

ANEXO I. Predimensión de los perfiles

a) Diseño de la cercha

Se han tenido en consideración 3 configuraciones distintas de cercha:

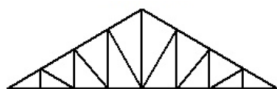


Imagen I.1 Cercha Howe



Imagen I.2 Cercha Pratt

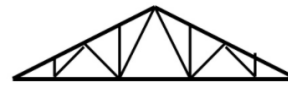


Imagen I.3 Cercha Inglesa

La cercha inglesa es más ligera que las otras dos configuraciones (que tendrían un peso similar). La diferencia principal entre Pratt y Howe es que en diagonales y montantes trabajan a compresión y tracción de maneras opuestas. Por ejemplo, ante una carga gravitatoria trabajarían de la siguiente manera:

	HOWE	PRATT
Diagonales	Compresión	Tracción
Montantes	Tracción	Compresión

Tabla I.1. Trabajo componentes cercha según tipología

Si se tuviese que elegir entre estas dos configuraciones, optaríamos por aquella en la que los menores esfuerzos a compresión actúen sobre las diagonales, pudiendo reducir el perfil de estas y, con ello, el peso propio de la cercha. Siguiendo esta lógica, escogeríamos entre ambas según el tipo de carga predominante, tal que:

	HOWE	PRATT
Tipo carga	Levantamiento	Gravitatoria

Tabla I.2. Selección tipología de cercha según orientación carga

En el caso de la cercha inglesa, los montantes trabajan en consonancia con la carga (si fuese de levantamiento a tracción y viceversa) y las diagonales trabajan algunas a compresión y otras a tracción, dependiendo de su disposición.

Con respecto a la fabricación es más favorable la cercha inglesa que, comparada con Howe y Pratt, se ahorraría tiempo y trabajo.

Para seleccionar la configuración más adecuada para nuestra geometría y cargas, se ha fijado una geometría preliminar similar para los tres casos y se ha ejecutado una comprobación resistente de cada una. Se toma una altura de cercha de 2 metros, una pata de cercha de 1.5 metros y una separación entre los perfiles interiores de 1.5 metros (coincidiendo con las correas de cubierta). Los esfuerzos axiles máximos, de las envolventes, obtenidos han sido los siguientes:

[kN]	HOWE		PRATT		INGLESA	
Cordón Superior	290.3	-545.2	291.3	-544	292.8	-541
Cordón Inferior	543.8	-279	542.7	-279.8	539.22	-281.5
Diagonales	158.9	-85.5	87.8	-162	145	-164
Montantes	62	-113.6	103.1	-54	7.5	-10.7

Tabla I.3. Envolventes comparativa tipología cerchas

Comparando los resultados obtenidos, comprobamos que se cumple lo anteriormente descrito.

- Los esfuerzos a compresión y tracción para los cordones son similares.
- Los esfuerzos menores a compresión sobre las diagonales se obtienen sobre a tipología Howe, siendo las otras el doble.
- Los esfuerzos menores a compresión sobre los montantes de la celosía Pratt son la mitad que en la celosía Howe.
- Las diagonales de la cercha inglesa se comportan como un híbrido entre las celosías Howe y Pratt. Los esfuerzos sobre sus montantes son reducidos; ya que, su función es disminuir el efecto de las cargas concentradas en el cordón superior, no en absorber los esfuerzos.

En cuanto a los desplazamientos verticales máximos son muy similares, resultando un poco menores en la cercha inglesa.

Otro factor determinante para la selección es el peso propio y la fabricación más sencilla y rápida de cada cercha. En estos términos, claramente es más favorable la disposición de cercha inglesa.

Finalmente, debido a todas las ventajas que presenta frente a las demás, se ha optado por diseñar una configuración de cercha inglesa. A partir del modelo generado anteriormente, se simulan diferentes cerchas inglesas variando su geometría. Tras varias iteraciones se ha diseñado una cercha con la geometría de la *Imagen I.5*.

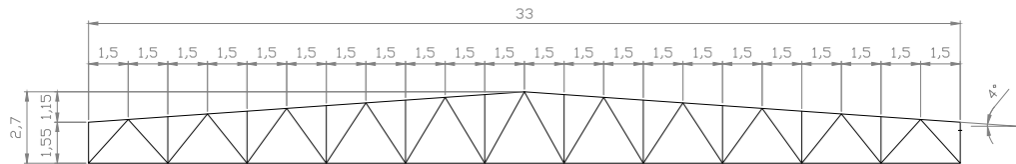


Imagen I.4 Cercha. Geometría

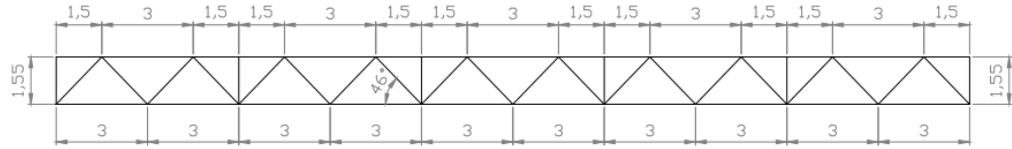
Con esta disposición obtenemos, tanto un buen aprovechamiento de las diagonales (ángulos entre 30° y 60°), como una flecha y una capacidad resistente óptima. Además, no excede los 3 metros de altura (incluyendo ejiones), lo cual facilitará su posterior transporte. La pendiente de cubierta es del 7%, el mínimo establecido por el fabricante para poder instalar el panel sándwich.

b) Diseño celosía de la puerta

La longitud de la puerta exigida por el cliente es de 30 metros y la altura del hueco debe ser de un mínimo de 5 metros de altura, pues debe poder acceder un camión a través de ella. Para cumplir con estas demandas, se decide diseñar una celosía entre los dos pilares extremos de la puerta.

Por criterios, tanto estéticos como resistentes, se emplea una configuración de cercha inglesa, análogo a los pórticos principales. Al fin y al cabo, se ha comprobado en el apartado “2.1.2 Cercha” que para esta estructura y con luces de 30 metros es la más interesante.

Para decidir su geometría se tiene en cuenta la separación entre pórticos (6 metros) para que los montantes de las cerchas actúen a su vez como montantes de la celosía. Además, se busca un mayor aprovechamiento de las diagonales disponiéndolas tal que formen ángulos próximos a 45° . Considerando todo esto, inicialmente se toma una altura de la celosía igual a la de la cercha y se diseña la siguiente celosía:



Partiendo de esta geometría, se realiza una simulación introduciendo sobre los montantes las cargas de viento lateral transmitidas por las correas y las reacciones de la cercha. Los resultados obtenidos no son muy favorables, pues tanto esfuerzos como desplazamientos son altos y no se estaría realizando un diseño eficiente de la celosía. Es por esto, que se modifica esta predimensión inicial aumentando la separación entre cordones, consiguiendo una mejor distribución de los esfuerzos. Tras varias iteraciones se define la siguiente celosía

La configuración definitiva diseñada, se muestra en la *Imagen 1.5*.

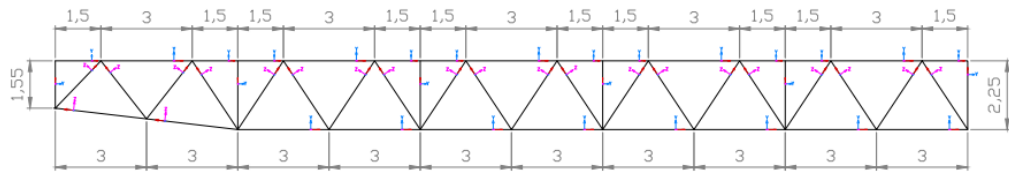


Imagen 1.5 Puerta para Camiones. Geometría

ANEXO II. Generación del modelo de cálculo

El programa empleado para realizar el cálculo es “*RFEM*” de *Dlubal*. Es un software de análisis estructural por elementos finitos que permite modelar, calcular y dimensionar modelos estructurales 2D y 3D tanto de elementos tipo barra (que son los estudiados en este trabajo), como de tipo placa, muro, lámina o sólido. Además del programa principal, también se puede conectar con los distintos módulos adicionales con los que se realizan otras comprobaciones individuales. Concretamente en este trabajo, se realiza un análisis de estabilidad global con el módulo “*RF-STABILITY*”. Algunos de los resultados que proporciona el programa son deformaciones, esfuerzos internos, esfuerzos en los apoyos o tensiones con el suelo.

La formulación que se emplea para definir las barras será de tipo viga. Para el modelado de la estructura se siguen los siguientes pasos:

- 1) Se definen los materiales y las secciones que conforman la estructura.

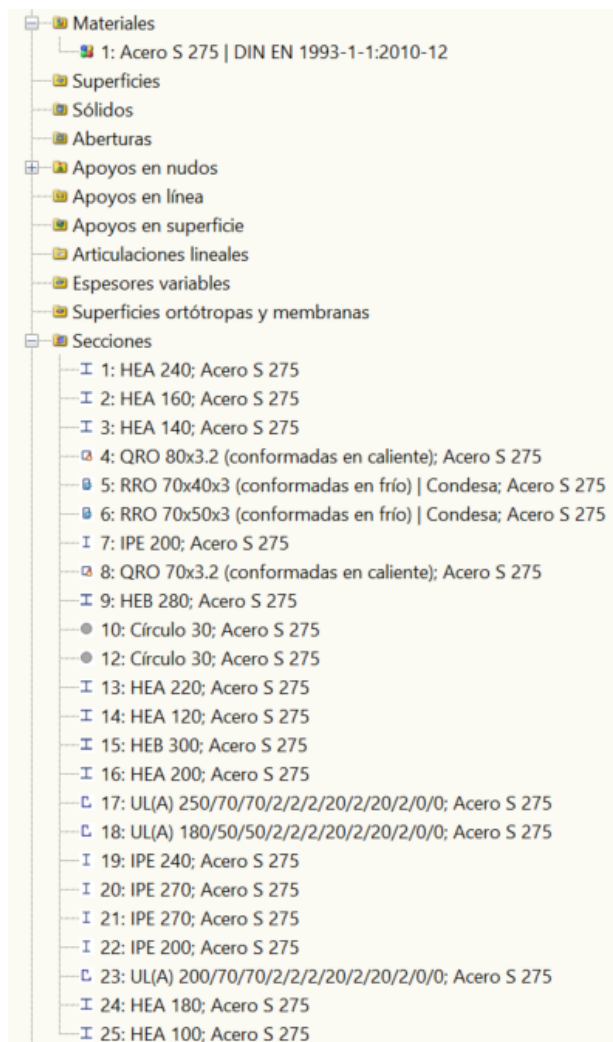


Imagen II.1. RFEM. Materiales y Secciones

- 2) Se modela un pórtico tipo con las dimensiones y secciones seleccionadas.

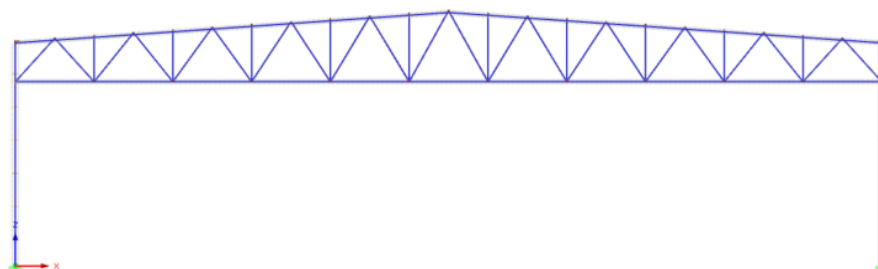


Imagen II.2. RFEM. Estructura 1

- 3) Se copia ese pórtico 14 veces, generando una distribución modular de 14 vanos cada 6 metros.

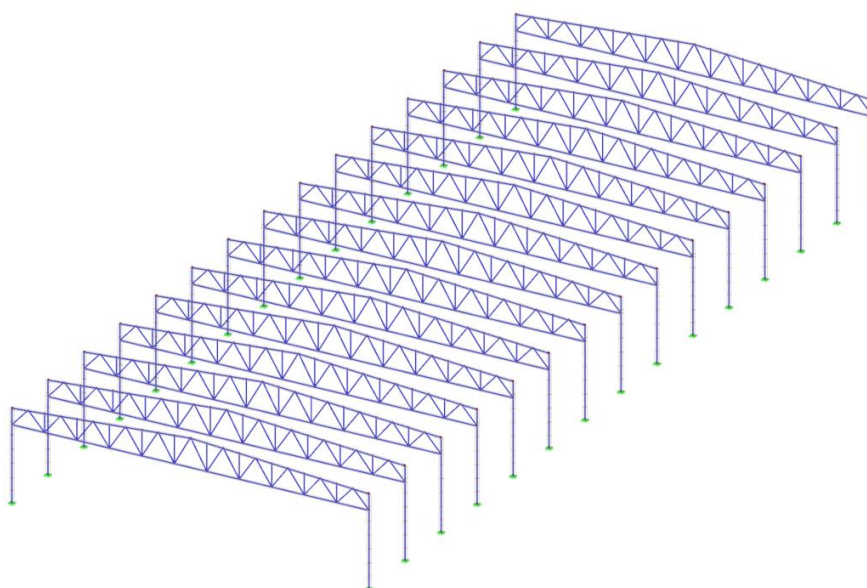


Imagen II.3. RFEM. Estructura 2

- 4) Se modifican los pórticos de los extremos según la geometría de pórtico hastial.

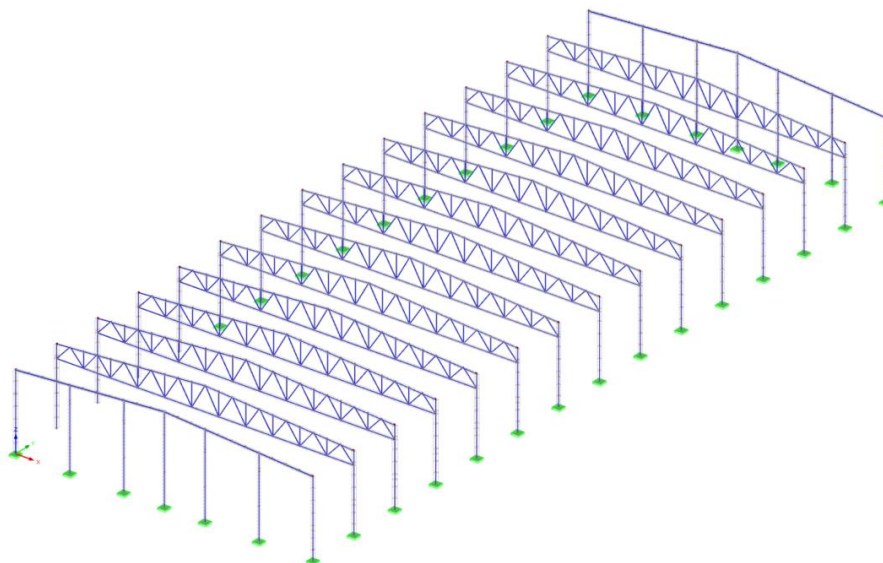


Imagen II.4. RFEM. Estructura 3

- 5) Se modela la celosía de la puerta en la fachada izquierda, eliminando los pilares principales necesarios y prolongando los montantes exteriores de las cerchas hasta el cordón inferior de la celosía. También se cambia el pilar HEA 240 del extremo izquierdo por una sección HEB 260 que absorberá los esfuerzos generados al eliminar los pilares.

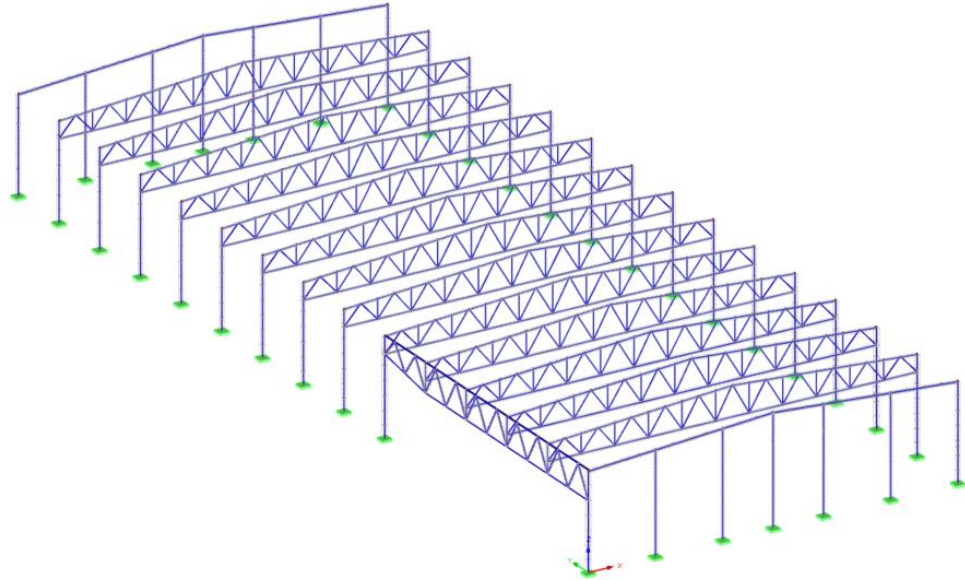
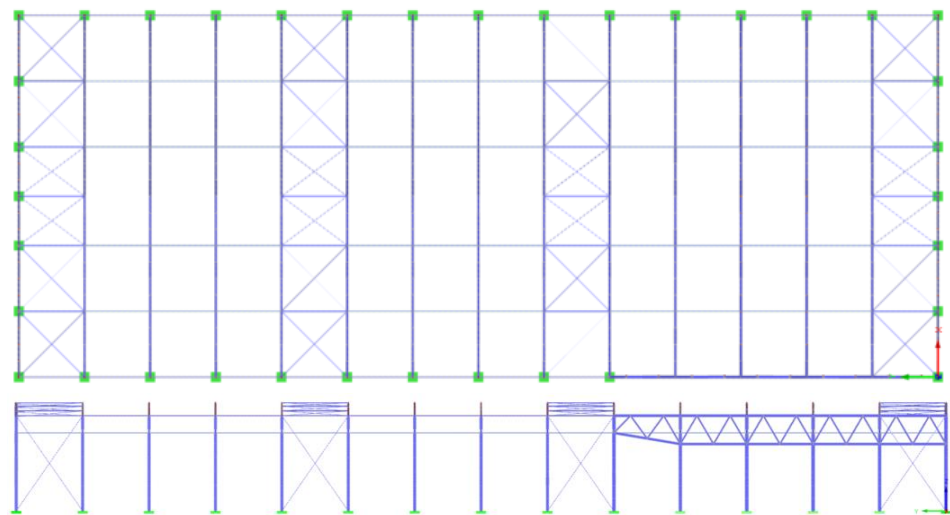


Imagen II.5. RFEM. Estructura 4

- 6) Se introducen los arriostramientos en fachada y cubierta. También los tubos de compresión en la cabeza de los pilares y los que arriostran a pandeo los cordones inferiores de la cercha en el plano perpendicular al pórtico.



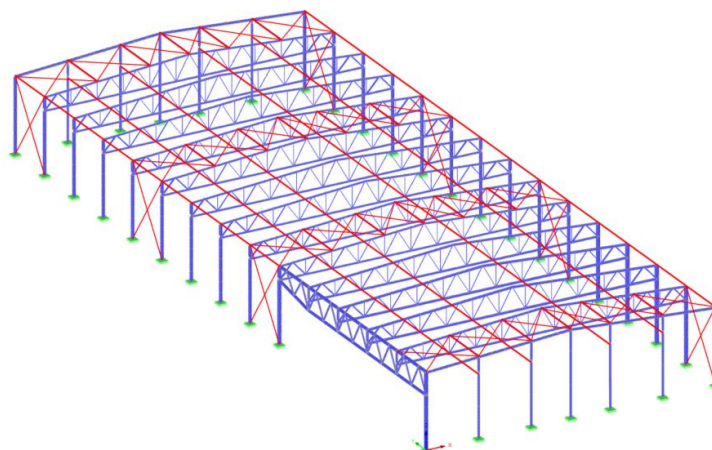


Imagen II.6. RFEM. Estructura 4

- 7) Se incorporan al modelo las correas de cubierta y de fachada.

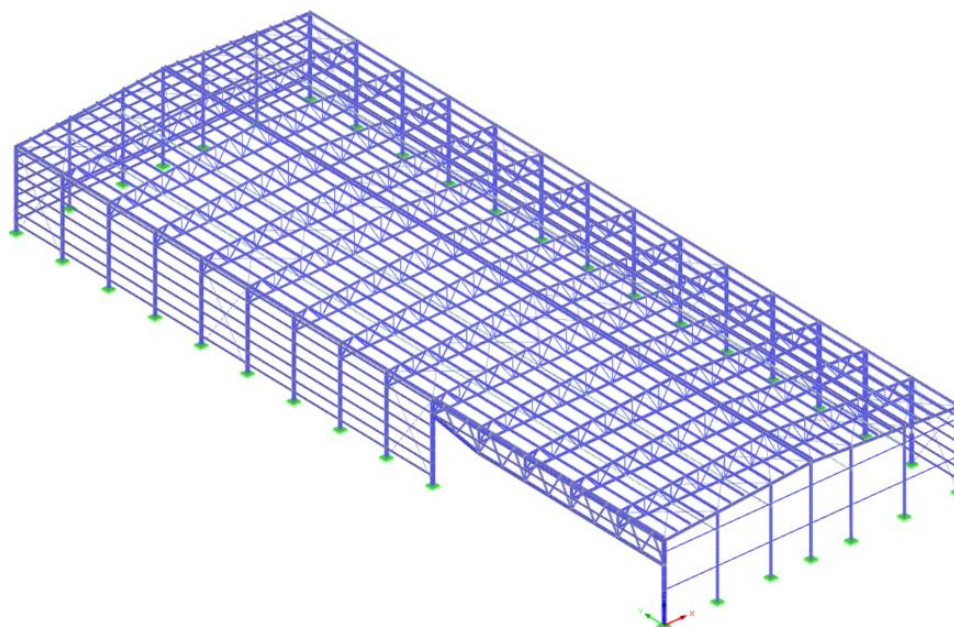
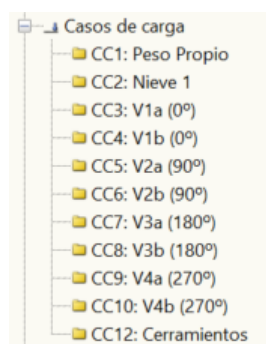


Imagen II.7. RFEM. Estructura 5

- 8) Se definen las distintas hipótesis de carga que afectan a la estructura. El programa crea automáticamente todas sus combinaciones.



- Peso propio de los perfiles
- Nieve
- Viento (las hipótesis 8 hipótesis de carga)
- Carga permanente cerramientos

Imagen II.8. RFEM. Hipótesis de cargas

- 9) Ya está definida la geometría de la estructura. Se puede proceder a la obtención de las cargas y su introducción en el modelo de cálculo (cargas lineales sobre las correas).

ANEXO III. Acciones

a) Carga Permanente

Las acciones permanentes que actúan sobre la estructura son las debidas a los elementos que componen la estructura. Según se vayan seleccionando las componentes durante el cálculo, se tendrá en cuenta su peso propio.

El programa de análisis empleado genera las cargas de peso propio de los perfiles automáticamente, por lo que no es necesario introducirlas manualmente. Sin embargo, el peso propio de los cerramientos sí será necesario generarlo como una carga permanente lineal sobre las correas.

En la siguiente lista se recogen los valores de los elementos empleados en la estructura final:

- Cerramiento de cubierta: Panel sándwich de $e = 30\text{mm}$ (1 kN/m^2). Apoya sobre las correas de cubierta. Proveedor: Europerfil.

LUZ MÁXIMA ADMISIBLE MAXIMUM PERMISSIBLE SPAN (m):																	
CARGA A PRESIÓN POSITIVE LOAD (daN/m ²):									CARGA A SUCCIÓN ⁽²⁾ NEGATIVE LOADS ⁽²⁾ (daN/m ²):								
Esp. PANEL PANEL Thk. (mm):	Cat. COLOR ⁽¹⁾ Cat. COLOR ⁽¹⁾ :	50	75	100	125	150	175	200	50	75	100	125	150	175	200		
30	I	4,50	4,20	3,20	2,50	2,10	1,80	1,60	2,90	2,30	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40		
	II	4,50	4,20	3,20	2,50	2,10	1,80	1,60	2,80	2,30	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40		
	III	4,50	4,20	3,20	2,50	2,10	1,80	1,60	2,60	2,20	1,90	1,70	1,50	1,40	1,30		
40	I	4,50	4,50	4,10	3,30	2,80	2,40	2,10	3,00	2,50	2,20	2,00	1,80	1,70	1,60		
	II	4,50	4,50	4,10	3,30	2,80	2,40	2,10	2,60	2,30	2,10	1,90	1,70	1,60	1,50		
	III	4,50	4,50	4,10	3,30	2,80	2,40	2,10	2,10	1,90	1,70	1,60	1,60	1,50	1,40		
50	I	4,50	4,50	4,50	4,10	3,40	2,90	2,60	3,00	2,50	2,20	2,00	1,80	1,70	1,60		
	II	4,50	4,50	4,50	4,10	3,40	2,90	2,60	2,60	2,30	2,10	1,90	1,70	1,60	1,50		
	III	4,50	4,50	4,50	4,10	3,40	2,90	2,60	2,10	1,90	1,70	1,60	1,60	1,50	1,40		
60	I	4,50	4,50	4,50	4,50	4,10	3,50	3,10	4,20	3,50	3,00	2,70	2,50	2,30	2,20		
	II	4,50	4,50	4,50	4,50	4,10	3,50	3,10	4,00	3,30	2,90	2,60	2,40	2,20	2,10		
	III	4,50	4,50	4,50	4,50	4,10	3,50	3,10	3,20	2,80	2,60	2,40	2,20	2,10	2,00		
80	I	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,40	4,50	4,50	3,90	3,50	3,20	3,00	2,80		
	II	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,40	4,50	4,20	3,70	3,30	3,10	2,90	2,70		
	III	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,40	3,80	3,40	3,10	2,90	2,80	2,60	2,50		
100	I	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,10	3,80	3,60	3,40		
	II	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,30	3,90	3,60	3,40	3,20		
	III	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,10	3,70	3,40	3,20	3,10	3,00	2,80		

Imagen III.1. Cerramiento de cubierta

- Cerramiento de fachada: chapa grecada CM30/1030 $e = 0,6\text{mm}$ ($0,0572\text{ kN/m}^2$). Apoya sobre las correas de fachada. Proveedor: Europerfil.

