.569	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

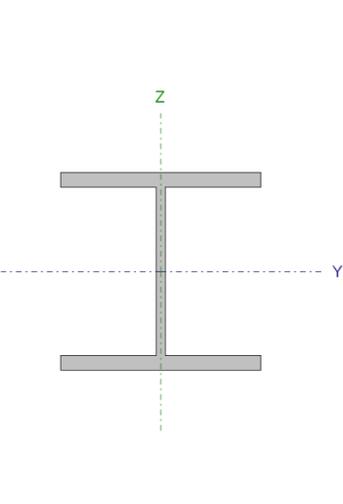
Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N82/N90	x: 3.57 m $\eta = 4.0$	x: 0 m $\eta = 2.9$	x: 3.57 m $\eta = 67.7$	x: 3.57 m $\eta = 11.2$	x: 3.57 m $\eta = 13.3$	x: 0 m $\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 3.57 m $\eta = 73.4$	$\eta < 0.1$	$\eta = 1.0$	x: 3.57 m $\eta = 5.3$	x: 3.57 m $\eta = 0.2$	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 73.4$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)															

5.5.2. Dinteles p3rticos intermedios

Perfil: IPE 270 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N22	N25	7.649	45.90	5790.00	419.90	15.94
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
β	0.20	1.00	0.00	0.00			
L _K	1.499	7.649	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

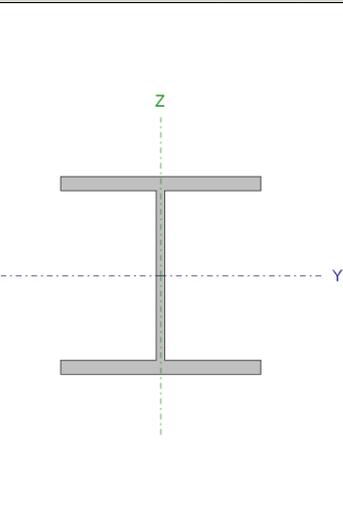
Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N22/N25	x: 7.65 m $\eta = 3.8$	x: 0.102 m $\eta = 4.2$	x: 0.102 m $\eta = 88.4$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0.102 m $\eta = 14.3$	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0.102 m $\eta = 94.8$	$\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 94.8$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (3) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (4) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (5) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.5.3. Pilares hastiales

Perfil: HE 180 B Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N1	N2	8.000	65.30	3831.00	1363.00	42.16
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00		
L _K	0.000	5.600	0.000	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

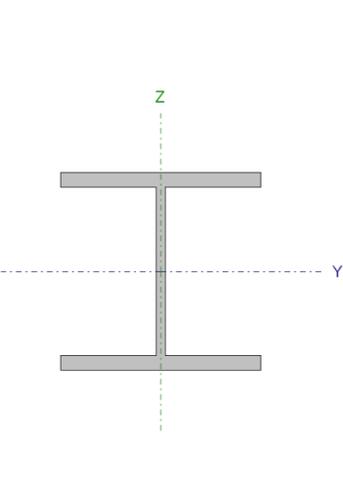
Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N1/N2	x: 8 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 1.3$	x: 0 m $\eta = 58.2$	x: 0 m $\eta = 39.8$	x: 0 m $\eta = 12.2$	x: 0 m $\eta = 1.8$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 87.6$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 3.5$	x: 0 m $\eta = 0.5$	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 87.6$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)															

5.5.4. Pilares intermedios

Perfil: HE 200 B Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N51	N52	8.000	78.10	5696.00	2003.00	59.28
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
			Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β		0.00	0.70	0.00	0.00		
L_K		0.000	5.600	0.000	0.000		
C_m		1.000	1.000	1.000	1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_m : Coeficiente de momentos							

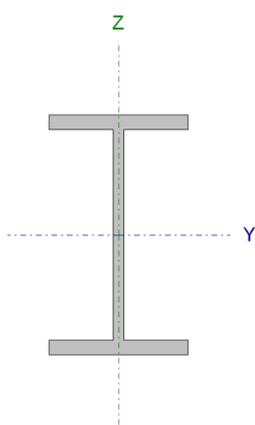
Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N51/N52	x: 8 m $\eta = 2.3$	x: 0 m $\eta = 3.4$	x: 0 m $\eta = 75.2$	x: 0 m $\eta = 3.5$	x: 0 m $\eta = 19.8$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 75.8$	$\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 75.8$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.5.5. Pilarillos

Perfil: HE 180 B Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N87	N91	8.700	65.30	3831.00	1363.00	42.16
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00		
L _K	0.000	6.090	0.000	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

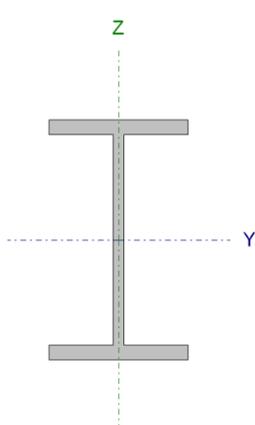
Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N87/N91	x: 8.7 m $\eta = 1.5$	x: 0 m $\eta = 2.9$	x: 0 m $\eta = 62.3$	x: 0 m $\eta = 19.3$	x: 0 m $\eta = 17.9$	$\eta = 0.2$	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 78.9$	x: 0 m $\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 78.9$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.5.6. Vigas de arriostres en cabeza de pilares

Perfil: IPE 80 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N17	N22	5.000	7.64	80.14	8.49	0.70
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β		0.00	1.00	0.00	0.00		
L _K		0.000	5.000	0.000	0.000		
C _m		1.000	1.000	1.000	1.000		
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)												Estado		
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z		M _t V _y	$\bar{\lambda}$
N17/N22	η = 14.5	η = 37.2	x: 2.5 m η = 4.1	M _{Ed} = 0,00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 0.4	V _{Ed} = 0,00 N.P. ⁽²⁾	x: 0.313 m η < 0.1	N.P. ⁽³⁾	x: 2.5 m η = 42.4	x: 0.313 m η < 0.1	M _{Ed} = 0,00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE η = 42.4
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ̄: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (3) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (4) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (5) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.5.7. Vigas de cerramiento para cruces de San Andrés en cabeza de pilarillos

Perfil: IPE 80 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N92	N96	5.000	7.64	80.14	8.49	0.70
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.00	1.00	0.00	0.00			
L _K	0.000	5.000	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	λ̄	
N92/N96	η = 0.2	η = 43.6	x: 2.5 m η = 4.0	x: 2.5 m η = 3.2	x: 0 m η = 0.4	x: 0 m η = 0.1	x: 0.313 m η < 0.1	x: 0.313 m η < 0.1	x: 2.5 m η = 50.9	x: 0.313 m η < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	λ̄ < 2.0	CUMPLE η = 50.9
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ̄: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.5.8. Vigas de cerramiento para cruces de San Andrés cercanas a la cumbrera

Perfil: IPE 80 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N101	N99	5.000	7.64	80.14	8.49	0.70
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.00	1.00	0.00	0.00			
L _K	0.000	5.000	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N101/N99	η = 0.1	η = 2.7	x: 2.5 m η = 4.0	x: 2.5 m η = 3.2	x: 0 m η = 0.4	x: 0 m η = 0.1	x: 0.313 m η < 0.1	x: 0.313 m η < 0.1	x: 2.5 m η = 8.7	x: 0.313 m η < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE η = 8.7
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.5.9. Tirantes de arriostramiento laterales

Perfil: Ø10 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N1	N7	9.434	0.79	0.05	0.05	0.10
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
β	0.00	0.00	0.00	0.00			
L _K	0.000	0.000	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N1/N7	η = 80.3	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	$\bar{\lambda} \leq 4.0$	CUMPLE η = 80.3
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. (2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (4) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (5) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (6) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (7) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (8) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.5.10. Tirantes de arriostramiento en vanos hastiales entre alero y pilarillos

Perfil: Ø14 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N7	N92	6.143	1.54	0.19	0.19	0.38
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
β	0.00	0.00	0.00	0.00			
L _K	0.000	0.000	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N7/N92	η = 71.3	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	$\bar{\lambda} \leq 4.0$	CUMPLE η = 71.3
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. (2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (4) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (5) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (6) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (7) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (8) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.5.11. Tirantes de arriostramiento en vanos hastiales entre pilarillos y cerca de la cumbrera

Perfil: Ø6 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _v ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N96	N101	6.328	0.28	0.01	0.01	0.01
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β		0.00	0.00	0.00	0.00		
L_K		0.000	0.000	0.000	0.000		
C_m		1.000	1.000	1.000	1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		$\bar{\lambda}$
N96/N101	$\eta = 36.9$	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	$\bar{\lambda} \leq 4.0$	CUMPLE $\eta = 36.9$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽⁴⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁶⁾ No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁷⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁸⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.5.12. Tirantes de arriostramiento en dinteles de vanos intermedios

Perfil: Ø6 Material: Acero (S275)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N37	N108	9.054	0.28	0.01	0.01	0.01
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral			
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.00	0.00	0.00	0.00		
L _K	0.000	0.000	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos						

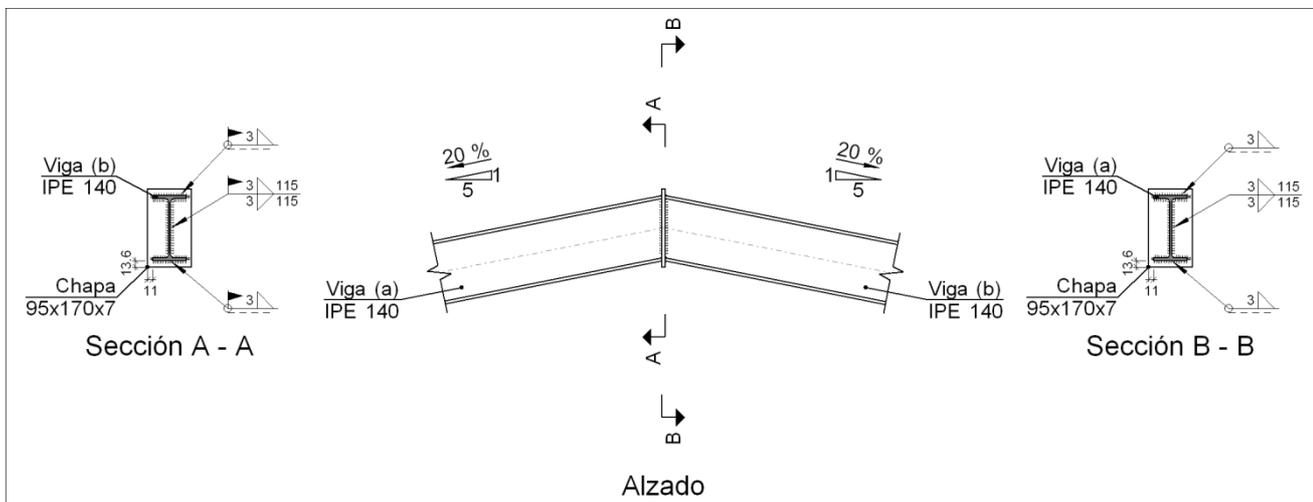
Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		$\bar{\lambda}$
N37/N108	η = 1.9	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	$\bar{\lambda} \leq 4.0$	CUMPLE η = 1.9
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ̄: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. (2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (4) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (5) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (6) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (7) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (8) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

5.6. UNIONES

Para el cálculo de uniones no ha sido posible efectuar estas mediante tornillos debido a la interferencia entre los perfiles y la chapa soldada a la que posteriormente se le incluirían los tornillos, por lo que se han hecho mediante cordones de soldadura.

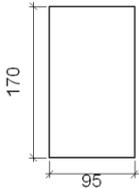
5.6.1. En cumbrera de los pórticos hastiales

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Viga	IPE 140		140	73	6.9	4.7	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal: Viga (a) IPE 140		95	170	7	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Viga (a) IPE 140

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	3	162.8	198.6	0.6	380.6	94.04	162.8	47.33	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	156.7	156.7	0.4	313.5	77.46	156.7	45.56	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	3	218.9	179.4	0.6	380.1	93.92	218.9	63.62	430.0	0.85

2) Viga (b) IPE 140

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	3	162.8	198.6	0.6	380.6	94.04	162.8	47.33	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	156.7	156.7	0.4	313.5	77.46	156.7	45.56	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	3	218.9	179.4	0.6	380.1	93.92	218.9	63.62	430.0	0.85

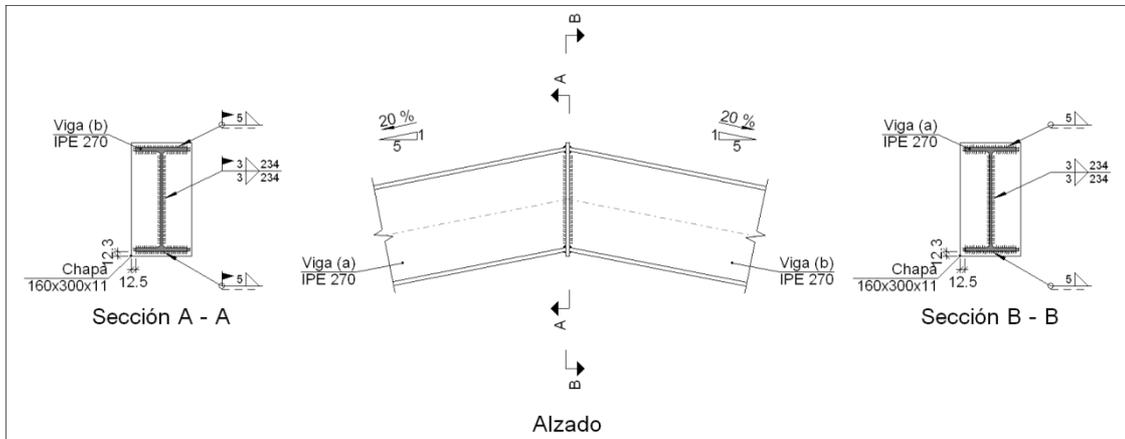
d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	512
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	512

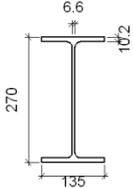
Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Chapas	1	95x170x7	0.89
				Total

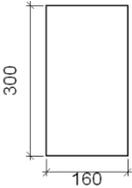
5.6.2. En cumbrera de los pórticos intermedios

