

Estructuras de acero: Problemas Pilares

Se pretenden calcular los pilares laterales de una nave situada en Albacete, de 18 m de luz, 5 m de altura de pilares, con un 20% de pendiente de cubierta. La separación de los pilares es de 6 m, tanto en sentido longitudinal como transversal (hastial). La longitud de la nave es de 60 m.

La cubierta se ejecutará con un panel sandwich de 0,30 kN/m². El perfil de la correa será IPE. La reacción de la cercha, ya calculada, es de 120 kN.

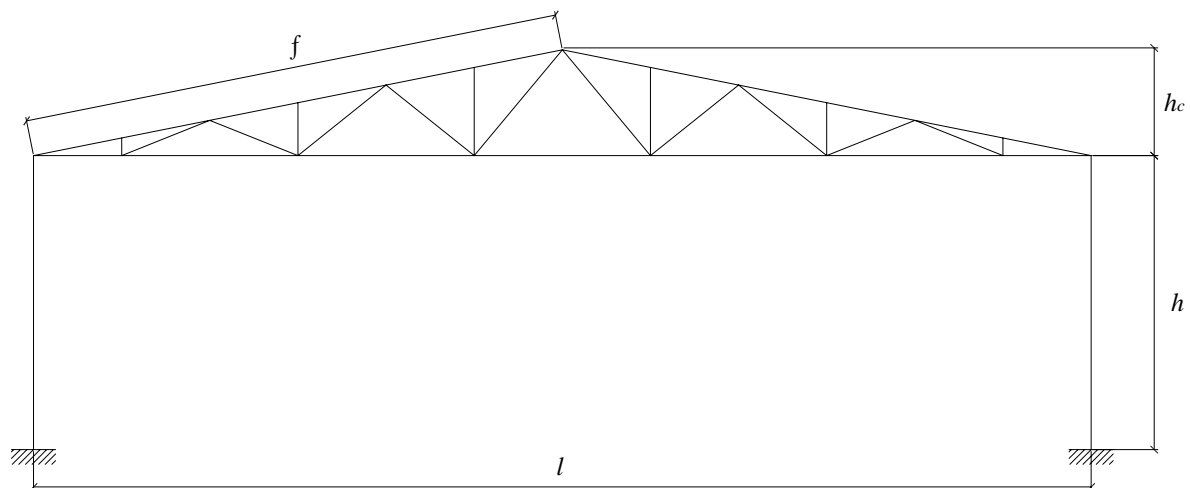


Figura 1. Geometría de la estructura.

Consideraciones geométricas (figura 1)

$$\alpha = \arctg 0,2 = 11,31^\circ$$

$$f = \frac{\frac{l}{2}}{\cos \alpha} = 9,18 \text{ m}$$

$$h_c = \frac{l}{2} \cdot 0,2 = 1,80 \text{ m}$$

1. Viento en pilares¹ (figura 4)

$$q_e = q_b \cdot (C_e \cdot C_{pe} + C_{ei} \cdot C_{pi})$$

¹ Anejo 1 de este documento.

- **Presión dinámica del viento q_b**

Como la edificación se encuentra en la zona A, $q_b=0,42 \text{ kN/m}^2$.

- **Coefficiente de exposición C_e**

Suponiendo un grado de aspereza definido por *Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia*, se determina el coeficiente C_e a partir de los valores que proporciona la tabla 3.3, para una altura de pilar de 5 m.

$$C_e=2,37.$$

- **Coefficiente de presión exterior C_{pe}**

- *Hipótesis V_1* . Viento en la dirección transversal de la nave.

$$h = 6,8 \text{ m} \qquad e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(60, 2 \cdot 6,8) = 13,6 \text{ m}$$

$$d = 18 \text{ m} \qquad \frac{e}{10} = 1,36 \text{ m}$$

$$b = 60 \text{ m} \qquad \frac{h}{d} = 0,38$$

$$\text{Zona A: } 1,36 \cdot 5 + 0,5 \cdot 1,36^2 \cdot 0,2 = 6,98 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona C: } 4,4 \cdot 5 + 0,5 \cdot 4,4^2 \cdot 0,2 = 23,94 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona B: } 18 \cdot 5 + 0,5 \cdot 18 \cdot 1,8 - 6,98 - 23,94 = 75,28 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona D: } 5 \cdot 60 = 300 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona E: } 5 \cdot 60 = 300 \text{ m}^2$$

En la tabla D.1 del DB SE-AE se obtiene:

Pilar lateral frontal	Zona D	$C_{PD} = 0,72$
Pilar lateral dorsal	Zona E	$C_{PE} = -0,33$
Pilar hastial esquina	Zona A	$C_{PA} = -1,26$
Pilar hastial intermedio	Zona B	$C_{PB} = -0,80$
Pilar hastial esquina	Zona C ²	$C_{PC} = -0,50$

² Esta zona sólo existe si $e \leq d$.

- Hipótesis V_3^3 . Viento en la dirección longitudinal de la nave.

$$\begin{aligned}
 h &= 6,8 \text{ m} & e &= \min(b, 2 \cdot h) = \min(18, 2 \cdot 6,8) = 13,6 \text{ m} \\
 d &= 60 \text{ m} & \frac{e}{10} &= 1,36 \text{ m} \\
 b &= 18 \text{ m} & \frac{h}{d} &= 0,11
 \end{aligned}$$

$$\text{Zona A: } 1,36 \cdot 5 = 6,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona C: } (60 - 13,6) \cdot 5 = 232 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona B: } 60 \cdot 5 - 6,80 - 232 = 61,2 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona D: } 18 \cdot 5 + 0,5 \cdot 18 \cdot 1,8 = 106,2 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona E: } 18 \cdot 5 + 0,5 \cdot 18 \cdot 1,8 = 106,2 \text{ m}^2$$

En la tabla D.1 del DB SE-AE se obtiene:

Pilar lateral frontal	Zona B	$C_{PB} = -0,80$
Pilar lateral dorsal	Zona B	$C_{PB} = -0,80$
Pilar hastial esquina	Zona A	$C_{PA} = -1,26$
Pilar hastial esquina	Zona C	$C_{PC} = -0,50$
Pilar hastial frontal	Zona D	$C_{PD} = 0,70$
Pilar hastial dorsal	Zona E	$C_{PE} = -0,30$

- **Coefficiente de exposición C_{ei}**

Considerando un grado de exposición II y una altura de hueco igual a 2/3 de la altura del pilar, mediante la tabla 3.3 del DB SE-AE, se determina el valor de $C_{ei}=2,14$.

- **Coefficiente de presión interior C_{pi}**

Como se recoge en el Anejo 1, si predomina el efecto de la presión exterior sobre la succión exterior, el coeficiente de presión interior C_{pi} será $-0,5$, dirigido hacia la derecha para el pilar frontal y hacia la izquierda para el final dorsal, sumándose en ambos casos al valor de la presión. Por el contrario, si predomina el efecto de la succión exterior sobre la presión exterior, el coeficiente de presión

³ Se utiliza la notación V_3 para hacerla compatible con las denominaciones de las hipótesis de viento en cubiertas.

interior C_{pi} será +0,7, dirigido hacia la izquierda para el pilar frontal y hacia la derecha para el final dorsal, sumándose en ambos casos al valor de la succión.