CUADRO DE LUCES ADMISIBLES PERMISSIBLE SPAN (m)													
CARGAS DESCENDENTES Flecha admisible: L/200 POSITIVE LOADS Limitation of deflection: L/200													
Sobrecarga de uso Positive load (daN/m ²)	Espesor Thickness (mm)												
	0,60	0,70	0,75	0,80	1,00	1,20	0,60	0,70	0,75	0,80	1,00	1,20	
50	1,95	2,25	2,05	2,20	2,60	2,80	2,00	2,70	2,70	2,70	3,20	3,20	
75	1,95	2,00	2,05	2,10	2,30	2,45	2,00	2,55	2,60	2,65	2,85	3,10	
100	1,75	1,85	1,90	1,90	2,05	2,25	2,00	2,30	2,35	2,40	2,60	2,80	
125	1,65	1,70	1,75	1,80	1,90	2,05	1,95	2,15	2,20	2,25	2,40	2,60	
150	1,55	1,60	1,65	1,70	1,80	1,95	1,75	2,00	2,05	2,10	2,25	2,45	
175	1,40	1,55	1,55	1,60	1,70	1,85	1,65	1,90	1,95	2,00	2,15	2,30	
200	1,35	1,45	1,50	1,55	1,65	1,75	1,55	1,80	1,85	1,90	2,05	2,20	
225	1,25	1,40	1,45	1,45	1,60	1,70	1,40	1,70	1,75	1,80	2,00	2,15	
250	1,20	1,35	1,40	1,40	1,55	1,65	1,25	1,60	1,65	1,75	1,90	2,05	

Imagen III.2. Cerramiento de fachada

- Correas de cubierta: CC 250x2.0 (0.0676 kN/m)
- Correas de fachada lateral: CC 180x2.0 (0.0493 kN/m)
- Correas de fachada hastial: CC 200x2.0 (0.0596 kN/m)
- Cercha pórticos:
 - ~ Cordones superior e inferior tipo 1: HEA 140 (0.247 kN/m)
 - ~ Cordones superior e inferior tipo 2: HEA 160 (0.304 kN/m)
 - ~ Cordones superior e inferior tipo 3: HEA 180 (0.355 kN/m)
 - ~ Diagonales en extremos: HEA 100 (0.167 kN/m)
 - ~ Diagonales: tubo 80x80x3 (0.0707 kN/m) y tubo 70x50x3 (0.0562 kN/m)
 - ~ Montantes: tubo 70x40x3 (0.0512 kN/m)
- Cercha puerta:
 - ~ Cordón superior: HEA 200 (0.423 kN/m)
 - ~ Cordón inferior: HEA 220 (0.505 kN/m)
 - ~ Diagonales: HEA100 (0.167 kN/m)
- Dintel cierre: IPE 200 (0.423 kN/m)
- Pilares principales:
 - ~ HEA 240 (0.603 kN/m)
 - ~ HEB 280 (1.03 kN/m)
 - ~ HEB 300 (1.17 kN/m)
- Pilares hastiales:
 - ~ IPE 270 (0.361 kN/m)
 - ~ IPE 240 (0.307 kN/m)
 - ~ IPE 200 (0.224 kN/m)
- Arriostramientos:
 - ~ Tubo 80x80x3 (0.0707 kN/m)
 - ~ Redondos Ø30 (0.0555 kN/m)

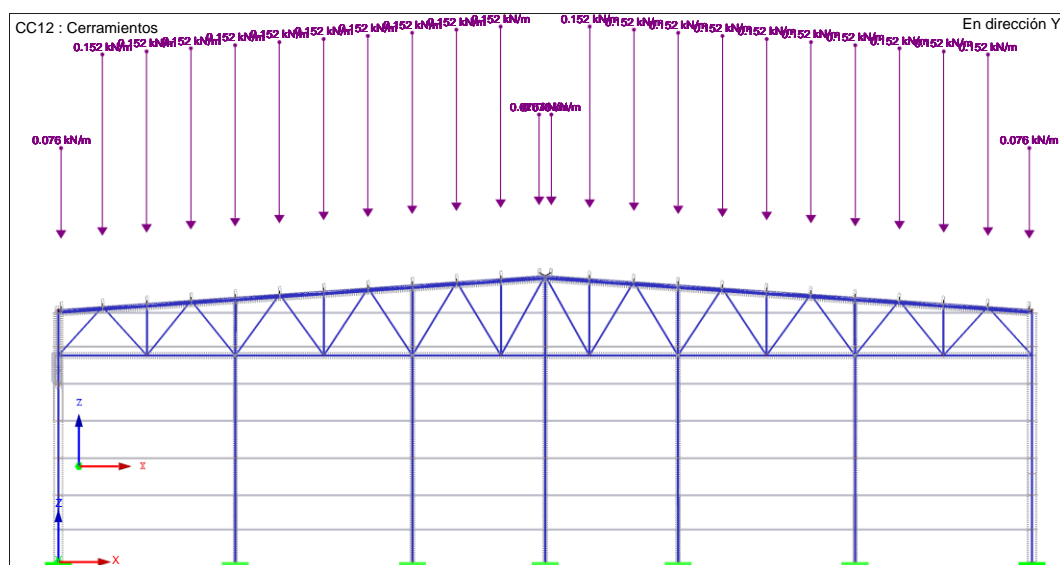


Imagen III.3. Carga permanente - Cerramientos. Correas Cubierta

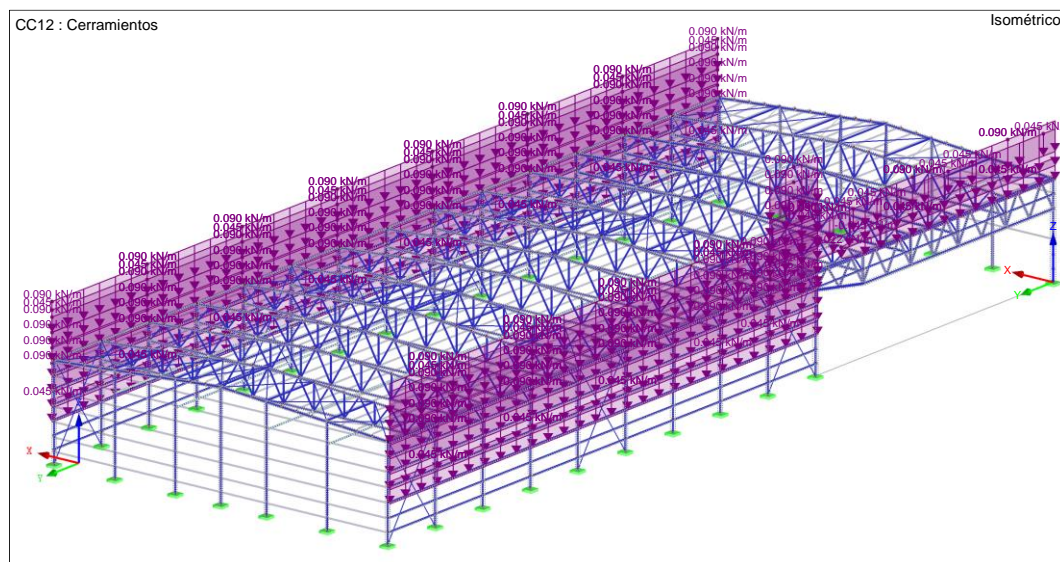


Imagen III.4. Carga permanente - Cerramientos. Correas Laterales

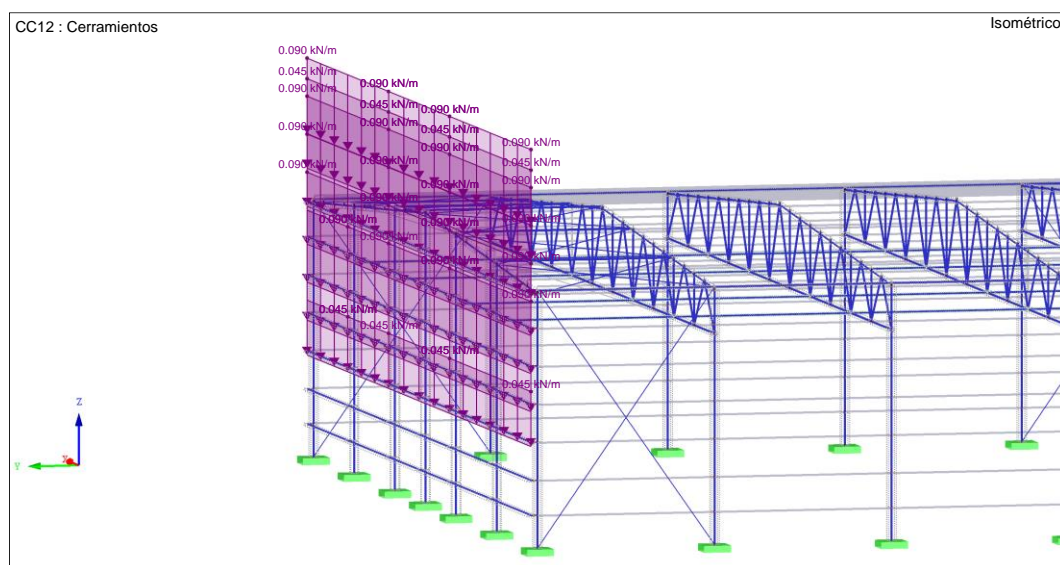


Imagen III.5. Carga permanente - Cerramientos. Correas Frontales

b) Nieve

Según lo descrito en el apartado 3 del “DBSE-AE”, la carga de nieve se corresponde con el producto del coeficiente de forma (μ) y el valor característico de la carga sobre un terreno horizontal:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1 \cdot 0.5105$$

$$q_n = 0.5105 \text{ kN/m}^2$$

- La carga de nieve sobre un terreno horizontal en Malpica, Zaragoza es 0.5105 kN/m^2 .
- El coeficiente de forma es el correspondiente a un faldón sin impedimentos al deslizamiento, con pendiente de cubierta menor que 30° .

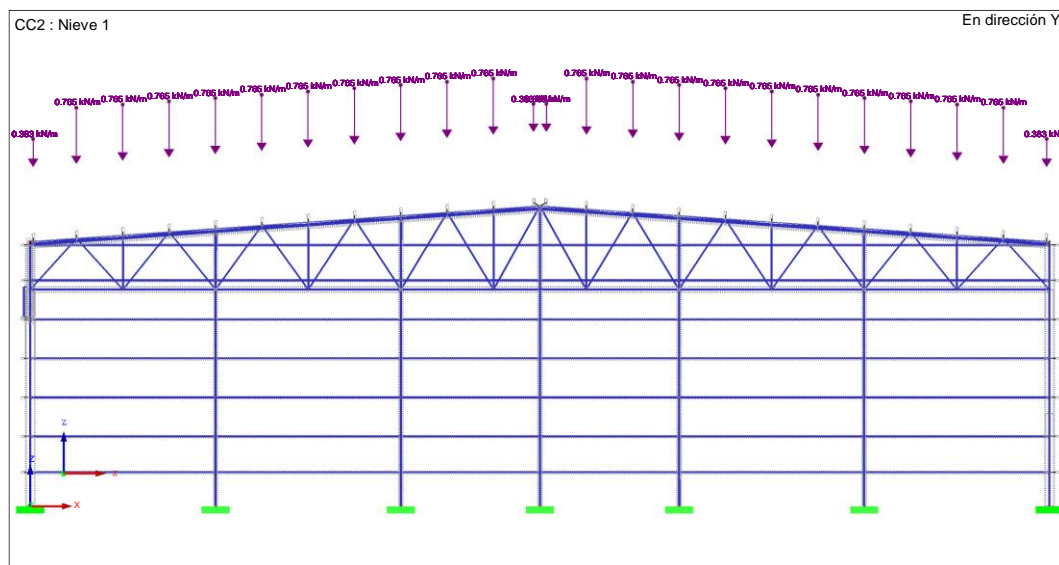


Imagen III.6. Carga nieve

c) Viento

Las acciones de viento pueden obtenerse en el “Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación”.

La presión estática del viento varía según la geometría de nuestra edificación y la dirección del viento. Depende de la presión dinámica del viento, q_b (varía según la localización); del coeficiente de exposición, c_e (variable con la altura y el grado de aspereza del entorno que rodea la construcción); y según el coeficiente de presión, c_p (depende de la forma y orientación de la superficie con respecto al viento). Puede expresarse como:

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

- La presión dinámica del viento (q_b) característica en nuestra localización (Malpica, Zaragoza), es la correspondiente a la zona B.

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0.5 \cdot \frac{1.25}{1000} \cdot 27^2 \rightarrow q_b = 0.45 \text{ kN/m}^2$$

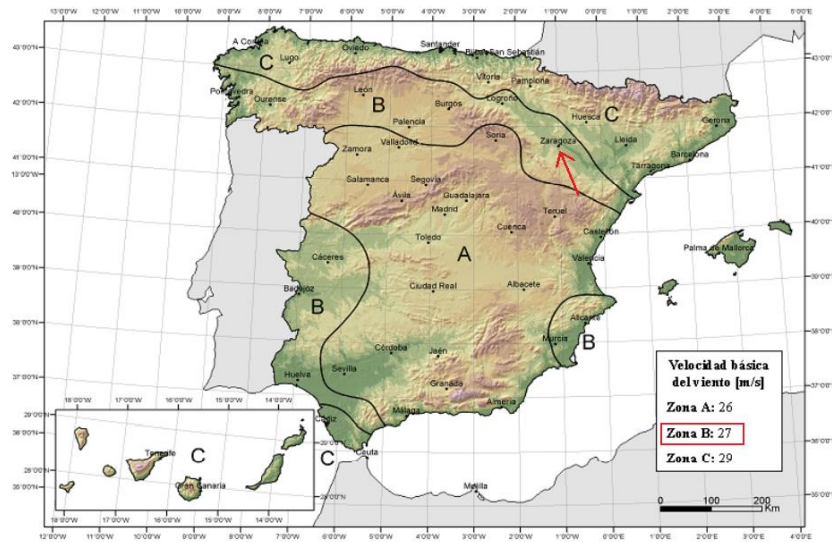


Imagen III.7. Valor básico de la velocidad del viento, v_b (DBSE-AE)

- El coeficiente de exposición (c_e) es el correspondiente al grado de aspereza IV (Zona industrial) y los parámetros necesarios para su cálculo se obtienen en la Tabla D.2 del “DBSE-AE”:

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

Imagen III.8. Grado de aspereza (DBSE-AE)

$$F = k \cdot \ln \left(\frac{\max(z, Z)}{L} \right) = 0,22 \cdot \ln \left(\frac{\max(9,7,5)}{0,3} \right) \rightarrow F = 0,765$$

$$c_e = F \cdot (F + 7k) = 0,765 \cdot (0,765 + 7 \cdot 0,22) \rightarrow c_e = 1,763$$

- El coeficiente de presión (c_p) dependen de la velocidad relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia. Los distintos valores que toman dicho coeficiente y la presión estática del viento se ven reflejado en 4 hipótesis principales de viento:

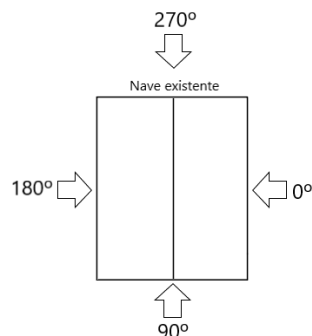


Imagen III.9. Hipótesis de viento

- Para los valores de cubierta, tomaremos los correspondientes a cubierta plana ($< 5^\circ$)
- No habrá acciones de viento sobre la fachada anexa a la nave existente.
- Debido al hueco de gran dimensión de la fachada, se generan presiones adicionales en el interior.

Para analizar las presiones interiores que se generan debido al hueco en la fachada, primero debemos obtener los coeficientes de presión interior. Para ello, seguimos lo que nos indica el apartado 3.3.5.4 del “DBSE-AE”:

- 4 Cuando el área de las aberturas de una fachada sea el doble de las aberturas en el resto de las fachadas del edificio, se tomará $c_{pi} = 0,75c_{pe}$; si es el triple $c_{pi} = 0,9c_{pe}$ siendo c_{pe} el coeficiente eólico de presión exterior. En casos intermedios se interpolará linealmente. En otro caso se tomarán los valores de la tabla 3.6

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

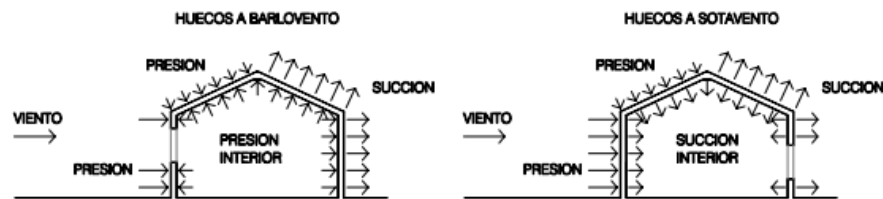


Imagen III.10. Coeficientes de presión interior (DBSE-AE)

Según lo indicado en este apartado, como la abertura es el mayor del triple que las demás, aplicamos: $c_{pi} = 0,9 c_{pe}$

De esta manera tendremos cargas de viento en el interior de la nave de presión en la hipótesis de viento perpendicular al hueco (V1 (0°)) y de succión en el resto de las hipótesis (V2 (90°), V3 (180°) y V4 (270°)).

- Hipótesis V1 (0°)

~ Paramentos verticales

V1 (0°)

C_e

z	9.7	m
K	0.22	
L	0.3	

Z	5
F	0.765
C_e	1.763

Diagram showing the roof structure with dimensions: 0° , $e/10$, e , $d-e$, h , and sections A, B, C, D, E.

Área de las zonas de presión (m^2)		A	B	C	D	E
h/d	0.25	-1.2	-0.8	-0.5	0.70	-0.3
	1	-1.2	-0.8	-0.5	0.80	-0.5
C_p		-1.20	-0.80	-0.50	0.71	-0.31
$C_e \cdot C_p$		-2.12	-1.41	-0.88	1.24	-0.55
Carga [kN/m^2] q_e		-0.952	-0.635	-0.397	0.560	-0.247
Media ponderada		Hastial	-0.554	kN/m^2		

Tabla III.1. Cargas - VI - Paramentos verticales

~ Cubierta plana

C_e

Ángulo	4.004	º
z	9.7	
K	0.22	

L	0.3
Z	5
F	0.765

h	9.7	m
C_e	1.763	

V1a (0°)

C_p

e	19.4	m
b	84	m
d	33	m
Ángulo	4.004	º

Diagram of V1a (0°) showing a rectangular cross-section with dimensions $e=19.4$ m, $b=84$ m, $d=33$ m, and angle 4.004° . A horizontal force F is applied at the top left corner. The diagram also shows the internal forces L , Z , and F acting on the vertical face.

Area de las zonas de presión (m ²)	F	G	H	I
C_p	-1.80	-1.20	-0.70	0.20
$C_e * C_p$	-3.17	-2.12	-1.23	0.35
Carga [kN/m ²] q_e	-1.428	-0.952	-0.555	0.159
Media ponderada	Cubierta	-0.078	kN/m ²	

V1b (0°)

C_p

e	19.4	m
b	84	m
d	33	m
Ángulo	4.004	º

Diagram of V1b (0°) showing a rectangular cross-section with dimensions $e=19.4$ m, $b=84$ m, $d=33$ m, and angle 4.004° . A horizontal force F is applied at the top left corner. The diagram also shows the internal forces L , Z , and F acting on the vertical face.

Area de las zonas de presión (m ²)	F	G	H	I
C_p	-1.80	-1.20	-0.70	-0.20
$C_e * C_p$	-3.17	-2.12	-1.23	-0.35
Carga [kN/m ²] q_e	-1.428	-0.952	-0.555	-0.159
Media ponderada	Cubierta	-0.302	kN/m ²	

Tabla III.2. Cargas - VI - Cubierta

~ Presión interior

V1 (0°)

C_e

z	3	m
K	0.22	
L	0.3	

Z

5
0.619
1.336

C_e

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700
0.630
0.379

Q_e

0.700
0.630
0.379

V1 (0°)

C_{pe}

0.700
0.630
0.379

C_{pi}

0.700

Tabla III.3. Cargas - VI - Presiones interiores

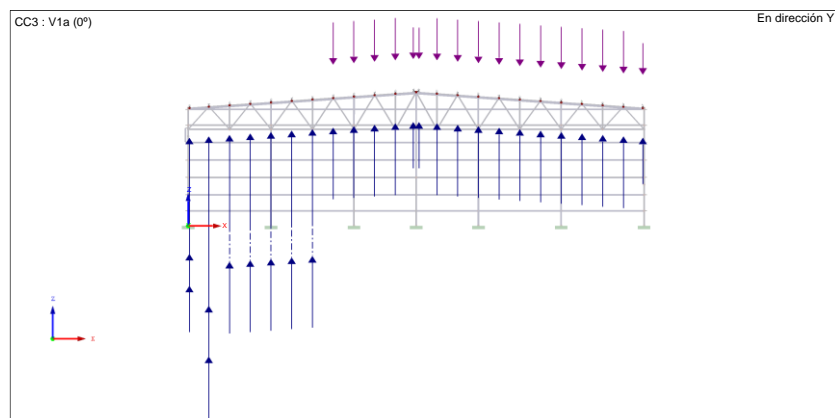


Imagen III.11. Carga viento - V1a. Correas cubierta

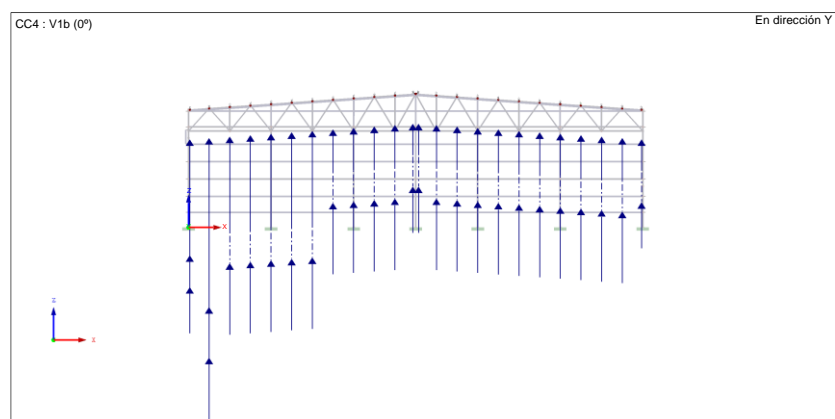


Imagen III.12. Carga viento - V1b. Correas cubierta

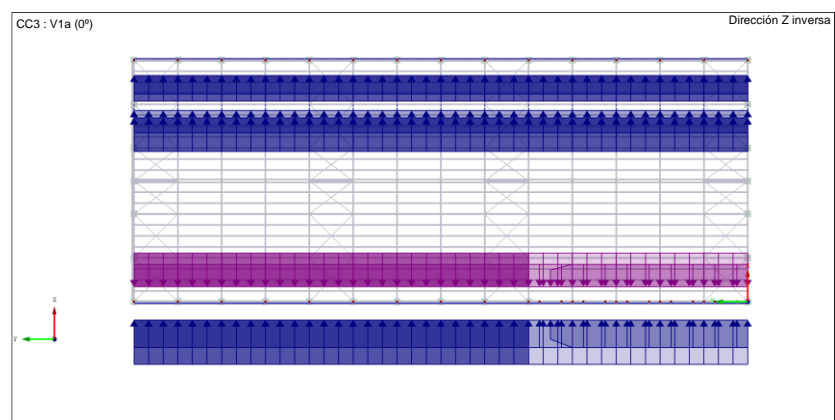


Imagen III.13. Carga viento - V1. Correas laterales

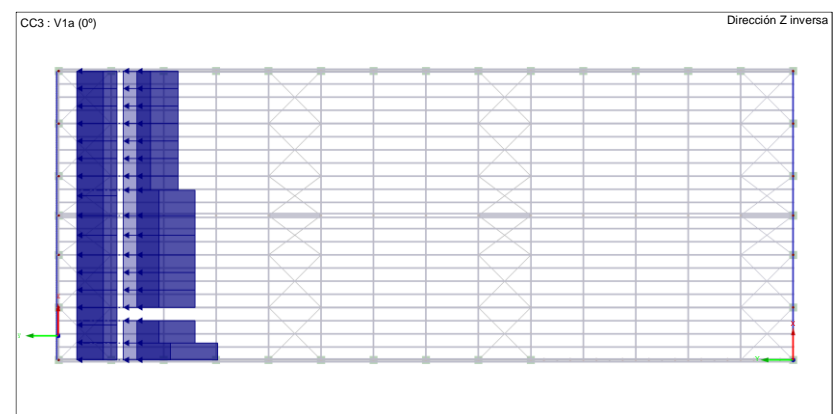


Imagen III.14. Carga viento - V1. Correas frontales

- Hipótesis V2 (90°)

~ Paramentos verticales

V2 (90°)

C_e

z	9.7	m
K	0.22	
L	0.3	

C_e

Z	5
F	0.765
C_e	1.763

90°

C_p

h	9.7	m
h_1	8.545	m
d	84	m
b	33	m
h/d	0.115	
e	19.4	m
$e/10$	1.94	

Área de las zonas de presión (m^2)		A	B	C	D	E
		16.5773	149.1957	552.007	301.0425	301.042
h/d	0.25	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
	1	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.5
C_p		-1.20	-0.80	-0.50	0.70	-0.30
$C_e * C_p$		-2.12	-1.41	-0.88	1.23	-0.53
Carga [kN/m^2]	q_s	-0.952	-0.635	-0.397	0.555	-0.238
Media ponderada		Fachada	-0.459	kN/m^2		

Tabla III.4. Cargas – V2 - Paramentos verticales

~ Cubierta plana:

C_e

Ángulo	4.004	g
z	9.7	
K	0.22	

L

0.3
5
0.765

h

9.7

C_e

1.763

v2a (90°)

C_p

e	19.4	m
b	33	m
d	84	m
Ángulo	4.004	g

Área de las zonas de presión (m ²)	F	G	H	I
C_p	-1.80	-1.20	-0.70	0.20
$C_e \cdot C_p$	-3.17	-2.12	-1.23	0.35
Carga [kN/m ²] q_e	-1.428	-0.952	-0.555	0.159
Media ponderada	Cubierta	0.064	kN/m ²	

v2b (90°)

C_p

e	19.4	m
b	33	m
d	84	m
Ángulo	4.004	g

Área de las zonas de presión (m ²)	F	G	H	I
C_p	-1.80	-1.20	-0.70	-0.20
$C_e \cdot C_p$	-3.17	-2.12	-1.23	-0.35
Carga [kN/m ²] q_e	-1.428	-0.952	-0.555	-0.159
Media ponderada	Cubierta	-0.217	kN/m ²	

Tabla III.5. Cargas – V2 - Cubierta

~ Presión interior:

V2 (90°)

C_e

z	9.7	m
K	0.22	
L	0.3	

C_e

Z	5
F	0.619
C_e	1.336

h

$e/10$

e

d

h_1

90°

D

A

B

C

E

Área de las zonas de presión (m^2)

	A	B	C	D	E
h	6	6	30	33	0.200
h_1	6	6	30	33	0.200
d	30	30	33	0.200	12
b	33	33	0.200	12	
h/d	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
C_{pe}	-1.20	-0.80	-0.50	0.70	-0.30

C_{pe}

C_{pe}

C_{pe}

C_{pe}

C_{pe}

V2 (90°)

C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
-0.500	-0.450	-0.271

kN/m^2

Tabla III.6. Cargas – V2 - Presiones interiores

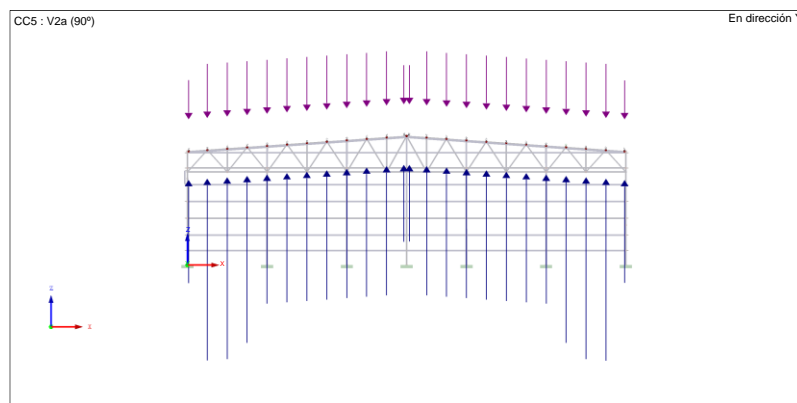


Imagen III.15. Carga viento – V2a. Correas cubierta

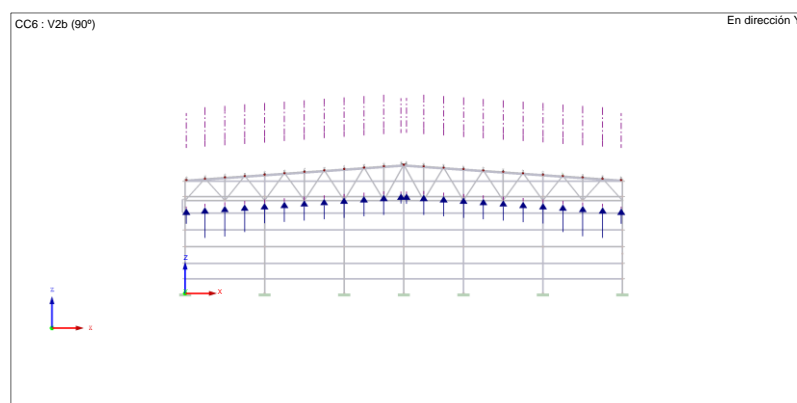


Imagen III.16. Carga viento – V2b. Correas cubierta

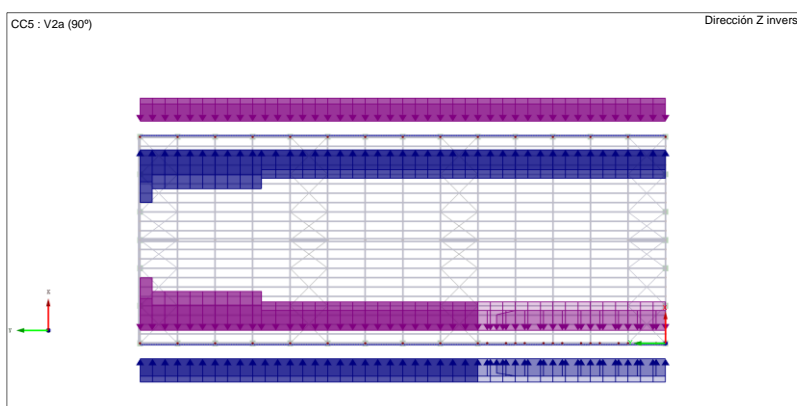


Imagen III.17. Carga viento – V2. Correas laterales

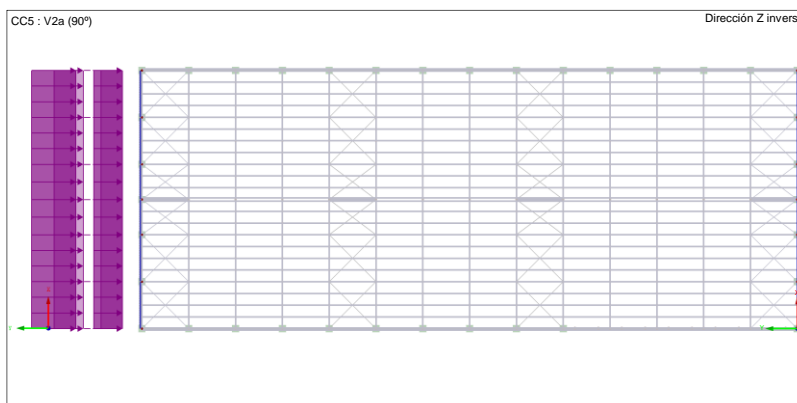


Imagen III.18. Carga viento – V2. Correas frontales

– Hipótesis V3 (180°)

~ Paramentos verticales:

V3 (180°)

C_e

z

9.7

m

K

0.22

L

0.3

Z

5

F

0.765

C_e

1.763

180°

C_p

h

9.7

m

h₁

8.545

m

d

33

m

b

84

m

h/d

0.294

e

19.4

m

Área de las zonas de presión (m²)

A

16.71

B

159.87

C

124.07

D

717.78

E

717.78

h/d

0.25

-1.2

-0.8

-0.5

0.70

-0.3

1

-1.2

-0.8

-0.5

0.80

-0.5

C_p

-1.20

-0.80

-0.50

0.71

-0.31

C_e * C_p

-2.12

-1.41

-0.88

1.24

-0.55

Carga [kN/m²] q_e

-0.952

-0.635

-0.397

0.560

-0.247

Media ponderada

Hastial

-0.554

kN/m²

Tabla III.7. Cargas – V3 - Paramentos verticales

~ Cubierta plana:

C_e

Ángulo	4.004	°
z	9.7	
K	0.22	

L	0.3
Z	5
F	0.765

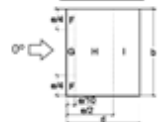
h 9.7 m

C_e 1.763

V3a (180°)

C_p

e	19.4	m
b	84	m
d	33	m
Ángulo	4.004	°




Área de las zonas de presión (m ²)	F	G	H	I
	18.82	144.14	651.84	1957.20
C_p	-1.80	-1.20	-0.70	0.20
$C_e * C_p$	-3.17	-2.12	-1.23	0.35
Carga [kN/m ²] q_e	-1.428	-0.952	-0.555	0.159
Media ponderada	Cubierta	-0.078	kN/m ²	

V3b (180°)