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Viga	IPE 270		270	135	10.2	6.6	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios									
Pieza	Esquema	Geometría			Acero				
		Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)		
Chapa frontal: Viga (a) IPE 270		160	300	11	S275	275.0	430.0		

c) Comprobación

1) Viga (a) IPE 270

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	85.9	104.8	0.3	200.8	49.61	93.9	27.29	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	80.7	80.7	4.1	161.6	39.94	80.7	23.47	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	93.5	76.6	0.3	162.4	40.12	93.5	27.18	430.0	0.85

2) Viga (b) IPE 270

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	85.9	104.8	0.3	200.8	49.61	93.9	27.29	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	80.7	80.7	4.1	161.6	39.94	80.7	23.47	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	93.5	76.6	0.3	162.4	40.12	93.5	27.18	430.0	0.85

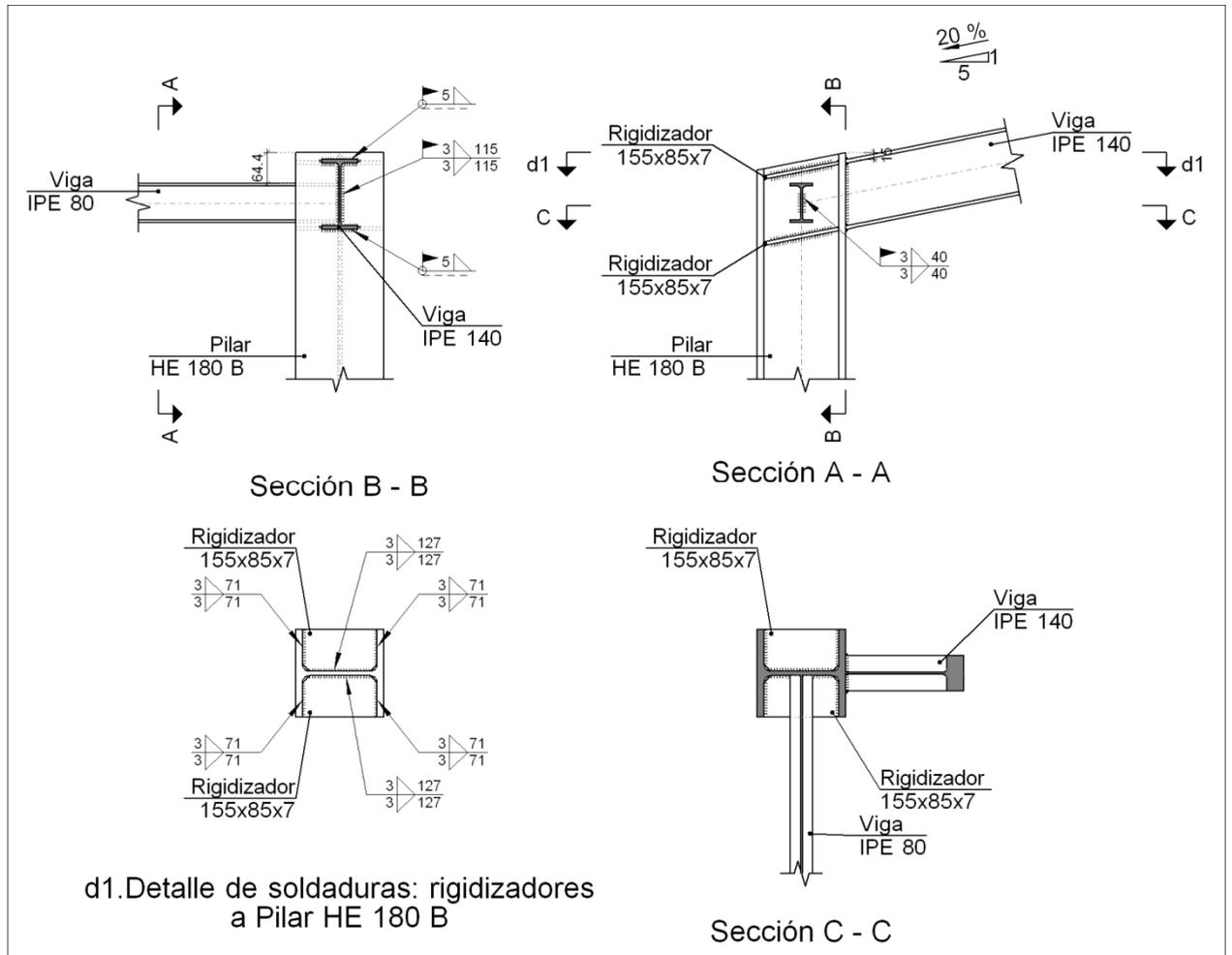
d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	467
			5	528
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	467
			5	528

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Chapas	1	160x300x11	4.14
				Total

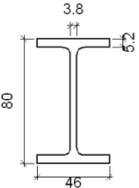
5.6.3. Aleros pilares hastiales

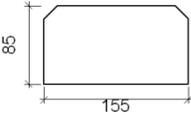
a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

		Perfiles							
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 180 B		180	180	14	8.5	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 140		140	73	6.9	4.7	S275	275.0	430.0

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Viga	IPE 80		80	46	5.2	3.8	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios								
Pieza	Esquema	Geometría			Acero			
		Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)	
Rigidizador		155	85	7	S275	275.0	430.0	

c) Comprobación

1) Pilar HE 180 B

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación		Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbeltez		-	17.88	64.71	27.63
	Cortante		kN	88.902	165.112	53.84
Rigidizadores	Ala	Desgarro	MPa	35.629	261.905	13.60
		Cortante	MPa	34.995	261.905	13.36
Viga IPE 80	Alma	Punzonamiento	kN	30.455	153.685	19.82
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	30.455	52.968	57.50

Soldaduras en ángulo												
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w		
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)				
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	3	109.7	133.8	0.0	256.4	63.36	109.7	31.89	430.0	0.85		
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar			3	0.0	0.0	44.8	77.6	19.18	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar			3	118.7	144.7	0.1	277.3	68.53	118.7	34.49	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar			3	0.0	0.0	48.5	83.9	20.74	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar			3	109.4	133.4	0.0	255.7	63.18	109.4	31.80	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar			3	0.0	0.0	44.7	77.4	19.12	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar			3	119.0	145.1	0.1	278.1	68.71	119.0	34.58	430.0	0.85

Soldaduras en ángulo												
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w		
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)				
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar			3	0.0	0.0	48.6	84.2	20.80	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga IPE 140

Soldaduras en ángulo												
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w		
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)				
Soldadura del ala superior	5	181.1	148.4	0.3	314.4	77.70	181.1	52.63	430.0	0.85		
Soldadura del alma	3	136.2	136.2	11.7	273.2	67.50	136.2	39.60	430.0	0.85		
Soldadura del ala inferior	5	156.7	191.1	0.4	366.2	90.48	156.7	45.54	430.0	0.85		

3) Viga IPE 80

Soldaduras en ángulo												
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w		
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)				
Soldadura del alma	3	89.7	89.7	0.5	179.5	44.34	89.7	26.08	430.0	0.85		

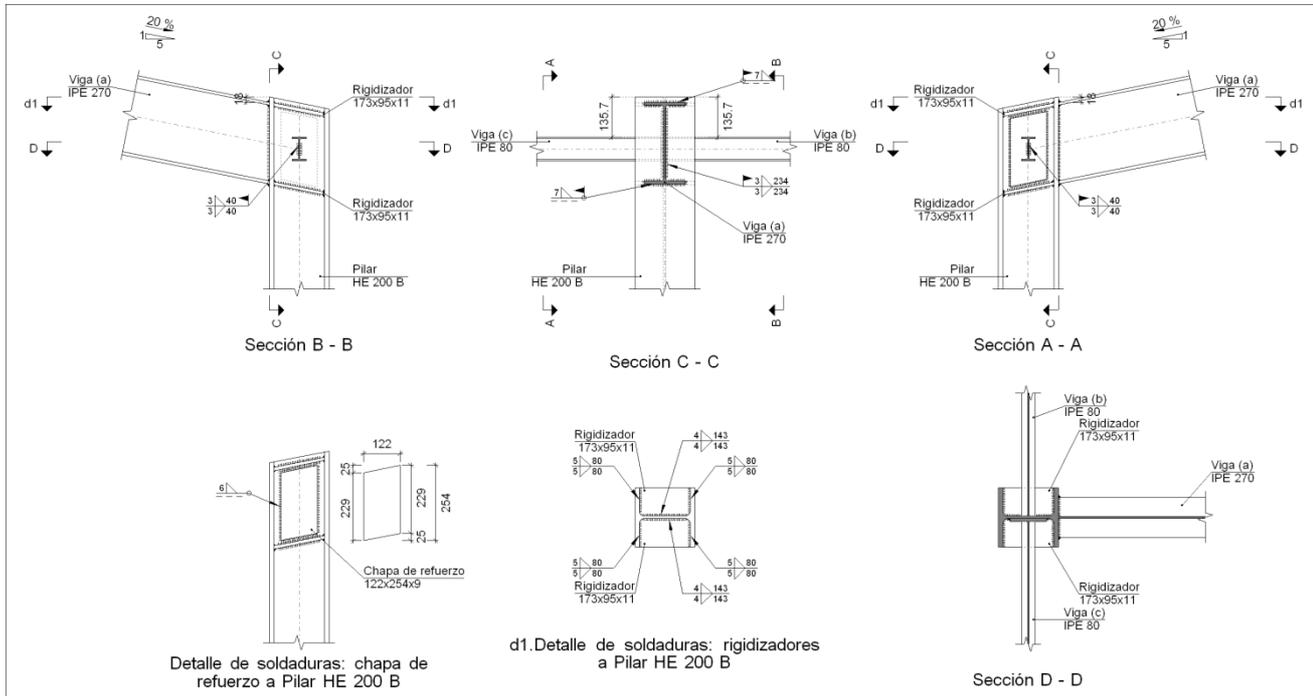
d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	2152
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	309
			5	283

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	4	155x85x7	2.90
			Total	2.90

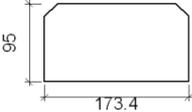
5.6.4. Aleros pilares intermedios

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría				Acero			
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 200 B		200	200	15	9	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 270		270	135	10.2	6.6	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 80		80	46	5.2	3.8	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		173.4	95	11	S275	275.0	430.0
Chapa de refuerzo		122	254	9	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 200 B

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Panel	Esbeltez	-	18.89	64.71	29.19	
	Cortante	kN	587.899	675.959	86.97	
Rigidizadores	Ala	Desgarro	MPa	178.764	261.905	68.26
		Cortante	MPa	178.831	261.905	68.28
Viga (b) IPE 80	Alma	Punzonamiento	kN	30.455	162.726	18.72
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	30.455	57.673	52.81
Viga (c) IPE 80	Alma	Punzonamiento	kN	30.455	162.726	18.72
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	30.455	57.673	52.81

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	5	160.7	196.0	0.0	375.5	92.79	160.7	46.70	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	4	0.0	0.0	141.9	245.9	60.75	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	6	144.6	176.3	0.0	337.9	83.49	144.6	42.02	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	4	0.0	0.0	153.3	265.5	65.60	0.0	0.00	430.0	0.85

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	5	160.7	196.0	0.0	375.5	92.79	160.7	46.70	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	4	0.0	0.0	141.9	245.9	60.75	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	6	144.6	176.3	0.0	337.9	83.49	144.6	42.02	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	4	0.0	0.0	153.3	265.5	65.60	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura de chapa de refuerzo al alma del pilar	6	Según el artículo 8.8.6 del CTE-SE-A, el espesor de garganta de esta soldadura debe ser 0.7 veces el espesor de la chapa de refuerzo.								

2) Viga (a) IPE 270

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	7	178.5	146.3	0.2	310.0	76.60	178.5	51.89	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	143.9	143.9	32.6	293.3	72.48	143.9	41.84	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	7	155.0	189.0	0.2	362.2	89.51	166.4	48.37	430.0	0.85

3) Viga (c) IPE 80

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	3	89.7	89.7	0.5	179.5	44.34	89.7	26.08	430.0	0.85

4) Viga (b) IPE 80

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	3	89.7	89.7	0.5	179.5	44.34	89.7	26.08	430.0	0.85

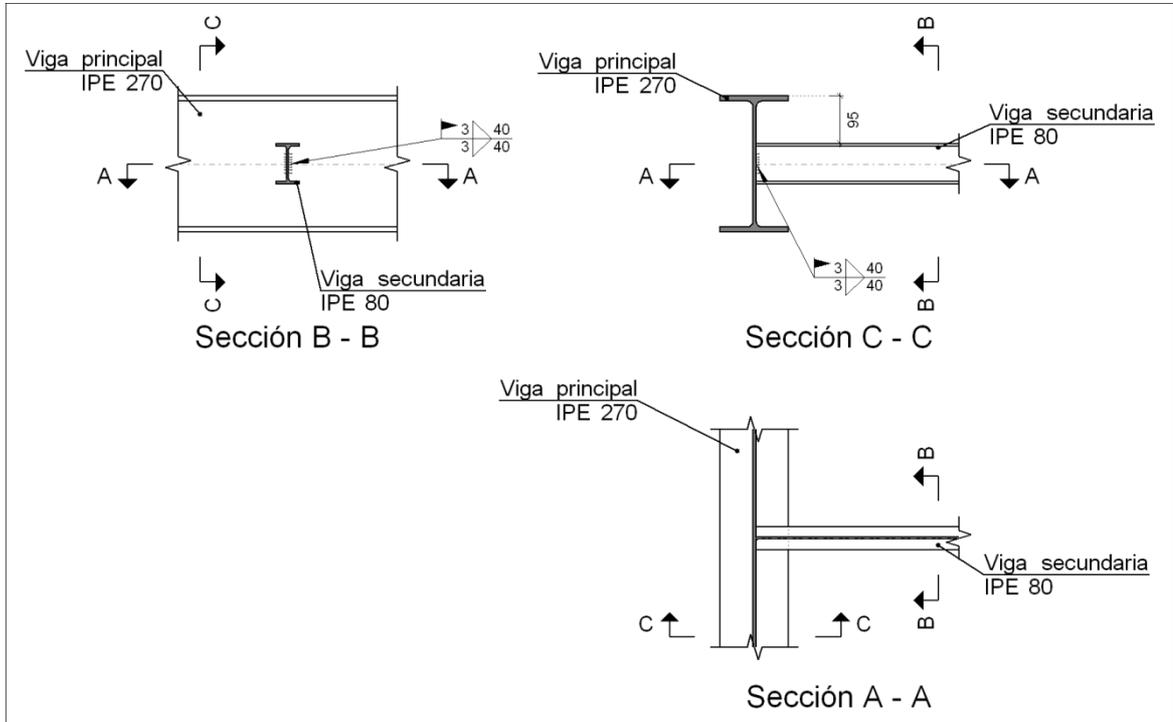
d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	4	1147
			5	640
			6	1347
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	627
			7	528