En las tablas siguientes se recogen los resultados obtenidos:

Cargas de viento en pilares laterales (presión exterior)						
			q_b (kN/m ²)	C_e	C_{pe}	q_{ee} (kN/m ²)
V_1	Pilar frontal	Zona D	0,42	2,37	0,72	0,72
	Pilar dorsal	Zona E			-0,33	-0,33
V_3	Pilar frontal/dorsal	Zona B			-0,80	-0,80

Cargas de viento en pilares laterales (succión interior) ⁴			
q_b (kN/m ²)	C_{ei}	C_{pi}	q_{ei} (kN/m ²)
0,42	2,14	0,50	0,45
Cargas de viento en pilares laterales (presión interior) ⁵			
q_b (kN/m ²)	C_{ei}	C_{pi}	q_{ei} (kN/m ²)
0,42	2,14	-0,70	-0,63

Combinando ambas situaciones se tiene:

Cargas de viento en pilares				
			Con succión interior q_e (kN/m ²)	Con presión interior q_e (kN/m ²)
V_1	Pilar frontal	Zona D	1,17	0,09
	Pilar dorsal	Zona E	0,12	-0,96
V_3	Pilar frontal/dorsal	Zona B	-0,35	-1,43

Por tanto, existen cuatro posibles combinaciones para el cálculo de los pilares⁶:

- Con succión interior:
 - 1) $V_{pf} = +1,17$ kN/m² y $V_{pd} = +0,12$ kN/m²
 - 2) $V_{pf} = -0,35$ kN/m² y $V_{pd} = -0,35$ kN/m²
- Con presión interior:
 - 3) $V_{pf} = +0,09$ kN/m² y $V_{pd} = -0,96$ kN/m²
 - 4) $V_{pf} = -1,43$ kN/m² y $V_{pd} = -1,43$ kN/m²

⁴ Dirigida hacia el interior del pórtico.

⁵ Dirigida hacia el exterior del pórtico.

⁶ Estos valores pueden comprobarse con la hoja de cálculo CTE_VientoPilares2008.xls, en www.ingenieriaRural.com.

De ellas, obviamente la 2) es más favorable que la 4), por lo que comprobaremos las combinaciones 1), 3) y 4).

El pilar lateral se va a dimensionar como empotrado-libre en la dirección del pórtico, y empotrado-articulado en la dirección perpendicular al pórtico.

Se va a dimensionar con un perfil HEB (figura 2). Se calculará el soporte con las solicitaciones más desfavorables entre todas las combinaciones:

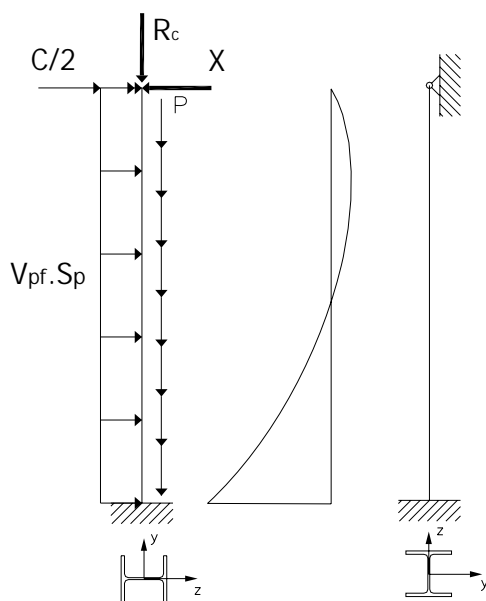


Figura 2. Pilar lateral frontal.

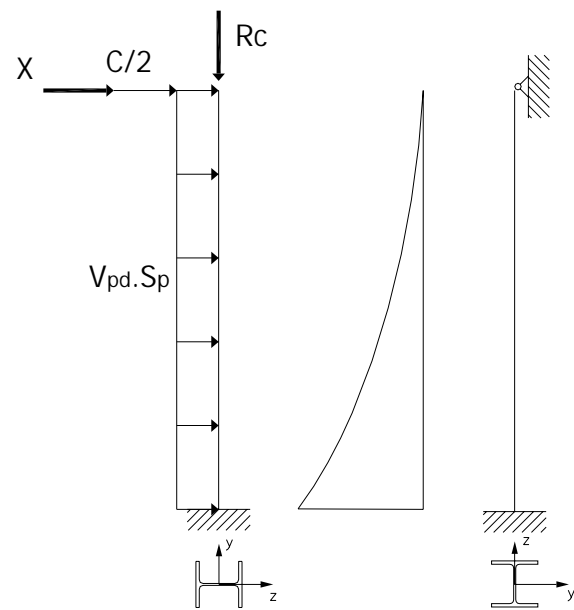


Figura 3. Pilar lateral dorsal.

1. Combinación 1: $V_{pf} = +1,17 \text{ kN/m}^2$ y $V_{pd} = +0,12 \text{ kN/m}^2$

En primer lugar se comprueba si se puede despreciar el efecto cortante del viento exterior, que para esta combinación es $+0,72 \text{ kN/m}^2$ en barlovento y $-0,33 \text{ kN/m}^2$ en sotavento.

Las fuerzas tangenciales originadas por la acción del viento, considerando una rugosidad media de 0,02, son:

- Barlovento: $0,72 \cdot 0,02 = 0,0144 \text{ kN/m}^2 < 0,117 \text{ kN/m}^2$
- Sotavento: $-0,33 \cdot 0,02 = -0,0066 \text{ kN/m}^2 < 0,012 \text{ kN/m}^2$

En ambos casos, como el valor no supera el 10 por ciento de la fuerza perpendicular debida al viento, puede despreciarse.

Las solicitaciones para las que hay que dimensionar el soporte son las que se producen en la sección del empotramiento. Las expresiones para su obtención están definidas en el Anejo 2, pero antes de emplearlas es necesario mejorar las cargas.

$$V_{pf,d} = \gamma_Q \cdot V_{pf} = 1,5 \cdot 1,17 = 1,755 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{pd,d} = \gamma_Q \cdot V_{pd} = 1,5 \cdot 0,12 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Los valores de V_{cf} y V_{cd} se obtienen a la hora de calcular la correa, o en la referencia http://www.ingenieriaRural.com/descarga/CTE_VientoPilares2008.xls, para la misma hipótesis de succión interior. Así, $V_{cf} = +0,59 \text{ kN/m}^2$ y $V_{cd} = +0,21 \text{ kN/m}^2$.

$$V_{cf,d} = \gamma_Q \cdot V_{cf} = 1,5 \cdot 0,59 = 0,885 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{cd,d} = \gamma_Q \cdot V_{cd} = 1,5 \cdot 0,21 = 0,315 \text{ kN/m}^2$$

$$X = \frac{3 \cdot S_p \cdot h}{16} \cdot (V_{pf} + V_{pd}) = \frac{3 \cdot 6 \cdot 5}{16} \cdot (1,755 + 0,18) = 10,88 \text{ kN}$$

$$C = (V_{cf} - V_{cd}) \cdot S_p \cdot f \cdot \text{sen} \alpha = (0,885 - 0,315) \cdot 6 \cdot 9,18 \cdot \text{sen} 11,31 = 6,16 \text{ kN}$$