C_p

e	19.4	m
b	84	m
d	33	m
Ángulo	4.004	°



Área de las zonas de presión (m ²)	F	G	H	I
	18.82	144.14	651.84	1957.20
C_p	-1.80	-1.20	-0.70	-0.20
$C_e * C_p$	-3.17	-2.12	-1.23	-0.35
Carga [kN/m ²] q_e	-1.428	-0.952	-0.555	-0.159
Media ponderada	Cubierta	-0.302	kN/m ²	

Tabla III.8. Cargas – V3 - Cubierta

~ Presión interior:

V3 (180°)

C_e

z

3

m

K

0.22

L

0.3

Z

5

F

0.619

C_e

1.336

180°

D

A

B

C

E

h

h₁

e/10

e

d

C_p

h

6

m

h₁

6

m

d

33

m

b

30

m

h/d

0.182

e

12

m

Área de las zonas de presión (m²)

A

B

C

D

E

h/d

0.25

-1.2

-0.8

-0.5

0.70

-0.3

1

-1.2

-0.8

-0.5

0.80

-0.5

C_{pe}

-1.20

-0.80

-0.50

0.70

-0.30

C_{pe}

-0.300

C_{pi}

-0.270

Q_s

-0.162

V3 (180°)

-0.300

-0.270

-0.162

kN/m²

Tabla III.9. Cargas – V3 - Presiones interiores

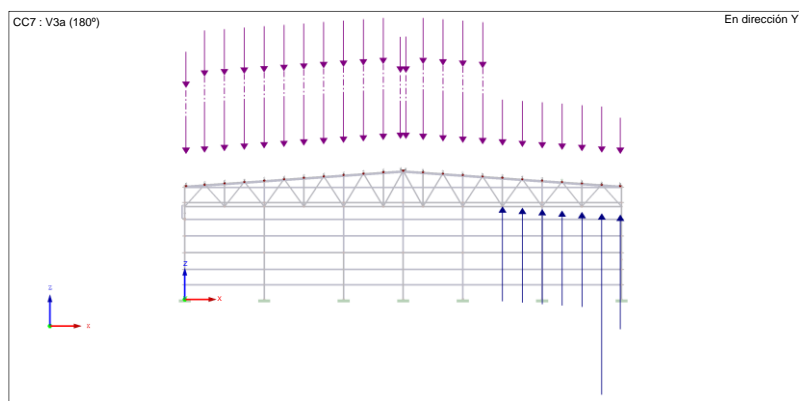


Imagen III.19. Carga viento – V3a. Correas cubiertas

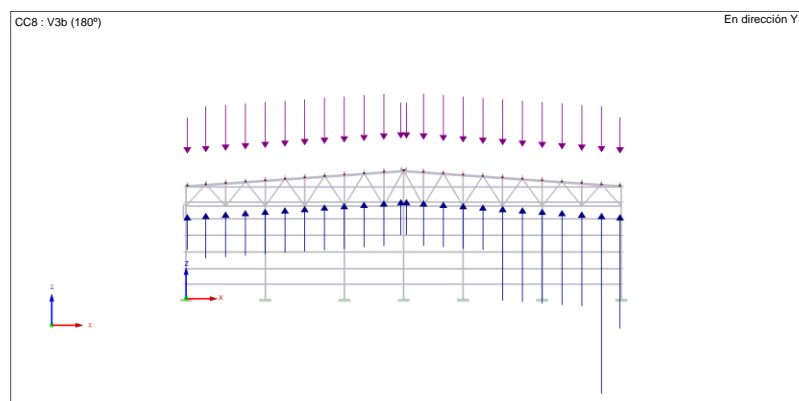


Imagen III.20. Carga viento – V3b. Correas cubiertas

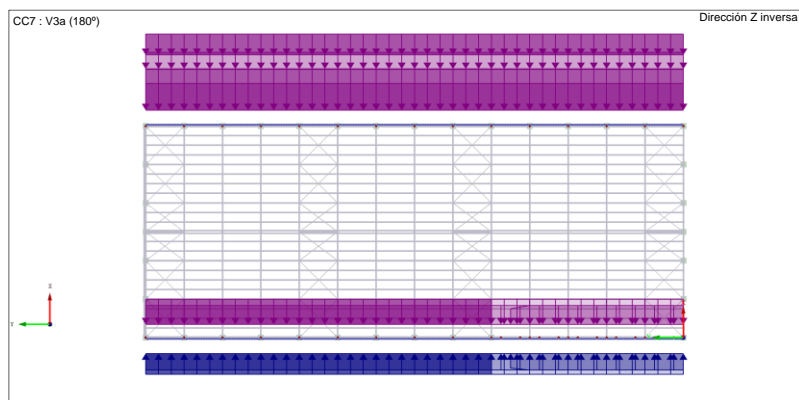


Imagen III.21. Carga viento – V3. Correas laterales

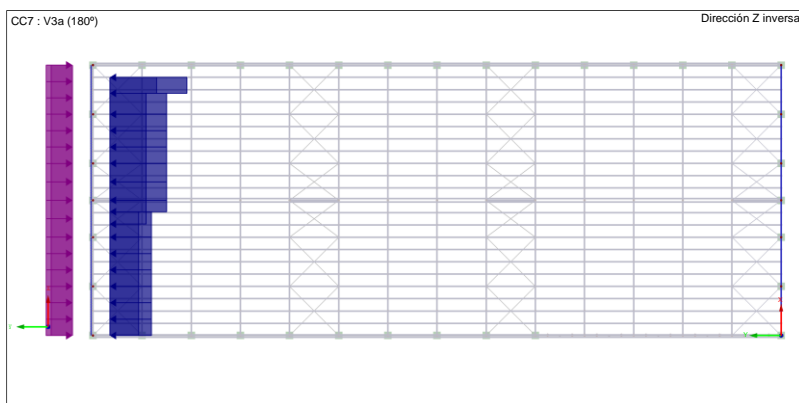


Imagen III.22. Carga viento – V3. Correas frontales

- Hipótesis V4 (270°): actuaría sobre la nave existente; por tanto, se considera toda la fachada con los coeficientes correspondientes a la zona C.

~ Paramentos verticales:

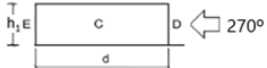
V4 (270°)																																															
C_e																																															
z	9.7	m	Z	5																																											
K	0.22		F	0.765																																											
L	0.3		C_e	1.763																																											
C_p																																															
h	9.7	m	<table><tr><th>Área de las zonas de presión (m²)</th><th>A</th><th>B</th><th>C</th><th>D</th><th>E</th></tr><tr><td>h/d</td><td>0.25</td><td>-1.2</td><td>-0.8</td><td>-0.5</td><td>0.7</td></tr><tr><td></td><td>1</td><td>-1.2</td><td>-0.8</td><td>-0.5</td><td>0.8</td></tr><tr><td>C_p</td><td>-1.20</td><td>-0.80</td><td>-0.50</td><td>0.70</td><td>-0.30</td></tr><tr><td>$C_e * C_p$</td><td>-2.12</td><td>-1.41</td><td>-0.88</td><td>1.23</td><td>-0.53</td></tr><tr><td>Carga [kN/m²] q_e</td><td>0</td><td>0</td><td>-0.397</td><td>0</td><td>-0.238</td></tr><tr><td>Media ponderada</td><td colspan="5">Fachada -0.397 kN/m²</td></tr></table>			Área de las zonas de presión (m²)	A	B	C	D	E	h/d	0.25	-1.2	-0.8	-0.5	0.7		1	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	C_p	-1.20	-0.80	-0.50	0.70	-0.30	$C_e * C_p$	-2.12	-1.41	-0.88	1.23	-0.53	Carga [kN/m²] q_e	0	0	-0.397	0	-0.238	Media ponderada	Fachada -0.397 kN/m²				
Área de las zonas de presión (m²)	A	B				C	D	E																																							
h/d	0.25	-1.2	-0.8	-0.5	0.7																																										
	1	-1.2	-0.8	-0.5	0.8																																										
C_p	-1.20	-0.80	-0.50	0.70	-0.30																																										
$C_e * C_p$	-2.12	-1.41	-0.88	1.23	-0.53																																										
Carga [kN/m²] q_e	0	0	-0.397	0	-0.238																																										
Media ponderada	Fachada -0.397 kN/m²																																														
h_1	8.545	m																																													
d	84	m																																													
b	33	m																																													
h/d	0.115																																														
e	19.4	m																																													
e/10	1.94																																														

Tabla III.10. Cargas – V4 - Paramentos verticales

~ Cubierta plana:

C_e

Ángulo	4.004	°
z	9.7	
K	0.22	

L	0.3
Z	5
F	0.765

h 9.7 m

C_e 1.763

V4a (270°)

C_p

e	19.4	m
b	33	m
d	84	m
Ángulo	4.004	°

270° →

Área de las zonas de presión (m ²)	F	G	H	I
C_p	0	0	0	2772
$C_e * C_p$	-1.80	-1.20	-0.70	0.20
Carga [kN/m ²] q_e	0	0	0	0.159
Media ponderada	Cubierta	0.159	kN/m ²	

V4b (270°)

C_p

e	19.4	m
b	33	m
d	84	m
Ángulo	4.004	°

270° →

Área de las zonas de presión (m ²)	F	G	H	I
C_p	0	0	0	2772
$C_e * C_p$	-1.80	-1.20	-0.70	-0.20
$C_e * C_p$	-3.17	-2.12	-1.23	-0.35
Carga [kN/m ²] q_e	0	-0.952	0	-0.159
Media ponderada	Cubierta	-0.159	kN/m ²	

Tabla III.11. Cargas – V4 - Cubierta

~ Presión interior:

V4 (270°)

C_e

z

9.7

m

K

0.22

L

0.3

Z

5

F

0.619

C_e

1.336

T

h₁

E

c

d

270°

C_p

h

6

m

h₁

6

m

d

30

m

b

33

m

h/d

0.200

e

12

m

Área de las zonas de presión (m²)

A

B

C

D

E

h/d

0.25

-1.2

-0.8

-0.5

0.7

1

-1.2

-0.8

-0.5

0.8

C_{pe}

-1.20

-0.80

-0.50

0.70

-0.30

C_{pe}

C_{pi}

Q_s

V4 (270°)

-0.500

-0.450

-0.271

kN/m²

Tabla III.12. Cargas – V4 - Presiones interiores

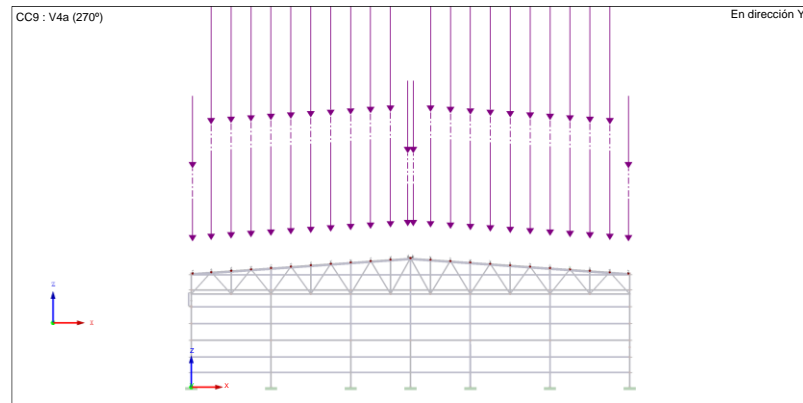


Imagen III.23. Carga viento – V4a. Correas cubierta

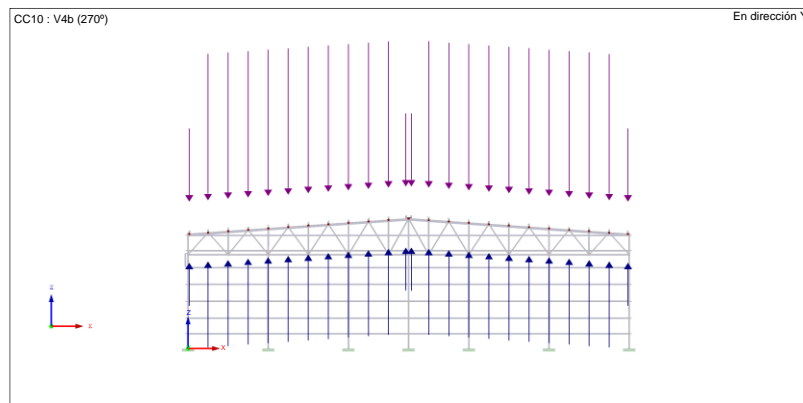


Imagen III.24. Carga viento – V4b. Correas cubierta

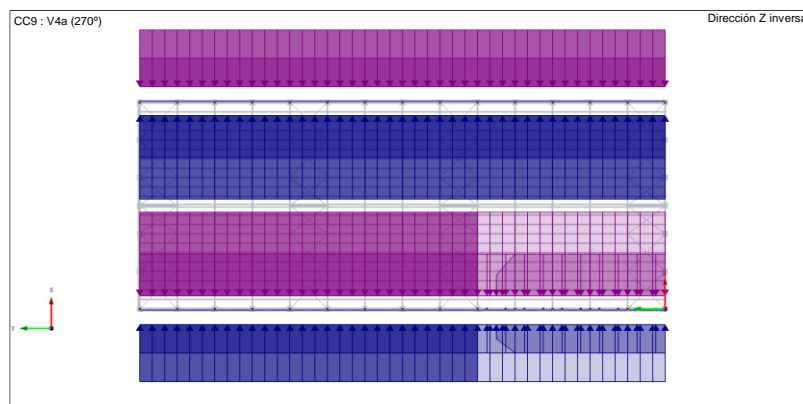


Imagen III.25. Carga viento – V4. Correas laterales

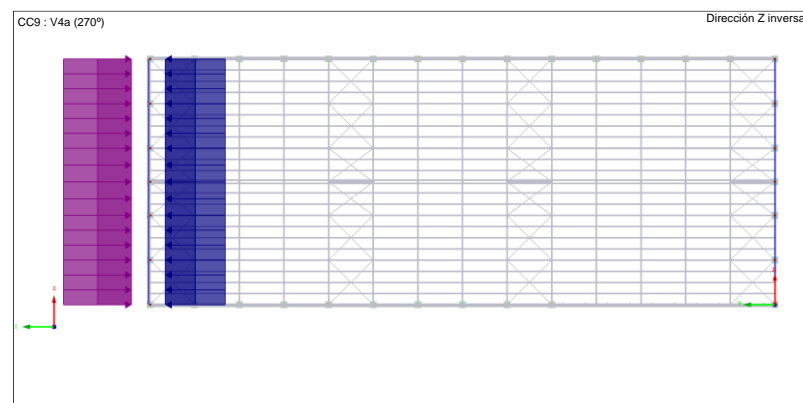


Imagen III.26. Carga viento – V4. Correas frontales

ANEXO IV. Comprobaciones estructura

Una vez se ha generado el modelo de cálculo, se puede comenzar a analizar la estructura. Para ello, se siguen los pasos descritos a continuación:

- 1) Primero, se debe obtener los esfuerzos sobre los elementos para todas las combinaciones de cargas en Estado Límite Último y en Estado Límite de Servicio:

– N – V_y – V_z – M_T – M_y – M_z

- 2) Posteriormente, se analiza la resistencia de las secciones ante los esfuerzos que actúan sobre ellas. Para ello, se estudia la combinación más desfavorable en Estado Límite Último para las comprobaciones de:

- Tracción / Compresión
- Cortante
- Flexión
- Interacción de esfuerzos:
 - ~ Flexión biaxial y axil

Las comprobaciones a ELU se realizan sobre las secciones de los distintos elementos que conforman la estructura:

- Correas
- Cercha
- Celosía puerta
- Dintel cierre
- Pilares principales
- Pilares hastiales
- Arriostramientos

- 3) Una vez que la estructura cumple las exigencias de resistencia, se comprueba su estabilidad global con el módulo “*RF-STABILITY*” para las combinaciones de compresión más desfavorable.
- 4) Por último, se comprobará que no se superan los límites de Estado Límite de Servicio.
- 5) Se iterará este procedimiento hasta cumplir todas las comprobaciones.

a) Cambios sobre el modelo inicial

Tras realizar las comprobaciones de resistencia, estabilidad y desplazamientos sobre la estructura, se han llevado a cabo las siguientes modificaciones:

- Tras el análisis resistente, se ha aumentado un orden del cordón superior de la cercha, pasando a ser HEA 140. Además, se ha girado 90°, para que tenga mayor rigidez en el plano perpendicular al pórtico, pues de otra manera la estructura pandearía.

- Los pilares izquierdo y derecho de la puerta lateral se ha aumentado de HEB 260 y HEA 240 (respectivamente) a HEB 280. Esta decisión se toma con vistas a reducir los desplazamientos de las cerchas y pilares de la zona de la puerta, perpendicularmente a la misma. Con un perfil de mayor rigidez reducimos estos desplazamientos.
- En adición al cambio anterior, se ha reforzado la cercha y los pilares correspondientes a los ejes en los que se elimina pilares para abrir el hueco en la fachada lateral. Se requieren perfiles con mayor rigidez para cumplir las exigencias de Estado Límite de Servicio y evitar el desplome de la celosía. Concretamente se definen estos perfiles:
 - × HEB 280: pilares 2-5 del lateral opuesto a la puerta
 - × HEA 160: cordones inferior y superior de las cerchas de los pilares 2-5.
 - × HEB 300: pilares 3-4 del lateral opuesto a la puerta
 - × HEA 180: cordones inferior y superior de las cerchas de los pilares 3-4.
- El cordón inferior de la celosía de la puerta se reduce de HEA 220 a HEA 200, pues el aprovechamiento de HEA 220 era bajo.
- Los pilares hastiales número 1 y 5 tras el análisis resistente se han reducido de IPE 270 a IPE 240.
- Los dinteles, tras los análisis para ELU y ELS, se han reducido de IPE 220 a IPE 200.
- Los pilares hastiales de la fachada sin viento se han reducido de un perfil IPE 240 a IPE 200. Los esfuerzos que deben resistir son bajos y, por tanto, su aprovechamiento.

b) Comprobaciones Estado Límite Último (ELU)

Las comprobaciones resistentes a estado límite último llevadas a cabo en la estructura son las descritas en el apartado 6 del “Documento Básico de Seguridad Estructural - Acero” (DBSE-A) del “Código Técnico de la Edificación”.

En concreto, emplearemos las siguientes fórmulas, extraídas de los subapartados 6.2 “Resistencia de las barras” y 6.3 “Resistencia de las barras”, de dicho documento:

6.3.1. Tracción y compresión

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad \left| \quad N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \right.$$

Las comprobaciones de inestabilidad debido a compresión se realizan mediante un análisis de estabilidad con el módulo con “RF-STABILITY” del software RFEM.

6.3.2. Flexión

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \left| \quad \begin{array}{l} \text{Clase 1 y 2} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \\ \text{Clase 3} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd} \\ \text{Clase 4} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{0,Rd} = W_{eff} \cdot f_{yd} \end{array} \right.$$

6.3.3. Cortante

$$V_{Ed} \leq 2 V_{pl,Rd} \quad \left| \quad V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \right.$$

6.3.4. Interacción de esfuerzos

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{c,Rd,z}} \leq 1 \quad \left| \quad N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \right.$$

Si se cumple que el cortante máximo de cálculo es inferior a dos veces el cortante máximo admisible de la sección, no se tendrá en cuenta la interacción de dicho esfuerzo. Esta condición se cumple en toda la estructura estudiada.

1) Correas

Correa cubierta	Correa Lateral	Correa frontal
CC 250x2.0	CC 180x2.0	CC 200x2.0
Flexión Biaxial	Flexión Biaxial	Flexión Biaxial
0.8PP + 1.5V1a	1.35PP + 1.5V4a	1.35PP + 1.5V1a
$M_{Ed,y} = 13.52 \text{ mkN}$ $M_{c,Rd,y} = 16.49 \text{ mkN}$ $M_{Ed,z} = 0.06 \text{ mkN}$ $M_{c,Rd,z} = 2.82 \text{ mkN}$	$M_{Ed,y} = 4.09 \text{ mkN}$ $M_{c,Rd,y} = 9.19 \text{ mkN}$ $M_{Ed,z} = 0.85 \text{ mkN}$ $M_{c,Rd,z} = 1.95 \text{ mkN}$	$M_{Ed,y} = 5.83 \text{ mkN}$ $M_{c,Rd,y} = 12.36 \text{ mkN}$ $M_{Ed,z} = 0.91 \text{ mkN}$ $M_{c,Rd,z} = 2.35 \text{ mkN}$
$\eta = 84 \%$	$\eta = 88 \%$	$\eta = 90 \%$

Tabla IV.1. Comprobaciones ELU - Correas

2) Cercha

Cordón superior

HEA 140	HEA 160	HEA 180
Tracción/Compresión	Tracción/Compresión	Tracción/Compresión
1.35PP + 1.5N + 0.9V4a	1.35PP + 1.5N + 0.9V2b	1.35PP + 1.5N + 0.9V2b
$N_{Ed} = 535.65 \text{ kN}$ $N_{pl,Rd} = 822.38 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 534.90 \text{ kN}$ $N_{pl,Rd} = 1016.19 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 572.90 \text{ kN}$ $N_{pl,Rd} = 1186.43 \text{ kN}$
$\eta = 65.13 \%$	$\eta = 52.64 \%$	$\eta = 48.29 \%$

Tabla IV.2. Comprobaciones ELU – Cercha – Cordón superior

Cordón inferior

HEA 140	HEA 160	HEA 180
Tracción/Compresión	Tracción/Compresión	Tracción/Compresión
1.35PP + 1.5N + 0.9V2b	1.35PP + 1.5N + 0.9V4a	1.35PP + 1.5N + 0.9V2b
$N_{Ed} = 546.29 \text{ kN}$ $N_{pl,Rd} = 833.38 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 502.84 \text{ kN}$ $N_{pl,Rd} = 1016.19 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 566.16 \text{ kN}$ $N_{pl,Rd} = 1186.43 \text{ kN}$
$\eta = 66.43 \%$	$\eta = 49.48 \%$	$\eta = 47.72 \%$

Tabla IV.3. Comprobaciones ELU – Cercha – Cordón inferior

Diagonales

HEA 100	Tubo 80x80x3	Tubo 70x50x3
Tracción/Compresión	Tracción/Compresión	Tracción/Compresión
1.35PP + 1.5N + 0.9V2b	1.35PP + 1.5N + 0.9V2b	1.35PP + 1.5N + 0.9V2b
$N_{Ed} = 255.45 \text{ kN}$ $N_{pl Rd} = 555.24 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 166.08 \text{ kN}$ $N_{pl Rd} = 235.98 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 72.05 \text{ kN}$ $N_{pl Rd} = 187.52 \text{ kN}$
$\eta = 46.01 \%$	$\eta = 70.38 \%$	$\eta = 38.42 \%$

Tabla IV.4. Comprobaciones ELU – Cercha – Diagonales

Montantes

70x40x3
Tracción/Compresión
1.35PP + 1.5N + 0.9V2b
$N_{Ed} = 22.35 \text{ kN}$ $N_{pl Rd} = 187.52 \text{ kN}$
$\eta = 11.92 \%$

Tabla IV.5. Comprobaciones ELU – Cercha – Montantes

3) Celosía puerta

Cordón superior	Cordón inferior	Diagonales
HEA 220	HEA 200	HEA 100
Tracción/Compresión	Tracción/Compresión	Tracción/Compresión
1.35PP + 1.5N + 0.9V4a	1.35PP + 1.5N + 0.9V4a	1.35PP + 1.5N + 0.9V4a
$N_{Ed} = 981.76 \text{ kN}$ $N_{pl Rd} = 1684.05 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 1044.87 \text{ kN}$ $N_{pl Rd} = 1409.05 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 377.79 \text{ kN}$ $N_{pl Rd} = 55.24 \text{ kN}$
$\eta = 58.3 \%$	$\eta = 74.15 \%$	$\eta = 68.04 \%$

Tabla IV.6. Comprobaciones ELU – Celosía puerta

4) Dintel

IPE 200	
Flexión + Axil	
0.8PP + 1.5V1b	
$N_{Ed} = -28.47 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 24.67 \text{ mkN}$
$N_{pl\text{ } Rd} = 746.43 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 57.62 \text{ mkN}$
$\eta = 49.56 \%$	

Tabla IV.7. Comprobaciones ELU – Dintel

5) Pilares principales

HEA 240		
Flexión Biaxial + Axil		
1.35PP + 0.75N + 1.5V1a		
$N_{Ed} = 54.9 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 107.84 \text{ kmN}$	$M_{Ed,z} = 3.00 \text{ mkN}$
$N_{pl Rd} = 2011.43 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 194.86 \text{ mkN}$	$M_{Rd,z} = 91.12 \text{ mkN}$
$\eta = 61.36 \%$		

Tabla IV.8. Comprobaciones ELU – Pilares principales – HEA 240

HEB 280		
Flexión Biaxial + Axil		
1.35PP + 0.75N + 1.5V3a		
$N_{Ed} = 423.15 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 180.08 \text{ mkN}$	$M_{Ed,z} = 21.93 \text{ mkN}$
$N_{pl Rd} = 3441.43 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 401.76 \text{ mkN}$	$M_{Rd,z} = 186.21 \text{ mkN}$
$\eta = 68.9\%$		

Tabla IV.9. Comprobaciones ELU – Pilares principales – HEB 280

HEB 300		
Flexión Biaxial + Axil		
1.35PP + 0.75N + 1.5V3a		
$N_{Ed} = 93.82 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 192.89 \text{ mkN}$	$M_{Ed,z} = 2.09 \text{ mkN}$
$N_{pl Rd} = 3905 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 489.24 \text{ mkN}$	$M_{Rd,z} = 233.86 \text{ mkN}$
$\eta = 42.72 \%$		

Tabla IV.10. Comprobaciones ELU – Pilares principales – HEB 300

6) Pilares hastiales

IPE 200		
Flexión Biaxial + Axil		
1.35PP + 0.75N + 1.5V1a		
$N_{Ed} = 24.16 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 8.07 \text{ mkN}$	$M_{Ed,z} = 0.52 \text{ mkN}$
$N_{pl Rd} = 746.63 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 57.62 \text{ mkN}$	$M_{Rd,z} = 11.46 \text{ mkN}$
$\eta = 21.76 \%$		

Tabla IV.11. Comprobaciones ELU – Pilares hastiales – IPE 200

IPE 240		
Flexión Biaxial + Axil		
1.35PP + 0.75N + 1.5V1a		
$N_{Ed} = 5.30 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 67.62 \text{ mkN}$	$M_{Ed,z} = 1.62 \text{ mkN}$
$N_{pl Rd} = 1024.05 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 95.86 \text{ mkN}$	$M_{Rd,z} = 18.96 \text{ mkN}$
$\eta = 79.59 \%$		

Tabla IV.12. Comprobaciones ELU – Pilares hastiales – IPE 240

IPE 270		
Flexión + Axil		
1.35PP + 0.75N + 1.5V1a		
$N_{Ed} = 19.56 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 86.42 \text{ mkN}$	$M_{Ed,z} = 2.26 \text{ mkN}$
$N_{plRd} = 1202.14 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 126.76 \text{ mkN}$	$M_{Rd,z} = 24.97 \text{ mkN}$
$\eta = 78.84 \%$		

Tabla IV.13. Comprobaciones ELU – Pilares hastiales – IPE 270

7) Arriostramientos

Ø 30	Tubo 80x80x3
Tracción/Compresión	Tracción/Compresión
1.35PP + 1.5V1b	1.35PP + 1.5V2b
$N_{Ed} = 47 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 30 \text{ kN}$
$N_{plRd} = 185 \text{ kN}$	$N_{plRd} = 236 \text{ kN}$
$\eta = 25.4 \%$	$\eta = 12.7 \%$

Tabla IV.14. Comprobaciones ELU – Arriostramientos

c) Comprobaciones Estado Límite de Servicio (ELS)

Las comprobaciones resistentes a Estado Límite de Servicio llevadas a cabo en la estructura son las descritas en el “Documento Básico de Seguridad Estructural” (DBSE) del “Código Técnico de la Edificación”.

Estas comprobaciones se corresponden con las deformaciones de la estructura. Sus límites están definidos en el subapartado “4.3.3 Deformaciones” y se comprueban en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta. Dichos límites dependen de los factores que se tomen en consideración, como el confort o la integridad estructura.

× Desplazamientos verticales (flecha)

FACTOR	LÍMITE
Integridad de los elementos constructivos	L/300
Confort usuarios	L/350
Apariencia de la obra	L/300

Tabla IV.15. Límites ELS – Desplazamiento vertical (DBSE)

× Deformaciones horizontales

FACTOR	LÍMITE
Integridad de los elementos constructivos	L/250*
Apariencia de la obra	L/250

Tabla IV.16. Límites ELS – Desplazamiento horizontal (DBSE)

*El “DBSE-A” (apartado 5.4.1) admite un desplazamiento máximo horizontal igual a $L/200$ para una dirección con 2 soportes y 1 altura. La estructura estudiada tiene estas características.