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	4	173x95x11	5.69
	Chapas	1	122x254x9	2.19
				Total

5.6.5. Vigas de cerramiento para cruces de San Andrés y arriostre sobre los dinteles

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Viga principal	IPE 270		270	135	10.2	6.6	S275	275.0	430.0
Viga secundaria	IPE 80		80	46	5.2	3.8	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Viga principal IPE 270

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Punzonamiento	kN	1.413	27.101	5.21
	Flexión por fuerza perpendicular	kN	1.305	46.671	2.80

2) Viga secundaria IPE 80

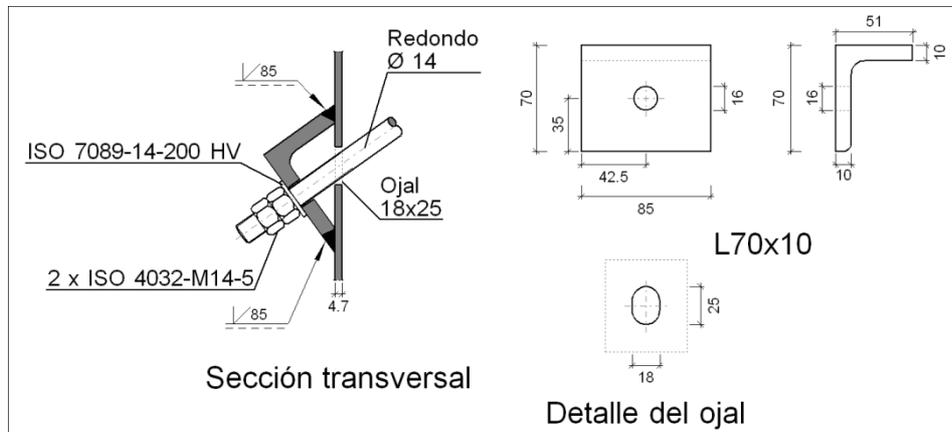
Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	3	49.4	51.1	0.5	101.4	25.04	51.1	14.86	430.0	0.85

d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En el lugar de montaje	En ángulo	3	80

5.6.6. Tirantes

a) Detalle



b) Comprobación

1) Redondo Ø14

Según el artículo 8.6.3 del CTE DB SE-A, las soldaduras a tope con penetración total de esta unión no necesitan ser comprobadas.

c) Medición

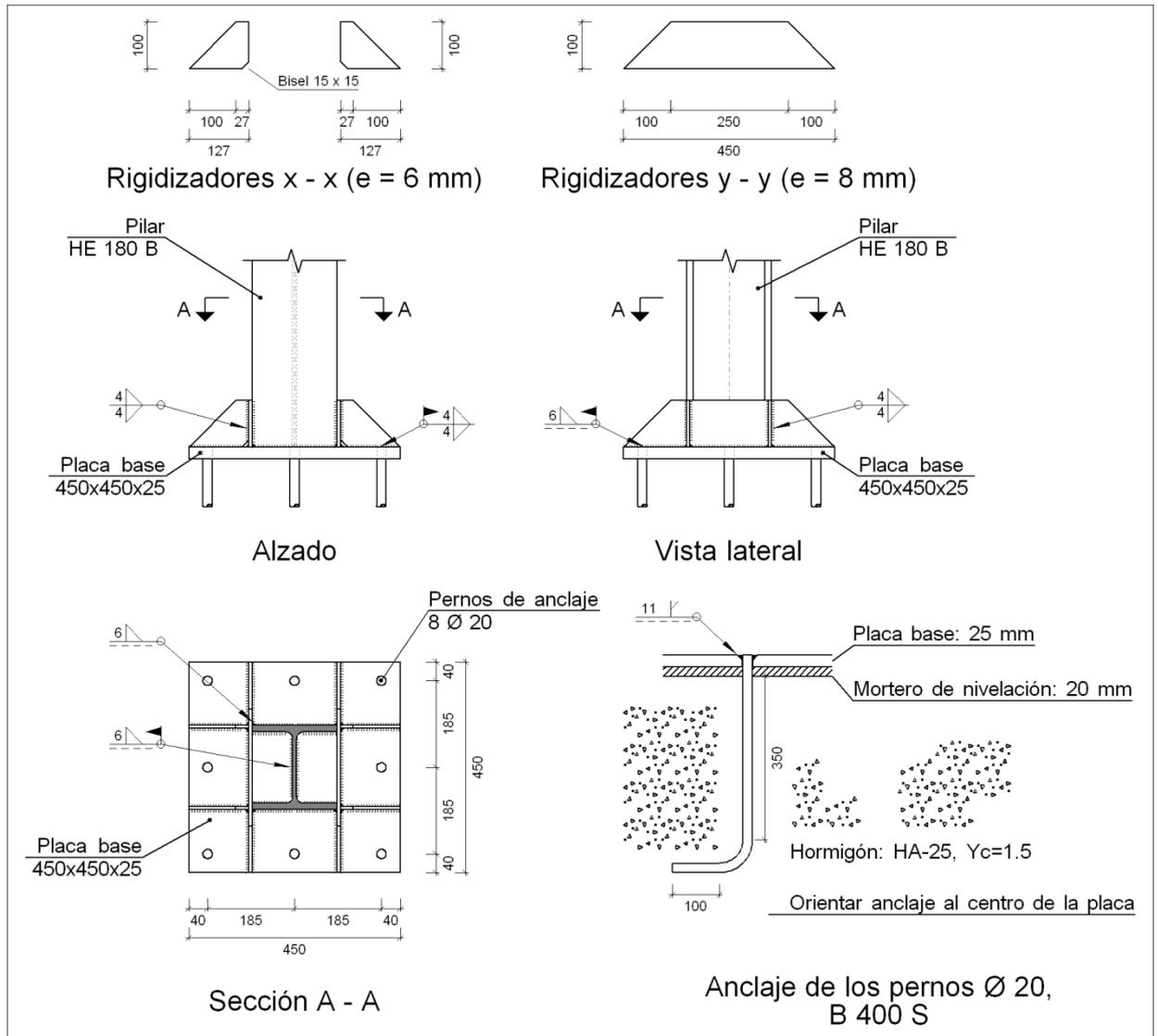
Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	A tope en bisel simple	10	170

Angulares				
Material	Tipo	Descripción (mm)	Longitud (mm)	Peso (kg)
S275	Anclajes de tirantes	L70x10	85	0.87
	Total			0.87

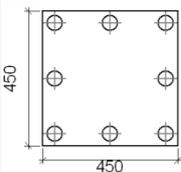
Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tuercas	Clase 5	2	ISO 4032-M14
Arandelas	Dureza 200 HV	1	ISO 7089-14

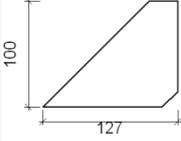
5.6.7. Placas de anclaje con zapatas en pilares hastiales

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Elementos complementarios											
Pieza	Geometría				Taladros				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Bisel (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Placa base		450	450	25	8	51.1	22	15.6	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios											
Pieza	Geometría				Taladros				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Bisel (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		127	100	6	-	-	-	-	S275	275.0	430.0
Rigidizador		450	100	8	-	-	-	-	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 180 B

Para cada cordón en ángulo de esta unión, se adopta el espesor máximo de garganta de soldadura compatible con los espesores de las piezas a unir. De esta manera, y soldando por ambos lados, se logra que el conjunto tenga, al menos, la capacidad resistente de dichas piezas.

2) Placa de anclaje

Soldaduras en ángulo											
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w	
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)			
Soldadura de perno en placa de anclaje ^(*)	11	0.0	0.0	96.4	167.0	41.27	0.0	0.00	430.0	0.85	

(*) Soldadura a tope (con penetración parcial) en bisel simple con talón de raíz amplio comprobada según el artículo 8.6.3.3b del CTE DB SE-A.

Para el resto de cordones en ángulo se adopta el espesor máximo de garganta de soldadura compatible con los espesores de las piezas a unir. De esta manera, y soldando por ambos lados, se logra que el conjunto tenga, al menos, la capacidad resistente de dichas piezas.

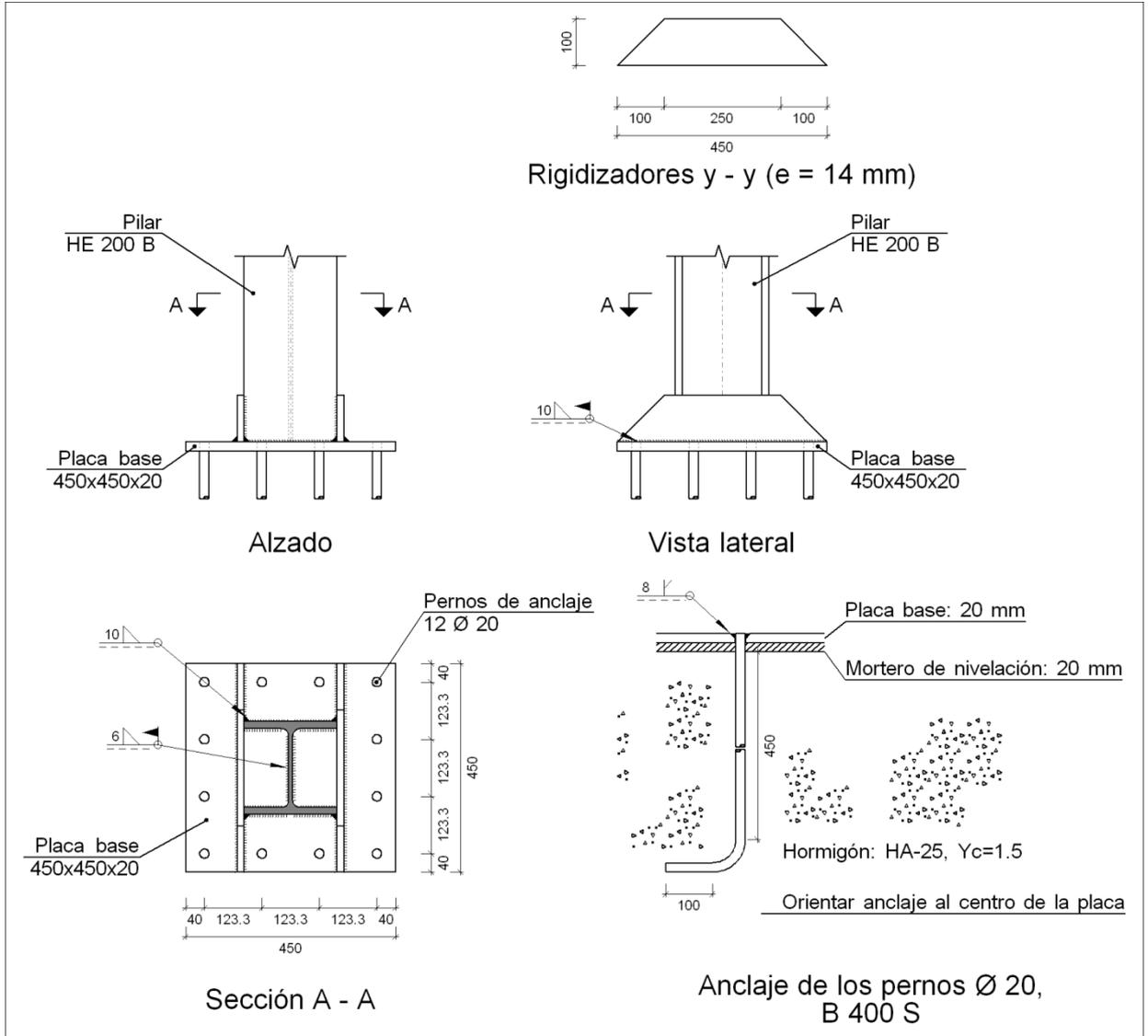
d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	4	680
			6	400
		A tope en bisel simple con talón de raíz amplio	11	503
	En el lugar de montaje	En ángulo	4	896
6			2301	

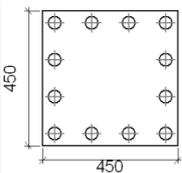
Placas de anclaje				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Placa base	1	450x450x25	39.74
	Rigidizadores pasantes	2	450/250x100/0x8	4.40
	Rigidizadores no pasantes	4	127/27x100/0x6	1.45
				Total
B 400 S	Pernos de anclaje	8	Ø 20 - L = 395 + 194	11.63
				Total

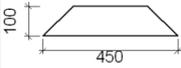
5.6.8. Placas de anclaje con zapatas en pilares intermedios

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Elementos complementarios											
Pieza	Geometría				Taladros				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Bisel (mm)	Tipo	f _y (MPa)	f _u (MPa)
Placa base		450	450	20	12	42.6	22	11.3	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios											
Pieza	Geometría				Taladros				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Bisel (mm)	Tipo	f _y (MPa)	f _u (MPa)
Rigidizador		450	100	14	-	-	-	-	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 200 B

Para cada cordón en ángulo de esta unión, se adopta el espesor máximo de garganta de soldadura compatible con los espesores de las piezas a unir. De esta manera, y soldando por ambos lados, se logra que el conjunto tenga, al menos, la capacidad resistente de dichas piezas.

2) Placa de anclaje

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura de perno en placa de anclaje ^(*)	8	0.0	0.0	160.6	278.1	68.71	0.0	0.00	430.0	0.85

^(*)Soldadura a tope (con penetración parcial) en bisel simple con talón de raíz amplio comprobada según el artículo 8.6.3.3b del CTE DB SE-A.

Para el resto de cordones en ángulo se adopta el espesor máximo de garganta de soldadura compatible con los espesores de las piezas a unir. De esta manera, y soldando por ambos lados, se logra que el conjunto tenga, al menos, la capacidad resistente de dichas piezas.