Pilar frontal:

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (5 \cdot V_{pf} - 3 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h$$

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{6 \cdot 5}{16} \cdot (5 \cdot 1,755 - 3 \cdot 0,18) + \frac{6,16}{2} \right) \cdot 5 = 92,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = V_{pf} \cdot S_p \cdot h + \frac{C}{2} - X = 1,755 \cdot 6 \cdot 5 + \frac{6,16}{2} - 10,88 = 44,85 \text{ kN}$$

Pilar dorsal:

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (3 \cdot V_{pf} - 5 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h$$

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{6 \cdot 5}{16} \cdot (3 \cdot 1,755 - 5 \cdot 0,18) + \frac{6,16}{2} \right) \cdot 5 = 56,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = -V_{pd} \cdot S_p \cdot h + \frac{C}{2} + X = -0,18 \cdot 6 \cdot 5 + \frac{6,16}{2} + 10,88 = 8,56 \text{ kN}$$

2. Combinación 3: $V_{pf} = +0,09 \text{ kN/m}^2$ y $V_{pd} = -0,96 \text{ kN/m}^2$

Se comprueba si se desprecia el efecto cortante del viento exterior, que para esta combinación vuelve a ser $+0,72 \text{ kN/m}^2$ en barlovento y $-0,33 \text{ kN/m}^2$ en sotavento. Por tanto, como se ha comprobado anteriormente, se puede despreciar.

Las cargas de viento mayoradas son:

$$V_{pf,d} = \gamma_Q \cdot V_{pf} = 1,5 \cdot 0,09 = 0,135 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{pd,d} = \gamma_Q \cdot V_{pd} = 1,5 \cdot (-0,96) = -1,44 \text{ kN/m}^2$$

Los valores de V_{cf} y V_{cd} se obtienen a la hora de calcular la correa, o en la referencia http://www.ingenieriaRural.com/descarga/CTE_VientoPilares2008.xls, para la misma hipótesis de presión interior. Así, $V_{cf} = -1,65 \text{ kN/m}^2$ y $V_{cd} = -1,23 \text{ kN/m}^2$.

$$V_{cf,d} = \gamma_Q \cdot V_{cf} = 1,5 \cdot (-1,65) = -2,475 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{cd,d} = \gamma_Q \cdot V_{cd} = 1,5 \cdot (-1,23) = -1,845 \text{ kN/m}^2$$

$$X = \frac{3 \cdot S_p \cdot h}{16} \cdot (V_{pf} + V_{pd}) = \frac{3 \cdot 6 \cdot 5}{16} \cdot (0,135 - 1,44) = -7,34 \text{ kN}$$

$$C = (V_{cf} - V_{cd}) \cdot S_p \cdot f \cdot \text{sen} \alpha = (-2,475 - (-1,845)) \cdot 6 \cdot 9,18 \cdot \text{sen} 11,31 = -6,81 \text{ kN}$$

Pilar frontal:

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (5 \cdot V_{pf} - 3 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h$$

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{6 \cdot 5}{16} \cdot (5 \cdot 0,135 + 3 \cdot 1,44) - \frac{6,81}{2} \right) \cdot 5 = 29,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = V_{pf} \cdot S_p \cdot h + \frac{C}{2} - X = 0,135 \cdot 6 \cdot 5 - \frac{6,81}{2} + 7,34 = 7,99 \text{ kN}$$

Pilar dorsal:

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (3 \cdot V_{pf} - 5 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h$$

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{6 \cdot 5}{16} \cdot (3 \cdot 0,135 + 5 \cdot 1,44) - \frac{6,81}{2} \right) \cdot 5 = 54,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = -V_{pd} \cdot S_p \cdot h + \frac{C}{2} + X = +1,44 \cdot 6 \cdot 5 - \frac{6,81}{2} - 7,34 = 32,46 \text{ kN}$$

3. Combinación 4: $V_{pf} = -1,43 \text{ kN/m}^2$ y $V_{pd} = -1,43 \text{ kN/m}^2$

Se comprueba si se desprecia el efecto cortante del viento exterior, que para esta combinación es $-0,80 \text{ kN/m}^2$ en barlovento y $-0,80 \text{ kN/m}^2$ en sotavento.

Las fuerzas tangenciales originadas por la acción del viento, considerando una rugosidad media de 0,02, son:

- Barlovento: $-0,80 \cdot 0,02 = |-0,016| \text{ kN/m}^2 < 0,143 \text{ kN/m}^2$
- Sotavento: $-0,80 \cdot 0,02 = |-0,016| \text{ kN/m}^2 < 0,143 \text{ kN/m}^2$

En ambos casos, como el valor no supera el 10 por ciento de la fuerza perpendicular debida al viento, puede despreciarse.

Las cargas de viento mayoradas son:

$$V_{pf,d} = \gamma_Q \cdot V_{pf} = 1,5 \cdot (-1,43) = -2,145 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{pd,d} = \gamma_Q \cdot V_{pd} = 1,5 \cdot (-1,43) = -2,145 \text{ kN/m}^2$$

Los valores de V_{cf} y V_{cd} se obtienen a la hora de calcular la correa, o en la referencia http://www.ingenieriaRural.com/descarga/CTE_VientoPilares2008.xls, para la misma hipótesis de presión interior. Así, $V_{cf} = -1,31 \text{ kN/m}^2$ y $V_{cd} = -1,31 \text{ kN/m}^2$.

$$V_{cf,d} = \gamma_Q \cdot V_{cf} = 1,5 \cdot (-1,31) = -1,965 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{cd,d} = \gamma_Q \cdot V_{cd} = 1,5 \cdot (-1,31) = -1,965 \text{ kN/m}^2$$

$$X = \frac{3 \cdot S_p \cdot h}{16} \cdot (V_{pf} + V_{pd}) = \frac{3 \cdot 6 \cdot 5}{16} \cdot (-2,145 - 2,145) = -24,13 \text{ kN}$$

$$C = (V_{cf} - V_{cd}) \cdot S_p \cdot f \cdot \text{sen} \alpha = (-1,965 + 1,965) \cdot 6 \cdot 9,18 \cdot \text{sen} 11,31 = 0 \text{ kN}$$

Pilar frontal:

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (5 \cdot V_{pf} - 3 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h$$

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{6 \cdot 5}{16} \cdot (5 \cdot (-2,145) - 3 \cdot (-2,145)) - \frac{0}{2} \right) \cdot 5 = -40,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = V_{pf} \cdot S_p \cdot h + \frac{C}{2} - X = -2,145 \cdot 6 \cdot 5 - \frac{0}{2} + 24,13 = -40,22 \text{ kN}$$

Pilar dorsal:

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (3 \cdot V_{pf} - 5 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h$$

$$M_{Ed,y} = \left(\frac{6 \cdot 5}{16} \cdot (3 \cdot (-2,145) - 5 \cdot (-2,145)) + \frac{0}{2} \right) \cdot 5 = 40,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} = -V_{pd} \cdot S_p \cdot h + \frac{C}{2} + X = +2,145 \cdot 6 \cdot 5 - \frac{0}{2} - 24,13 = 40,22 \text{ kN}$$

Resumiendo los resultados obtenidos:

	Pilar frontal		Pilar dorsal	
	$M_{Ed,y}$	V_{Ed}	$M_{Ed,y}$	V_{Ed}
Combinación 1 $V_{pf} = +1,17$ $V_{pd} = +0,12$ (kN/m ²)	92,60	44,85	56,32	8,56
Combinación 3 $V_{pf} = +0,09$ $V_{pd} = -0,96$ (kN/m ²)	29,80	7,99	54,27	32,46
Combinación 4 $V_{pf} = -1,43$ $V_{pd} = -1,43$ (kN/m ²)	-40,22	-40,22	40,22	40,22

Por tanto, las solicitaciones del pilar frontal de la combinación 1 son las que van a determinar su dimensionado.

N_{Ed} depende del peso propio del pilar. Para tantear su valor, se realizará un predimensionamiento.

Predimensionamiento

La barra es empotrada libre en el plano del pórtico y empotrada-articulada en el plano longitudinal.

La limitación de la esbeltez reducida es de 2,0 ($\bar{\lambda}_k < 2,00$).

Las longitudes equivalentes de pandeo son:

$$L_{k,y} = \beta \cdot L = 2 \cdot 500 = 1000 \text{ cm}$$

$$L_{k,z} = \beta \cdot L = 0,7 \cdot 500 = 350 \text{ cm}$$

Las restricciones de los radios de giro son:

$$i_y > \frac{L_{k,y}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{10000}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{275}{210000}} = 57,6 \text{ mm}$$

$$i_z > \frac{L_{k,z}}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{3500}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{275}{210000}} = 20,2 \text{ mm}$$

El perfil HEB 140 es el primero que cumple estas condiciones⁷.

Por otro lado, teniendo en cuenta que todos los perfiles de la serie HEB en acero S275 pertenecen a las clases 1 ó 2, dependiendo de si la sollicitación es flexión o compresión, hasta el HEB 700⁸, se puede emplear también como criterio de predimensionamiento la restricción de flexión simple para este tipo de perfiles, aún sabiendo que nos hallamos en flexión compuesta. Así,

$$M_{Ed} \leq W_{pl} \cdot f_{yd}$$

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \cdot f_{yd} \rightarrow W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed}}{f_{yd}}$$

$$\text{Numéricamente: } W_{pl,y} \geq \frac{92,60 \cdot 10^6}{\frac{275}{1,05}} = 353564 \text{ mm}^3$$

En el Anejo 3 se puede comprobar que el perfil HEB 180 es el primero que cumple con esta restricción.

⁷ Ver Anejo 3.

⁸ Tabla 8.2 en el documento «Estructuras de acero. Bases de cálculo».

Por tanto, teniendo en cuenta que la sollicitación es flexocompresión, con existencia de esfuerzo cortante, se elige un perfil superior. Así, se tantea con un HEB 200.

Por tanto, como carga axial se tiene la reacción de la cercha más el peso propio del pilar mayorado:

$$N_{Ed} = 120 + 1,35 \cdot 0,613 \cdot 5 = 124,14 \text{ kN}$$

Comprobaciones

- Comprobación de resistencia (de la sección)
- Comprobación de la barra a flexión y compresión, que incluye:
 - Comprobación a pandeo en el plano de flexión
 - Comprobación a pandeo transversal

✓ **Comprobación de resistencia**

La sección del empotramiento está sometida a flexión y cortante⁹. Lo primero que se ha de comprobar es si puede despreciarse la reducción del momento plástico resistido por la sección debido al esfuerzo cortante.

Interacción momento-cortante

Si se cumple la condición $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ se puede despreciar el cortante.

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

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

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f^{10}$$

$$A_V = 7810 - 2 \cdot 200 \cdot 15 + (9 + 2 \cdot 18) \cdot 15 = 2485 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 2485 \cdot \frac{275}{\sqrt{3}} = 375759 \text{ N}$$

⁹ Apartado 4.6 del documento «Estructuras de acero. Cálculo plástico de secciones».

¹⁰ A_V y $V_{pl,Rd}$ se pueden obtener directamente en el Anejo 3.

Como $V_{Ed} = 44,85$ kN, se cumple que $V_{Ed} = 44,85 \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 187,88$ kN

Por tanto, no se va a tener en cuenta la interacción entre momento y cortante.

Comprobación a flexión compuesta sin cortante¹¹

El efecto del axil puede despreciarse en perfiles en doble te si no llega a la mitad de la resistencia a tracción del alma.

El área del alma es:

$$A_w = (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r) \cdot t_w = (200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 18) \cdot 9 = 1206 \text{ mm}^2$$

La resistencia a tracción del alma, en secciones de Clase 1 y 2, viene dada por:

$$N_{pl,w} = A_w \cdot f_{yd} = 1206 \cdot \frac{275}{1,05} = 315857 \text{ N}$$

Por tanto, como $N_{Ed} = 124,14 < 0,5 \cdot N_{pl,w} = 157,93$ kN, se puede despreciar el efecto del axil.

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

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

Como el momento $M_{z,Ed}$ es nulo y se desprecia el axil, la expresión anterior se simplifica, quedando:

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

$$M_{pl,Rdy} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 642 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05} = 1,68143 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{Por tanto, } \frac{92,60 \cdot 10^6}{1,68143 \cdot 10^8} = 0,55 < 1$$

¹¹ Apartado 4.7 del documento «Estructuras de acero. Cálculo plástico de secciones».

✓ Comprobación a flexión y compresión¹²

La comprobación se llevará a cabo con las fórmulas siguientes:

- En todas las piezas:

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

Además

- En piezas susceptibles de pandeo por torsión:

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

Como el momento $M_{z,Ed}$ es nulo, las expresiones anteriores se simplifican, quedando:

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

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Al ser un perfil de Clase 1, $A^*=A$, $W_y=W_{pl,y}$, $\alpha_y=0,6$, $e_{N,y}=0$ (tabla 6.12).

Comprobación a pandeo¹³

Como ya se ha indicado, las longitudes equivalentes de pandeo son:

$$L_{k,y} = \beta \cdot L = 2 \cdot 1000 = 1000 \text{ cm}$$

$$L_{k,z} = \beta \cdot L = 0,7 \cdot 500 = 350 \text{ cm}$$

Se van a calcular los coeficientes de reducción por pandeo de cada eje.

$$\text{HEB 200 (A=78,1 cm}^2, I_y=5696 \text{ cm}^4, I_z=2003 \text{ cm}^4, I_T=63,4 \text{ cm}^4)$$

¹² Apartado 5.5 del documento «Estructuras de acero. Cálculo plástico de secciones».

¹³ Apartado 5.2.1 del documento «Estructuras de acero. Cálculo plástico de secciones».