Con estas consignas, los desplazamientos máximos impuestos y que cumple la estructura son:

× Desplazamientos verticales (flecha)

	Vertical	
Cercha	$L/300$	110 mm
Dintel cierre	$L/300$	110 mm
Celosía puerta	$L/300$	100 mm

Tabla IV.17. Límites ELS adoptados – Desplazamientos verticales

× Deformaciones horizontales

	Horizontal	
Pilares principales	$L/200$	45 mm
Pilares hastiales	$L/200$	43 mm

Tabla IV.18. Límites ELS adoptados – Desplazamientos horizontales

d) Desplazamientos

Máximo desplazamiento en el eje x = 34.7mm ($L/246$). En el pilar principal 4º del lateral derecho.

$$CO_{49} (CP + 0.5N + V3a)$$

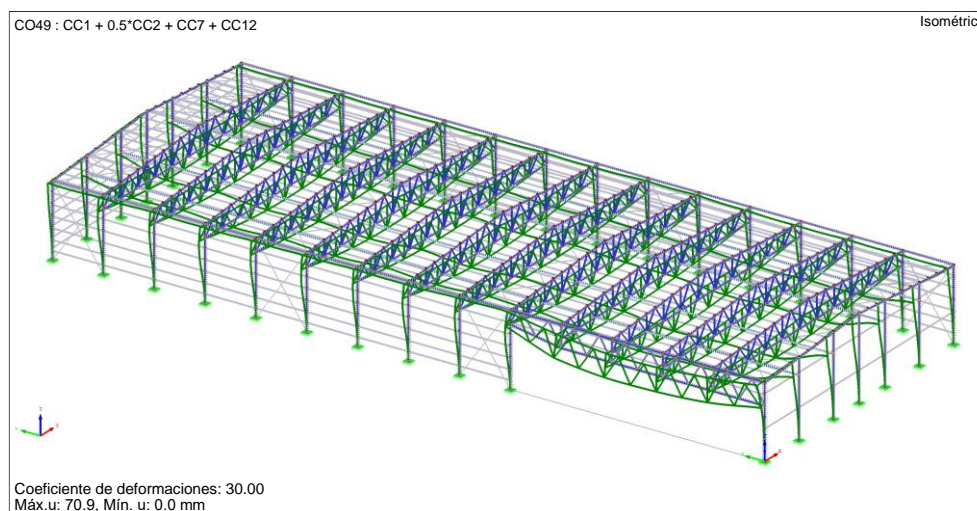


Imagen IV.1. Deformada - CO_{49}

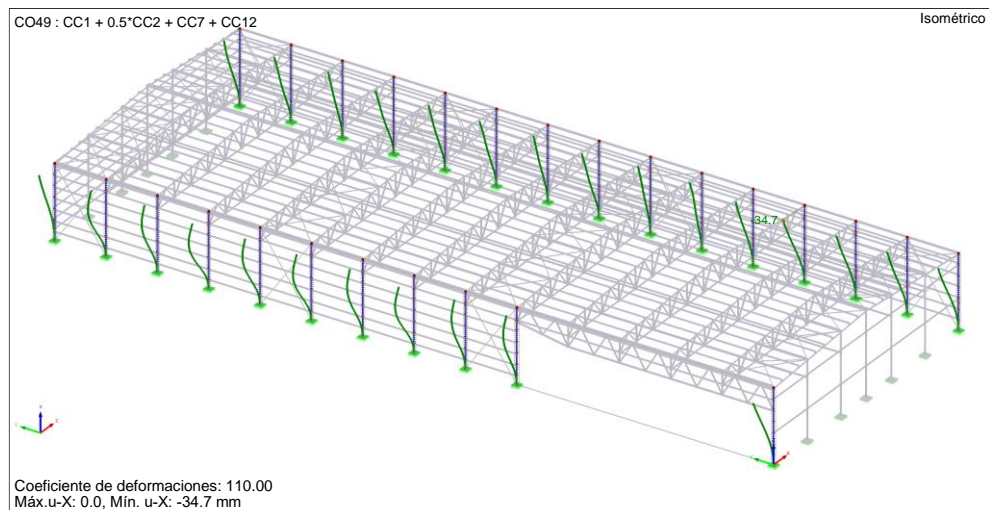


Imagen IV.2. Combinación desplazamiento máximo - Eje x

Máximo desplazamiento eje y = 22 mm (L/440). En el pilar hastial central de la fachada frontal expuesta al viento.

CO45 (CP + 0.5N + V1a)

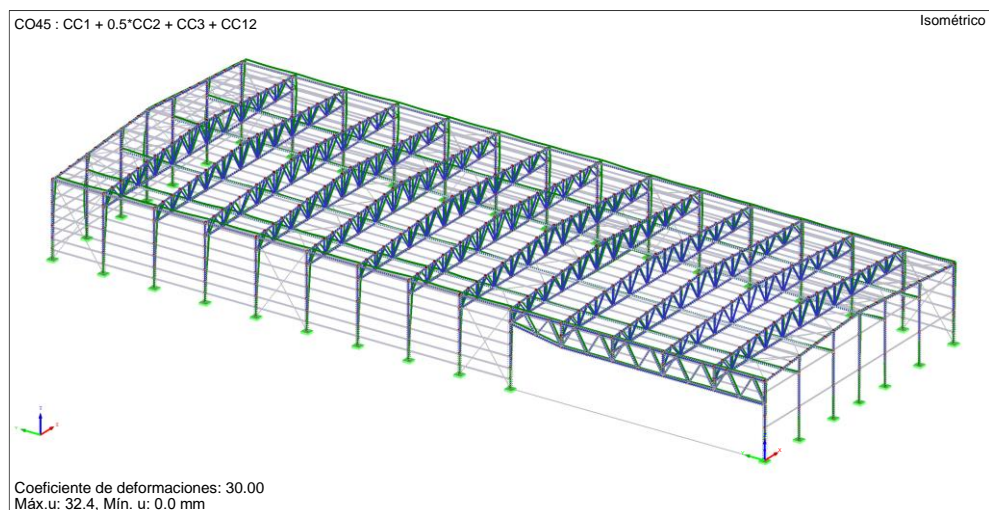


Imagen IV.3. Deformada - CO45

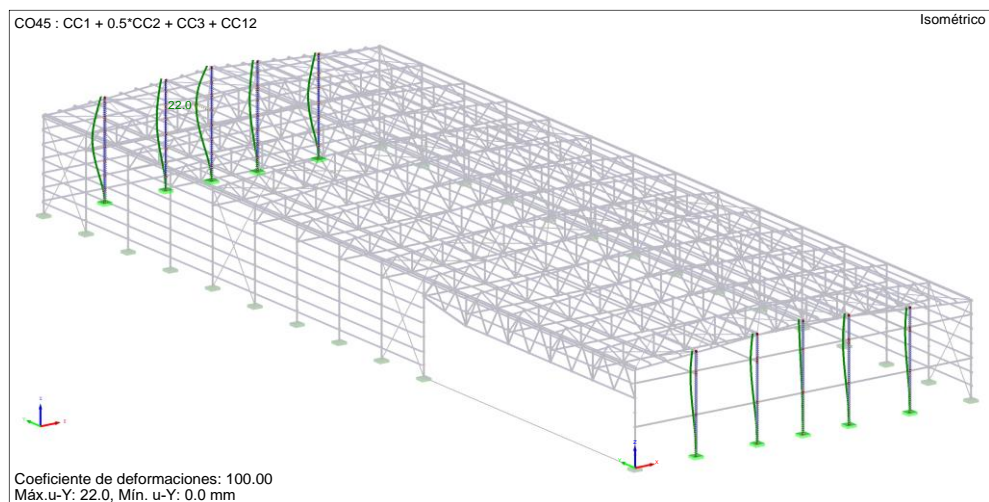


Imagen IV.4. Combinación desplazamiento máximo - Eje y

Máximo desplazamiento eje z = 82.5mm (L/360). En la tercera cercha

$$CO_{35} (CP + N + 0.6V4a)$$

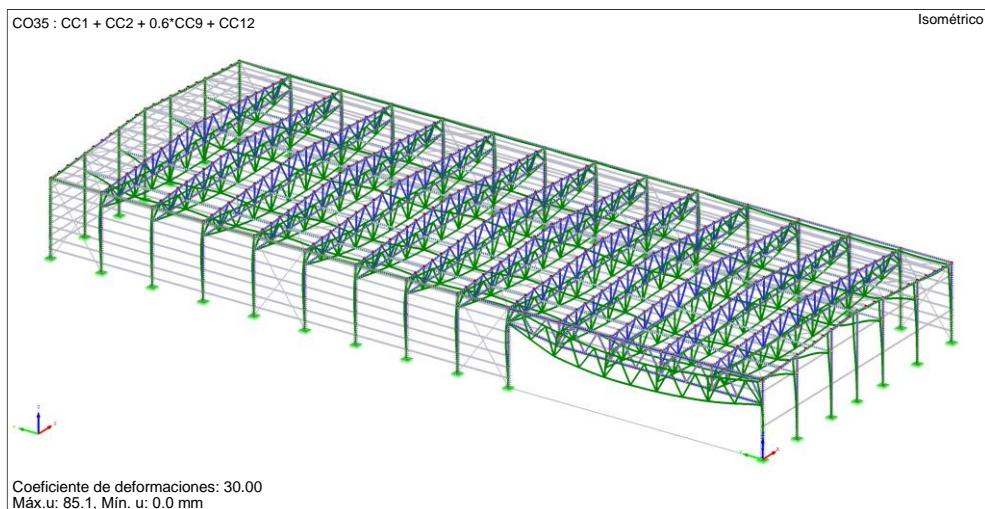


Imagen IV.5. Deformada – CO₃₅

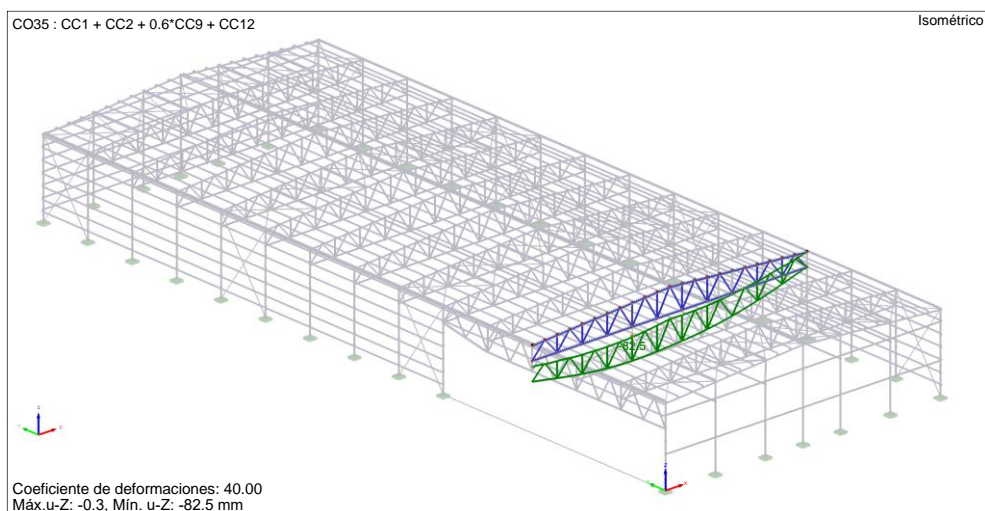
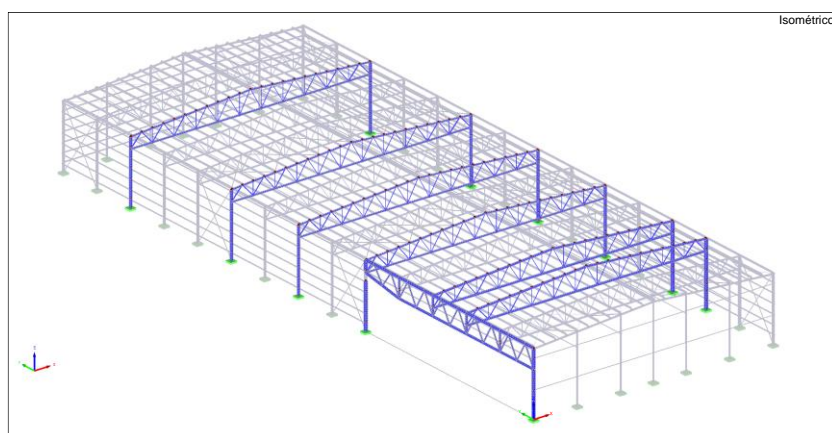


Imagen IV.6. Combinación desplazamiento máximo - Eje z

e) Tensiones

Para estudiar las tensiones analizan los pórticos y seleccionan los señalados en la *Imagen IV.7* como los más significativos. Sobre estos, se hallan los mapas de tensiones.



CO ₁	77.7	CO ₁₄	171
CO ₂	184.5	CO ₁₅	170.2
CO ₃	143.5	CO ₁₆	149.2
CO ₄	129.4	CO ₁₇	167.4
CO ₅	202.3	CO ₁₈	100.7
CO ₆	247.8	CO ₁₉	169.4
CO ₇	223.4	CO ₂₀	146.1
CO ₈	185.7	CO ₂₁	156
CO ₉	242.5	CO ₂₂	231
CO ₁₀	198.4	CO ₂₃	207.5
CO ₁₁	146.1	CO ₂₄	167.8
CO ₁₂	162.4	CO ₂₅	222.8
CO ₁₃	101.1	CO ₂₆	154.1

Tabla IV.19. Tensiones máximas según combinación de resultados [MPa]

Como se puede observar en la *Tabla IV.19*, las combinaciones de resultados más desfavorables son el CO₆ (1.35CP + 1.5N + 0.9V2b), CO₉ (1.35CP + 1.5N + 0.9V4a) y CO₂₂ (1.35CP + 0.75N + 1.5V2b). En ellos, las tensiones de mayor orden para cada elemento se generan en:

- Cerchas: zona central de los cordones y diagonales de los extremos.
- Celosía puerta: zona central de los cordones y diagonales de los extremos.
- Pilares: zona de unión con las cercas y en su base.

En las siguientes imágenes se refleja el mapa de tensiones para cada una de las combinaciones de resultados estudiada.