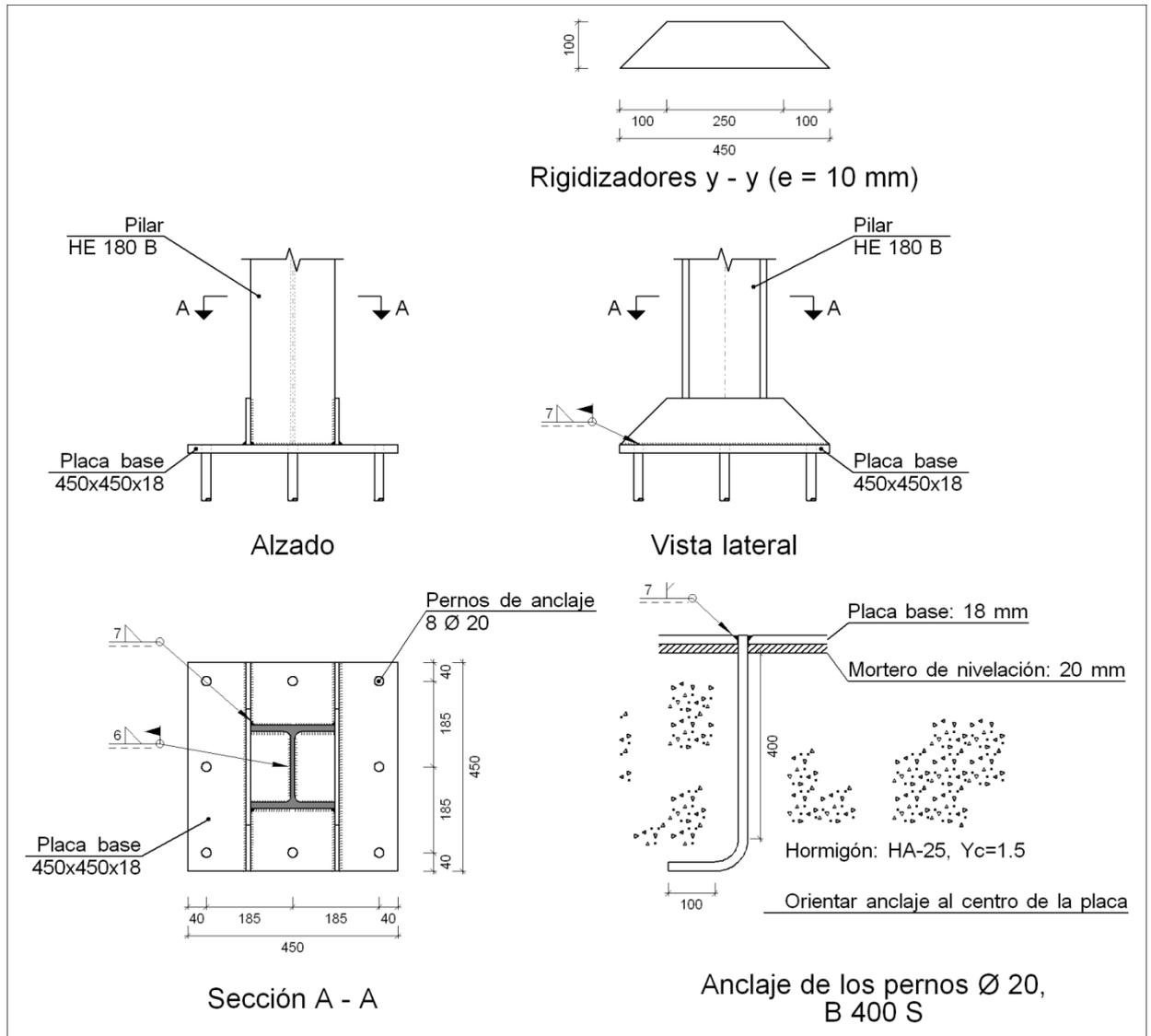
d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	10	400
		A tope en bisel simple con talón de raíz amplio	8	754
	En el lugar de montaje	En ángulo	6	1002
			10	1366

Placas de anclaje				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Placa base	1	450x450x20	31.79
	Rigidizadores pasantes	2	450/250x100/0x14	7.69
				Total
B 400 S	Pernos de anclaje	12	Ø 20 - L = 490 + 194	20.25
				Total

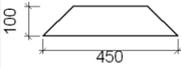
5.6.9. Placas de anclaje con zapatas en pilarillos

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Elementos complementarios											
Pieza	Geometría				Taladros				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Bisel (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Placa base		450	450	18	8	39.8	22	9.9	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios											
Pieza	Geometría				Taladros				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Bisel (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		450	100	10	-	-	-	-	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 180 B

Para cada cordón en ángulo de esta unión, se adopta el espesor máximo de garganta de soldadura compatible con los espesores de las piezas a unir. De esta manera, y soldando por ambos lados, se logra que el conjunto tenga, al menos, la capacidad resistente de dichas piezas.

2) Placa de anclaje

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura de perno en placa de anclaje ^(*)	7	0.0	0.0	155.8	269.8	66.67	0.0	0.00	430.0	0.85

^(*)Soldadura a tope (con penetración parcial) en bisel simple con talón de raíz amplio comprobada según el artículo 8.6.3.3b del CTE DB SE-A.

Para el resto de cordones en ángulo se adopta el espesor máximo de garganta de soldadura compatible con los espesores de las piezas a unir. De esta manera, y soldando por ambos lados, se logra que el conjunto tenga, al menos, la capacidad resistente de dichas piezas.

d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	7	400
		A tope en bisel simple con talón de raíz amplio	7	503
	En el lugar de montaje	En ángulo	6	895
			7	1406

Placas de anclaje				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Placa base	1	450x450x18	28.61
	Rigidizadores pasantes	2	450/250x100/0x10	5.50
				Total
B 400 S	Pernos de anclaje	8	Ø 20 - L = 438 + 194	12.47
				Total

5.7. CIMENTACIÓN

5.7.1. Vista en 3D de la cimentación

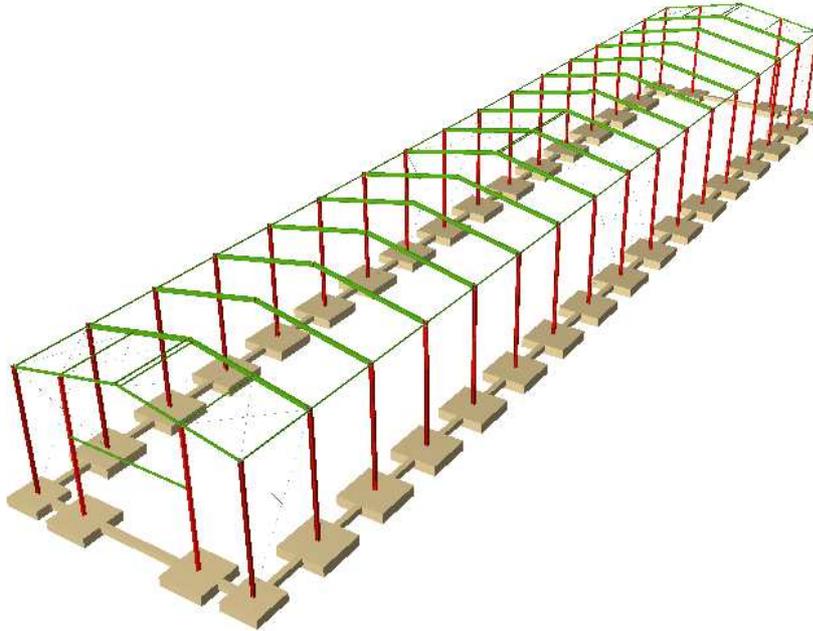


Fig. 5.6: Vista general de todos los elementos de cimentación presentes

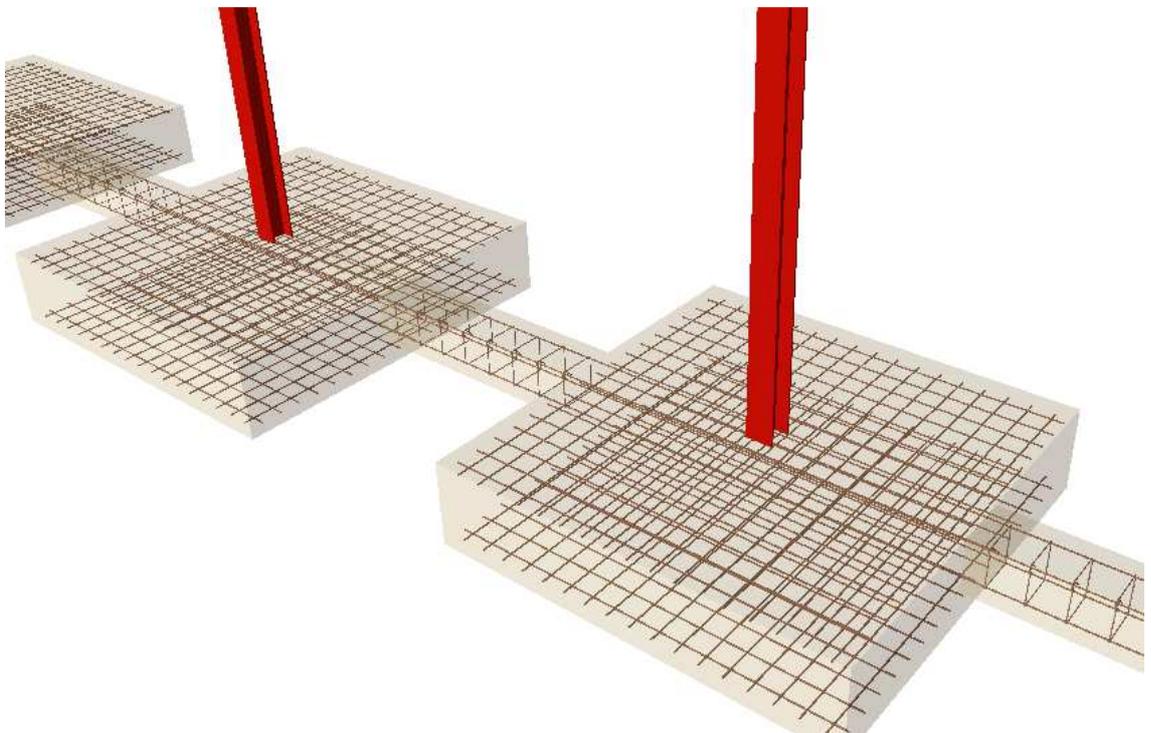


Fig. 5.7: Detalle de las armaduras en las zapatas y vigas de atado

5.7.2. Zapatas en pilares hastiales

Referencia: N3		
Dimensiones: 235 x 235 x 55		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Tensiones sobre el terreno:</p> <p><i>Criterio de CYPE Ingenieros</i></p> <p>- Tensión media en situaciones persistentes:</p> <p>- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:</p> <p>- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:</p>	<p>Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0260946 MPa</p> <p>Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0151074 MPa</p> <p>Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0612144 MPa</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Vuelco de la zapata:</p> <p><i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i></p> <p>- En dirección X:</p> <p>- En dirección Y:</p>	<p>Reserva seguridad: 109.1 %</p> <p>Reserva seguridad: 1.5 %</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Flexión en la zapata:</p> <p>- En dirección X:</p> <p>- En dirección Y:</p>	<p>Momento: 16.10 kN·m</p> <p>Momento: 64.97 kN·m</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Cortante en la zapata:</p> <p>- En dirección X:</p> <p>- En dirección Y:</p>	<p>Cortante: 18.15 kN</p> <p>Cortante: 65.04 kN</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Compresión oblicua en la zapata:</p> <p>- Situaciones persistentes:</p> <p><i>Criterio de CYPE Ingenieros</i></p>	<p>Máximo: 5000 kN/m² Calculado: 22.9 kN/m²</p>	<p>Cumple</p>
<p>Canto mínimo:</p> <p><i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i></p>	<p>Mínimo: 25 cm Calculado: 55 cm</p>	<p>Cumple</p>
<p>Espacio para anclar arranques en cimentación:</p> <p>- N3:</p>	<p>Mínimo: 44 cm Calculado: 48 cm</p>	<p>Cumple</p>
<p>Cuantía geométrica mínima:</p> <p><i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i></p> <p>- Armado inferior dirección X:</p> <p>- Armado superior dirección X:</p> <p>- Armado inferior dirección Y:</p> <p>- Armado superior dirección Y:</p>	<p>Mínimo: 0.001</p> <p>Calculado: 0.0011</p> <p>Calculado: 0.0011</p> <p>Calculado: 0.0011</p> <p>Calculado: 0.0011</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Cuantía mínima necesaria por flexión:</p> <p><i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i></p> <p>- Armado inferior dirección X:</p> <p>- Armado inferior dirección Y:</p> <p>- Armado superior dirección X:</p>	<p>Calculado: 0.0011</p> <p>Mínimo: 0.0002</p> <p>Mínimo: 0.0005</p> <p>Mínimo: 0.0002</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>

Referencia: N3		
Dimensiones: 235 x 235 x 55		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 52 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 52 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 52 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 52 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 52 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 52 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 52 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 52 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.09		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.33		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 602.33 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 602.33 kN		

5.7.3. Zapatas en pilarillos

Referencia: N89		
Dimensiones: 275 x 275 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/18 Yi:Ø12c/18 Xs:Ø12c/18 Ys:Ø12c/18		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0184428 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0169713 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0396324 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1270.3 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 25.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 15.69 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 62.92 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 14.81 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 68.08 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 43.8 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- N89:	Mínimo: 49 cm Calculado: 53 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>		
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011 Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple

Referencia: N89		
Dimensiones: 275 x 275 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/18 Yi:Ø12c/18 Xs:Ø12c/18 Ys:Ø12c/18		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 68 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.06		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.22		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 755.47 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 755.47 kN		

5.7.4. Zapatas en pilares intermedios

Referencia: N11		
Dimensiones: 300 x 300 x 65		
Armados: Xi:Ø12c/17 Yi:Ø12c/17 Xs:Ø12c/17 Ys:Ø12c/17		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0206991 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.024525 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0414963 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 3947.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 11.6 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 17.07 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 101.63 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 14.42 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 98.10 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 56.5 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- N11:	Mínimo: 54 cm Calculado: 58 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>		
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011 Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0005	Cumple

Referencia: N11		
Dimensiones: 300 x 300 x 65		
Armados: Xi:Ø12c/17 Yi:Ø12c/17 Xs:Ø12c/17 Ys:Ø12c/17		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 17 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 17 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 74 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 74 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 74 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 74 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 74 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 74 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 74 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 74 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.05		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.28		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 878.58 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 878.58 kN		

5.7.5. Vigas de atado

Referencia: C.1 [N8-N13] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 10 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: <i>J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).</i>	Mínimo: 10 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 12.0 mm (Cumple) - No llegan estados de carga a la cimentación.		