Alrededor del eje y-y

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{k,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5696 \cdot 10^4}{10000^2} = 1180563 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{7810 \cdot 275}{1180563}} = 1,35$$

Se determina la curva de pandeo que le corresponde al perfil HEB 200 alrededor del eje y-y.

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1, t = 15 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Al perfil HEB 200 le corresponde una curva de pandeo *b* (tabla 6.2).

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2 \right]$$

$\alpha=0,34$ (tabla 6.3). Por tanto

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (1,35 - 0,2) + 1,35^2 \right] = 1,61$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} = \frac{1}{1,61 + \sqrt{1,61^2 - 1,35^2}} = 0,40 < 1$$

Alrededor del eje z-z

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{k,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2003 \cdot 10^4}{3500^2} = 3388940 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{7810 \cdot 275}{3388940}} = 0,80$$

Al perfil HEB 200 le corresponde una curva de pandeo *c* alrededor del eje z-z (tabla 6.2).

$\alpha=0,49$ (tabla 6.3). Por tanto

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,80 - 0,2) + 0,80^2 \right] = 0,97$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} = \frac{1}{0,97 + \sqrt{0,97^2 - 0,80^2}} = 0,66 < 1$$

Determinación del coeficiente k_y (tabla 6.13)

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

$$N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Por ser una sección de clase 1, $A^*=A$.

$$\text{Así, } k_y = 1 + (1,00 - 0,2) \cdot \frac{124,14 \cdot 10^3}{0,40 \cdot 7810 \cdot \frac{275}{1,05}} = 1,12$$

Determinación del coeficiente $c_{m,y}$ (tabla 6.14)

El diagrama de momentos flectores es parabólico, con momento nulo en el extremo superior del pilar, por lo que $\Psi=0$. $\alpha = \frac{M_s}{M_h}$ tiene un valor negativo e inferior a la unidad, pues M_s y M_h son de signo diferente, siendo este último el momento en el empotramiento, o sea, el momento mayor.

El momento positivo M_s viene dado por la expresión [7] del Anejo 2. Así:

$$M_s = \frac{\left(x - \frac{C}{2}\right)^2}{2 \cdot (V_{pf} \cdot S_p)} = \frac{\left(10,88 - \frac{6,16}{2}\right)^2}{2 \cdot (1,755 \cdot 6)} = 2,89 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

El momento negativo M_h es M_{Ed} , de valor -92,60 m·kN.

$$\text{Por tanto, } \alpha = \frac{M_s}{M_h} = \frac{2,89}{-92,60} = 3,12 \cdot 10^{-2}$$

$$c_{m,y} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4 \rightarrow c_{m,y} = 0,4$$

De todas formas, en el DB SE-A, se recoge que «en las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras debe tomarse $c_m = 0,9$ ». Por tanto, se adopta $c_{m,y} = 0,9$.

Comprobación a pandeo lateral¹⁴

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right]$$

Para el perfil HEB 200, como h/b=1, corresponde una curva de pandeo *a* y un valor del coeficiente de imperfección $\alpha_{LT}=0,21$.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se calcula mediante:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2}$$

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_C} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z}$$

C_1 , para un soporte empotrado-libre, con una distribución de momentos flectores triangular, se puede adoptar 1,88.

Al no disponerse de mayor información, se adopta como longitud de pandeo lateral (distancia entre apoyos laterales que impidan el pandeo lateral) la altura del pilar, por lo que se supone que no existen restricciones en puntos intermedios. Por tanto,

$$M_{LTv} = 1,88 \cdot \frac{\pi}{5000} \cdot \sqrt{81000 \cdot 63,4 \cdot 10^4 \cdot 210000 \cdot 2003 \cdot 10^4} = 549003329 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_{LTW} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_C^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2$$

En un HEB 200, $i_{f,z}=53,4 \text{ mm}$

$$M_{LTW} = 570 \cdot 10^3 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000}{5000^2} \cdot 1,88 \cdot 53,4^2 = 253334449 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{549003329^2 + 253334449^2} = 604634599 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

¹⁴ Apartado 5.3.1 del documento «Estructuras de acero. Cálculo plástico de secciones».

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{642 \cdot 10^3 \cdot 275}{604634599}} = 0,54$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,54 - 0,2) + 0,54^2] = 0,68$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,68 + \sqrt{0,68^2 - 0,54^2}} = 0,91$$

Determinación del coeficiente $c_{m,LT}$ (tabla 6.14)

El diagrama de momentos flectores es parabólico, siendo nulo en el extremo libre, por lo que $\Psi=0$, y

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

Determinación del coeficiente $k_{y,LT}$ (tabla 6.13)

$$k_{y,LT} = \min \left\{ 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{c_{m,LT} - 0,25} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}; 0,6 + \bar{\lambda}_z \right\}$$

$$\text{Así, } k_{y,LT} = \min \left\{ 1 - \frac{0,1 \cdot 0,80}{0,6 - 0,25} \cdot \frac{124,14 \cdot 10^3}{0,66 \cdot 7810 \cdot \frac{275}{1,05}}; 0,6 + 0,64 \right\}$$

$$k_{y,LT} = \min\{0,98; 1,24\} = 0,98$$

Comprobaciones:

De este modo, las dos condiciones a comprobar se escriben:

$$\frac{124,14 \cdot 10^3}{0,40 \cdot 7810 \cdot \frac{275}{1,05}} + 1,12 \cdot \frac{0,9 \cdot 92,60 \cdot 10^6 + 0 \cdot 124,14 \cdot 10^3}{0,91 \cdot 642 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,76 < 1$$

$$\frac{124,14 \cdot 10^3}{0,66 \cdot 7810 \cdot \frac{275}{1,05}} + 0,98 \cdot \frac{92,60 \cdot 10^6 + 0 \cdot 124,14 \cdot 10^3}{0,91 \cdot 642 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,69 < 1$$

Por tanto, el perfil HEB 200 es admisible.

Anejo 1

Viento en paramentos verticales

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

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

siendo:

- q_b Presión dinámica del viento. Esta presión vale 0,42, 0,45 ó 0,52 kN/m² en función de la zona geográfica A, B o C, en la que se encuentre la edificación (Anejo D, apartado D.1 del DB SE-AE).
- C_e Coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Para determinar el coeficiente de exposición de un pilar se tendrá en cuenta la altura de éste.

Este valor se puede obtener de la tabla 3.3 del DB SE-AE o mediante las expresiones generales que se describen en el Anejo D, apartado D.2 del mismo documento.

Tabla 3.3 Valores del coeficiente de exposición c_e

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

- C_p Coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie.

Si el edificio presenta grandes huecos¹⁵ la acción de viento genera, además de presiones en el exterior, presiones en el interior, que se suman a las anteriores.

¹⁵ El término *grandes huecos* es muy impreciso. Argüelles, en cálculos de naves convencionales, se acoge a la inexistencia de grandes huecos para despreciar en el cálculo las presiones interiores.