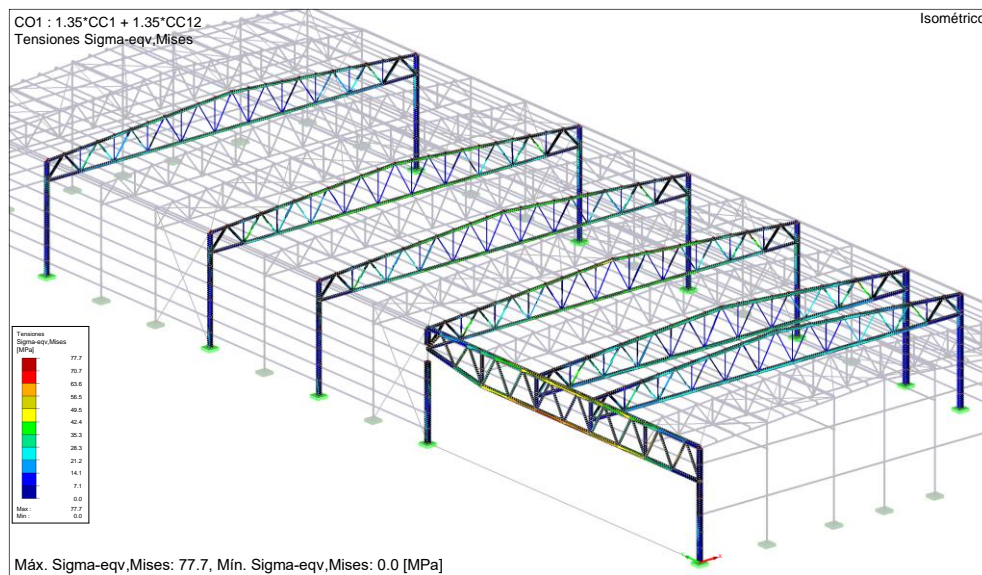


Imagen IV.8. Mapa de tensiones - CO₁

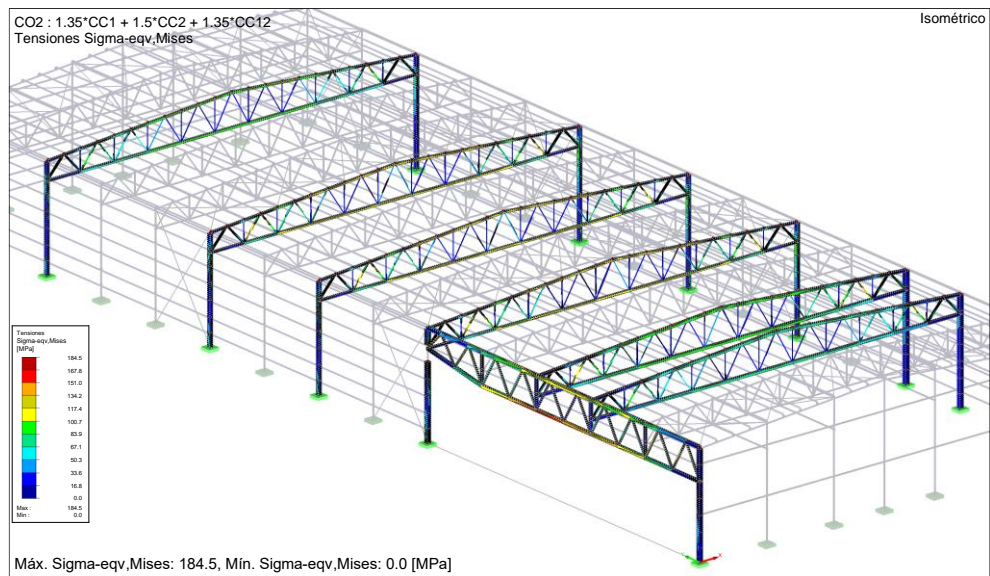


Imagen IV.9. Mapa de tensiones – CO₂

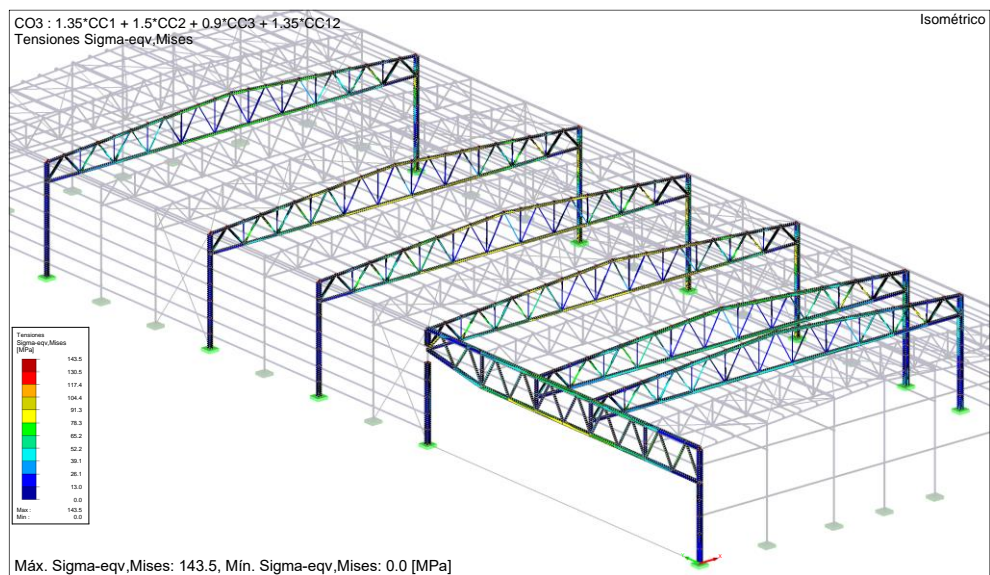


Imagen IV.10. Mapa de tensiones – CO₃

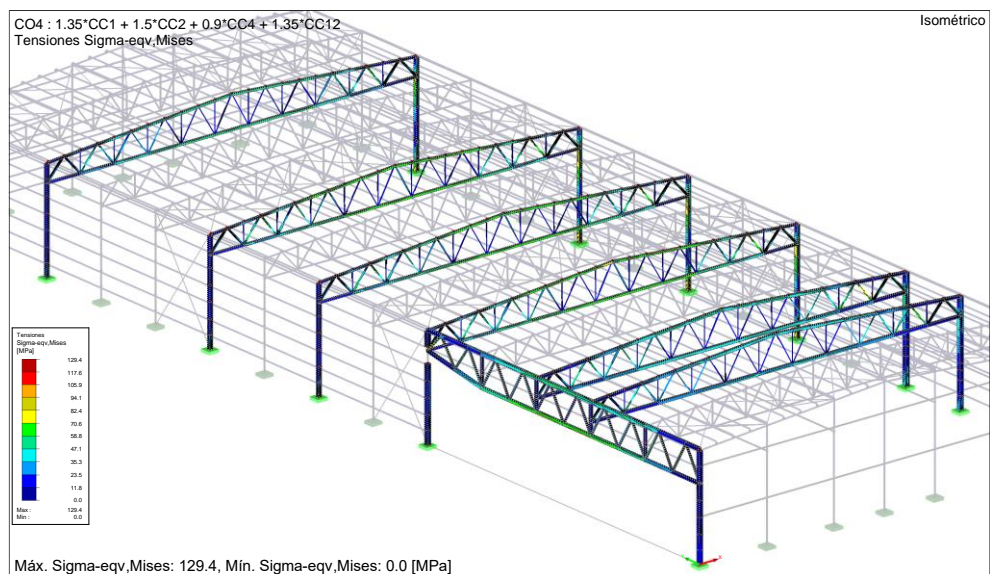


Imagen IV.11. Mapa de tensiones – CO₄

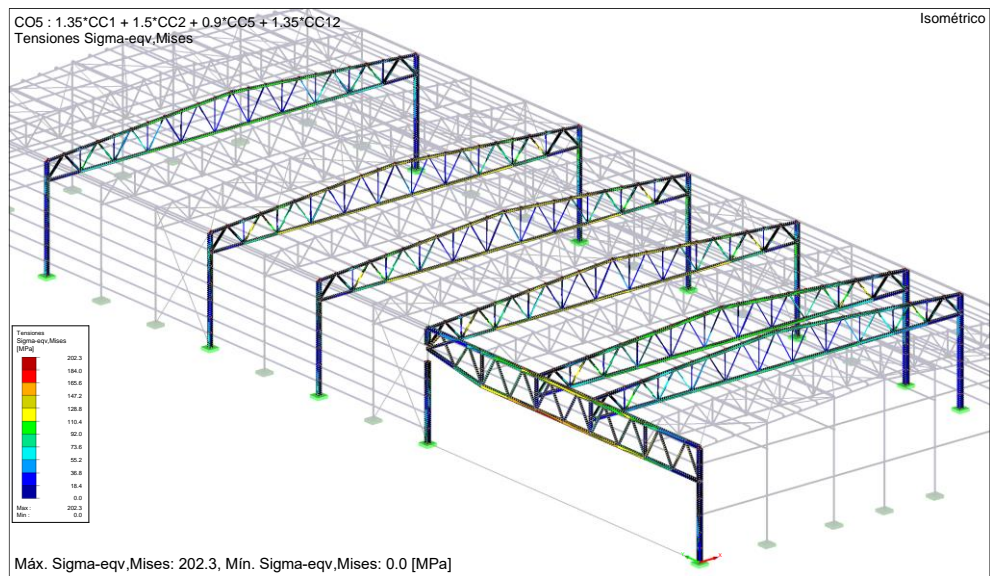


Imagen IV.12. Mapa de tensiones – CO5

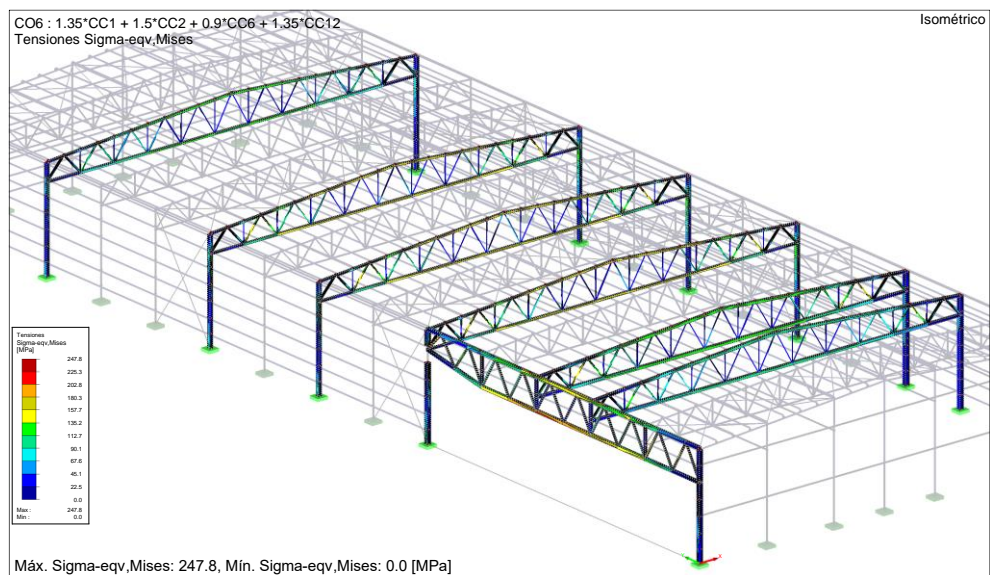


Imagen IV.13. Mapa de tensiones – CO6

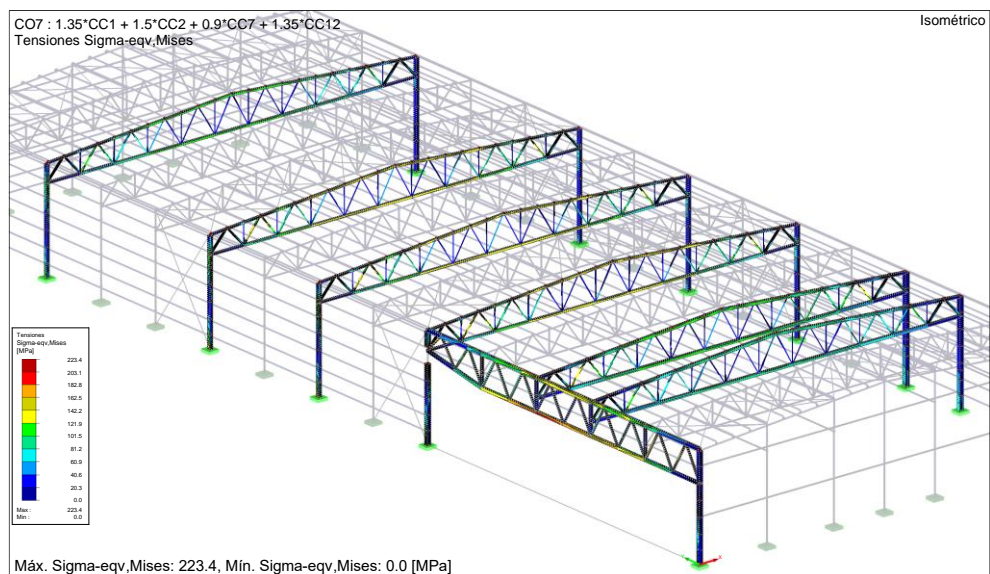


Imagen IV.14. Mapa de tensiones – CO7

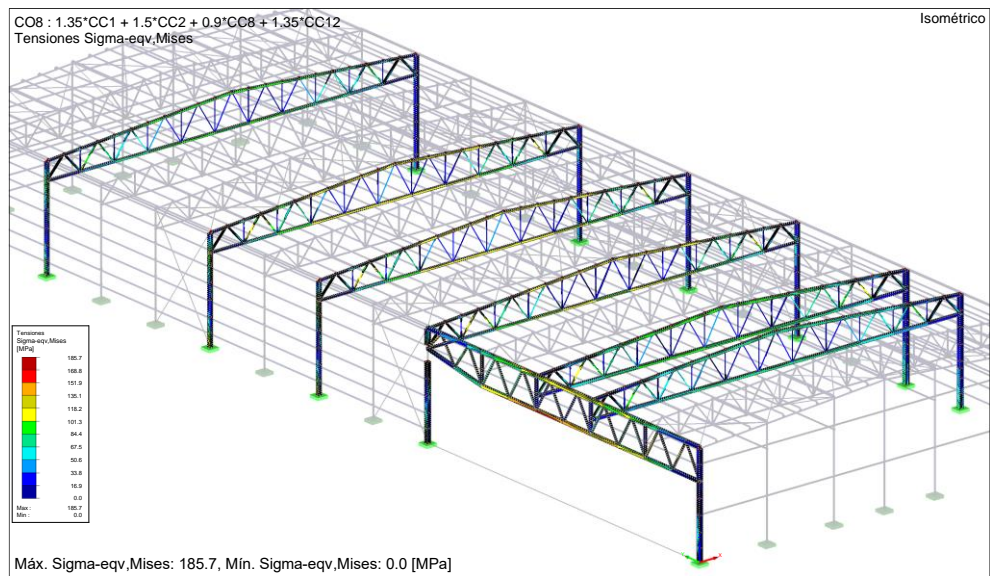


Imagen IV.15. Mapa de tensiones – CO₈

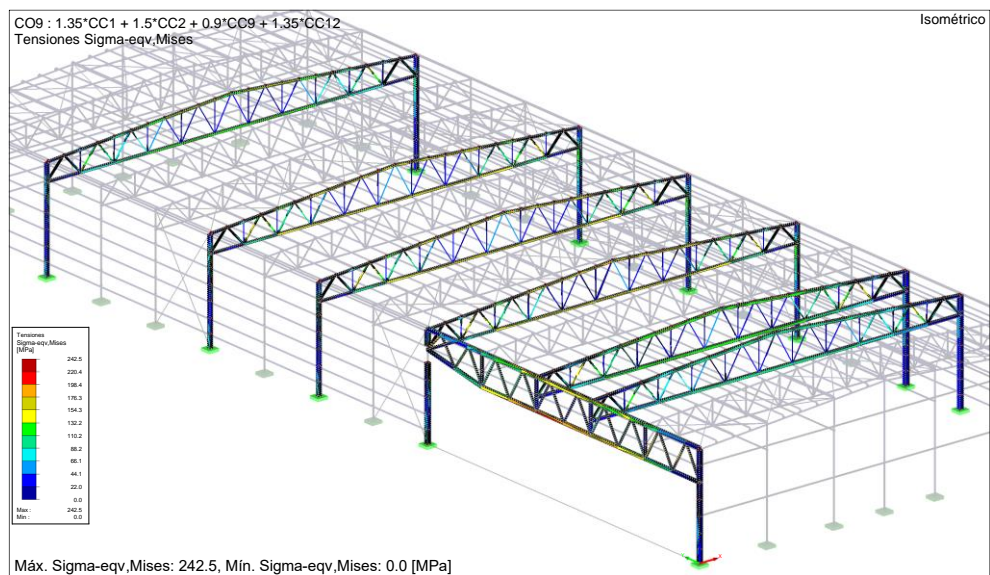


Imagen IV.16. Mapa de tensiones – CO₉

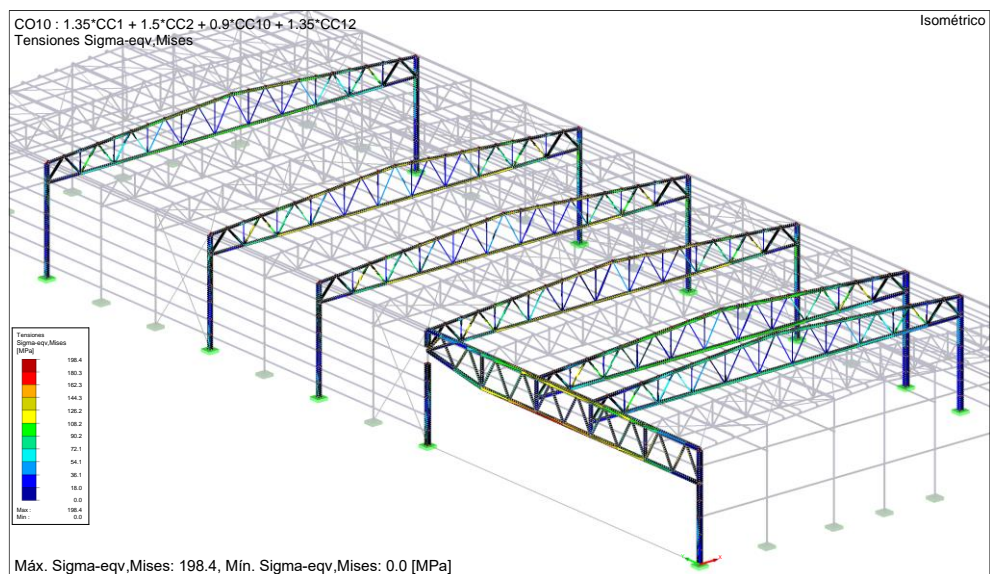


Imagen IV.17. Mapa de tensiones – CO₁₀

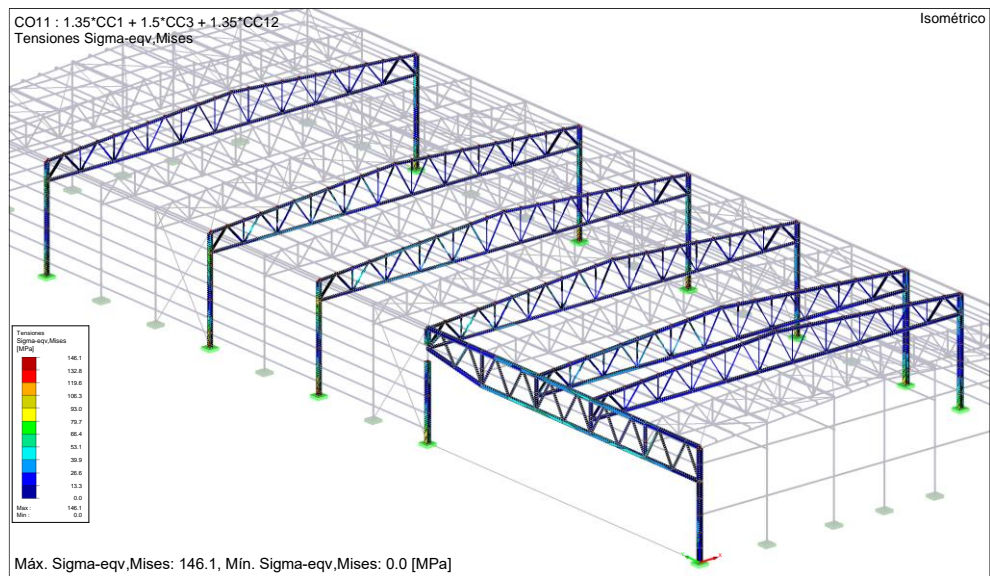


Imagen IV.18. Mapa de tensiones – CO₁₁

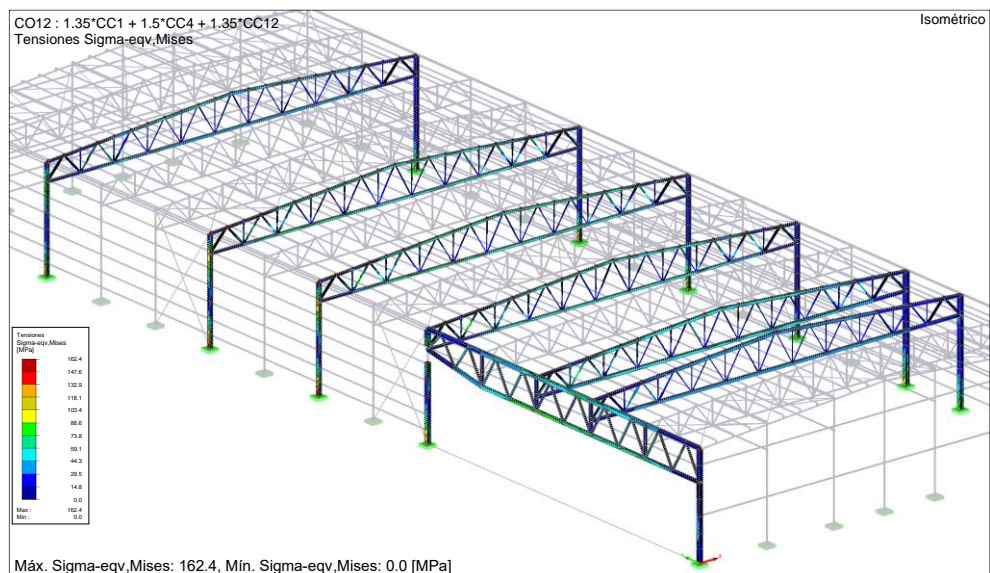


Imagen IV.19. Mapa de tensiones – CO₁₂

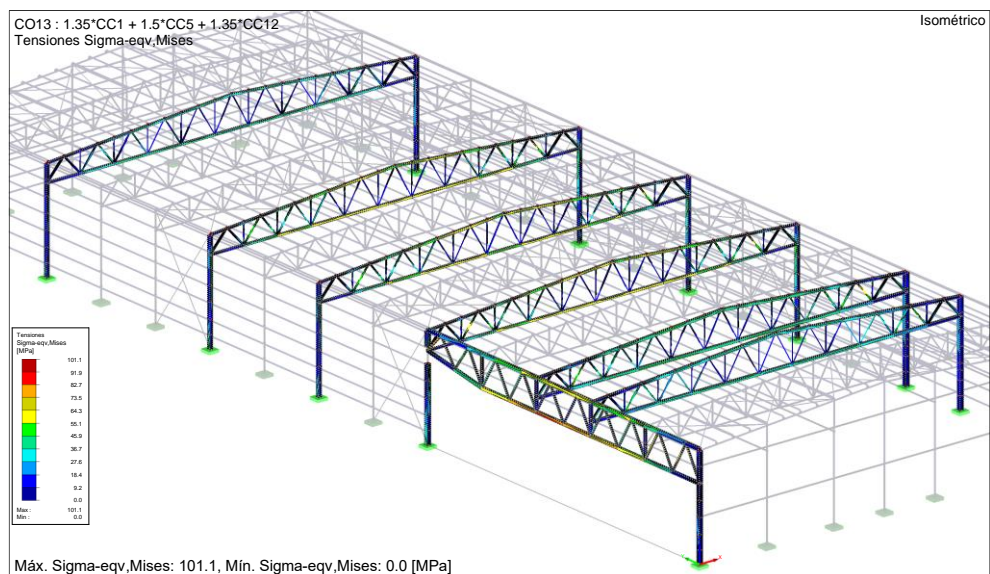


Imagen IV.20. Mapa de tensiones – CO₁₃

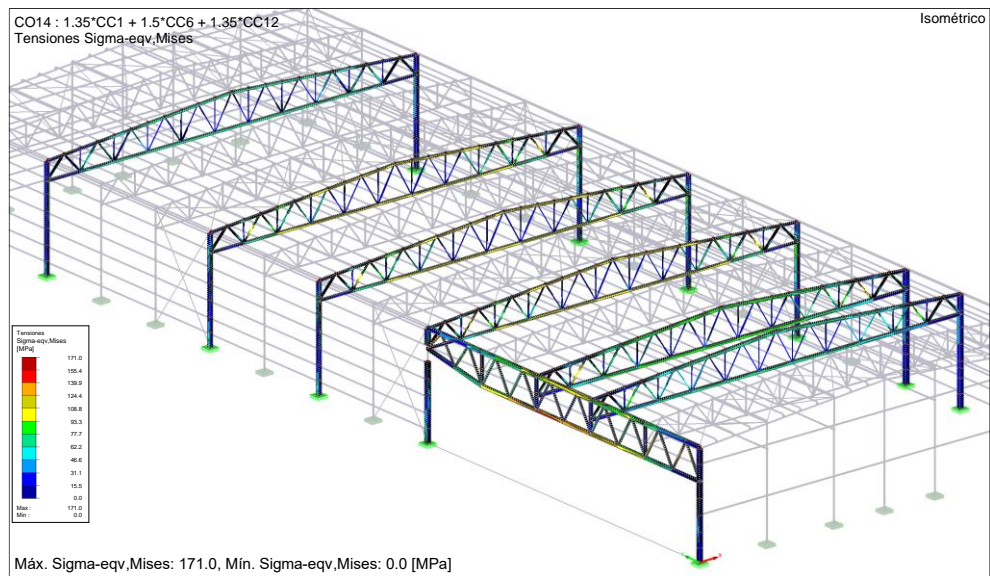


Imagen IV.21. Mapa de tensiones – CO14

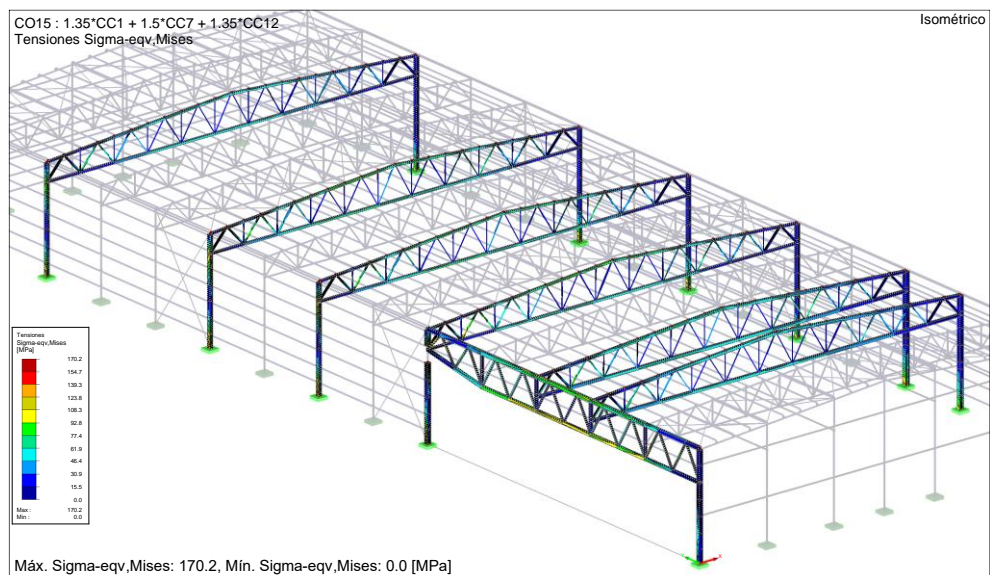


Imagen IV.22. Mapa de tensiones – CO15

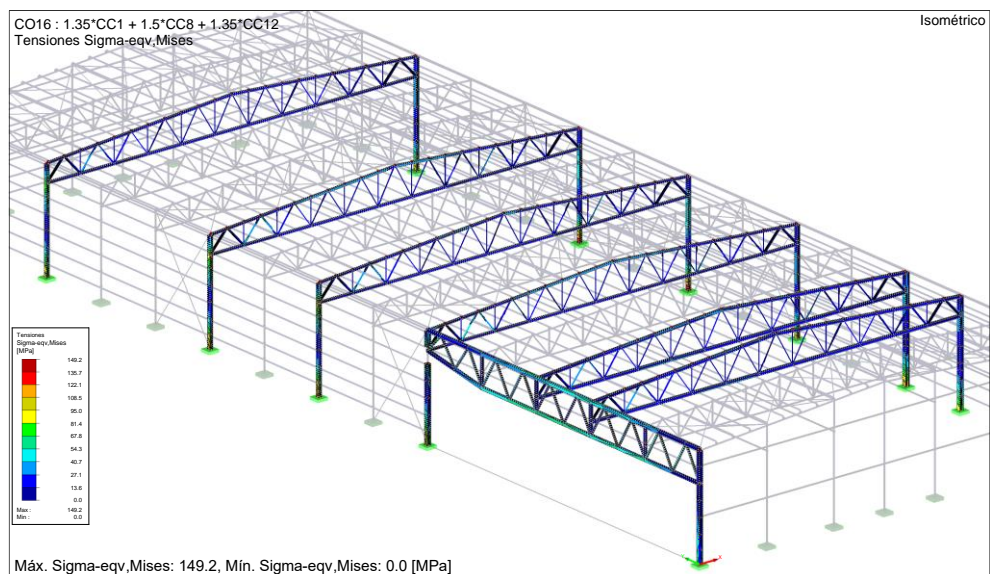


Imagen IV.23. Mapa de tensiones – CO16

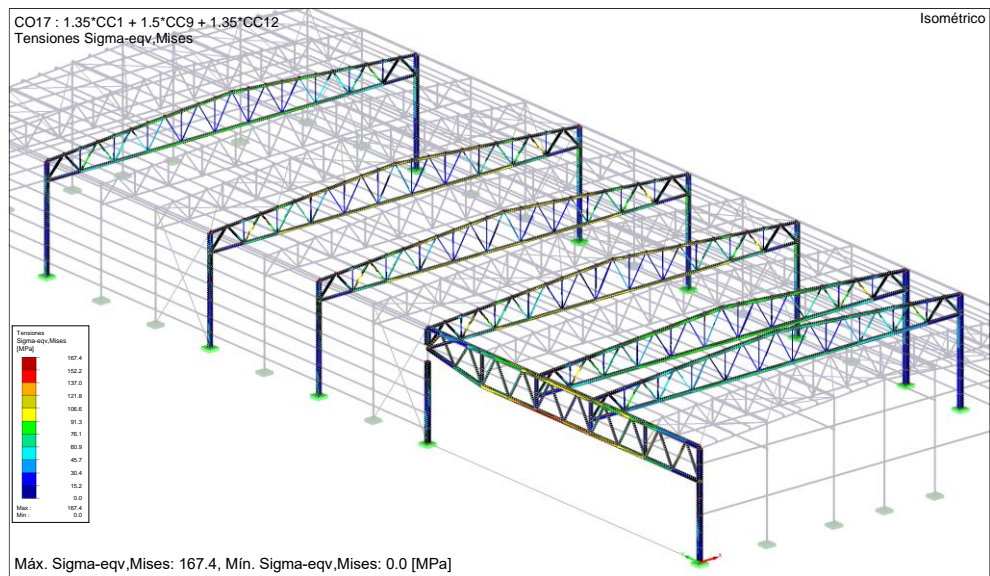


Imagen IV.24. Mapa de tensiones – CO₁₇

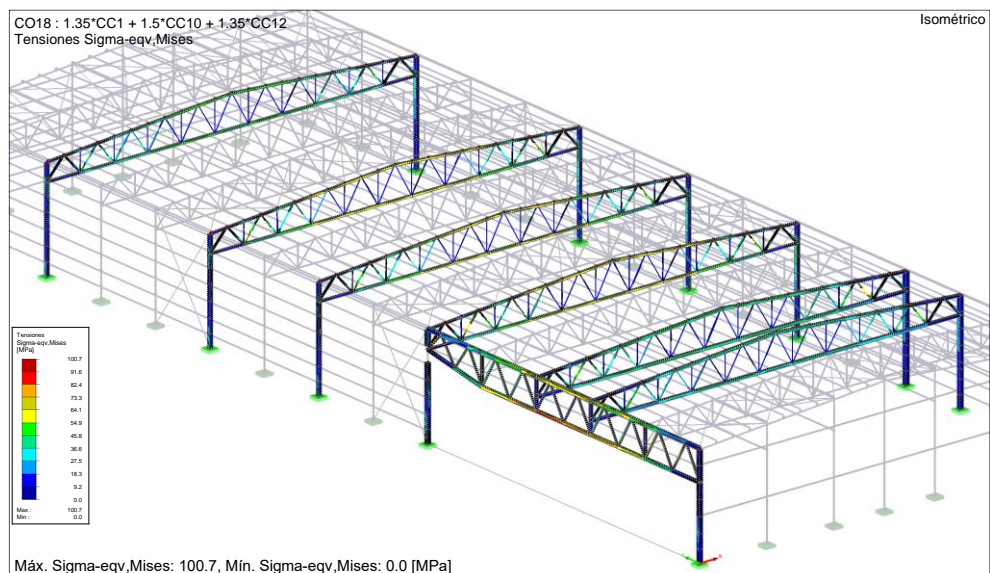


Imagen IV.25. Mapa de tensiones – CO₁₈

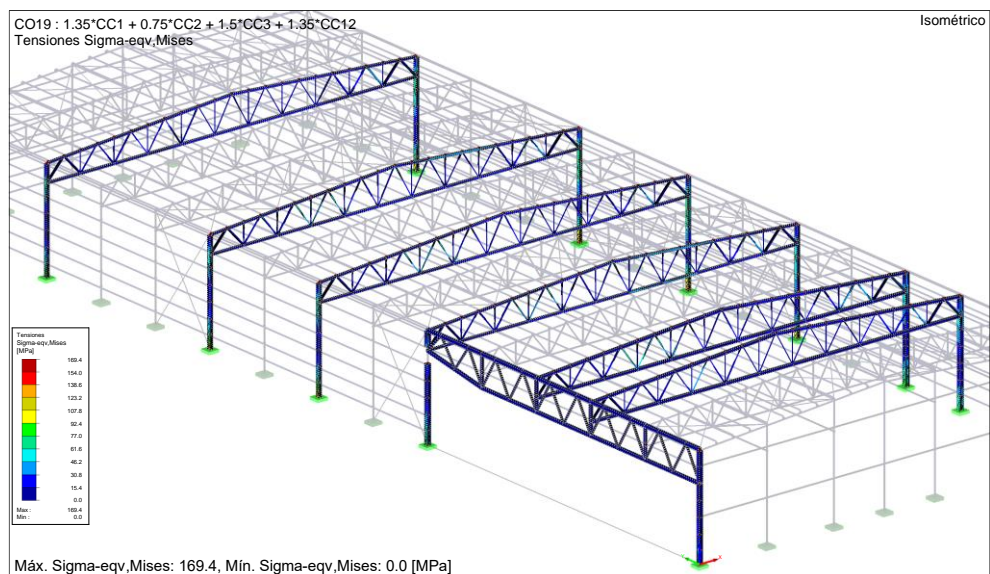


Imagen IV.26. Mapa de tensiones – CO₁₉

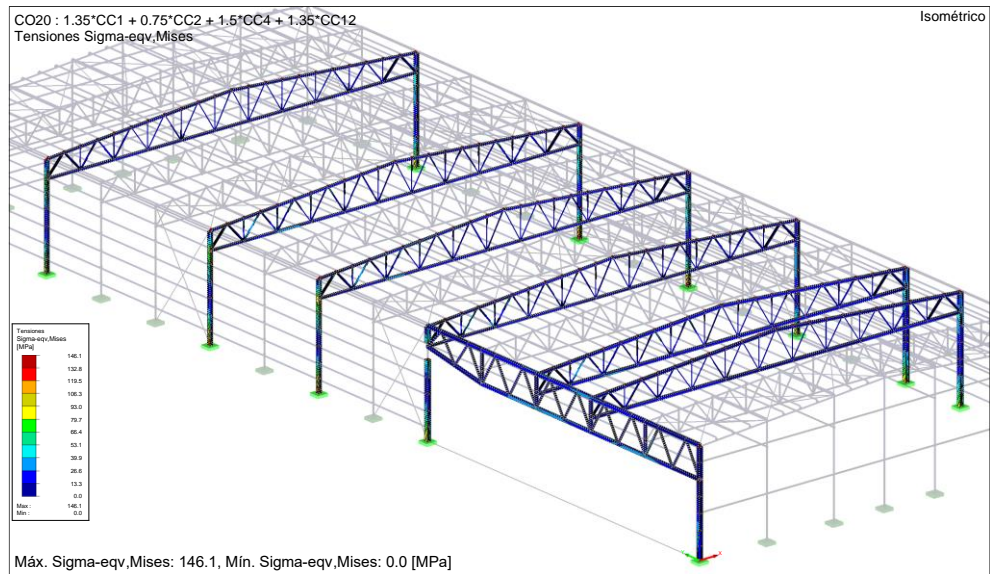


Imagen IV.27. Mapa de tensiones – CO₂₀

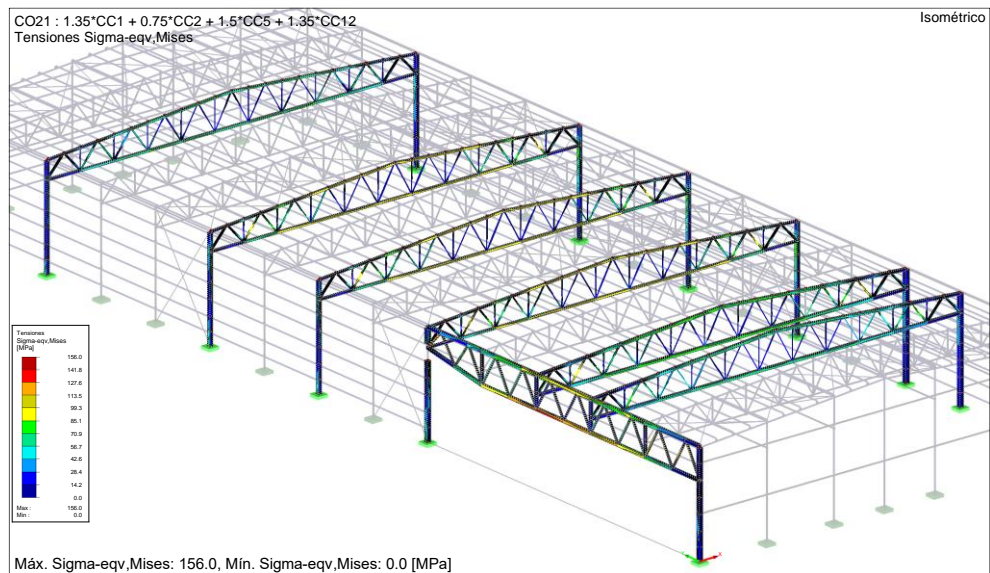


Imagen IV.28. Mapa de tensiones – CO₂₁

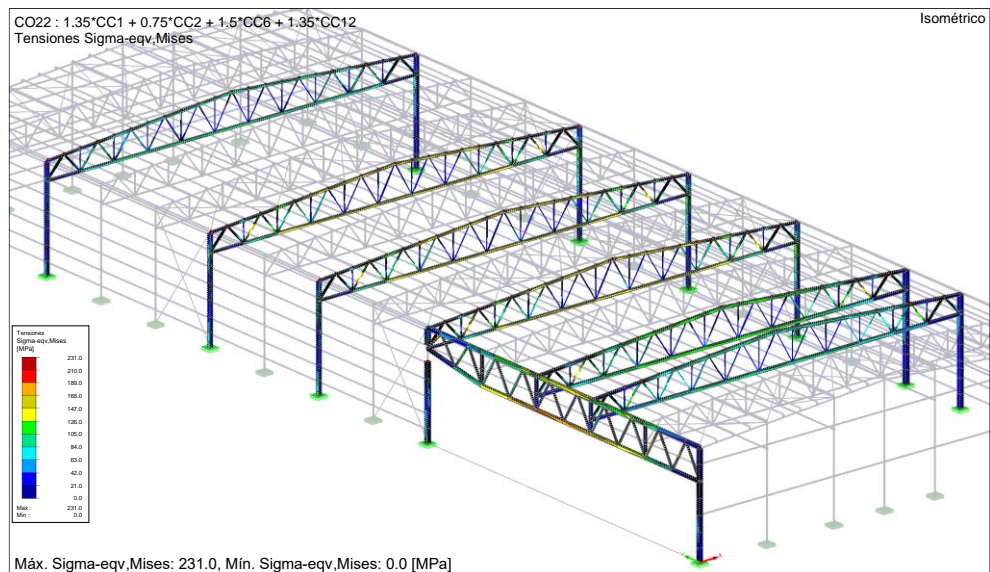


Imagen IV.29. Mapa de tensiones – CO₂₂

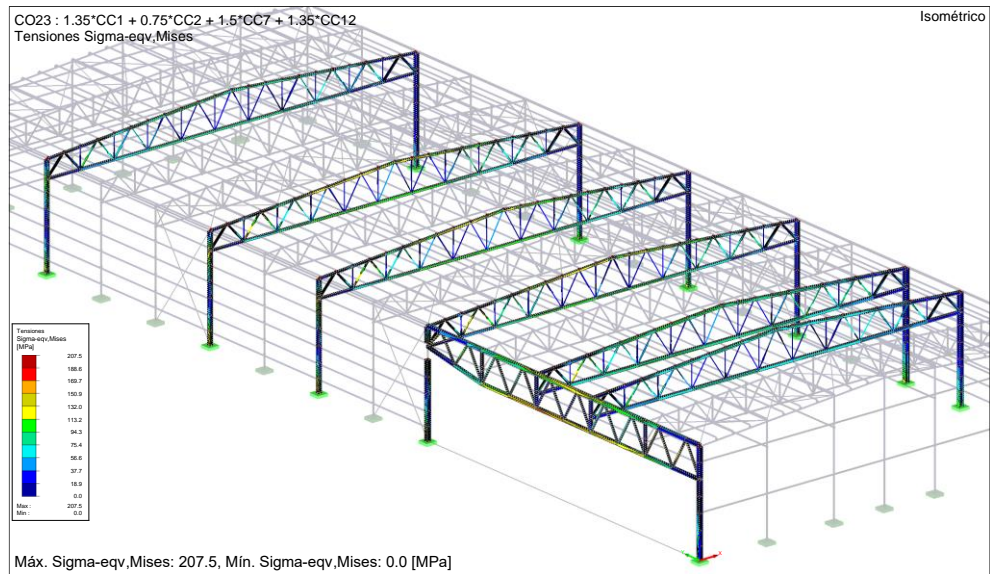


Imagen IV.30. Mapa de tensiones – CO₂₃

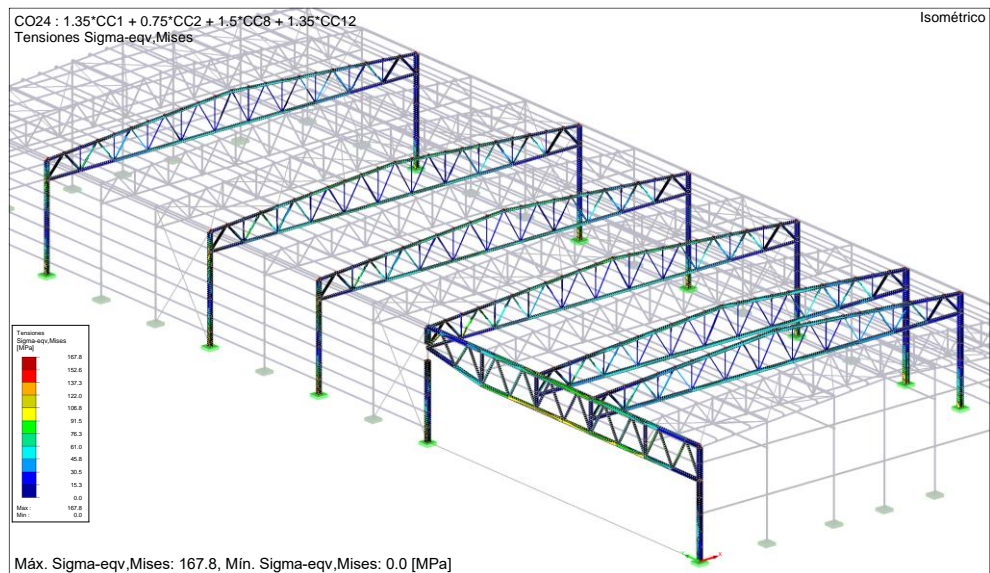


Imagen IV.31. Mapa de tensiones – CO₂₄

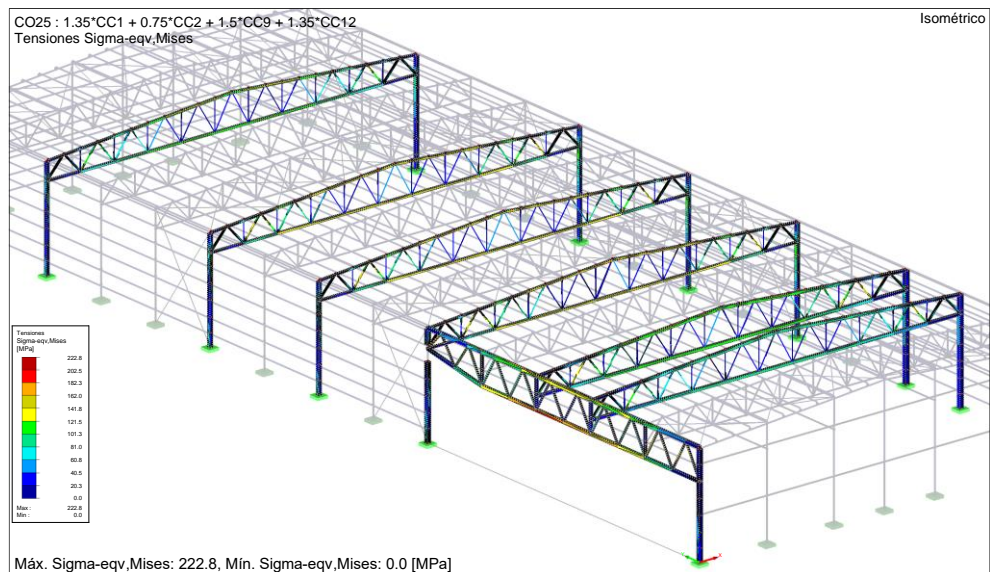


Imagen IV.32. Mapa de tensiones – CO₂₅

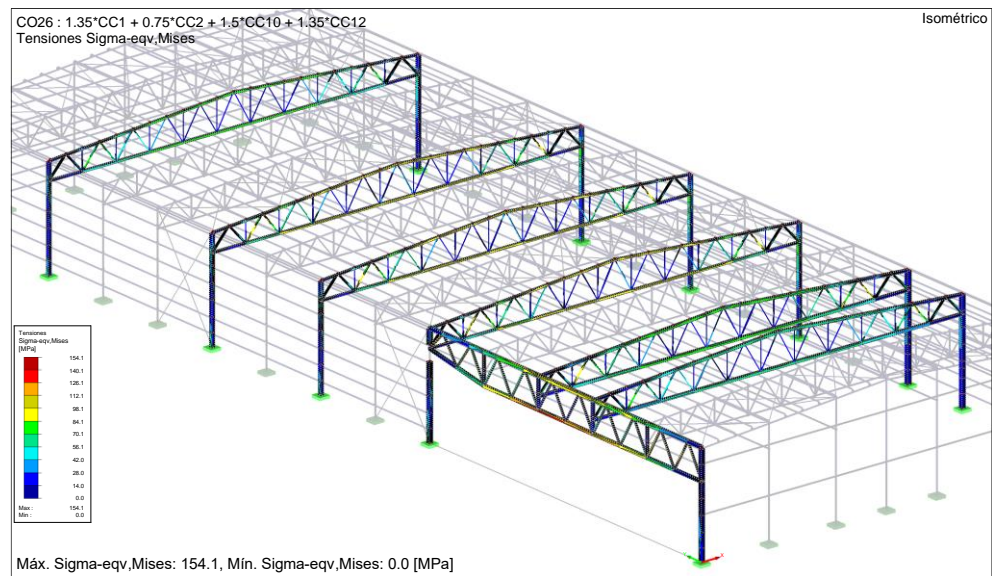


Imagen IV.33. Mapa de tensiones – CO26

ANEXO V. Comprobaciones uniones

a) Uniones Cordón – Cordón cercha

Debido a la gran longitud de las cerchas, para facilitar el transporte se ha decidido dividir las en dos partes, por la mitad, y realizar una unión atornillada rígida para juntarlas en obra.