5.8. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS Y CONCLUSIONES

- a. La elección de las correas de cubierta es idónea, al aprovecharse la sección de las mismas en un 94.38% y 87.94% para resistencia a esfuerzos y flecha respectivamente.
- b. Los tirantes situados en el dintel de los vanos intermedios tienen un aprovechamiento muy bajo del 1.93%, por lo que su uso no sería necesario.
- c. La viga corrida de arriostre en la cabeza de los pilares ha sido dimensionada con un perfil IPE-80 al ser este el más bajo de la serie. Aún así, el aprovechamiento de esta es de un 42.4%, lo que indica que está sobredimensionada frente a los esfuerzos para los que actúa. Esto es debido a que principalmente sirve para arriostrear frente a los efectos de viento que tienen lugar cuando la acción de este influye sobre los muros piñón de la nave. Debido a que el área de estos reducida, concretamente de 131.25 metros cuadrados, la acción del viento sobre ellos no es demasiado grande como para necesitar un mayor perfil en las vigas de arriostre.

También se debe tener en cuenta que las cruces de San Andrés absorben gran parte de los esfuerzos debido a las cargas de viento, tal y como lo demuestra el gran aprovechamiento de los tirantes que las forman, llegando hasta un $\eta=80.3$.

- d. Las vigas de cerramiento para las cruces de San Andrés en la cabeza de los pilarillos y en la zona cercana a la cumbrera tiene un aprovechamiento muy bajo, por lo que se ha dimensionado con el menor perfil posible dentro de la serie IPE. La explicación de este suceso es semejante al que ocurre en la viga de arriostre de cabeza de los pilares, pero aún más acentuada debido a que la presencia de estos reduce el esfuerzo transmitido a los cerramiento para las cruces

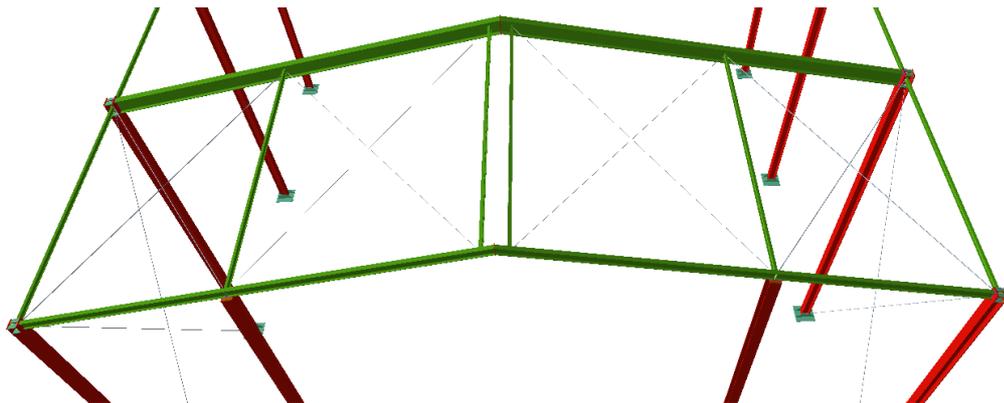


Fig. 5.8: Detalle vigas de cerramiento para la situación de cruces de San Andrés

- e. Según la envolvente de momento flector sobre los pórticos intermedios, estos tienen solicitaciones demasiado elevadas en los puntos de unión con los pilares, por lo que sería recomendable la situación de cartelas en ellos

- f. En las uniones de cumbrera, el momento flector no es demasiado alto como para necesitar la incorporación de cartelas. Además, la situación de estas en estos puntos perjudicaría las uniones en los aleros al aumentar el peso del dintel en su punto más crítico
- g. En los pórticos hastiales, debido a la presencia de pilarillos, el momento flector en estos puntos no es demasiado grande como para plantearse la inclusión de cartelas ni en los aleros ni en la cumbrera.
- h. Respecto a las uniones, se ha tenido que articular las uniones entre los pilarillos y dinteles hastiales para poder resolverlas, así como todas las vigas de arriostre que están unidas a los pilares o dinteles en su alma.

No se pueden optimizar más aún, pues ya han sido diseñadas de acuerdo con los esfuerzos que soportan los elementos que unen. La única forma de mejorarlas sería reduciendo los mencionados esfuerzos.

- i. En el apartado de cimentación, se ha incluido una viga de atado entre zapatas para asegurar que estas no sufran desplazamientos relativos entre ellas.

Al igual que en las uniones, la cimentación, que no es más que una unión entre el terreno y la estructura, no puede optimizarse de ninguna manera que no sea empleando otro tipo de hormigón o mejorando la calidad del acero de los refuerzos internos. En caso de que se quisiesen reducir los esfuerzos de flexión sobre ellas habría que incorporar unos rigidizadores mayores en la base de los pilares para tratar de compensarlos. Esta opción es desechada debido a que el coste en material y soldaduras no compensaría la mínima reducción del tamaño de las zapatas.

Otra opción, que podría servir como caso de estudio en otro proyecto, sería articular los apoyos de los pilares para reducir los efectos de flexión sobre las zapatas.

Debido a que ninguna zapata ha dado problemas de dimensionamiento, no se considera que pueda lograrse un beneficio aparente modificando cualquiera de sus parámetros, por lo que en los estudios posteriores se seguirán usando las mismas.

Observando los resultados obtenidos para esta hipótesis, se puede concluir que la única forma posible de reducir las secciones de los elementos es con la inclusión de cartelas en los extremos de los pórticos para la unión con los pilares. De esta forma reforzaremos este punto sometido a un pico de esfuerzos, tal y como demuestra el gráfico de envolventes en los pórticos intermedios.

6. DISEÑO 2: PÓRTICO RÍGIDO CON CARTELAS

La única diferencia entre este diseño y el anterior será la inclusión de cartelas. Así, se dispondrá en las uniones de los aleros de los pórticos intermedios para paliar el efecto del momento flector en estos puntos.

Tal y como se vio en las envolventes del caso anterior, la situación de máximo momento flector se da en los aleros, estando la zona más sometida a 1.6 metros aproximadamente de estos. Para tratar de compensar este esfuerzo, se dispondrán cartelas de una longitud de de 1.5 metros de largo, que corresponde a una décima parte de la luz de la nave.

Las diferencias en los elementos estructurales son escasas, afectando únicamente al diseño de los dinteles. El resto de los componentes que conforman la estructura son idénticos en ambos casos debido a que tanto las solicitaciones como las dimensiones son las mismas. Esto es aplicable para las correas, pilares, pilarillos, vigas de arriostre y tirantes así como placas de anclaje y cimentación.

6.1. VISTA EN 3D

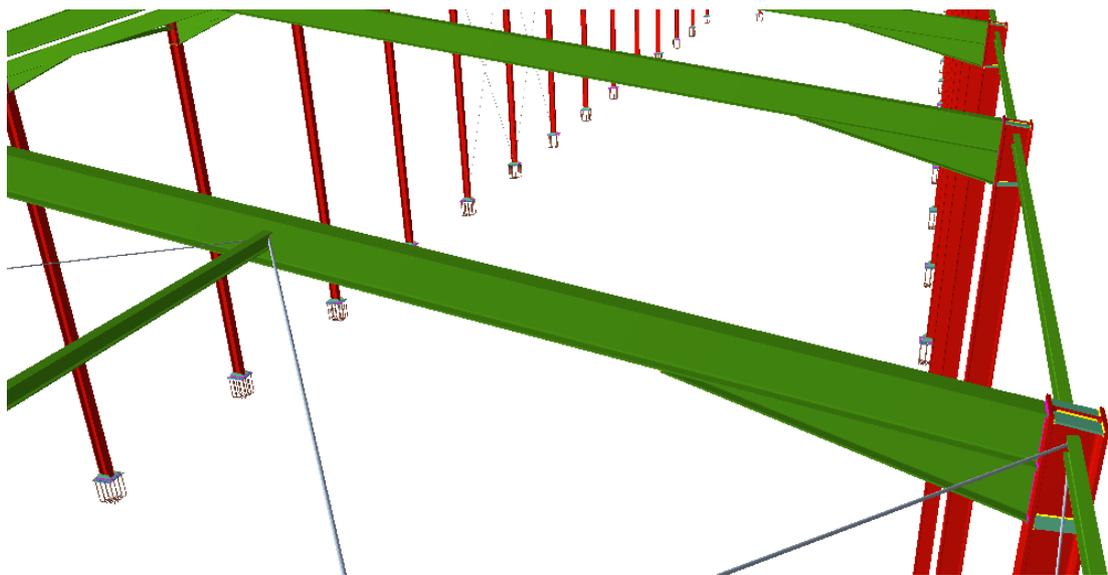


Fig. 6.1: Detalle de las uniones con cartelas en los aleros

6.2. ENVOLVENTES

Se analiza de forma gráfica los efectos del momento flector sobre los pórticos intermedios al ser estos los únicos que han variado respecto a la hipótesis anterior.

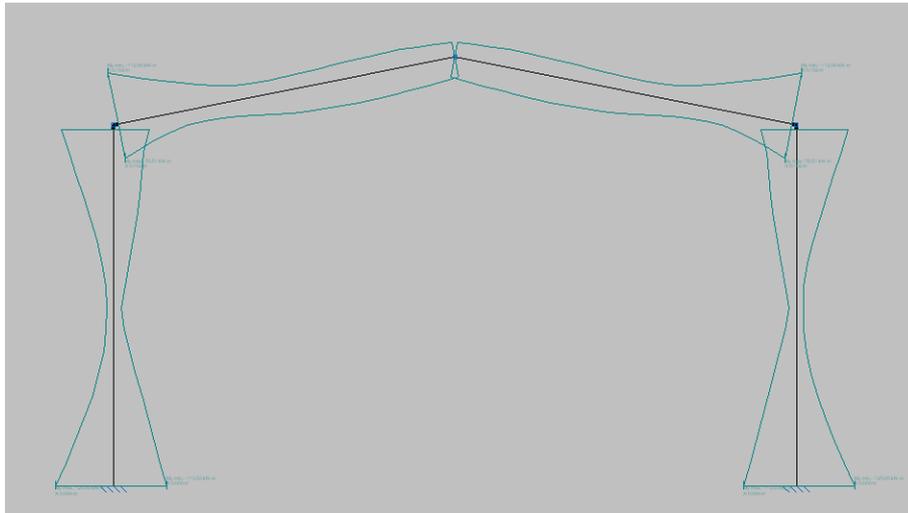


Fig. 6.2: Gráfico de envolventes en pórticos intermedios

Se puede observar que la envolvente de flectores tanto en el dintel como en los pilares es muy parecida a la del caso anterior. Al final de este capítulo, en el apartado de conclusiones, se explica a que es debido y de qué manera se solventa.

6.3. BARRAS

Las únicas barras que se modifican son las de las vigas de los pilares intermedios mediante la inclusión de cartelas. Los dinteles de los pórticos hastiales no se han modificado debido a que la presencia de pilarillos hace que el momento flector máximo sobre los apoyos de los dinteles con los pilares sea mucho menor que en los pórticos intermedios, que no disponen de ningún pilar intermedio.

No se han colocado cartelas en la cumbrera debido a que el momento flector en estas es menor que en los apoyos. La colocación de estas no es solo innecesaria, sino que puede llegar a ser contraproducente debido a que una sobrecarga en la zona más alejada de los apoyos hubiese aumentado considerablemente el momento flector sobre estos. Por ello, se ha desestimado esta posible solución.

Nombre de barra	Nº de barras iguales	Perfil y Sección	Longitud (m)	Peso por unidad de longitud (kg/m)	Aprovechamiento
Vigas dinteles pórticos intermedios	30	IPE-220	7.65	26.2	91.4
Cartelas iniciales inferiores pórticos intermedios	30	IPE-220	1.5 en forma triangular	26.2	58.5

Fig. 6.3: Tabla resumen de las barras utilizadas distintas a las del Diseño 1

6.3.1. Dinteles pórticos intermedios

Perfil: IPE 240, Simple con cartelas (Cartela inicial inferior: 1.50 m.) Material: Acero (S275)								
Nudos	Longitud (m)	Características mecánicas ⁽¹⁾						
		Área (cm ²)	I _y ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽³⁾ (cm ⁴)	y _a ⁽⁴⁾ (mm)	z _a ⁽⁴⁾ (mm)	
N22	N25	7.649	63.6 1	16402.3 4	425.1 3	18.28	0.00	107.7 1
Notas: ⁽¹⁾ Las características mecánicas y el dibujo mostrados corresponden a la sección inicial del perfil (N22) ⁽²⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽³⁾ Momento de inercia a torsión uniforme ⁽⁴⁾ Coordenadas del centro de gravedad								
		Pandeo			Pandeo lateral			
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
β		0.20	1.00	0.00	0.00			
L _K		1.499	7.649	0.000	0.000			
C _m		1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos								



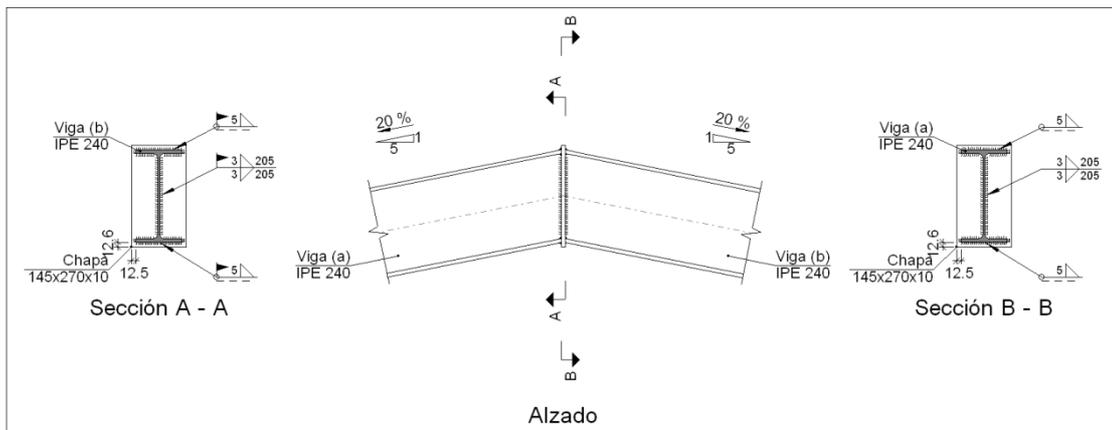
Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N22/N25	x: 1.6 m $\eta = 4.7$	x: 1.6 m $\eta = 5.6$	x: 1.6 m $\eta = 72.7$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 1.6 m $\eta = 13.3$	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 1.6 m $\eta = 80.8$	$\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	x: 1.6 m $\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 80.8$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

6.4. UNIONES

Las uniones llevadas a cabo han sido mediante soldadura para evitar las interferencias que se producían entre perfiles y tornillos al usar estos últimos como elementos de unión.