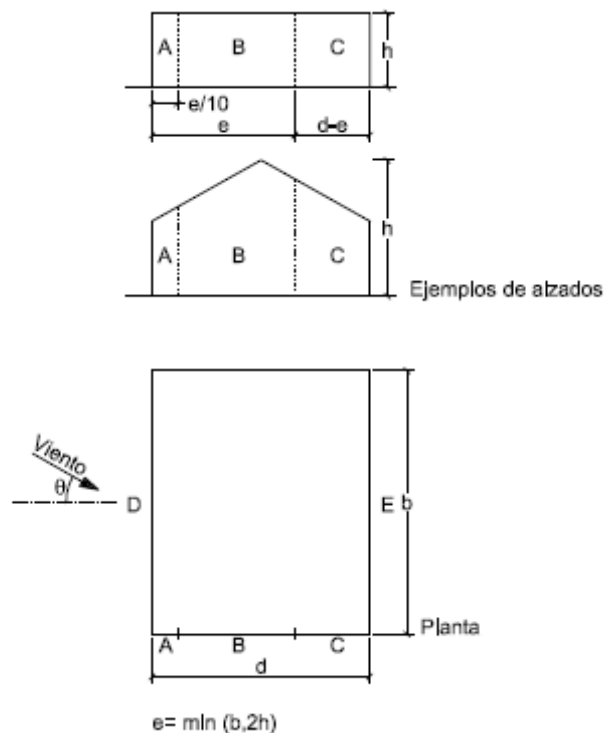


Figura 3. Viento sobre paramentos verticales.

Tabla D.1 DB SE-AE. Paramentos verticales.

A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"		0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Puede comprobarse que si $e > d$ no existe la zona C.

Si se desea obtener valores máximos, puede observarse como la única zona de presión es la zona D de barlovento, mientras que la máxima succión se da

¹⁶ Si $h/d \geq 4$, $C_{pi} = +0,4$ y $C_{pe} = -0,3$. Para valores intermedios de la esbeltez en el plano paralelo al viento, los valores se interpolan

siempre en la zona A.

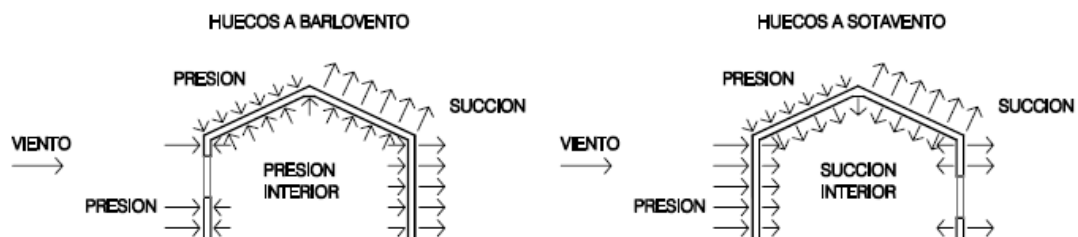
Si se desea estudiar las acciones del viento sobre los dos pilares del pórtico, debe tenerse en cuenta la succión producida en la zona E (barlovento).

El coeficiente eólico de presión interior, C_{pi} , se considera único en todos los paramentos interiores del edificio. Para la determinación de la presión interior, en edificios de una sola planta, se considerará como coeficiente de exposición el correspondiente a la altura del punto medio del hueco, salvo que exista un hueco dominante, en cuyo caso el coeficiente de exposición será el correspondiente a la altura media de dicho hueco. Si el edificio tiene varias plantas se considerará la altura media de la planta analizada.

Un hueco se considera dominante si su área es por lo menos diez veces superior a la suma de las áreas de los huecos restantes.

Tabla 3.5 Coeficientes de presión interior

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



En naves industriales, donde lo normal¹⁶ es que $\frac{h}{d} \leq 1$, $C_{pi} = +0,7$ cuando

$\frac{H_s}{H_T} = 0$ (área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos),

y $C_{pi} = -0,5$ cuando $\frac{H_s}{H_T} = 1$.

Por tanto, para pilares la situación más desfavorable corresponde a:

- Pilar frontal: Si predomina el efecto de la presión exterior sobre la succión exterior, el valor del coeficiente de presión interior más desfavorable es $C_{pi} = -0,5$, dirigido hacia la derecha, con lo que se suma al valor de la presión. Por el contrario, si predomina el efecto de la succión exterior sobre la presión exterior, el valor del coeficiente de presión interior más desfavorable es $C_{pi} = +0,7$, dirigido hacia la izquierda, con lo que se suma

al valor de la succión.

- Pilar dorsal: Si predomina el efecto de la presión exterior sobre la succión exterior, el valor del coeficiente de presión interior más desfavorable es $C_{pi} = -0,5$, dirigido hacia la izquierda, con lo que se suma al valor de la presión. Por el contrario, si predomina el efecto de la succión exterior sobre la presión exterior, el valor del coeficiente de presión interior más desfavorable es $C_{pi} = +0,7$, dirigido hacia la derecha, con lo que se suma al valor de la succión.

Resumiendo, la acción de viento, o presión estática, se expresa como:

$$q_e = q_b \cdot (C_e \cdot C_{pe} + C_{ei} \cdot C_{pi})$$

siendo C_{ei} el coeficiente de exposición correspondiente a la altura del punto medio del hueco, que, para quedarnos genéricamente del lado de la seguridad, consideraremos igual a 2/3 de la altura del pilar.

La acción de viento genera además fuerzas tangenciales paralelas a la superficie. Se calculan como el producto de la presión exterior por el coeficiente de rozamiento, de valor igual a 0,01 si la superficie es muy lisa, por ejemplo de acero o aluminio, 0,02 si es rugosa como en el caso de hormigón, y 0,04 si es muy rugosa, como en el caso de existencia de ondas, nervadura o pliegues. En las superficies a barlovento y sotavento no será necesario tener en cuenta la acción del rozamiento si su valor no supera el 10% de la fuerza perpendicular debida a la acción del viento.

Anejo 2 Viento en pilares

Los pilares de las naves industriales están sometidos a flexocompresión.

La compresión la producen las cargas verticales (fundamentalmente las cargas permanentes y sobrecargas procedentes de la cubierta), mientras que la flexión la provocan las cargas horizontales (principalmente las cargas de viento y las imperfecciones geométricas equivalentes, en el caso de que se deban tener en cuenta).

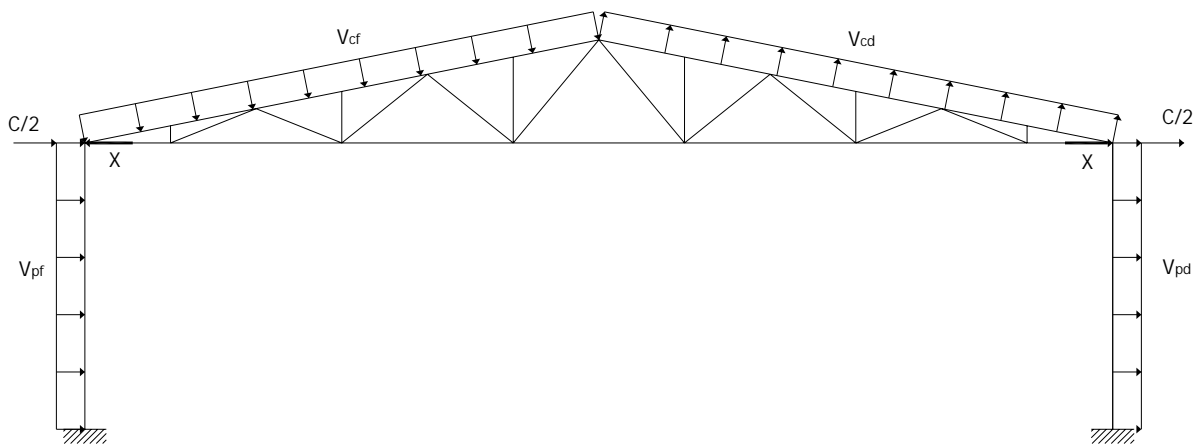


Figura 4. Acciones debidas al viento sobre un pórtico.