Como cordón superior e inferior de cada cercha tienen el mismo perfil y esfuerzos similares en valor absoluto, se diseña la misma unión para ambos cordones. Se debe tener en cuenta que hay 3 tipo de perfiles distintos de cerchas del proyecto, y deberá ajustarse conforme a ello la unión.

La unión debe ser capaz de absorber una $F_{Ed} = 560.73 \text{ kN}$

Las características de la unión son:

Tornillos	Placa
<ul style="list-style-type: none"> - $N = 4$ - M20 - Calidad 8.8 - $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ - $A_s = 245 \text{ mm}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $d_0 = 22 \text{ mm}$ - $t_p = 15 \text{ mm}$ - $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$

Tabla V.1. Características unión Cercha - Cercha

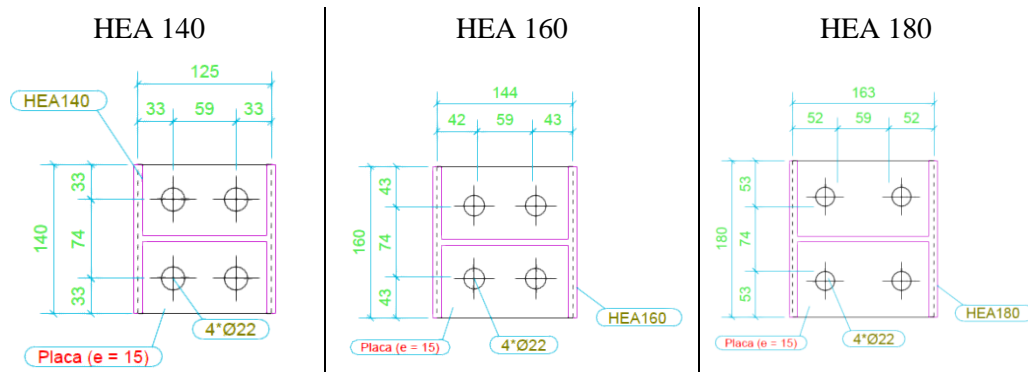


Imagen V.1. Unión Cercha - Cercha

El tratarse de una cercha en la que la unión está diseñada perpendicular al eje principal del perfil, trabaja a esfuerzo axial y siendo este el único que debe resistir la unión.

Resistencia del tornillo

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.9 \cdot 245 \cdot \frac{800}{1.25} \geq \frac{560.73}{4}$$

$$141.12 \geq 139.84$$

$$\eta = 99.1 \%$$

Punzonamiento de la chapa

$$F_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.6 \cdot \pi \cdot 20 \cdot 15 \cdot \frac{410}{1.25} \geq \frac{560.73}{4}$$

$$185.48 \geq 139.84$$

$$\eta = 75.4 \%$$

b) Uniones Cercha – Pilar

Al haber definido tres tipologías de grupos cercha-pilares con distintos perfiles, será necesario también diseñar tres uniones diferentes que se adapten tanto a los esfuerzos como a la geometría de los grupos.

Como los esfuerzos, tanto el cordón superior como en el inferior, que actúan sobre los tres grupos son de rangos similares, los elementos de la unión son iguales. Se emplean 4 tornillos de métrica 16 mm y placas de espesor 15 mm (diámetro agujeros = $20 + 2$ mm) soldadas a las cerchas. Los pilares estarán taladrados en las alas análogamente a la placa de las cerchas. Entonces, las tres uniones se diferenciarán tan solo en la disposición de dichos elementos.

La separación horizontal entre los tornillos viene limitada por el gramil del perfil del pilar y la separación vertical por la longitud de la base del perfil de la cercha y el diámetro de las tuercas, pues no deben chocar entre sí. Además, debe tenerse en cuenta las separaciones máxima y mínima de los tornillos a los extremos de la placa y las separaciones máxima y mínima entre tornillos, condicionadas por la métrica del tornillo empleada.

Además, se deben disponer rigidizadores en el pilar como prolongación del alma del perfil de las cerchas.

La unión debe ser capaz de absorber una $F_{Ed} = 101.7$ kN

Las características de la unión son:

<u>Tornillos</u>	<u>Placa</u>
<ul style="list-style-type: none"> - N = 4 - M16 - Calidad 8.8 - $f_{ub} = 800$ N/mm² - $A_s = 157$ mm² 	<ul style="list-style-type: none"> - $d_0 = 18$ mm - $t_p = 15$ mm - $f_u = 410$ N/mm²

Tabla V.2. Características unión Cercha - Pilar

CORDÓN SUPERIOR

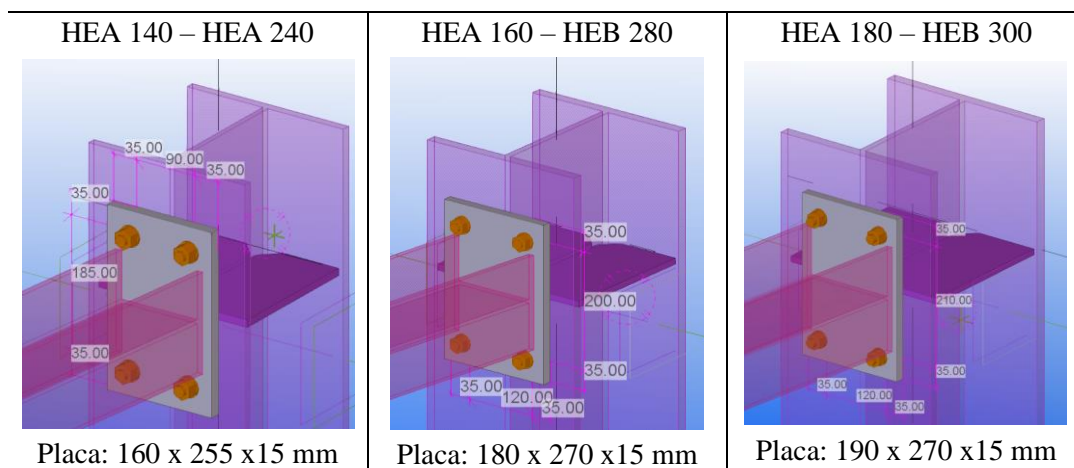


Imagen V.2. Unión Cercha - Pilar. Cordón Superior

CORDÓN INFERIOR

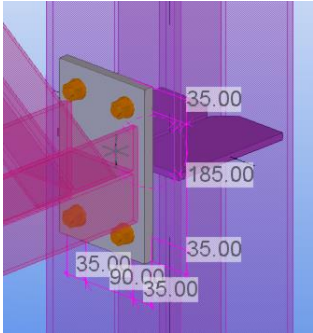
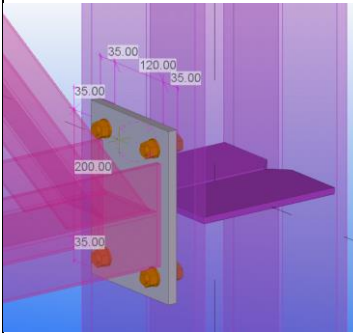
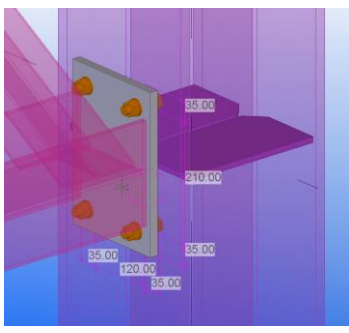
HEA 140 – HEA 240	HEA 160 – HEB 280	HEA 180 – HEB 300
		
Placa: 160 x 255 x 15 mm	Placa: 180 x 270 x 15 mm	Placa: 190 x 270 x 15 mm

Imagen V.3. Unión Cercha - Pilar. Cordón Inferior

Al tratarse de la unión de una cercha con la placa perpendicular a su longitud principal, al igual que en el caso anterior, trabaja exclusivamente a esfuerzo axial y este es el único que se transmite en la unión.

Resistencia del tornillo

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.9 \cdot 157 \cdot \frac{800}{1.25} \geq \frac{101.7}{4}$$

$$90.43 \geq 25.42$$

$$\eta = 28.1 \%$$

Punzonamiento de la chapa

$$F_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.6 \cdot \pi \cdot 16 \cdot 15 \cdot \frac{410}{1.25} \geq \frac{101.7}{4}$$

$$148.38 \geq 25.42$$

$$\eta = 17.1 \%$$

c) Uniones Puerta – Pilar

Como los esfuerzos, tanto el cordón superior como en el inferior son de rangos similares, los elementos de la unión son iguales. Se emplean 4 tornillos de métrica 16 mm y placas de espesor 15 mm (diámetro agujeros = 20 + 2 mm) soldadas a las cerchas. En los pilares se soldará una placa similar a la placa de las cerchas, pero con una base mayor para poder soldarla en las alas. Entonces, las tres uniones se diferenciarán tan solo en la disposición de estos elementos.

La separación horizontal y la separación vertical vienen delimitadas por la longitud de la base del perfil de la cercha y el diámetro de las tuercas. Además, debe tenerse en cuenta las separaciones máxima y mínima de los tornillos a los extremos de la placa y las separaciones máxima y mínima entre tornillos, condicionadas por la métrica del tornillo.

Además, se deben disponer rigidizadores en el pilar como prolongación del alma del perfil de las cerchas.

La unión debe ser capaz de absorber una $F_{Ed} = 175.33 \text{ kN}$

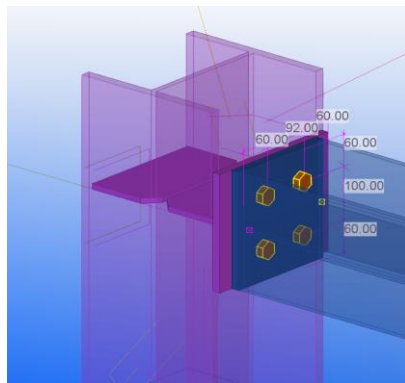
Las características de la unión son:

<u>Tornillos</u>	<u>Placa</u>
<ul style="list-style-type: none"> - N = 4 - M16 - Calidad 8.8 - $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ - $A_s = 157 \text{ mm}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $d_0 = 18 \text{ mm}$ - $t_p = 15 \text{ mm}$ - $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$

Tabla V.3. Características unión Puerta - Pilar

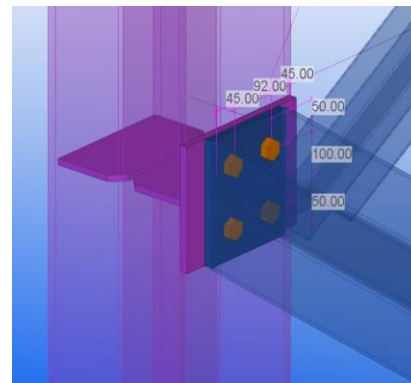
CORDÓN SUPERIOR

Cordón superior



Placa: 212 x 220 x 15 mm

Cordón inferior



Placa: 182 x 200 x 15 mm

Imagen V.4. Unión Puerta - Pilares

La unión entre la celosía de la puerta y los pilares solo trabaja a esfuerzo axial y este es el único que transmite.

Resistencia del tornillo

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.9 \cdot 157 \cdot \frac{800}{1.25} \geq \frac{175.33}{4}$$

$$90.43 \geq 43.83$$

$$\eta = 29.5 \%$$

Punzonamiento de la chapa

$$F_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.6 \cdot \pi \cdot 16 \cdot 15 \cdot \frac{410}{1.25} \geq \frac{175.33}{4}$$

$$148.38 \geq 43.83$$

$$\eta = 48.5 \%$$

d) Uniones Puerta – Cercha

Al igual que se han diseñado las uniones entre las cerchas y los pilares, corresponde definir cómo se conectan los cordones de las cerchas con la celosía de la puerta de acceso para camiones. Para ello, se diferencia entre dos grupos de uniones en función del perfil de las cerchas (HEA 160 y HEA 180).

Como los esfuerzos en los nodos de la unión para ambas tipologías de cerchas son similares, los elementos de la unión serán semejantes. En este caso, se disponen 4 tornillos de métrica 16 mm y placas de espesor 15 mm soldadas a los cordones de las cerchas. Los perfiles de la celosía tendrán taladros en las alas semejantes a los de las placas donde deban recibir la unión. Por tanto, idéntico al caso de la unión cercha –

pilar, la distinción entre las uniones de ambos grupos es la disposición de estos elementos.

En su diseño, se consideran los gramiles del cordón superior de la celosía (unión con cordón superior de la cercha) y de los montantes (unión con el cordón inferior).

Además, se deben disponer rigidizadores en la celosía como prolongación del alma de las cerchas.

La unión debe ser capaz de absorber una $F_{Ed} = 156.24 \text{ kN}$

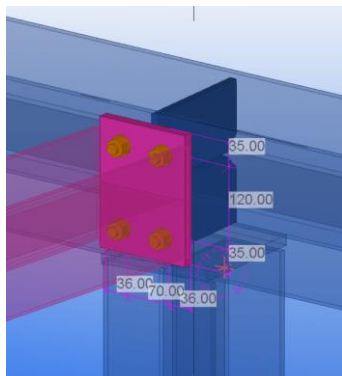
Las características de la unión son:

<u>Tornillos</u>	<u>Placa</u>
<ul style="list-style-type: none"> - $N = 4$ - M16 - Calidad 8.8 - $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ - $A_s = 157 \text{ mm}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $d_0 = 18 \text{ mm}$ - $t_p = 15 \text{ mm}$ - $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$

Tabla V.4. Características unión Puerta - Cercha

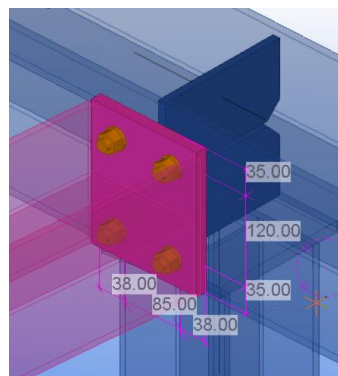
CORDÓN SUPERIOR

HEA 160 – HEA 200



Placa: 142 x 190 x 15 mm

HEA 180 – HEA 200

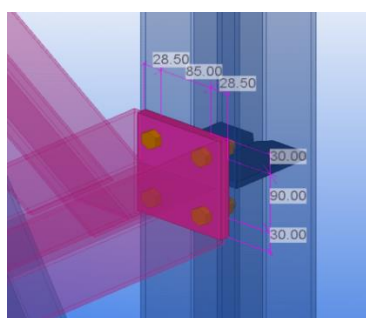


Placa: 161 x 190 x 15 mm

Imagen V.5. Unión Cercha - Puerta. Cordón Superior

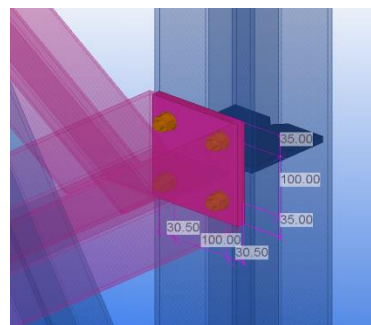
CORDÓN INFERIOR

HEA 160 – HEA 160



Placa: 142 x 150 x 15 mm

HEA 180 – HEA 180



Placa: 161 x 170 x 15 mm

Imagen V.6. Unión Cercha - Puerta. Cordón Inferior

Esta es otra unión entre cercha y, en este caso, con la puerta. Trabaja a esfuerzo axil y este es el único que transmite la unión.

Resistencia del tornillo

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.9 \cdot 157 \cdot \frac{800}{1.25} \geq \frac{156.24}{4}$$

$$90.43 \geq 39.06$$

$$\eta = 43.2 \%$$

Punzonamiento de la chapa

$$F_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.6 \cdot \pi \cdot 16 \cdot 15 \cdot \frac{410}{1.25} \geq \frac{156.24}{4}$$

$$148.38 \geq 39.06$$

$$\eta = 26.3 \%$$

e) Uniones Pilar Hastial Extremo – Dintel

En referencia a las uniones entre los pilares hastiales de los extremos (1-2-4-5) y el dintel de cierre se diferencia entre tres tipologías basadas en el perfil de cada pilar (IPE 270, IPE 240, IPE 200).

Para las tres se emplean 4 tornillos de métrica 16 mm. Para realizar la unión se suelda la placa con los taladros de los tornillos al pilar y se taladran las alas el dintel. A la hora de diseñar cada una de las uniones se consideran las distintas geometrías de estos. La separación entre taladros en el eje longitudinal del dintel será igual en los tres casos, pues el perfil del dintel y, por tanto, su gramil es el mismo para todas ellas.

Las características de la unión son:

Tornillos	Placa
<ul style="list-style-type: none"> - N = 4 - M16 - Calidad 8.8 - $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ - $A_s = 157 \text{ mm}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $d_0 = 18 \text{ mm}$ - $t_p = 15 \text{ mm}$ - $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$

Tabla V.5. Características unión Pilar Hastial Extremo - Dintel

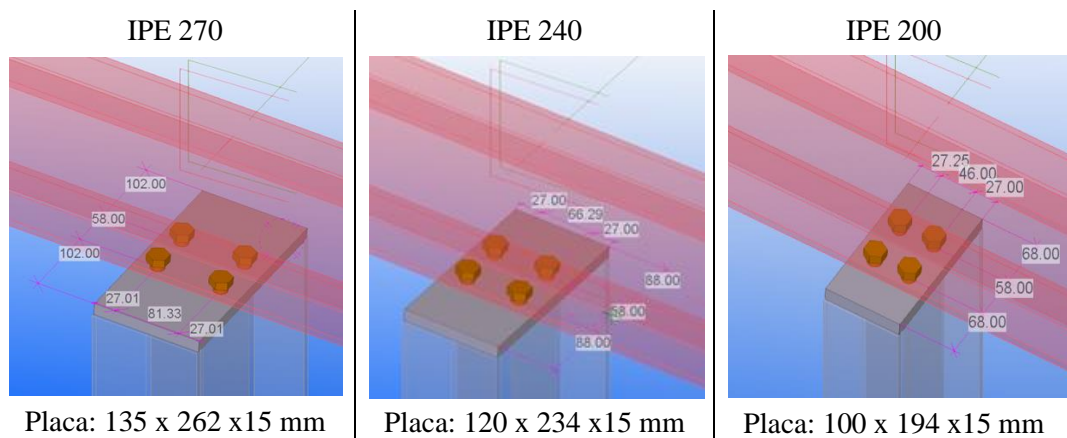


Imagen V.7. Unión Pilares Hastiales Extremos - Dintel

Esta es una unión que trabaja a axil y/o cortante, dependiendo de la combinación. Se debe comprobar tanto la combinación más desfavorable para axil como la de cortante.

Comprobación para máximo axil ($F_{t,Ed} = 27.54 \text{ kN}$, $F_{v,Ed} \approx 0 \text{ kN}$):

<p><u>Resistencia del tornillo</u></p> $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$ $0.9 \cdot 157 \cdot \frac{800}{1.25} \geq \frac{25.54}{4}$ $90.43 \geq 6.39$ $\eta = 7.8 \%$	<p><u>Punzonamiento de la chapa</u></p> $F_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$ $0.6 \cdot \pi \cdot 16 \cdot 15 \cdot \frac{410}{1.25} \geq \frac{25.54}{4}$ $148.38 \geq 6.39$ $\eta = 4.7 \%$
--	---

Comprobación para máximo cortante ($F_{t,Ed} = 15 \text{ kN}$, $F_{v,Ed} = 11 \text{ kN}$):

1º Comprobación para axil:

<p><u>Resistencia del tornillo</u></p> $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$ $0.9 \cdot 157 \cdot \frac{800}{1.25} \geq \frac{15}{4}$ $90.43 \geq 3.75$ $\eta = 4.1 \%$	<p><u>Punzonamiento de la chapa</u></p> $F_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$ $0.6 \cdot \pi \cdot 16 \cdot 15 \cdot \frac{410}{1.25} \geq \frac{15}{4}$ $148.38 \geq 2.75$ $\eta = 2.5 \%$
---	--

2º Comprobación para cortante:

<p><u>Resistencia del tornillo</u></p> $F_{t,Rd} = n_p \cdot \frac{0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$ $1 \cdot \frac{0.5 \cdot 800 \cdot 157}{1.25} \geq \frac{11}{4}$ $50.24 \geq 2.75$ $\eta = 5.5 \%$	<p><u>Aplastamiento chapa - tornillo</u></p> $F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$ $\frac{2.5 \cdot 0.5 \cdot 410 \cdot 18 \cdot 15}{1.25} \geq \frac{11}{4}$ $98.4 \geq 2.75$ $\eta = 2.8 \%$
---	--

Resistencia de la chapa

$$N_{pl,Rd} \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$$

$$5250 \cdot \frac{275}{1.05} \geq \frac{11}{4}$$

$$1375 \geq 2.75$$

$$\eta = 0.2 \%$$

Aplastamiento chapa - tornillo

$$F_{b,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \min \left(\frac{A}{\gamma_{M0}}, \frac{A_{neta}}{\gamma_{M2}}, \frac{A_{eff}}{\gamma_{M0}} \right) \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$$

$$\frac{410}{\sqrt{3}} \cdot \frac{4170}{1.25} \geq \frac{11}{4}$$

$$789.68 \geq 2.75$$

$$\eta = 0.3 \%$$

3º Comprobación para combinación de cortante y axil

Resistencia de la chapa

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2.75}{50.24} + \frac{3.75}{1.4 \cdot 90.43} \leq 1$$

$$0.084 \leq 1$$

$$\eta = 8.4 \%$$

f) Uniones Pilar Hastial Central – Dintel

Al contrario que las uniones de los pilares de los extremos que trabajan las placas a compresión, la unión de los pilares centrales de ambos pórticos de cierre se diseña para trabajar a cortante.

Para las dos uniones se emplean 4 tornillos de métrica 16 mm. Para realizar la unión, en este caso, se sueldan una placa a cada uno de los cuatro dinteles con los taladros de los tornillos y se taladra el alma del pilar. Para diseñar ambas las uniones se considera la geometría de dintel y pilar. Teniendo en cuenta que la placa está soldada al dintel y los taladros están en el alma del pilar, las uniones de ambos pilares serán análogas. Habrá que asegurarse que en ninguno de los casos los extremos de la chapa y del dintel se superpongan con los radios de encuentro, o incluso las alas, del perfil de los pilares.

Las características de la unión son:

<u>Tornillos</u>	<u>Placa</u>
<ul style="list-style-type: none"> - N = 4 - M16 - Calidad 8.8 - $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ - $A_s = 157 \text{ mm}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $d_0 = 18 \text{ mm}$ - $t_p = 15 \text{ mm}$ - $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$

Tabla V.6. Características unión Pilar Hastial Central - Dintel

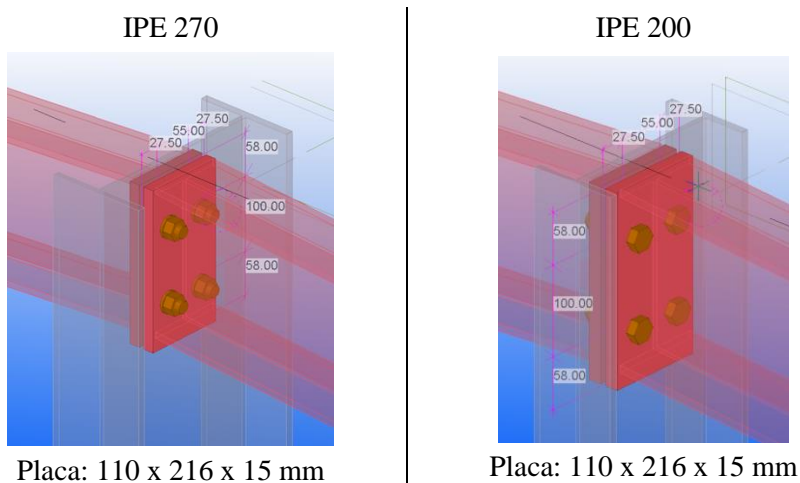


Imagen V.8. Unión Pilares Hastiales Centrales - Dintel

Esta es una unión que trabaja a axil o cortante, dependiendo de la combinación considerada. Entonces, se debe comprobar tanto la combinación más desfavorable para axil como la de cortante.

Comprobación para máximo axil ($F_{t,Ed} = 20.4 \text{ kN}$, $F_{v,Ed} \approx 0 \text{ kN}$):

<p style="text-align: center;"><u>Resistencia del tornillo</u></p> $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$ $0.9 \cdot 157 \cdot \frac{800}{1.25} \geq \frac{20.4}{4}$ $90.43 \geq 5.1$ $\eta = 5.6 \%$	<p style="text-align: center;"><u>Punzonamiento de la chapa</u></p> $F_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$ $0.6 \cdot \pi \cdot 16 \cdot 15 \cdot \frac{410}{1.25} \geq \frac{20.4}{4}$ $148.38 \geq 5.1$ $\eta = 3.4 \%$
--	---

Comprobación para máximo cortante ($F_{t,Ed} \approx 0 \text{ kN}$, $F_{v,Ed} = 24 \text{ kN}$):

<p style="text-align: center;"><u>Resistencia del tornillo</u></p> $F_{t,Rd} = n_p \cdot \frac{0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$ $2 \cdot \frac{0.5 \cdot 800 \cdot 157}{1.25} \geq \frac{24}{4}$ $100.48 \geq 6$ $\eta = 6 \%$	<p style="text-align: center;"><u>Aplastamiento chapa - tornillo</u></p> $F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$ $\frac{2.5 \cdot 1 \cdot 410 \cdot 18 \cdot 15}{1.25} \geq \frac{24}{4}$ $98.4 \geq 6$ $\eta = 3 \%$
---	---

<p style="text-align: center;"><u>Resistencia de la chapa</u></p> $N_{pl,Rd} \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$ $3300 \cdot \frac{275}{1.05} \geq \frac{24}{4}$ $864.3 \geq 6$ $\eta = 0.7 \%$	<p style="text-align: center;"><u>Aplastamiento chapa - tornillo</u></p> $F_{b,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \min\left(\frac{A}{\gamma_{M0}}, \frac{A_{neta}}{\gamma_{M2}}, \frac{A_{eff}}{\gamma_{M0}}\right) \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$ $\frac{410}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2220}{1.25} \geq \frac{24}{4}$ $420.4 \geq 6$ $\eta = 0.3 \%$
--	--

g) Uniones Tubos Arriostramiento

En las uniones de los tubos de arriostramiento, como son perfiles cerrados que trabajan a axil, se ha decidido soldar muñones a los perfiles con los que se unen y diseñar una unión atornillada entre muñón y tubo.

Se emplea el mismo diseño para unir todos los tubos de arriostramiento. Para ello se emplean dos chapas de 140x140x12 mm con 4 taladros para tornillos de métrica 12.

A continuación, se pueden observar algunos detalles de las uniones.