6.4.1. Dinteles intermedios

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Viga	IPE 240		240	120	9.8	6.2	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal: Viga (a) IPE 240		145	270	10	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Viga (a) IPE 240

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	80.1	97.8	0.3	187.3	46.29	86.8	25.24	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	74.4	74.4	4.6	149.0	36.83	74.4	21.63	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	85.6	70.2	0.0	148.6	36.72	85.6	24.88	430.0	0.85

2) Viga (b) IPE 240

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	80.1	97.8	0.3	187.3	46.29	86.8	25.24	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	74.4	74.4	4.6	149.0	36.83	74.4	21.63	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	85.6	70.2	0.0	148.6	36.72	85.6	24.88	430.0	0.85

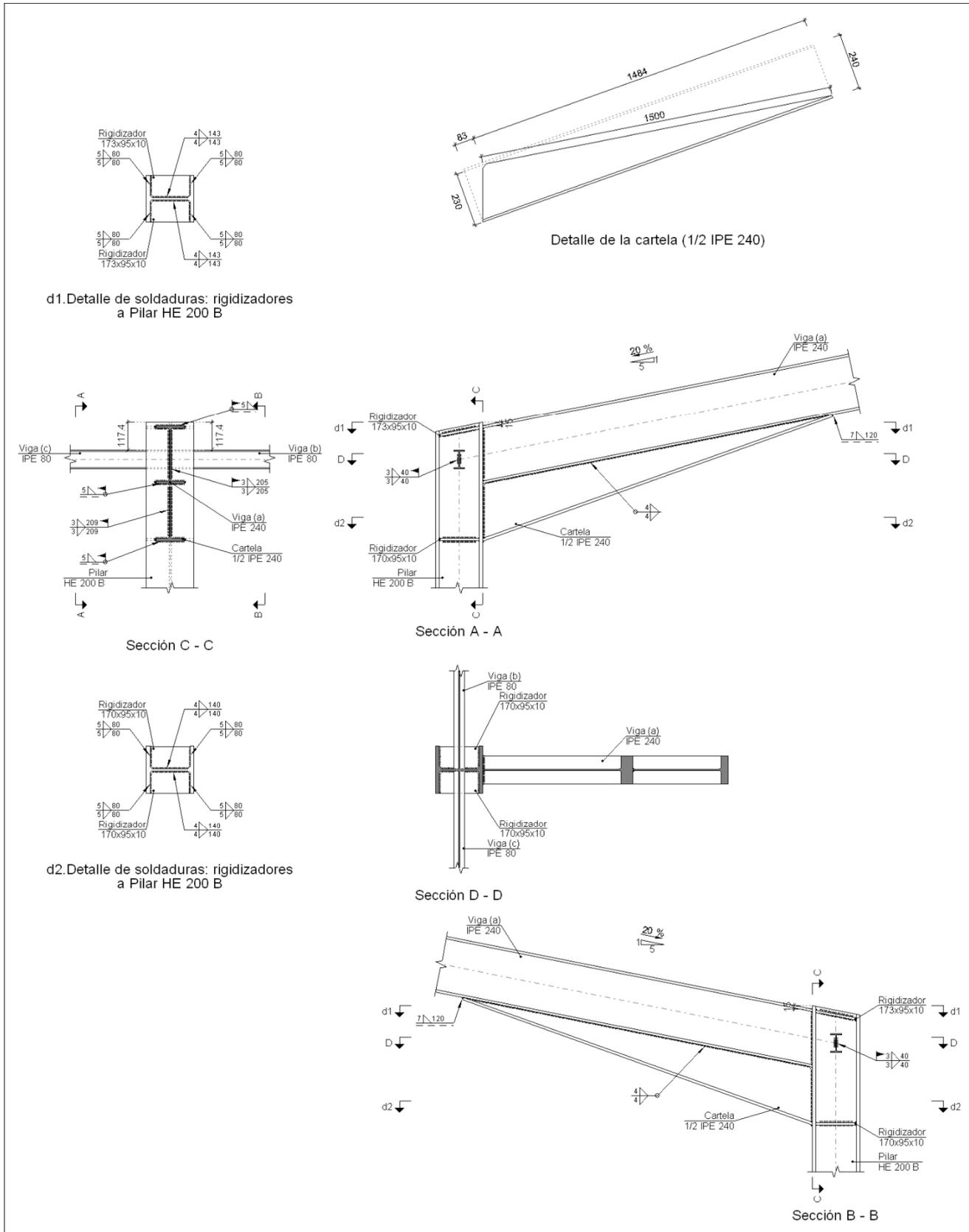
d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	410
			5	468
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	410
			5	468

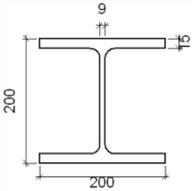
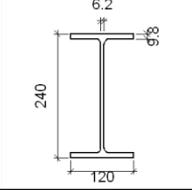
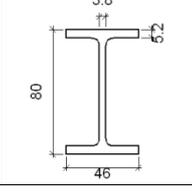
Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Chapas	1	145x270x10	3.07
				Total

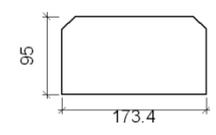
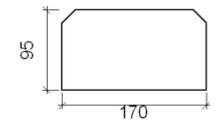
6.4.2. Aleros pilares intermedios

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 200 B		200	200	15	9	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 240		240	120	9.8	6.2	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 80		80	46	5.2	3.8	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Esquema	Geometría			Acero		
		Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		173.4	95	10	S275	275.0	430.0
Rigidizador		170	95	10	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 200 B

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación		Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbeltez		-	18.89	64.71	29.19
	Cortante		kN	564.446	574.620	98.23
Rigidizadores	Ala	Desgarro	MPa	188.804	261.905	72.09
		Cortante	MPa	178.291	261.905	68.07
Viga (b) IPE 80	Alma	Punzonamiento	kN	30.509	162.726	18.75
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	30.509	57.673	52.90
Viga (c) IPE 80	Alma	Punzonamiento	kN	30.509	162.726	18.75
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	30.509	57.673	52.90

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	5	97.4	118.8	0.0	227.7	56.27	97.4	28.32	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	4	0.0	0.0	75.8	131.3	32.45	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	5	125.1	125.1	0.0	250.2	61.82	125.1	36.36	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	4	0.0	0.0	87.7	151.8	37.52	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas del pilar	5	97.4	118.8	0.0	227.7	56.27	97.4	28.32	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma del pilar	4	0.0	0.0	75.8	131.3	32.45	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas del pilar	5	125.1	125.1	0.0	250.2	61.82	125.1	36.36	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma del pilar	4	0.0	0.0	87.7	151.8	37.52	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga (a) IPE 240

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	5	97.3	118.6	0.5	227.3	56.17	126.7	36.82	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	104.8	104.8	18.3	212.0	52.37	104.8	30.46	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5	0.0	0.0	7.4	12.7	3.15	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela	3	115.1	115.1	18.3	232.3	57.41	115.1	33.45	430.0	0.85

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala de la cartela	5	102.9	146.3	0.1	273.6	67.60	137.6	40.00	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	4	0.0	0.0	11.3	19.5	4.82	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	7	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

3) Viga (c) IPE 80

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	3	89.9	89.9	0.5	179.8	44.42	89.9	26.13	430.0	0.85

4) Viga (b) IPE 80

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	3	89.9	89.9	0.5	179.8	44.42	89.9	26.13	430.0	0.85

d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	4	4103
			5	1280
			7	120
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	987
			5	703

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	2	173x95x10	2.59
		2	170x95x10	2.54
		Total		

6.5. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Se ha comprobado que la inclusión de cartelas en las zonas más críticas de momento flector supone una ventaja en cuanto a dimensionamiento de la viga. Esta ventaja no supone una gran diferencia ya que la reducción de sección en los dinteles intermedios es de solo 30mm, pero sirve para demostrar que la colocación de elementos rigidizadores suplementarios en puntos críticos para la resistencia de las barras es aconsejable si se quiere aprovechar al máximo las secciones.

La selección de cartelas de 1.5 metros en la parte inferior inicial de las vigas de los dinteles ha sido motivada por dos criterios:

- La situación del máximo momento flector está en la unión con los aleros decreciendo linealmente hasta estabilizarse a una distancia en torno a los 1.6 metros. Para compensar el efecto de la flexión en esta zona se ha decidido tomar cartelas que abarque la zona de mayor momento flector en la viga, esto es 1.5 metros.
- Es aconsejable la inclusión de cartelas de una longitud igual a una décima parte de la luz del vano cuando estas están situadas en la parte inicial de los dinteles (Pascual Urban, 2006)

Tomando estos dos criterios, los cuales convergen hacia una misma medida, se ha tomado la decisión final de tamaño óptimo de las cartelas.

El aprovechamiento de las barras que conforman las vigas de los dinteles es del 80.8%, cifra inferior al caso anterior. Se han hecho pruebas reduciendo la sección a la inmediatamente inferior (IPE-220) y por poco no cumple, quedándose el aprovechamiento en un 102.1%. Es por ello que al elegirse la sección IPE-240 la diferencia de aprovechamiento se reduzca en más de un 20%. Como se expuso las conclusiones del caso anterior, el aprovechamiento no es linealmente proporcional a la sección, de ahí que una reducción de sección de menos del 10% produzca una disminución del aprovechamiento mayor al 20%.

Otra conclusión extraída durante el análisis es que el momento flector en la zona donde están situadas las cartelas es el mismo que sin ellas, al igual que en el resto del dintel. Es decir, las cartelas no reducen el momento flector en un punto determinado sino que ayudan a que este sea soportado por la sección que está sometida a tal momento, reforzándola y evitando tener que sobredimensionar toda la viga debido a una solicitud superior en un punto de esta.

Las conclusiones concernientes al resto de las barras y cimentación pueden extrapolarse del Diseño 1, pues los resultados obtenidos son idénticos.

7. DISEÑO 3: PÓRTICO CON CERCHA

7.1. REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DEL PÓRTICO

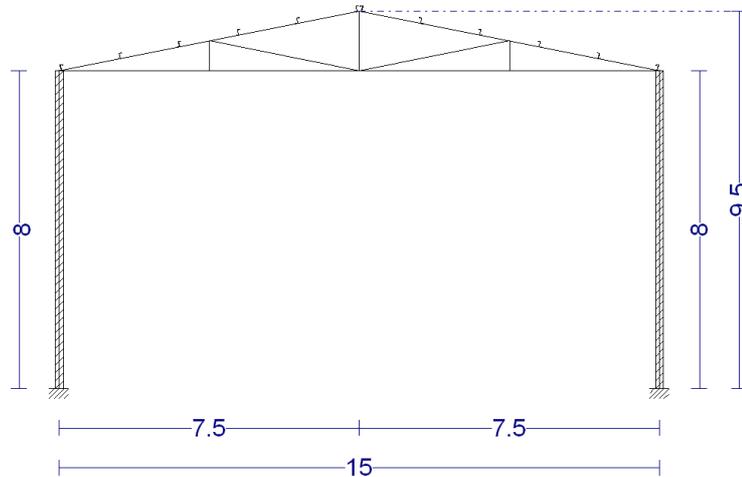


Fig. 7.1: Esquema del pórtico con cercha

7.2. CORREAS EN CUBIERTA

Como la el peso de la cubierta es el mismo y las distancias entre pórticos y luz no varían, las correas elegidas para esta hipótesis son las mismas y están situadas a la misma distancia que en los casos anteriores

7.3. VISTA 3D DE LA ESTRUCTURA

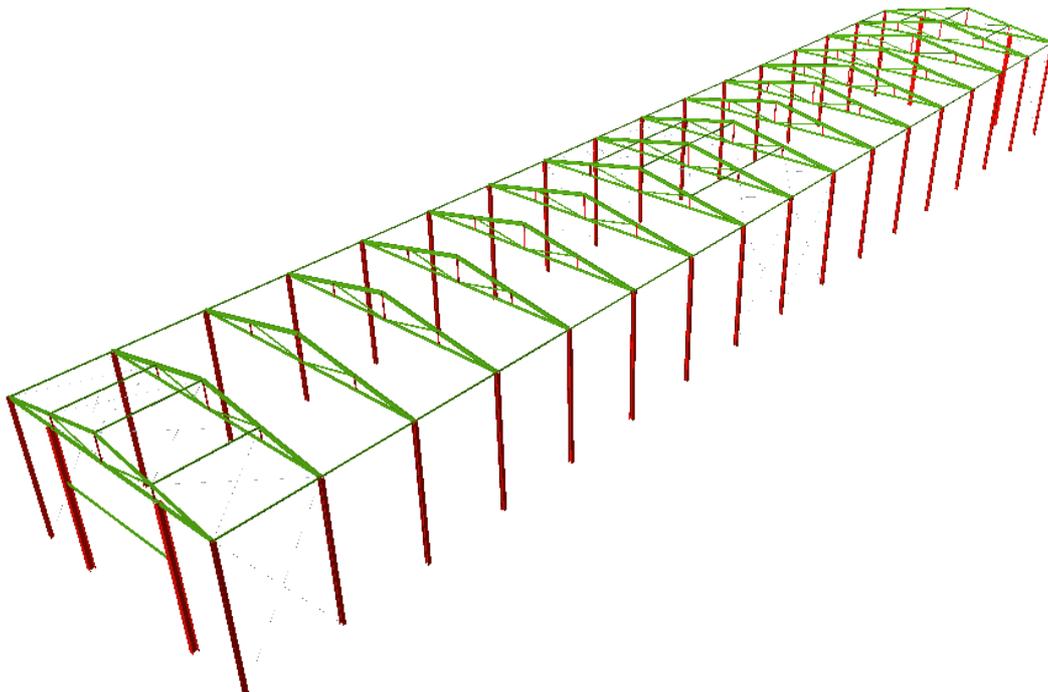


Fig. 7.2: Vista lateral de la estructura metálica con cercha en los dinteles

7.4. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES PARA LA HIPÓTESIS 3

- Se han articulado todos los nudos del dintel (uniones entre las barras de las cerchas)
- Los coeficientes de pandeo para los dinteles son:
 - Para las barras superior e inferior de la cercha
 - Eje débil xy: $\beta=0.392\approx 0.4$
 - Eje fuerte xz: $\beta=1$
 - Para las vigas que forman el interior de la cercha
 - Eje débil xy: $\beta=0$
 - Eje fuerte xz: $\beta=1$
 - Pandeo lateral nulo en todas las barras