Para el cálculo de los momentos máximos se parte de una hipótesis fundamental: La cubierta se considera como una viga de rigidez infinita, ya que las deformaciones que tenga por compresión o tracción son despreciables en comparación con las deformaciones de flexión de los pilares.

Esto se traduce en que las flechas en los extremos libres de los pilares son iguales.

En el pórtico de la figura 4, sometido a la acción del viento, se han reflejado las cargas sobre el pilar frontal V_{pf} y dorsal V_{pd} , así como sobre el faldón de cubierta frontal V_{cf} y dorsal V_{cd} . La componente horizontal del viento C sobre la cubierta se puede considerar aplicada por partes iguales en los extremos de los soportes. Así, igualando las flechas, se tiene:

$$\frac{(V_{pf} \cdot S_p) \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot I} + \frac{C}{2} \cdot h^3 - \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{(V_{pd} \cdot S_p) \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot I} + \frac{C}{2} \cdot h^3 + \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

de donde

$$X = \frac{3 \cdot S_p \cdot h}{16} \cdot (V_{pf} - V_{pd})$$

siendo S_p la separación entre pórticos.

De acuerdo con el DB SE-AE, se toma como valor positivo de las cargas el que provoca presión sobre los elementos del pórtico, y negativo el que provoca succión en los mismos. Por tanto, para hacer compatible la deducción matemática con los signos de las cargas descritos, la expresión anterior puede escribirse:

$$X = \frac{3 \cdot S_p \cdot h}{16} \cdot (V_{pf} + V_{pd}) \quad [1]$$

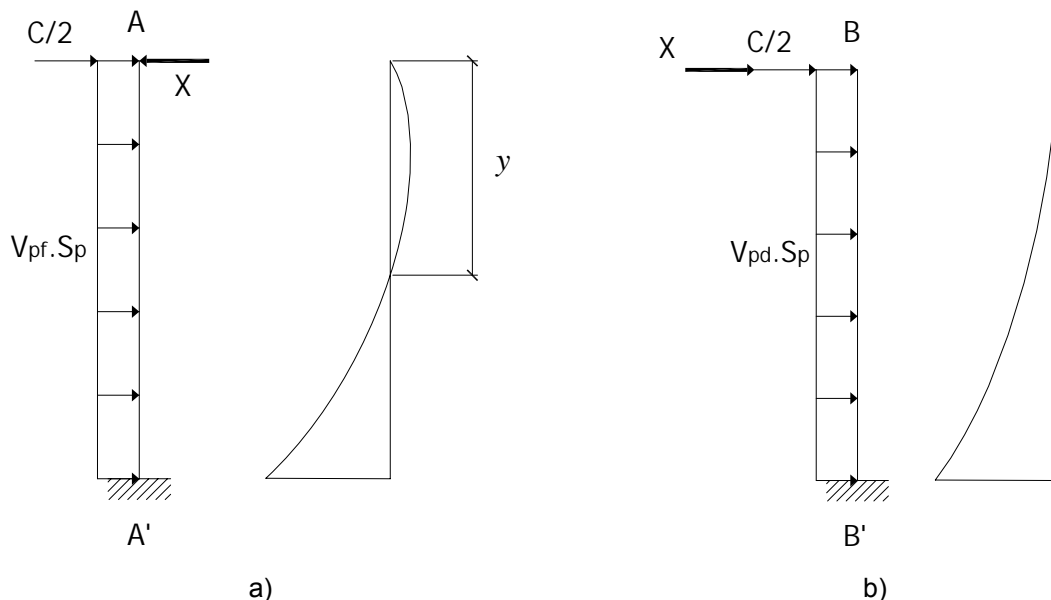


Figura 5. Cargas que actúan sobre los pilares y diagramas de momentos.

El momento en el pilar frontal (figura 5a) será:

$$M_y = \left(\frac{V_{pf} \cdot S_p}{2} \cdot y + \frac{C}{2} - X \right) \cdot y$$

El momento se hace nulo en:

- $y=0$
- $y = \frac{X - \frac{C}{2}}{\frac{V_{pf} \cdot S_p}{2}} = \frac{2 \cdot X - C}{V_{pf} \cdot S_p}$

El momento máximo se produce para $y=h$, de valor:

$$M_{\max,f} = \left(\frac{V_{pf} \cdot S_p}{2} \cdot h + \frac{C}{2} - X \right) \cdot h = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (5 \cdot V_{pf} + 3 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h$$

Del mismo modo, para hacer generalizable la deducción matemática con los signos de las cargas, la expresión anterior se puede escribir como:

$$M_{\max,f} = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (5 \cdot V_{pf} - 3 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h \quad [2]$$

El momento en el pilar dorsal (figura 5b) será:

$$M_y = \left(\frac{V_{pd} \cdot S_p}{2} \cdot y + \frac{C}{2} + X \right) \cdot y$$

El momento máximo se produce para $y=h$, de valor:

$$M_{\max,d} = \left(\frac{V_{pd} \cdot S_p}{2} \cdot h + \frac{C}{2} + X \right) \cdot h = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (3 \cdot V_{pf} + 5 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h$$

Para hacer generalizable la deducción matemática con los signos de las cargas, la expresión anterior se puede escribir como:

$$M_{\max,d} = \left(\frac{S_p \cdot h}{16} \cdot (3 \cdot V_{pf} - 5 \cdot V_{pd}) + \frac{C}{2} \right) \cdot h \quad [3]$$

La componente horizontal del viento C sobre la cubierta vale:

$$C = (V_{cf} - V_{cd}) \cdot S_p \cdot f \cdot \text{sen} \alpha \quad [4]$$

El esfuerzo cortante máximo en la base del pilar frontal es:

$$V_{\max,f} = V_{pf} \cdot S_p \cdot h + \frac{C}{2} - X \quad [5]$$

Y en la base del pilar dorsal:

$$V_{\max,d} = -V_{pd} \cdot S_p \cdot h + \frac{C}{2} + X \quad [6]$$

Para determinar el momento positivo del pilar frontal, necesario para obtener el coeficiente α , con el que a su vez determinar el coeficiente $c_{m,y}$ en las comprobaciones a flexocompresión, se tiene la expresión:

$$M_{\max+} = \frac{\left(X - \frac{C}{2}\right)^2}{2 \cdot (V_{pf} \cdot S_p)} \quad [7]$$