La unión debe ser capaz de absorber una $F_{Ed} = 39.22 \text{ kN}$

Las características de la unión son:

<u>Tornillos</u>	<u>Placa</u>
<ul style="list-style-type: none"> - $N = 4$ - M12 - Calidad 8.8 - $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ - $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $d_0 = 13 \text{ mm}$ - $t_p = 10 \text{ mm}$ - $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$

Tabla V.7. Características unión Tubos arriostramiento

TUBOS ARRIOSTRAMIENTO - PILAR

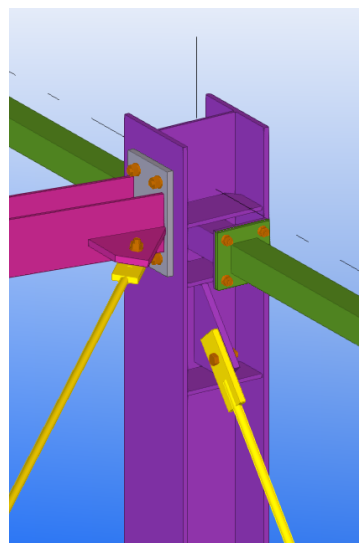
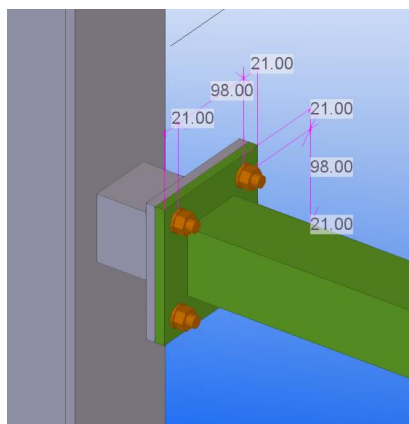


Imagen V.9. Unión Tubos Arriostramiento - Pilar

TUBOS ARRIOSTRAMIENTO - CERCHA

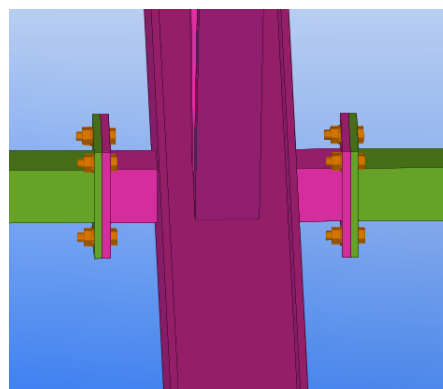
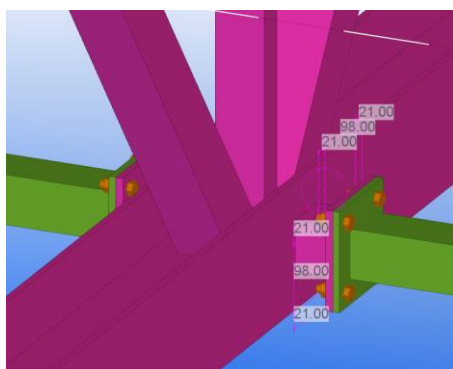


Imagen V.10. Unión Tubos Arriostramiento - Cercha

Se diseña la unión tal que el esfuerzo significativo transmitido sea axil. Placa y tornillos trabajan a tracción.

Resistencia del tornillo

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.9 \cdot 84.3 \cdot \frac{800}{1.25} \geq \frac{39.22}{4}$$

$$48.46 \geq 9.81$$

$$\eta = 20.2 \%$$

Punzonamiento de la chapa

$$F_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n}$$

$$0.6 \cdot \pi \cdot 13 \cdot 10 \cdot \frac{410}{1.25} \geq \frac{39.22}{4}$$

$$74.19 \geq 9.81$$

$$\eta = 13.2 \%$$

h) Uniones Redondos Arriostramiento

Para efectuar las uniones de los redondos de arriostramiento se diseña una unión a cortante en la que se suelda al perfil principal una placa de espesor igual al diámetro del redondo + 1mm de tolerancia. Para poder atornillar el redondo a la placa, se realiza un escote en otra placa del mismo espesor que la otra y así unirlos con el redondo. De esta manera, se unen ambas placas con un tornillo de métrica 12 mm que soportan los esfuerzos. Por otra parte, si la placa soldada al perfil principal se encuentra en su alma, se dispone un rigidizador en cada extremo de la placa buscando que las tensiones se repartan y no se concentren exclusivamente en esa área débil del perfil.

En una misma cruz de arriostramiento deberán posicionarse los redondos de cada aspa de la cruz en caras opuestas de la chapa, evitando que pudieran interferir el uno con el otro.

A continuación, se pueden observar detalles de estas uniones.

La unión debe ser capaz de absorber una $F_{Ed} = 46.86 \text{ kN}$

Las características de la unión son:

<u>Tornillos</u>	<u>Placa</u>
<ul style="list-style-type: none"> - $n_t = 1$ - M12 - Calidad 8.8 - $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ - $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $d_0 = 14 \text{ mm}$ - $t_p = 16 \text{ mm}$ - $f_u = 410 \text{ N/mm}^2$ - $n_p = 2 \text{ planos}$

Tabla V.8. Características unión Redondos arriostramiento

REDONDOS ARRIOSTRAMIENTO - CERCHA

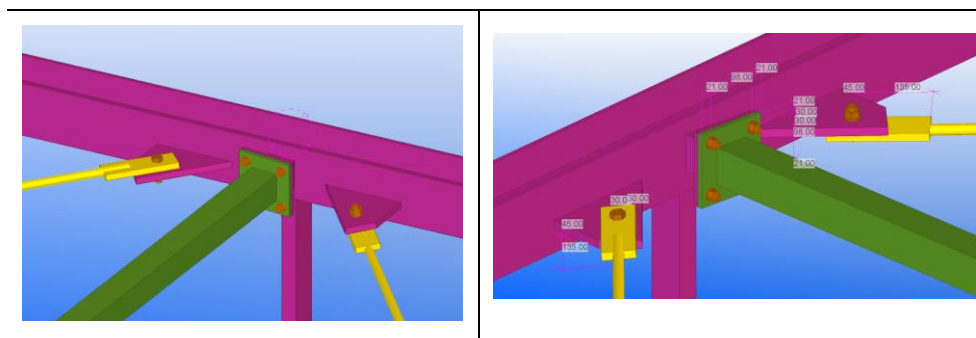


Imagen V.11. Unión Redondos Arriostramiento - Cercha

REDONDOS ARRIOSTRAMIENTO - PILAR

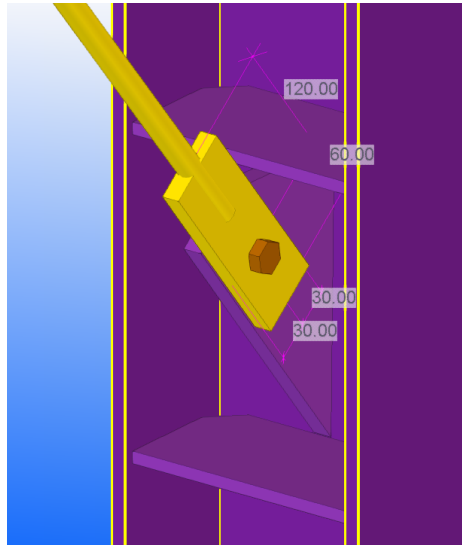


Imagen V.12. Unión Redondos Arriostramiento - Pilar

Se diseña la unión tal que el esfuerzo transmitido sea de cortadura.

Resistencia del tornillo

$$F_{t,Rd} = n_p \cdot \frac{0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$$

$$2 \cdot \frac{0.51 \cdot 800 \cdot 84.3}{1.25} \geq \frac{46.86}{1}$$

$$53.95 \geq 46.86$$

$$\eta = 86.9 \%$$

Aplastamiento chapa - tornillo

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$$

$$\frac{2.5 \cdot 0.92 \cdot 410 \cdot 13 \cdot 16}{1.25} \geq \frac{46.86}{1}$$

$$80.74$$

$$80.74 \geq 46.86$$

$$\eta = 58 \%$$

Resistencia de la chapa

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$$

$$0.9 \cdot 1712 \cdot 410 \geq 1920 \cdot \frac{275}{1.05} \geq \frac{46.86}{1}$$

$$505.38 \geq 502.86 \geq 46.86$$

$$\eta = 9.3 \%$$

Aplastamiento chapa - tornillo

$$F_{b,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \min\left(\frac{A}{\gamma_{M0}}, \frac{A_{neta}}{\gamma_{M2}}, \frac{A_{eff}}{\gamma_{M0}}\right) \geq \frac{F_{Ed}}{n_t}$$

$$\frac{275}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1540.36}{1.25} \geq \frac{46.86}{1}$$

$$232.92 \geq 46.86$$

$$\eta = 20.1 \%$$

ANEXO VI. Comprobaciones placas anclaje

Para el diseño de las placas de anclaje de los pilares, se analiza los esfuerzos en estado límite último en las bases de los pilares. Para realizar a cabo este diseño se distingue entre siete grupos basados en el tipo de perfil del pilar y en los esfuerzos en sus bases:

- Grupo 1: pilares HEB 300.
- Grupo 2: pilares HEB 280.
- Grupo 3: pilares tipo HEA 240. Son las correspondientes a los pilares principales de la estructura.
- Grupo 4: pilares IPE 270, pertenecientes a la fachada con viento.
- Grupo 5: pilares IPE 240, pertenecientes a la fachada con viento.
- Grupo 6: pilares IPE 200, pertenecientes a la fachada sin viento.

Las acciones para ELU que actuaran sobre las placas de anclaje son:

[kN, m]	N	V _z	M _y
Grupo 1	93.77	52.16	192.64
Grupo 2	419.61	55.33	180.45
Grupo 3	54.43	39.36	103.21
Grupo 4	21.79	38.88	87.3
Grupo 5	5.8	35.93	67.98
Grupo 6	25.8	0.28	7.12

Tabla VI.1. Placas anclaje - Esfuerzos ELU

Para el diseño de las placas de anclaje de los 6 grupos, se programa una hoja Excel en las que se comprueban las tensiones sobre el terreno, pernos y placa de anclaje de cada uno de ellos. De esta manera, programando uno, tan solo hace falta copiar y modificar los datos para cada grupo.

Para realizar estas comprobaciones se supone el comportamiento de la placa como sólido rígido, sin deformación por flexión, en el que se produce un giro sobre un punto 'P' de la placa situado a una distancia 'x' del extremo. Entre este punto 'P' y el otro extremo de la placa se genera una tensión ' σ_c ' (debida al axil y el momento) que hormigón, pernos y placa de anclaje deben ser capaces de soportar.

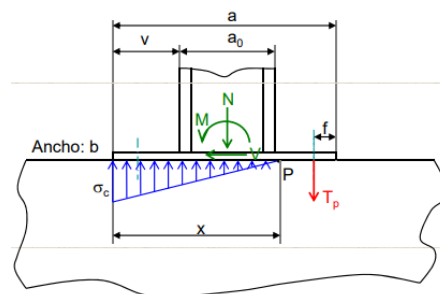


Imagen VI.1. Placa de anclaje - Distribución esfuerzos

- **Hormigón:** la tensión admisible del hormigón ($0.85 f_{cd}$), debe ser menor que σ_c . En este caso, se emplea hormigón HA-25 ($f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$)

$$\sigma_c \leq f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

- **Tensiones en los pernos:** la tensión admisible del acero de los pernos debe ser menor que la conjunta entre σ_c y τ_c , generada debido al cortante ($V/A_{\text{total, pernos}}$).

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau_c^2} \leq f_{yd,pernos}$$

- **Tensiones en la placa:** la tensión admisible del acero de la placa (S275) debe ser menor que el momento máximo producido en la placa entre su módulo resistente.

$$\sigma_{pl} = \frac{M_{pl,max}}{W_{placa + rigidizadores}} \leq f_{yd,placa}$$

Además de las comprobaciones resistentes, el diseño debe adaptarse a las exigencias geométricas de cada grupo, como pueden ser las impuestas por el tipo de perfil del pilar o el diámetro de los pernos.

También se debe definir una longitud de anclaje para los pernos en función de la tensión sobre cada perno 'T_P', de su diámetro, de su tipología (corrugado o liso) y de la tensión τ_{adm} del mismo. Si tienen patilla a 90°, la longitud se pondera por 0.7.

a) Grupo 1 (HEB 300)

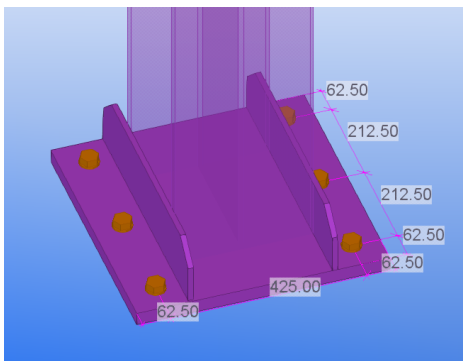


Imagen VI.2. Placa de anclaje. Grupo 1

Se diseña una placa de anclaje con dos filas de tres pernos cada una y dos rigidizadores, para absorber el momento sobre el pilar.

Las dimensiones de placa y rigidizadores son 550x550x25 y 550x130x12 mm.

Se emplean pernos corrugados (Acero B-500-SD) de Ø25 con patilla a 90° y se anclan 450 mm en el hormigón de la cimentación. La distancia del perno al extremo de la placa es de 62.5 mm.

Los datos del conjunto de anclaje son:

PLACA Y RIGIDIZADORES	PERNOS
Dimensiones placa: 550x550x25 mm	Distancia al borde de la placa: 62.5 mm
Acero S-275	Tipología: Corrugado con patilla 90°
Vuelo: 130 mm	Acero B-500-SD
Dimensiones rigidizadores: 550x125x12 mm	Número de pernos/fila: 3 · 2 filas
Número rigidizadores: 2	Número total: 6
	Ø _P = 25 mm
	Longitud de anclaje = 450 mm

Tabla VI.2. Características Placa de anclaje - Grupo 1

El grupo 1 se diseña para los pilares HEB 300. La combinación más desfavorable de acciones para el grupo genera compresiones comprendidas entre la posición del perno y el extremo opuesto de la placa ($f < x < a$). Considerando esto, se obtiene:

$$\sigma_c = 13.22 \text{ N/mm}^2$$

$$T_P = 128.48 \text{ kN}$$

$$x = 131.8 \text{ mm}$$

- Tensiones sobre el hormigón ($\eta = 93\%$)

$$\sigma_c \leq f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$13.22 \leq 14.17$$

- Tensiones sobre los pernos ($\eta = 61\%$)

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau_c^2} \leq f_{yd,pernos}$$

$$\sqrt{\left(\frac{128\,480}{490.87}\right)^2 + 3\left(\frac{52\,160}{6 \cdot 490.87}\right)^2} = 263.54 \leq 434.78$$

- Tensiones sobre la placa y los rigidizadores ($\eta = 93\%$)

$$\sigma_{pl} = \frac{M_{pl,max}}{W_{placa + rigidizadores}} \leq f_{yd,placa}$$

$$\frac{38.9 \cdot 10^6}{0.159 \cdot 10^6} = 244.6 \leq 261.9$$

- Longitud de anclaje

$$\frac{T_P}{\pi \cdot \Phi_P \cdot \tau_{adm}} \cdot 0.7 \leq l_P$$

$$\frac{128\,480}{\pi \cdot 25 \cdot 2.69} \cdot 0.7 = 425 \leq 450 \text{ mm}$$

b) Grupo 2 (HEB 280)

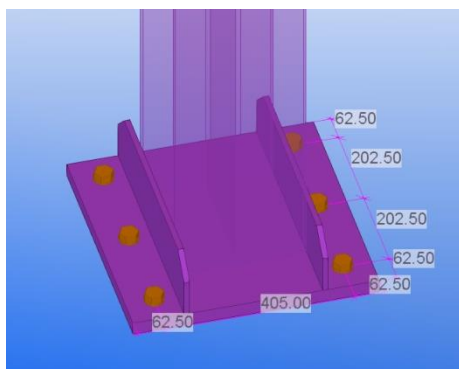


Imagen VI.3. Placa de anclaje. Grupo 2

Se diseña una placa de anclaje con dos filas de tres pernos cada una y dos rigidizadores.

Las dimensiones de placa y rigidizadores son, respectivamente, 530x530x30 y 530x135x12 mm.

Se emplean pernos corrugados (Acero B-500-SD) de Ø25 con patilla a 90° y se anclan 300 mm. La distancia del perno al extremo es de 62.5 mm.

Los datos del conjunto de anclaje son:

PLACA Y RIGIDIZADORES	PERNOS
Dimensiones placa: 530x530x30 mm Acero S-275 Vuelo: 125 mm Dimensiones rigidizadores: 530x135x12 mm Número rigidizadores: 2	Distancia al borde de la placa: 62.5 mm Tipología: Corrugado con patilla 90° Acero B-500-SD Número de pernos/fila: 3 · 2 filas Número total: 6 $\varnothing_P = 25$ mm Longitud de anclaje = 300 mm

Tabla VI.3 Características Placa de anclaje - Grupo 2

El grupo 2 se diseña para los pilares HEB 280. La combinación más desfavorable de acciones para este grupo genera compresiones entre el perno y el extremo opuesto de la placa ($f < x < a$). Considerando esto, se obtiene:

$$\sigma_c = 13.59 \text{ N/mm}^2$$

$$T_p = 77.43 \text{ kN}$$

$$x = 181.03 \text{ mm}$$

- Tensiones sobre el hormigón ($\eta = 96\%$)

$$\sigma_c \leq f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$13.59 \leq 14.17$$

- Tensiones sobre los pernos ($\eta = 37\%$)

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau_c^2} \leq f_{yd,pernos}$$

$$\sqrt{\left(\frac{77\,430}{490.87}\right)^2 + 3\left(\frac{55\,330}{6 \cdot 490.87}\right)^2} = 161.05 \leq 434.78$$

- Tensiones sobre la placa y los rigidizadores ($\eta = 98\%$)

$$\sigma_{pl} = \frac{M_{pl,max}}{W_{placa + rigidizadores}} \leq f_{yd,placa}$$

$$\frac{45.92 \cdot 10^6}{0.18 \cdot 10^6} = 255.66 \leq 261.9$$

- Longitud de anclaje

$$\frac{T_p}{\pi \cdot \varnothing_P \cdot \tau_{adm}} \cdot 0.7 \leq l_p$$

$$\frac{77\,430}{\pi \cdot 25 \cdot 2.69} \cdot 0.7 = 256 \leq 300 \text{ mm}$$

c) Grupo 3 (HEA 240)

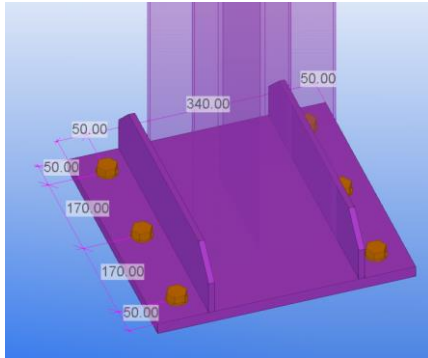


Imagen VI.4. Placa de anclaje. Grupo 3

Se diseña una placa de anclaje con dos filas de tres pernos cada una y dos rigidizadores, que absorben el momento sobre el pilar.

Las dimensiones de placa son 440x440x20 mm y las de los rigidizadores 440x110x10 mm.

Se emplean pernos corrugados (Acero B-500-SD) de Ø20 con patilla a 90° y se anclan 400 mm en el hormigón de la cimentación. La distancia del perno al extremo de la placa es de 50 mm.

Los datos del conjunto de anclaje son:

PLACA Y RIGIDIZADORES	PERNOS
Dimensiones placa: 440x440x20 mm	Distancia al borde de la placa: 50 mm
Acero S-275	Tipología: Corrugado con patilla 90°
Vuelo: 100 mm	Acero B-500-SD
Dimensiones rigidizadores: 440x110x10 mm	Número de pernos/fila: 3 · 2 filas
Número rigidizadores: 2	Número total: 6
	Ø _p = 20 mm
	Longitud de anclaje = 400 mm

Tabla VI.4. Características Placa de anclaje - Grupo 3

El grupo 3 se diseña para los pilares HEA 240, que conforman la estructura tipo de la construcción. La combinación más desfavorable de acciones genera compresiones entre la posición del perno y el extremo opuesto de la placa ($f < x < a$). Considerando esto, se obtiene:

$$\sigma_c = 13.81 \text{ N/mm}^2$$

$$T_p = 87.37 \text{ kN}$$

$$x = 104.16 \text{ mm}$$

- Tensiones sobre el hormigón ($\eta = 98\%$)

$$\sigma_c \leq f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$13.81 \leq 14.17$$

- Tensiones sobre los pernos ($\eta = 65\%$)

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau_c^2} \leq f_{yd,pernos}$$

$$\sqrt{\left(\frac{87\,370}{314.16}\right)^2 + 3\left(\frac{39\,360}{6 \cdot 314.16}\right)^2} = 280.46 \leq 434.78$$

- Tensiones sobre la placa y los rigidizadores ($\eta = 85\%$)

$$\sigma_{pl} = \frac{M_{pl,max}}{W_{placa + rigidizadores}} \leq f_{yd,placa}$$

$$\frac{20.68 \cdot 10^6}{0.09 \cdot 10^6} = 222.46 \leq 261.9$$

- Longitud de anclaje

$$\frac{T_p}{\pi \cdot \phi_p \cdot \tau_{adm}} \cdot 0.7 \leq l_p$$

$$\frac{87\,370}{\pi \cdot 20 \cdot 2.69} \cdot 0.7 = 361.4 \leq 400\text{mm}$$

d) Grupo 4 (IPE 270)

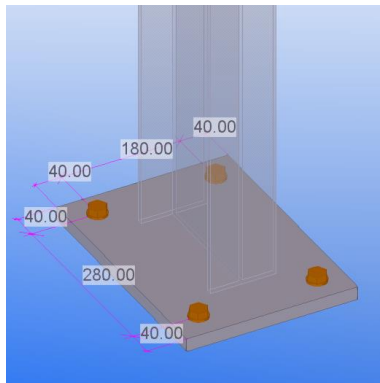


Imagen VI.5. Placa de anclaje. Grupo 4

Se diseña una placa de anclaje con dos filas con tres pernos cada una y dos rigidizadores, que absorben el momento sobre el pilar.

Las dimensiones de placa son 470x335x20 mm y las de los rigidizadores 470x90x10 mm.

Se emplean pernos corrugados (Acero B-500-SD) de Ø20 con patilla a 90° y se anclan 400 mm en el hormigón de la cimentación. La distancia mínima del perno al extremo de la placa debe ser de 50 mm.

Los datos del conjunto de anclaje son:

PLACA Y RIGIDIZADORES	PERNOS
Dimensiones placa: 470x335x20 mm	Distancia al borde de la placa: 50 mm
Acero S-275	Tipología: Corrugado con patilla 90°
Vuelo: 100 mm	Acero B-500-SD
Dimensiones rigidizadores: 470x90x10 mm	Número de pernos/fila: 3 · 2 filas
Número rigidizadores: 2	Número total: 6
	Ø _p = 20 mm
	Longitud de anclaje = 400 mm

Tabla VI.5. Características Placa de anclaje - Grupo 4

El grupo 4 se diseña para los pilares hastiales de la fachada expuesta al viento IPE 270. La combinación más desfavorable de acciones genera compresiones entre la posición del perno y el extremo opuesto de la placa ($f < x < a$). Considerando esto, se obtiene:

$$\sigma_c = 12.21 \text{ N/mm}^2$$

$$T_p = 72.66 \text{ kN}$$

$$x = 117.24 \text{ mm}$$

- Tensiones sobre el hormigón ($\eta = 86\%$)

$$\sigma_c \leq f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$12.21 \leq 14.17$$

- Tensiones sobre los pernos ($\eta = 54\%$)

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau_c^2} \leq f_{yd,pernos}$$

$$\sqrt{\left(\frac{72\,660}{314.16}\right)^2 + 3\left(\frac{38\,880}{6 \cdot 314.16}\right)^2} = 234 \leq 434.78$$

- Tensiones sobre la placa y los rigidizadores ($\eta = 87\%$)

$$\sigma_{pl} = \frac{M_{pl,max}}{W_{placa + rigidizadores}} \leq f_{yd,placa}$$

$$\frac{14.81 \cdot 10^6}{0.065 \cdot 10^6} = 222.46 \leq 261.9$$

- Longitud de anclaje

$$\frac{T_p}{\pi \cdot \phi_p \cdot \tau_{adm}} \cdot 0.7 \leq l_p$$

$$\frac{72\,660}{\pi \cdot 20 \cdot 2.69} \cdot 0.7 = 300.6 \leq 400mm$$

e) Grupo 5 (IPE 240)

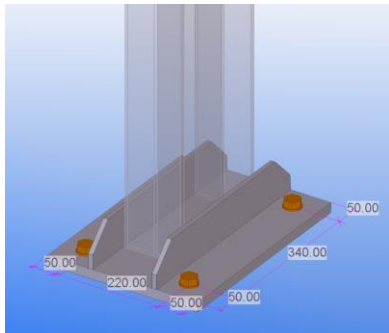


Imagen VI.6. Placa de anclaje. Grupo 5

Se diseña una placa de anclaje con dos filas con dos pernos cada una y dos rigidizadores.

Las dimensiones de placa son 440x320x20 mm y las de los rigidizadores 440x80x10 mm.

Se emplean pernos corrugados (Acero B-500-SD) de Ø20 con patilla a 90° y se anclan 400 mm en el hormigón de la cimentación. La distancia mínima del perno al extremo de la placa debe ser de 50 mm.

Los datos del conjunto de anclaje son:

PLACA Y RIGIDIZADORES	PERNOS
Dimensiones placa: 440x320x20 mm	Distancia al borde de la placa: 50 mm
Acero S-275	Tipología: Corrugado con patilla 90°
Vuelo: 100 mm	Acero B-500-SD
Dimensiones rigidizadores: 440x80x10 mm	Número de pernos/fila: 2 · 2 filas
Número rigidizadores: 2	Número total: 4
	Ø _p = 20 mm
	Longitud de anclaje = 400 mm

Tabla VI.6. Características Placa de anclaje - Grupo 5

El grupo 5 se diseña para los pilares hastiales de la fachada expuesta al viento IPE 240. La combinación más desfavorable de acciones genera compresiones entre la posición del perno y el extremo opuesto de la placa ($f < x < a$). Considerando esto, se obtiene:

$$\sigma_c = 12.81 \text{ N/mm}^2$$

$$T_p = 93.22 \text{ kN}$$

$$x = 93.8 \text{ mm}$$

- Tensiones sobre el hormigón ($\eta = 90\%$)

$$\sigma_c \leq f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$12.81 \leq 14.17$$

- Tensiones sobre los pernos ($\eta = 69\%$)

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau_c^2} \leq f_{yd,pernos}$$

$$\sqrt{\left(\frac{93\,220}{314.16}\right)^2 + 3\left(\frac{35\,930}{4 \cdot 314.16}\right)^2} = 300.85 \leq 434.78$$

- Tensiones sobre la placa y los rigidizadores ($\eta = 95\%$)

$$\sigma_{pl} = \frac{M_{pl,max}}{W_{placa + rigidizadores}} \leq f_{yd,placa}$$

$$\frac{13.21 \cdot 10^6}{0.05 \cdot 10^6} = 247.8 \leq 261.9$$

- Longitud de anclaje

$$\frac{T_p}{\pi \cdot \phi_p \cdot \tau_{adm}} \cdot 0.7 \leq l_p$$

$$\frac{93\,220}{\pi \cdot 20 \cdot 2.69} \cdot 0.7 = 385.63 \leq 400 \text{ mm}$$

f) Grupo 6 (IPE 200)

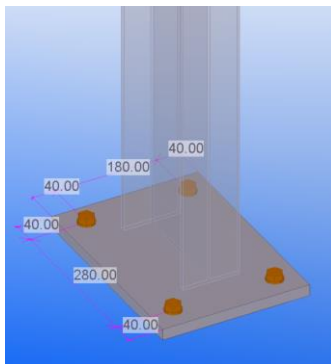


Imagen VI.7. Placa de anclaje. Grupo 6

Se diseña una placa de anclaje con dos filas con dos pernos cada una. No se emplean rigidizadores, la placa absorbe todo el momento.

Las dimensiones de placa son 360x260x20 mm.

Se emplean pernos lisos (Acero S-275) de Ø16 rectos y se anclan 300 mm en el hormigón de la cimentación. La distancia entre perno y extremo de la placa es de 40 mm.

Los datos del conjunto de anclaje son:

PLACA Y RIGIDIZADORES	PERNOS
Dimensiones placa: 360x260x20 mm Acero S-275 Vuelo: 80 mm Sin rigidizadores	Distancia al borde de la placa: 40 mm Tipología: Liso sin patilla (recto) Acero S-275 Número de pernos/fila: 2 · 2 filas Número total: 4 $\varnothing_P = 16$ mm Longitud de anclaje = 300 mm

Tabla VI.7. Características Placa de anclaje - Grupo 6

El grupo 6 se diseña para los pilares hastiales de la fachada no expuesta al viento IPE 200. En este caso se realiza el análisis sobre dos combinaciones desfavorables. La primera para máximo axil y la segunda para flector máximo.

Para máximo axil, toda la placa está en compresión ($x > a$). Considerando esto, se obtiene:

$$\sigma_c = 2.35 \text{ N/mm}^2$$

$$T_P = 0.38 \text{ kN}$$

$$x = 360 \text{ mm}$$

- Tensiones sobre el hormigón ($\eta = 17\%$)

$$\sigma_c \leq f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$2.35 \leq 14.17$$

- Tensiones sobre los pernos ($\eta = 1\%$)

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau_c^2} \leq f_{yd,pernos}$$

$$\sqrt{\left(\frac{380}{201.06}\right)^2 + 3\left(\frac{230}{4 \cdot 201.06}\right)^2} = 1.98 \leq 261.9$$

- Tensiones sobre la placa y los rigidizadores ($\eta = 79\%$)

$$\sigma_{pl} = \frac{M_{pl,max}}{W_{placa + rigidizadores}} \leq f_{yd,placa}$$

$$\frac{3.58 \cdot 10^6}{0.02 \cdot 10^6} = 206.58 \leq 261.9$$

- Longitud de anclaje

$$\frac{T_P}{\pi \cdot \varnothing_P \cdot \tau_{adm}} \leq l_P$$

$$\frac{380}{\pi \cdot 16 \cdot 2.69} = 6.38 \leq 300 \text{ mm}$$

Al contrario, para máximo flector se generan compresiones entre la posición del perno y el extremo opuesto de la placa ($f < x < a$). Considerando esto, se obtiene:

$$\sigma_c = 2.48 \text{ N/mm}^2$$

$$T_p = 6.23 \text{ kN}$$

$$x = 118.49 \text{ mm}$$

- Tensiones sobre el hormigón ($\eta = 18\%$)

$$\sigma_c \leq f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$2.48 \leq 14.17$$

- Tensiones sobre los pernos ($\eta = 12\%$)

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau_c^2} \leq f_{yd,pernos}$$

$$\sqrt{\left(\frac{6\,230}{201.06}\right)^2 + 3\left(\frac{2\,140}{4 \cdot 201.06}\right)^2} = 31.33 \leq 261.9$$

- Tensiones sobre la placa ($\eta = 38\%$)

$$\sigma_{pl} = \frac{M_{pl,max}}{W_{placa}} \leq f_{yd,placa}$$

$$\frac{1.71 \cdot 10^6}{0.017 \cdot 10^6} = 98.6 \leq 261.9$$

- Longitud de anclaje

$$\frac{T_p}{\pi \cdot \phi_p \cdot \tau_{adm}} \leq l_p$$

$$\frac{6\,230}{\pi \cdot 16 \cdot 1.20} = 103 \leq 300 \text{ mm}$$

ANEXO VII. Comprobaciones cimentaciones

Para el diseño de las cimentaciones de la estructura, se observan los esfuerzos en estado límite de servicio (sin mayorar) en las bases de los pilares. Para llevar a cabo este diseño lo más óptimamente posible, se dividen las zapatas de la estructura en cuatro grupos distintos ordenados de más desfavorable a menos:

- Grupo 1: pilares HEB. Son los que se encuentran alrededor de la puerta y soportan mayores esfuerzos. Por tanto, necesitarán unas cimentaciones de dimensiones mayores.
- Grupo 2: pilares hastiales fachada con viento.
- Grupo 3: pilares tipo. Se corresponde con el resto de los pilares principales, cuyos esfuerzos son de rangos similares.
- Grupo 4: pilares hastiales fachada sin viento. No transmiten a penas esfuerzos al terreno.