7.5. ENVOLVENTES

7.5.1. Pórticos hastiales

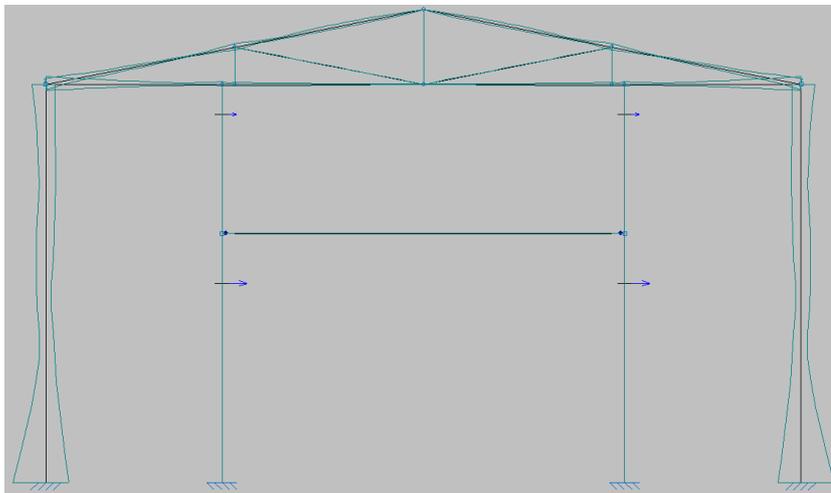


Fig. 7.3: Representación gráfica de los momentos flectores en pórticos hastiales

7.5.2. Pórticos intermedios

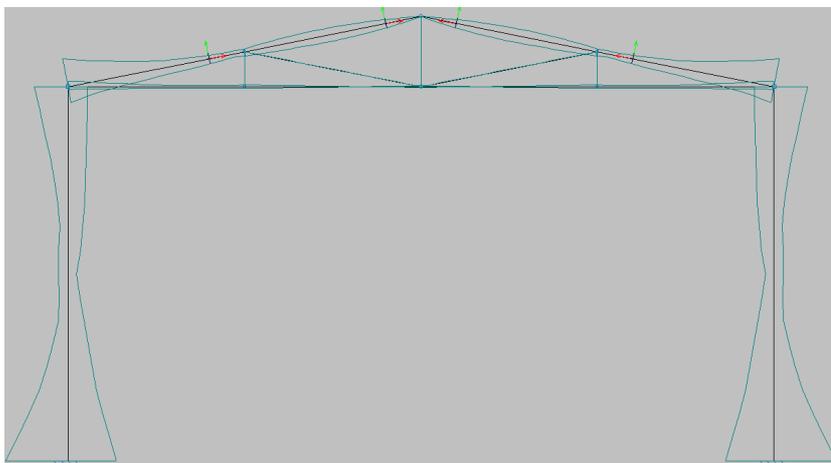


Fig. 7.4: Representación gráfica de los momentos en pórticos intermedios

7.6. BARRAS

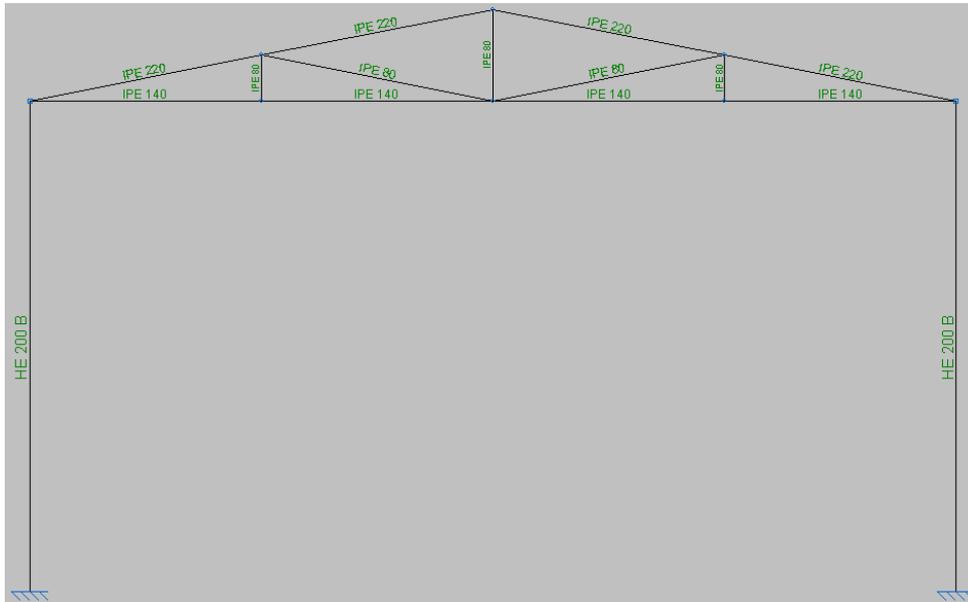
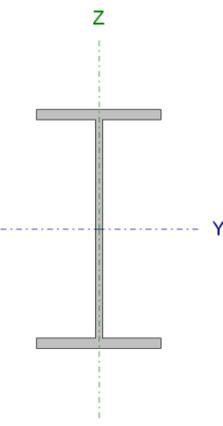


Fig. 7.5: Representación de las barras usadas para la constitución del pórtico intermedio

Nombre de barra	Nº de barras iguales	Perfil y Sección	Longitud (m)	Peso por unidad de longitud (kg/m)	Aprovechamiento
Vigas dinteles pórticos hastiales	4	IPE-160	7.65	15.8	46.8
Vigas dinteles pórticos intermedios	30	IPE-220	7.65	26.2	91.4
Vigas horizontales entre pórticos hastiales	2	IPE-180	15	18.8	58.5
Vigas horizontales entre pórticos intermedios	15	IPE-140	5	12.9	61.2
Viga de celosía pórtico hastial	10	IPE-80	Variable(2x3.824, 1x1.5, 2x0.75)	6.0	54.2
Viga de celosía pórtico intermedio	75	IPE-80	Variable(2x3.824, 1x1.5, 2x0.75)	6.0	78.5

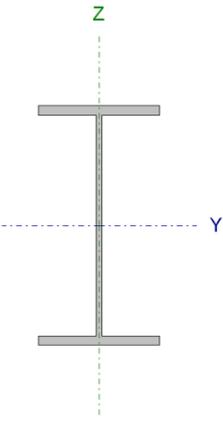
Fig. 7.6: Tabla resumen de las barras utilizadas en este Diseño

7.6.1. Dinteles pórticos hastiales

Perfil: IPE 160 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N164	N170	3.824	20.10	869.30	68.31	3.60
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.39	1.00	0.00	0.00			
L _K	1.500	3.824	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		$\bar{\lambda}$
N164/N170	x: 3.82 m $\eta = 3.4$	x: 0 m $\eta = 5.0$	x: 0 m $\eta = 37.0$	x: 0.382 m $\eta = 22.2$	x: 0 m $\eta = 8.6$	x: 3.82 m $\eta = 0.5$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 46.8$	$\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 46.8$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

7.6.2. Dinteles p $\acute{o$ rticos intermedios

Perfil: IPE 220 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N54	N60	3.824	33.40	2772.00	204.90	9.07
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.39	1.00	0.00	0.00			
L _K	1.500	3.824	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

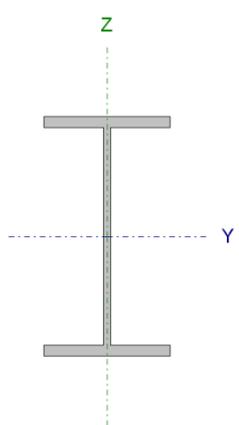
Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N54/N60	x: 3.82 m $\eta = 13.2$	x: 0 m $\eta = 22.9$	x: 0 m $\eta = 79.3$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 13.6$	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 91.4$	$\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 91.4$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

7.6.3. Vigas horizontales entre pilares de pórticos hastiales

Perfil: IPE 180 Material: Acero (S275)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N168	N169	3.750	23.90	1317.00	100.90	4.79
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.	
β		0.39	1.00	0.00	0.00	
L _K		1.471	3.750	0.000	0.000	
C _m		1.000	1.000	1.000	1.000	
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos						

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	$\bar{\lambda}$	
N168/N169	$\eta = 0.9$	$\eta = 0.5$	x: 3.75 m $\eta = 9.1$	x: 0 m $\eta = 57.1$	x: 3.75 m $\eta = 1.2$	$\eta = 0.7$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 58.5$	$\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 58.5$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

7.6.4. Vigas horizontales entre pilares de pórticos intermedios

Perfil: IPE 140 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N59	N54	3.750	16.40	541.20	44.92	2.45
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β		0.39	1.00	0.00	0.00		
L_K		1.471	3.750	0.000	0.000		
C_m		1.000	1.000	1.000	1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		$\bar{\lambda}$
N59/N54	$\eta = 30.8$	$\eta = 32.4$	x: 3.75 m $\eta = 49.5$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 3.75 m $\eta = 4.4$	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 3.75 m $\eta = 61.2$	$\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 61.2$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

7.6.5. Vigas de celosía pórtico hastial

Perfil: IPE 80 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N168	N170	3.824	7.64	80.14	8.49	0.70
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
β	0.00	1.00	0.00	0.00			
L _K	0.000	3.824	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)												Estado		
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z		M _t V _y	$\bar{\lambda}$
N168/N170	x: 3.82 m $\eta = 5.1$	x: 0 m $\eta = 10.9$	x: 1.91 m $\eta = 2.3$	x: 1.91 m $\eta = 48.6$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 1.0$	x: 0.239 m $\eta < 0.1$	x: 0.239 m $\eta < 0.1$	x: 1.91 m $\eta = 54.2$	x: 0.239 m $\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 54.2$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

7.6.6. Viga de celosía pórtico intermedio

Perfil: IPE 80 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N58	N57	3.824	7.64	80.14	8.49	0.70
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.00	1.00	0.00	0.00			
L _K	0.000	3.824	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		$\bar{\lambda}$
N58/N57	x: 3.82 m $\eta = 20.5$	x: 0 m $\eta = 74.8$	x: 1.91 m $\eta = 2.3$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 0.3$	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	x: 0.239 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 1.91 m $\eta = 78.5$	x: 0.239 m $\eta < 0.1$	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$\bar{\lambda} < 2.0$	CUMPLE $\eta = 78.5$
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															

7.7. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Después de haber dimensionado las barras para calcular el diseño de pórtico con cercha, se ha podido comprobar que no aporta beneficios de reducción de perfil respecto a las hipótesis anteriores.

Esto es debido a que tanto la carga como las dimensiones de la nave, sobre todo en cuanto a la luz se refiere, son muy pequeñas para que la utilización de un pórtico de este tipo aporte ventajas de algún tipo respecto a la fabricación con pórticos rígidos.

Este tipo de pórtico no solo no aporta ventajas, sino que cuenta con una serie de inconvenientes respecto a los anteriores tipos de pórticos:

- a) Mayor cantidad de acero para realizar los dinteles, lo que redundaría en un mayor coste.
- b) Aumento de la dificultad y tiempo en realizar las uniones en los pórticos.
- c) La parte entre los aleros y cumbreras no es utilizable para los posibles movimientos de la carga en el interior de la nave ya que puedan interferir con los perfiles dispuestos.

Con estos resultados comprobamos que cuando la luz y las cargas sobre la estructura son pequeñas es preferible usar un tipo de pórtico más sencillo.

En cuanto al aprovechamiento de las barras, observamos que este está bastante compensado, no siendo nunca menor del 50%. Destacan las vigas superiores de los dinteles de los pórticos intermedios, con un aprovechamiento del 91.4%. El aprovechamiento de las vigas horizontales entre pilares es entorno al 60% debido a que la mayor parte de los esfuerzos lo absorben las vigas superiores que conforman el pórtico. La función principal de las vigas horizontales es el soporte de las vigas que constituyen la cercha, transmitiéndose los esfuerzos entre ellas mediante las uniones.

El aprovechamiento de las vigas de cercha depende de su situación: en los pórticos hastiales tienen un aprovechamiento del 54.2% debido a los pilares que colaboran con la estructura. El perfil de estos no se puede disminuir aún más, estando en un IPE-80. Se han hecho pruebas con perfiles cuadrados en vista de estos resultados, pero ninguna medida cumplía las exigencias al necesitar secciones que no aparecen en el catálogo. En cambio, los perfiles de las vigas de cercha en los pórticos intermedios tienen un aprovechamiento del 78.5% aún siendo de la misma sección que los dispuestos en los pórticos hastiales. No hay duda de que es debido a que en este caso no se cuenta con pilarillos intermedios, debiendo soportar mayores esfuerzos resistentes que en el anterior caso

Perfil: C20		Material: Acero (S275)					
	Nudos		Características mecánicas				
	Inicial	Final	Longitud (m)	Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N38	N40		3.824	4.00	1.33	1.33
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
β	0.00	1.00	0.00	0.00			
L _K	0.000	3.824	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos							

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	λ̄	
N38/N40	x: 3.82 m η = 38.2	x: 0 m η > 1000.0	x: 3.82 m η = 11.2	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	x: 3.82 m η = 0.1	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	η < 0.1	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m Error ⁽¹⁾	η < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	x: 0 m λ̄ ≥ 2.0 Error ⁽²⁾	ERROR
Notación: N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados λ̄: Limitación de esbeltez x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede															
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.															
Errores: ⁽¹⁾ El axil de compresión es excesivo y supera los axiles críticos de pandeo. ⁽²⁾ Se ha producido un error, ya que la esbeltez de la barra es mayor que la esbeltez límite.															