La *Tabla VII.1* enumera los esfuerzos en ELS que se transmiten desde las bases de los pilares a las cimentaciones.

[kN, m]	N	V _z	M _y
Grupo 1	-16.5	33.43	-113.97
Grupo 2	-15.98	25.89	-58.2
Grupo 3	-40.78	27.27	-72.38
Grupo 4	-6.15	2.1	-7.45

Tabla VII.1. Cimentaciones – Esfuerzos ELS

a) Equilibrio zapata

Las zapatas deben cumplir las comprobaciones de vuelco, hundimiento y deslizamiento.

Los coeficientes empleados para las comprobaciones se extraen del “*Documento Básico SE-AE*”. A su vez, los valores del ángulo de rozamiento interno del terreno ($\varphi_d=30^\circ$) y de la tensión admisible (0.2MPa) son los proporcionados por el informe geotécnico.

1) Vuelco

En este apartado, se comprueba el momento estabilizador y destabilizador respecto al punto sobre el cual volcaría el elemento.

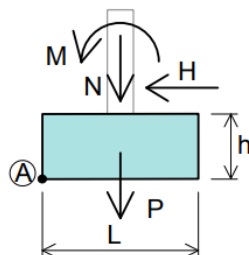


Imagen VII.1. Vuelco zapata aislada

$$M_{\text{Est}} \cdot Y_{E,\text{est}} \geq M_{\text{Dest}} \cdot Y_{E,\text{dest}}$$

$$\left[(N + P) \cdot \frac{L}{2} + H \cdot h \right] \cdot 0.9 \geq M \cdot 1.8$$

2) Deslizamiento

La comprobación de hundimiento verifica que la fuerza estabilizadora, debida a la cohesión del terreno y zapata, es mayor que la fuerza horizontal transmitida.

En nuestro caso, la estructura se encuentra sobre un suelo sin cohesión, por tanto:

$$\mathbf{H}_{\text{Est}} \cdot \frac{1}{\gamma_R} \geq \mathbf{H}_{\text{Dest}}$$

$$((N + P) \cdot \operatorname{tg} \varphi_d) \cdot \frac{1}{1.5} \geq H \rightarrow \varphi_d = \frac{2}{3} \cdot 30^\circ$$

3) Hundimiento

Por último, se debe asegurar que el terreno es capaz de soportar las fuerzas que recibe de la estructura.

La q_{adm} propia del terreno se ha obtenido tras un informe geotécnico, resultando un mínimo de 0.2 MPa.

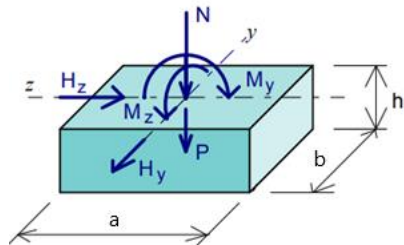


Imagen VII.2. Hundimiento zapata aislada

$$q_b \leq q_{adm} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\frac{N + P}{a^* \cdot b^*} \leq q_{adm}$$

b) Armaduras

Una vez comprobada la estabilidad de la zapata, se puede proceder al dimensionado de las armaduras.

Se realiza el cálculo para zapata rígida, puesto que en todos los casos se cumple:

$$v < 2h$$

En este caso el problema es el cálculo de las armaduras de zapatas bajo cargas excéntricas. Tal que la interacción de esfuerzos sigue el siguiente esquema:

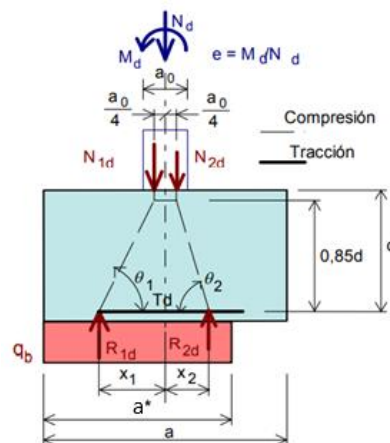


Imagen VII.3. Armaduras zapata aislada bajo carga excéntrica

Para realizar este cálculo se aplica el modelo de las bielas y los tirantes. Para zapata rígida se sigue la siguiente metodología:

- 1) Determinar los esfuerzos (N_d , M_d , H_d) mayorados.
- 2) Hallar la excentricidad que genera esta combinación de esfuerzos. En los casos de esta

$$e = \frac{M_d - H_d \cdot h}{V_d}$$

$$a^* = a - 2e$$

- 3) Identificar la distribución de carga.

$$\text{a) } a^* \geq a/2$$

$$\text{b) } a^* < a/2$$

- 4) Relacionar la longitud 'x' al centro de la zapata a la que actúa la reacción R_{1d} para equilibrar los esfuerzos actuantes.

$$\text{a) } a^* \geq a/2$$

$$x_1 = \frac{a}{4}$$

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max}}{2 \cdot (xb)}$$

$$\text{b) } a^* < a/2$$

$$x_1 = \frac{3}{2}(a - 2e)$$

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{max} - \sigma_x}{2 \cdot (xb)}$$

- 5) Calcular la tensión T_d en las armaduras:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85 d} \left(x_1 - \frac{a_0}{4} \right)$$

- 6) Definir el área mínima necesaria para absorber dicha tensión.

$$A_{s,min} = \max(A_{min,cálculo}, A_{min,geometría}) = \max\left(\frac{T_d}{f_{yd}}, 0.9\% \cdot b \cdot h\right)$$

- 7) Disponer las armaduras: diámetro, separación y longitud de anclaje de los redondos. Por ejemplo, para redondos de Ø20:

$$s_{\text{Ø20}} = \frac{1000}{A_{s,min} \cdot A_{\text{Ø20}}}$$

$$l_b = 1.4 \cdot m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi$$

c) Cálculo y comprobaciones

1) Grupo 1 (HEB)

Los datos del conjunto de anclaje son:

ZAPATA	ARMADURAS	ESFUERZOS
a = 2.5 m b = 2 m h = 1.1 m	Ø20 cada 250 mm l _b = 840 mm	N = 16.5 kN M = 113.97 mkN H = 33.43 kN

Tabla VII.2. Características Cimentaciones – Grupo 1

– Vuelco ($\eta = 99\%$)

$$M_{Est} \cdot \gamma_{E,est} \geq M_{Dest} \cdot \gamma_{E,dest}$$

$$206.35 \geq 205.15$$

– Deslizamiento ($\eta = 89\%$)

$$H_{Est} \cdot \frac{1}{\gamma_R} \geq H_{Dest}$$

$$37.37 \geq 33.43$$

– Hundimiento ($\eta = 34\%$)

$$q_b = \frac{N + P}{a^* \cdot b^*} \leq q_{adm}$$

$$0.07 \leq 0.2$$

– Armaduras

$$e = 0.5 \text{ m}$$

$$x_1 = 1 \text{ m}$$

$$R_{1d} = 155.65 \text{ kN}$$

$$T_d = 161.9 \text{ kN}$$

$$A_{min} = \max(372.35, 990) = 990 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ø}20 \rightarrow s \leq 250 \rightarrow s = 250 \text{ mm}$$

$$l_b = 1.4 \cdot 1.5 \cdot 20^2 \leq \frac{500}{14} \cdot 20 \rightarrow l_b = 840 \text{ mm}$$

2) Grupo 2 (IPE 270, IPE 240)

Los datos del conjunto de anclaje son:

ZAPATA	ARMADURAS	ESFUERZOS
a = 2.1 m b = 1.6 m h = 1.1 m	Ø20 cada 250 mm l _b = 840 mm	N = 15.98 kN M = 58.2 mkN H = 25.89 kN

Tabla VII.3. Características Cimentaciones – Grupo 2

- Vuelco ($\eta = 82\%$)

$$M_{Est} \cdot \gamma_{E,est} \geq M_{Dest} \cdot \gamma_{E,dest}$$

$$128.05 \geq 104.8$$

- Deslizamiento ($\eta = 98\%$)

$$H_{Est} \cdot \frac{1}{\gamma_R} \geq H_{Dest}$$

$$26.3 \geq 25.89$$

- Hundimiento ($\eta = 29\%$)

$$q_b = \frac{N + P}{a^* \cdot b^*} \leq q_{adm}$$

$$0.06 \leq 0.2$$

- Armaduras

$$e = 0.27 \text{ m}$$

$$x_1 = 1.03 \text{ m}$$

$$R_{1d} = 109.13 \text{ kN}$$

$$T_d = 118 \text{ kN}$$

$$A_{min} = \max(271.2, 990) = 990 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset 20 \rightarrow s \leq 250 = 250 \text{ mm}$$

$$l_b = 1.4 \cdot 1.5 \cdot 20^2 \leq \frac{500}{14} \cdot 20 \rightarrow l_b = 820 \text{ mm}$$

3) Grupo 3 (HEA 240)

Los datos del conjunto de anclaje son:

ZAPATA	ARMADURAS	ESFUERZOS
a = 2.1 m b = 1.6 m h = 0.9 m	Ø16 cada 200 mm l _b = 575 mm	N = 40.78 kN M = 72.38 mkN H = 27.27 kN

Tabla VII.4. Características Cimentaciones – Grupo 3

- Vuelco ($\eta = 99\%$)

$$M_{Est} \cdot \gamma_{E,est} \geq M_{Dest} \cdot \gamma_{E,dest}$$

$$132.1 \geq 130.3$$

- Deslizamiento ($\eta = 97\%$)

$$H_{Est} \cdot \frac{1}{\gamma_R} \geq H_{Dest}$$

$$28.24 \geq 27.27$$

- Hundimiento ($\eta = 38\%$)

$$q_b = \frac{N + P}{a^* \cdot b^*} \leq q_{adm}$$

$$0.08 \leq 0.2$$

– Armaduras

$$e = 0.41 \text{ m}$$

$$x_1 = 0.85 \text{ m}$$

$$R_{1d} = 118.12 \text{ kN}$$

$$T_d = 129.47 \text{ kN}$$

$$A_{min} = \max(298, 810) = 810 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset 16 \rightarrow s \leq 200 = 200 \text{ mm}$$

$$l_b = 1.4 \cdot 1.5 \cdot 16^2 \leq \frac{500}{14} \cdot 16 \rightarrow l_b = 575 \text{ mm}$$

4) Grupo 4 (IPE 200)

Los datos del conjunto de anclaje son:

ZAPATA	ARMADURAS	ESFUERZOS
a = 1.1 m b = 1 m h = 0.7 m	$\emptyset 16$ cada 250 mm $l_b = 575 \text{ mm}$	N = 6.15 kN M = 7.45 mkN H = 2.1 kN

Tabla VII.5. Características Cimentaciones – Grupo 4

– Vuelco ($\eta = 97\%$)

$$M_{Est} \cdot \gamma_{E,est} \geq M_{Dest} \cdot \gamma_{E,dest}$$

$$13.9 \geq 13.4$$

– Deslizamiento ($\eta = 34\%$)

$$H_{Est} \cdot \frac{1}{\gamma_R} \geq H_{Dest}$$

$$6.16 \geq 2.1$$

– Hundimiento ($\eta = 26\%$)

$$q_b = \frac{N + P}{a^* \cdot b^*} \leq q_{adm}$$

$$0.05 \leq 0.2$$

– Armaduras

$$e = 0.24 \text{ m}$$

$$x_1 = 0.42 \text{ m}$$

$$R_{1d} = 25.29 \text{ kN}$$

$$T_d = 16 \text{ kN}$$

$$A_{min} = \max(36.78, 630) = 630 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset 16 \rightarrow s \leq 250 = 250 \text{ mm}$$

$$l_b = 1.4 \cdot 1.5 \cdot 16^2 \leq \frac{500}{14} \cdot 16 \rightarrow l_b = 575 \text{ mm}$$

ANEXO VIII. Índice de Imágenes

Imagen 0.1 Localización I.....	2
Imagen 0.2 Localización II.....	2
Imagen 0.3 Situación Parcela.....	2
Imagen 1.1. Nave Hormigón Prefabricado (Tornaria construye naves ganaderas, agrícolas y movimiento de tierras)	6
Imagen 1.2. Nave Metálica (ARQUESTIL Proyecto nave)	7
Imagen 1.3. Nave metálica con cerchas (https://www.dippanel.com)	7
Imagen 1.4. Nave Mixta (Construcción de naves industriales Ingenieros Asesores).....	8
Imagen 1.5 Esquema Pórtico Principal	9
Imagen 1.6 Esquema Pórtico Cierre (sin viento)	10
Imagen 1.7 Esquema Pórtico Cierre (con viento)	10
Imagen 1.8 Fachada A.....	10
Imagen 1.9 Fachada B.....	10
Imagen 1.10 Puerta Camiones.....	11
Imagen 2.1. Correas: Predimensión perfiles	12
Imagen 2.2 Cercha. Geometría.....	13
Imagen 2.3 Cercha. Predimensión perfiles.....	13
Imagen 2.4. Pórticos de Cierre. Predimensión perfiles	14
Imagen 2.5 Puerta para Camiones. Geometría	14
Imagen 2.6. Puerta para Camiones. Predimensión perfiles	14
Imagen 2.7. Correas. Perfiles	15
Imagen 2.8. Grupos pórticos principales. Perfiles.....	16
Imagen 2.9. Pórtico principal - Grupo 1. Perfiles	16
Imagen 2.10. Pórtico principal - Grupo 2. Perfiles	17
Imagen 2.11. Pórtico principal - Grupo 3. Perfiles	17
Imagen 2.12. Grupos pórticos hastiales. Perfiles	17
Imagen 2.13. Pórtico hastial - Grupo 1. Perfiles	17
Imagen 2.14. Pórtico hastial - Grupo 2. Perfiles	18
Imagen 2.15. Puerta camiones I. Perfiles	18
Imagen 2.16. Puerta camiones II. Perfiles.....	18
Imagen 2.17. Arriostramientos. Perfiles.....	19
Imagen 2.18. Carga permanente - Cerramientos. Correas cubierta.....	20
Imagen 2.19. Carga permanente - Cerramientos. Correas laterales	20
Imagen 2.20. Carga permanente - Cerramientos. Correas frontales.....	20
Imagen 2.21. Carga nieve.....	21
Imagen 2.22. Hipótesis Viento	21
Imagen 2.23. Carga viento - V1a. Correas cubierta	22
Imagen 2.24. Carga viento - V1b. Correas cubierta	22
Imagen 2.25. Carga viento - V1. Correas laterales	22
Imagen 2.26. Carga viento - V1. Correas frontales.....	23
Imagen 2.27. Carga viento - V2a. Correas cubierta	23
Imagen 2.28. Carga viento - V2b. Correas cubierta	23
Imagen 2.29. Carga viento - V2. Correas laterales.....	24
Imagen 2.30. Carga viento - V2. Correas frontales	24
Imagen 2.31. Carga viento - V3a. Correas cubierta	24
Imagen 2.32. Carga viento - V3b. Correas cubierta	25
Imagen 2.33. Carga viento - V3. Correas laterales.....	25
Imagen 2.34. Carga viento - V3. Correas frontales	25
Imagen 2.35. Carga viento - V4a. Correas cubierta	26
Imagen 2.36. Carga viento - V4b. Correas cubierta	26
Imagen 2.37. Carga viento - V4. Correas laterales.....	26

Imagen 2.38. Carga viento – V4. Correas frontales	27
Imagen 2.39. Condiciones de apoyo externas	29
Imagen 2.40. Conexiones entre los elementos	30
Imagen 3.1. Deformada - CO ₄₉	31
Imagen 3.2. Combinación desplazamiento máximo - Eje x	31
Imagen 3.3. Deformada - CO ₄₅	32
Imagen 3.4. Combinación desplazamiento máximo - Eje y	32
Imagen 3.5. Deformada – CO ₃₅	32
Imagen 3.6. Combinación desplazamiento máximo - Eje z	33
Imagen 3.7. Mapa de tensiones – CO ₆	34
Imagen 3.8. Mapa de tensiones – CO ₉	34
Imagen 3.9. Mapa de tensiones – CO ₂₂	34
Imagen 3.10. Tensiones máximas – Cerchas	35
Imagen 3.11. Detalle tensiones máximas – Cerchas	35
Imagen 3.12. Tensiones máximas – Celosía puerta	36
Imagen 3.13. Detalle tensiones máximas – Celosía puerta	36
Imagen 3.14. Tensiones máximas – Pilares	37
Imagen 3.15. Detalle tensiones máximas – Pilares	37
Imagen 4.1. Unión Cercha - Cercha	38
Imagen 4.2. Unión Cercha - Pilar. Cordón Superior	38
Imagen 4.3. Unión Cercha - Pilar. Cordón Inferior	39
Imagen 4.4. Unión Puerta - Pilares	39
Imagen 4.5. Unión Cercha - Puerta. Cordón Superior	40
Imagen 4.6. Unión Cercha - Puerta. Cordón Inferior	40
Imagen 4.7. Unión Pilares Hastiales Extremos - Dintel	40
Imagen 4.8. Unión Pilares Hastiales Centrales - Dintel	41
Imagen 4.9. Unión Tubos Arriostramiento - Pilar	41
Imagen 4.10. Unión Tubos Arriostramiento - Cercha	42
Imagen 4.11. Unión Redondos Arriostramiento - Pilar	42
Imagen 4.12. Unión Redondos Arriostramiento - Cercha	42
Imagen 5.1. Placa de anclaje. Grupo 1	43
Imagen 5.2. Placa de anclaje. Grupo 2	44
Imagen 5.3. Placa de anclaje. Grupo 3	44
Imagen 5.4. Placa de anclaje. Grupo 4	44
Imagen 5.5. Placa de anclaje. Grupo 5	45
Imagen 5.6. Placa de anclaje. Grupo 6	45
Imagen I.1 Cercha Howe	50
Imagen I.2 Cercha Pratt	50
Imagen I.3 Cercha Inglesa	50
Imagen I.4 Cercha. Geometría	51
Imagen I.5 Puerta para Camiones. Geometría	52
Imagen II.1. RFEM. Materiales y Secciones	53
Imagen II.2. RFEM. Estructura 1	54
Imagen II.3. RFEM. Estructura 2	54
Imagen II.4. RFEM. Estructura 3	54
Imagen II.5. RFEM. Estructura 4	55
Imagen II.6. RFEM. Estructura 4	56
Imagen II.7. RFEM. Estructura 5	56
Imagen II.8. RFEM. Hipótesis de cargas	56
Imagen III.1. Cerramiento de cubierta	58
Imagen III.2. Cerramiento de fachada	58
Imagen III.3. Carga permanente - Cerramientos. Correas Cubierta	60
Imagen III.4. Carga permanente - Cerramientos. Correas Laterales	60
Imagen III.5. Carga permanente - Cerramientos. Correas Frontales	60
Imagen III.6. Carga nieve	61

Imagen III.7. Valor básico de la velocidad del viento, v_b (DBSE-AE)	62
Imagen III.8. Grado de aspereza (DBSE-AE)	62
Imagen III.9. Hipótesis de viento	62
Imagen III.10. Coeficientes de presión interior (DBSE-AE)	63
Imagen III.11. Carga viento - V1a. Correas cubierta	65
Imagen III.12. Carga viento - V1b. Correas cubierta	65
Imagen III.13. Carga viento - V1. Correas laterales	65
Imagen III.14. Carga viento - V1. Correas frontales	65
Imagen III.15. Carga viento - V2a. Correas cubierta	67
Imagen III.16. Carga viento - V2b. Correas cubierta	67
Imagen III.17. Carga viento - V2. Correas laterales	67
Imagen III.18. Carga viento - V2. Correas frontales	67
Imagen III.19. Carga viento - V3a. Correas cubierta	69
Imagen III.20. Carga viento - V3b. Correas cubierta	69
Imagen III.21. Carga viento - V3. Correas laterales	69
Imagen III.22. Carga viento - V3. Correas frontales	69
Imagen III.23. Carga viento - V4a. Correas cubierta	71
Imagen III.24. Carga viento - V4b. Correas cubierta	71
Imagen III.25. Carga viento - V4. Correas laterales	71
Imagen III.26. Carga viento - V4. Correas frontales	71
Imagen IV.1. Deformada - CO ₄₉	78
Imagen IV.2. Combinación desplazamiento máximo - Eje x	79
Imagen IV.3. Deformada - CO ₄₅	79
Imagen IV.4. Combinación desplazamiento máximo - Eje y	79
Imagen IV.5. Deformada - CO ₃₅	80
Imagen IV.6. Combinación desplazamiento máximo - Eje z	80
Imagen IV.7. Pórticos - Von Mises	80
Imagen IV.8. Mapa de tensiones - CO ₁	81
Imagen IV.9. Mapa de tensiones - CO ₂	82
Imagen IV.10. Mapa de tensiones - CO ₃	82
Imagen IV.11. Mapa de tensiones - CO ₄	82
Imagen IV.12. Mapa de tensiones - CO ₅	83
Imagen IV.13. Mapa de tensiones - CO ₆	83
Imagen IV.14. Mapa de tensiones - CO ₇	83
Imagen IV.15. Mapa de tensiones - CO ₈	84
Imagen IV.16. Mapa de tensiones - CO ₉	84
Imagen IV.17. Mapa de tensiones - CO ₁₀	84
Imagen IV.18. Mapa de tensiones - CO ₁₁	85
Imagen IV.19. Mapa de tensiones - CO ₁₂	85
Imagen IV.20. Mapa de tensiones - CO ₁₃	85
Imagen IV.21. Mapa de tensiones - CO ₁₄	86
Imagen IV.22. Mapa de tensiones - CO ₁₅	86
Imagen IV.23. Mapa de tensiones - CO ₁₆	86
Imagen IV.24. Mapa de tensiones - CO ₁₇	87
Imagen IV.25. Mapa de tensiones - CO ₁₈	87
Imagen IV.26. Mapa de tensiones - CO ₁₉	87
Imagen IV.27. Mapa de tensiones - CO ₂₀	88
Imagen IV.28. Mapa de tensiones - CO ₂₁	88
Imagen IV.29. Mapa de tensiones - CO ₂₂	88
Imagen IV.30. Mapa de tensiones - CO ₂₃	89
Imagen IV.31. Mapa de tensiones - CO ₂₄	89
Imagen IV.32. Mapa de tensiones - CO ₂₅	89
Imagen IV.33. Mapa de tensiones - CO ₂₆	90
Imagen V.1. Unión Cercha - Cercha	91
Imagen V.2. Unión Cercha - Pilar. Cordón Superior	92

Imagen V.3. Unión Cercha - Pilar. Cordón Inferior.....	93
Imagen V.4. Unión Puerta - Pilares.....	94
Imagen V.5. Unión Cercha - Puerta. Cordón Superior	95
Imagen V.6. Unión Cercha - Puerta. Cordón Inferior	95
Imagen V.7. Unión Pilares Hastiales Extremos - Dintel	96
Imagen V.8. Unión Pilares Hastiales Centrales - Dintel	98
Imagen V.9. Unión Tubos Arriostramiento - Pilar.....	100
Imagen V.10. Unión Tubos Arriostramiento - Cercha.....	100
Imagen V.11. Unión Redondos Arriostramiento - Cercha.....	101
Imagen V.12. Unión Redondos Arriostramiento - Pilar.....	102
Imagen VI.1. Placa de anclaje - Distribución esfuerzos.....	103
Imagen VI.2. Placa de anclaje. Grupo 1.....	104
Imagen VI.3. Placa de anclaje. Grupo 2.....	105
Imagen VI.4. Placa de anclaje. Grupo 3.....	107
Imagen VI.5. Placa de anclaje. Grupo 4.....	108
Imagen VI.6. Placa de anclaje. Grupo 5.....	109
Imagen VI.7. Placa de anclaje. Grupo 6.....	110
Imagen VII.1. Vuelco zapata aislada	113
Imagen VII.2. Hundimiento zapata aislada	114
Imagen VII.3. Zapata aislada bajo carga excéntrica	114

ANEXO IX. Índice de Tablas

Tabla 2.1. Cargas - Cerramientos.....	19
Tabla 2.2. Cargas - Presiones interiores.....	21
Tabla 2.3. Cargas - Hipótesis V1	21
Tabla 2.4. Cargas - Hipótesis V2	23
Tabla 2.5. Cargas - Hipótesis V3	24
Tabla 2.6. Cargas - Hipótesis V4	25
Tabla 2.7. Coeficientes Estados Límite.....	27
Tabla 2.8. Combinaciones de carga	29
Tabla 3.1. Desplazamientos máximos.....	31
Tabla 3.2. Tensiones máximas según combinación de resultados [MPa]	33
Tabla 5.1. Placas de anclaje - Esfuerzos ELU.....	43
Tabla 6.1. Cimentaciones - Esfuerzos ELS.....	46
Tabla 6.2. Cimentaciones - Dimensiones.....	46
Tabla 6.3. Cimentaciones - Coeficientes de aprovechamiento comprobaciones de equilibrio ...	46
Tabla 6.4. Cimentaciones - Armaduras	47
Tabla I.1. Trabajo componentes cercha según tipología.....	50
Tabla I.2. Selección tipología de cercha según orientación carga.....	50
Tabla I.3. Envoltentes comparativa tipología cerchas.....	50
Tabla III.1. Cargas - V1 - Paramentos verticales	64
Tabla III.2. Cargas - V1 - Cubierta	64
Tabla III.3. Cargas - V1 - Presiones interiores.....	64
Tabla III.4. Cargas - V2 - Paramentos verticales.....	66
Tabla III.5. Cargas - V2 - Cubierta.....	66
Tabla III.6. Cargas - V2 - Presiones interiores	66
Tabla III.7. Cargas - V3 - Paramentos verticales.....	68
Tabla III.8. Cargas - V3 - Cubierta.....	68
Tabla III.9. Cargas - V3 - Presiones interiores	68
Tabla III.10. Cargas - V4 - Paramentos verticales.....	70
Tabla III.11. Cargas - V4 - Cubierta.....	70
Tabla III.12. Cargas - V4 - Presiones interiores	70
Tabla IV.1. Comprobaciones ELU - Correas	74
Tabla IV.2. Comprobaciones ELU - Cercha - Cordón superior	74
Tabla IV.3. Comprobaciones ELU - Cercha - Cordón inferior.....	74
Tabla IV.4. Comprobaciones ELU - Cercha - Diagonales	75
Tabla IV.5. Comprobaciones ELU - Cercha - Montantes.....	75
Tabla IV.6. Comprobaciones ELU - Celosía puerta.....	75
Tabla IV.7. Comprobaciones ELU - Dintel.....	75
Tabla IV.8. Comprobaciones ELU - Pilares principales - HEA 240	76
Tabla IV.9. Comprobaciones ELU - Pilares principales - HEB 280	76
Tabla IV.10. Comprobaciones ELU - Pilares principales - HEB 300	76
Tabla IV.11. Comprobaciones ELU - Pilares hastiales - IPE 200	76
Tabla IV.12. Comprobaciones ELU - Pilares hastiales - IPE 240	76
Tabla IV.13. Comprobaciones ELU - Pilares hastiales - IPE 270	77
Tabla IV.14. Comprobaciones ELU - Arriostramientos.....	77
Tabla IV.15. Límites ELS - Desplazamiento vertical (DBSE).....	77
Tabla IV.16. Límites ELS - Desplazamiento horizontal (DBSE).....	77
Tabla IV.17. Límites ELS adoptados - Desplazamientos verticales.....	78
Tabla IV.18. Límites ELS adoptados - Desplazamientos horizontales	78
Tabla IV.19. Tensiones máximas según combinación de resultados [MPa]	81
Tabla V.1. Características unión Cercha - Cercha	91
Tabla V.2. Características unión Cercha - Pilar	92
Tabla V.3. Características unión Puerta - Pilar	94

Tabla V.4. Características unión Puerta - Cercha	95
Tabla V.5. Características unión Pilar Hastial Extremo - Dintel	96
Tabla V.6. Características unión Pilar Hastial Central - Dintel	98
Tabla V.7. Características unión Tubos arriostramiento	100
Tabla V.8. Características unión Redondos arriostramiento	101
Tabla VI.1. Placas anclaje - Esfuerzos ELU	103
Tabla VI.2. Características Placa de anclaje - Grupo 1	104
Tabla VI.3. Características Placa de anclaje - Grupo 2	106
Tabla VI.4. Características Placa de anclaje - Grupo 3	107
Tabla VI.5. Características Placa de anclaje - Grupo 4	108
Tabla VI.6. Características Placa de anclaje - Grupo 5	109
Tabla VI.7. Características Placa de anclaje - Grupo 6	111
Tabla VII.1. Cimentaciones – Esfuerzos ELS	113
Tabla VII.2. Características Cimentaciones – Grupo 1	116
Tabla VII.3. Características Cimentaciones – Grupo 2	116
Tabla VII.4. Características Cimentaciones – Grupo 3	117
Tabla VII.5. Características Cimentaciones – Grupo 4	118