Aunque en este caso no aporte ningún tipo de ventaja la utilización de este tipo pòrtico, podemos comprobar mediante los diagramas de envolventes la acción del momento flector sobre las barras. Observamos que la repartición de esfuerzos de flexión en las barras es óptima, no habiendo ningún pico a diferencia de lo que ocurría en los pòrticos rígidos. Esto sirve como comprobación de su utilidad en situaciones de grandes cargas, repartiendo de manera semejante las acciones de estas entre las barras que conforman el pòrtico. También puede deducirse que a mayor numero de barras que forman la cercha, menores serán los esfuerzos de flexión sobre estas ya que la distancias libres de ellas (donde tendrá lugar el mayor efecto de momento flector positivo) también serán inferiores.

En definitiva, puede decirse que hemos implantado un diseño más complejo que los dos anteriores con expectativas de mejora evidentes y lo que realmente se ha logrado es empeorar notablemente la situación.

8. PRESUPUESTO

La realización del presupuesto de este proyecto tiene como fin despejar las dudas de elección entre los pórticos elegidos. Se calculará el peso total de la estructura metálica para cada uno de los tres casos y en base a esto se calculará el coste de adquisición de esa cantidad de acero.

Así, podemos calcular el coste de cada uno de las barras en base a su longitud y peso. Se tiene en consideración que el coste por kilo de acero en el mercado actual es de 2.1 €/kg, sin incluir la instalación.

En vista de que la mayor parte de la estructura metálica es común para las tres hipótesis, calculamos esta parte de forma general. Las barras que conforman esta parte de la estructura son:

Nombre de barra	Nº de barras iguales	Perfil y Sección	Longitud (m)	Peso por unidad de longitud (Kg/m)
Correas de cubierta	192	ZF-160 x 2.0	5	3.81
Pilares hastiales	4	HEB-180	8	51.2
Pilares intermedios	30	HEB-200	8	61.3
Pilarillos	4	HEB-180	8.70	51.2
Vigas de arriostre en cabeza de pilares	32	IPE-80	5	6
Vigas de cerramiento para cruces de san Andrés en cabeza de pilarillos	4	IPE-80	5	6
Vigas de cerramiento para cruces de san Andrés cercanas a la cumbrera	8	IPE-80	5	6
Tirantes de arriostramiento laterales	16	∅ 10	9.434	1
Tirantes de arriostramiento en vanos hastiales entre alero y pilarillos	8	∅ 14	6.143	1.4
Tirantes de arriostramiento en vanos hastiales entre pilarillos y zona cercana a la cumbrera	8	∅ 6	6.328	0.6
Tirantes de arriostramiento en dinteles de vanos intermedios	4	∅ 6	9.054	0.6

El resultado del cálculo del peso total para esta parte de la estructura será el resultado de la siguiente expresión:

$$\text{Peso} = (\text{N}^\circ \text{ barras iguales}) \times (\text{longitud}) \times (\text{peso por unidad de longitud})$$

De esta manera, obtenemos un peso para la parte común de la estructura metálica de 294959.36 Kg.

Para obtener el precio de tal cantidad de metal basta por multiplicarlo por 2.1 €/Kg, de lo que se obtiene que el precio para esta parte es de 619414,656 €.

Pero el elemento diferencial del presupuesto está en el peso de los pórticos, que es realmente donde se decidirá cuál de ellos es el más apropiado. A continuación se detalla es peso y coste de cada uno de los pórticos:

8.1. Diseño 1: Pórtico rígido

Nombre de barra	Nº de barras iguales	Perfil y Sección	Longitud (m)	Peso por unidad de longitud (Kg/m)
Vigas dinteles pórticos hastiales	4	IPE-140	7.65	12.9
Vigas dinteles pórticos intermedios	30	IPE-270	7.65	36.1

$$\text{Peso pórtico: } 394,74 + 8284,95 = 8679,69 \text{ Kg}$$

$$\text{Precio pórtico: } 8679,69 \times 2.1 = 18227,35 \text{ €}$$

8.2. Diseño 2: Pórtico rígido con cartelas

Nombre de barra	Nº de barras iguales	Perfil y Sección	Longitud (m)	Peso por unidad de longitud (kg/m)
Vigas dinteles pórticos hastiales	4	IPE-140	7.65	12.9
Vigas dinteles pórticos intermedios	30	IPE-240	7.65	30.7
Cartelas iniciales inferiores pórticos intermedios	30	IPE-240	1.5 en forma triangular	30.7

$$\text{Peso pórtico: } 394.74 + 7045.65 + 690.75 = 8131,14 \text{ Kg}$$

$$\text{Precio pórtico: } 8131,14 \times 2.1 = 17075,39 \text{ €}$$

8.2.1. Diseño 3: Pórtico con cercha

Nombre de barra	Nº de barras iguales	Perfil y Sección	Longitud (m)	Peso por unidad de longitud (kg/m)
Vigas dinteles pórticos hastiales	4	IPE-160	7.65	15.8
Vigas dinteles pórticos intermedios	30	IPE-220	7.65	26.2
Vigas horizontales entre pórticos hastiales	2	IPE-180	15	18.8
Vigas horizontales entre pórticos intermedios	15	IPE-140	5	12.9
Viga de celosía pórtico hastial	10	IPE-80	Variable(2x3.824, 1x1.5, 2x0.75)	6.0
Viga de celosía pórtico intermedio	75	IPE-80	Variable(2x3.824, 1x1.5, 2x0.75)	6.0

Peso pórtico: $483.48+6012.9+564+967.5+127.78+958.32 = 9113,98 \text{ Kg}$

Precio pórtico: $9113,98 \times 2.1 = 19139,35 \text{ €}$

Una vez determinados los valores comunes y propios para todos los casos, se realiza la suma de ellos para determinar el coste total global:

Hipótesis	Peso estructura común (Kg)	Peso estructura propia (Kg)	Precio estructura común (€)	Precio estructura propia (€)	Coste total (€)
1	294959,36	8679,69	619414,66	18227,35	637642,01
2		8131,14		17075,39	636490,05
3		9113,98		19139,35	638554,01

Observando esta tabla nos hacemos una idea de lo parejas que están las hipótesis respecto a los costes asociados a cada una de ellas. La variación de precio en cada una de los diseños es ínfima respecto al coste total de la estructura metálica. La diferencia de precio entre la más barata y más cara está en torno a los 2000 €, cantidad poco representativa si se tiene en cuenta que el coste global de la estructura es más de 300 veces superior a esa cantidad.

Con estos resultados se puede apreciar lo ajustado que ha sido el cálculo para cada diseño, ya que aunque se ha modificado la estructura para cada una de ellas, la cantidad de acero es prácticamente la misma aunque con diferentes geometrías. Esto es un indicador más de que el dimensionamiento ha sido realizado con éxito, pues si algún valor despuntase de manera evidente podría debido a que alguno de los cálculos o suposiciones llevadas a cabo no era correctos.

A la hora de decantarse por uno u otro de los diseños no solo se debe tener en cuenta el precio del material utilizado, sino la complejidad de montaje de los elementos estructurales, por lo que esta información de carácter económico, si bien resulta de gran ayuda, no resulta definitiva. En el siguiente capítulo se detallará y justificará la elección de la hipótesis a usar.

9. CONCLUSIONES

A partir de los cálculos, conclusiones y costes extraídos para cada uno de los diseños, puede realizarse un análisis final con el criterio necesario para que este sea válido y objetivo.

En un principio se han establecido tres tipos de diseños, avanzando de forma progresiva en dificultad de ejecución para cada una de ellos. Se han tomado partes de la obra comunes para mostrar con total objetividad los datos obtenidos de los cálculos realizados para tal fin.

De esta manera, se ha podido cruzar los resultados obtenidos para resistencia de la estructura y material empleado en ella y concluir finalmente que el diseño número 2, el correspondiente a pórtico rígido con cartelas, es el que mejor se adapta a los requerimientos.

Se ha seleccionado este diseño no solo por ser el más barato de las tres, sino por el coeficiente de seguridad que brinda el perfil IPE-240 elegido para los dinteles intermedios. Cumple holgadamente con los requerimientos mínimos de resistencia y flecha, consiguiendo un aprovechamiento del 80.8%. Esto indica que todavía hay un 20 % de la capacidad de la viga de los pórticos que está sin usar en el caso más crítico de combinación de cargas, por lo que en un caso extraordinario de huracán o nevada intensa podría ser de gran utilidad, marcando la diferencia entre el colapso de la estructura y la resistencia ante tal sollicitación extrema e inesperada.

La única desventaja que podría dar lugar la utilización del perfil con cartelas es la dificultad de las uniones respecto al pórtico rígido sin cartelas. En realidad, esta desventaja es insignificante, pues al realizarse las uniones mediante cordones de soldadura tan solo necesitaría una mayor longitud de estos y algo más de garganta (de los 3mm que se emplean en el pórtico rígido a los 5mm necesarios en algunas zonas de unión de las cartelas). Esta desventaja en la soldadura se suple con un presupuesto 1000€ menor que compensa el tiempo y mano de obra necesaria para realizar tales uniones. Las cartelas de las vigas que forman los pórticos intermedios vienen instaladas de fábrica, por lo que no es necesario unir las en la obra.

El precio final de la estructura metálica sin montaje del Diseño 2 es de 636.490,05 €, saliendo el metro cuadrado construido por 530.41 €.

El diseño que claramente queda en desventaja es el número tres, en el que se utiliza el pórtico con cercha. Aparte de ser, por un pequeño margen, el más costoso, es también el que más dificultades entraña a la hora de realizarse debido a su mayor número de uniones y la dificultad que presentan estas al tener que unirse perfiles con secciones de tamaño variable. Esta dificultad en el montaje se ve reflejado en el mayor tiempo de realización de la obra, que representa costes adicionales para el cliente tales como indisponibilidad temporal de la nave, mayor precio de la mano de obra y de alquiler de maquinaria y desaprovechamiento de la altura libre por encima de los aleros.

Tiene también un coste añadido y es el de pedido al proveedor. Para la realización de un dintel es necesaria la utilización de tres tipos de secciones de viga distintos, con cinco medidas diferentes de barras. Esto resulta una clara desventaja frente a la sencillez de los dos primeros diseños, que necesitaban un solo tipo de sección y medida para la realización del dintel. Incluso puede ocurrir que un mismo proveedor no disponga de todas las medidas necesarias de barras, por lo que a la hora de pedir las habría que contactar con varios proveedores, disminuyendo así la ventaja de costes que representa la petición de un lote grande.

En definitiva, puede finalmente concluirse que para pequeñas luces y cargas la solución más adecuada de construcción es la de pórtico rígido con cartelas. En caso de que la utilización de estas provoque algún tipo de interferencia con otros elementos, el uso de pórtico rígido es también válido. Para estos casos en los que existen solicitaciones no demasiado elevadas, estos dos casos son los más indicados.

Si la estructura cuenta con una luz amplia o está sometida a grandes cargas, pueden tomarse dos opciones:

- Utilización de pilares intermedios: en el caso que se ha estudiado no era posible su incorporación a la estructura por necesitar un interior completamente diáfano, pero si este no es un requisito indispensable esta solución es completamente válida. Un ejemplo de ello es la utilización de pilarillos en los pórticos hastiales, que ha reducido sensiblemente el momento flector aplicado sobre las vigas de los dinteles y los pilares, haciendo que el dimensionado de estos pueda llevarse a cabo con perfiles de menor sección
- La utilización de un pórtico con cercha, que permitirá la reducción de los momentos flectores en todas las vigas presentes en el dinteles, reduciendo considerablemente la sección de estas

10. TRABAJOS FUTUROS

Durante la realización de este proyecto se han tenido en cuenta diferentes diseños y situaciones para determinar que diseño era más adecuado para ajustarse a las exigencias de utilización y dimensiones. No se ha planteado ningún requerimiento extraordinario, por lo que el proyecto podría ser ampliado de numerosas formas, algunas de ellas se describen a continuación:

- Instalación de un puente grúa para las posibles necesidades de movimiento
- Cálculos de resistencia a sismo y características dinámicas de la estructura
- Estudiar las posibilidades de ampliación de la nave una vez construida
- Creación de departamentos o entreplanta
- Instalación de sistema contra incendios
- Diseño de la red eléctrica en el interior de la nave
- Instalación de placas solares en cubierta para abastecer de energía eléctrica a la planta
- Diseño de la acometida de saneamiento
- Cálculos para la red de abastecimiento de la nave

BIBLIOGRAFÍA

Documentos:

- “CYPE 2008: Cálculo de estructuras metálicas con el Nuevo Metal 3D” Antonio Manuel Reyes Rodríguez. Ed. Anaya Multimedia, 2008
- “Cálculo Estructural”. Manuel Gasch Salvador, Isabel Gasch Molina. Ed. Universidad Politécnica de Valencia, 2010
- Apuntes y transparencia de la asignatura Teoría de Estructuras y Construcciones Industriales II. 2010/11, 3er curso, 2º cuatrimestre. Universidad Carlos III de Madrid
- Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento. Actualizado a abril de 2009
- “El proyectista de estructuras metálicas” Robert Nonnast. Ed. Paraninfo, 2004
- “Análisis Estructural” Russel C. Hibbeler. Ed. Prentice-Hall International, 1997
- “Construcción de estructuras metálicas” Pascual Urban. Ed. Club Universitario, 2006
- Guía para el Diseño estructural en acero de naves industriales ligeras. Instituto Técnico de la Estructura de Acero (ITEA), 2000.
- “Estructuras metálicas para la edificación: adaptado al CTE” Jose Monfort. Editorial Universidad Politécnica de Valencia, 2006.
- “Estructuras de acero: Cálculo” R. Arguelles Álvarez. Ed. Bellisco, 2005
- “Ingeniería de Cimentación” Ralph B. Peck. Ed. Limusa, 2007
- Biblioteca de la ETS de la Universidad Carlos III de Madrid

Páginas Web:

- Construinfo.com
- Constructalia.com
- Construmatica.com
- Codigotecnico.com
- Página web de la universidad Carlos III de Madrid
 - <http://www.uc3m.es>