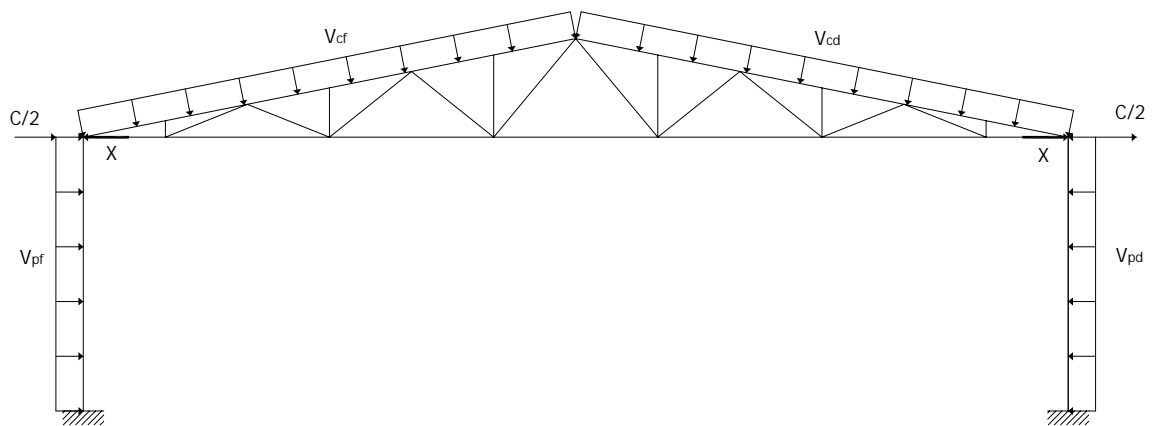


Figura 6. Sentido positivo de las cargas de viento V_{cf} , V_{cd} , V_{pf} y V_{pd} , así como de C y X .

Anejo 3 Perfiles HEB

HEB	DIMENSIONES (mm)					SECC. A ·10 ² (mm ²)	PESO P (N/m)	REFERIDO AL EJE y-y				REFERIDO AL EJE z-z				HEB	
	h	b	t _w	t _f	r			d	I _y ·10 ⁴ (mm ⁴)	W _y ·10 ³ (mm ³)	i _y (mm)	W _{ply} ·10 ³ (mm ³)	I _z ·10 ⁴ (mm ⁴)	W _z ·10 ³ (mm ³)	i _z (mm)		W _{plz} ·10 ³ (mm ³)
100	100	100	6,0	10,0	12	56	26,0	200	450	90	41,6	104	167	33	25,3	51	100
120	120	120	6,5	11,0	12	74	34,0	262	864	144	50,4	165	318	53	30,6	81	120
140	140	140	7,0	12,0	12	92	43,0	331	1509	216	59,3	246	550	79	35,8	120	140
160	160	160	8,0	13,0	15	104	54,3	418	2492	311	67,8	354	889	111	40,5	170	160
180	180	180	8,5	14,0	15	122	65,3	502	3831	426	76,6	482	1363	151	45,7	231	180
200	200	200	9,0	15,0	18	134	78,1	601	5696	570	85,4	642	2003	200	50,7	306	200
220	220	220	9,5	16,0	18	152	91,0	701	8091	736	94,3	828	2843	258	55,9	394	220
240	240	240	10,0	17,0	21	164	106,0	816	11259	938	103,0	1050	3923	327	60,8	499	240
260	260	260	10,0	17,5	24	177	118,4	912	14919	1150	112,0	1280	5135	395	65,8	603	260
280	280	280	10,5	18,0	24	196	131,4	1010	19270	1380	121,0	1530	6595	471	70,9	718	280
300	300	300	11,0	19,0	27	208	149,1	1148	25166	1680	130,0	1870	8565	571	75,8	871	300
320	320	300	11,5	20,5	27	225	161,3	1246	30823	1930	138,0	2140	9239	616	75,7	940	320
340	340	300	12,0	21,5	27	243	170,9	1315	36656	2160	146,0	2400	9690	646	75,3	986	340
360	360	300	12,5	22,5	27	261	180,6	1393	43193	2400	155,0	2680	10140	676	74,9	1030	360
400	400	300	13,5	24,0	27	298	197,8	1521	57680	2880	171,0	3240	10819	721	74,0	1100	400
450	450	300	14,0	26,0	27	344	218,0	1678	79887	3580	191,0	3980	11721	781	73,3	1200	450
500	500	300	14,5	28,0	27	390	238,6	1834	107176	4290	212,0	4820	12624	842	72,7	1290	500
550	550	300	15,0	29,0	27	438	254,1	1952	136691	4970	232,0	5600	13077	872	71,7	1340	550
600	600	300	15,5	30,0	27	486	270,0	2080	171041	5700	252,0	6420	13530	902	70,8	1390	600

Valores de agotamiento para $f_y=275 \text{ N/mm}^2$

HEB	f _y (N/mm ²)	A _v (mm ²)	V _{pl,Rdy} (N)	A _v (mm ²)	V _{pl,Rdz} (N)	N _{plw} (N)	N _{pl,Rd} (N)	M _{pl,Rdy} (N.mm)	M _{pl,Rdz} (N.mm)	HEB
100	275	900	136089,7	2264	342341,2	88000,0	680952,4	27238095,2	13357142,9	100
120	275	1095,5	165651,4	2919	441384,3	125976,2	890476,2	43214285,7	21214285,7	120
140	275	1312	198388,5	3656	552826,6	168666,7	1126190,5	64428571,4	31428571,4	140
160	275	1764	266735,8	4598	695267,2	217904,8	1422142,9	92714285,7	44523809,5	160
180	275	2029	306806,7	5493	830600,8	271595,2	1710238,1	126238095,2	60500000,0	180
200	275	2485	375758,8	6604	998596,0	315857,1	2045476,2	168142857,1	80142857,1	200
220	275	2788	421575,7	7656	1157669,8	378190,5	2383333,3	216857142,9	103190476,2	220
240	265	3324	484347,4	8960	1305581,4	413904,8	2675238,1	265000000,0	125938095,2	240
260	265	3755	547149,4	10070	1467322,0	446714,3	2988190,5	323047619,0	152185714,3	260
280	265	4113	599314,3	11082	1614782,7	519400,0	3316285,7	386142857,1	181209523,8	280
300	265	4745	691404,4	12622	1839179,5	577447,6	3763000,0	471952381,0	219823809,5	300
320	265	5172,75	753732,8	13542,5	1973307,6	653035,7	4070904,8	540095238,1	237238095,2	320
340	265	5609	817299,8	14174	2065324,9	735942,9	4313190,5	605714285,7	248847619,0	340
360	265	6056,25	882469,6	14797,5	2156176,4	823392,9	4558000,0	676380952,4	259952381,0	360
400	265	7000	1019985,5	15757	2295987,3	1015328,6	4992095,2	817714285,7	277619047,6	400
450	265	7968	1161034,9	16984	2474776,2	1215466,7	5501904,8	1004476190,5	302857142,9	450
500	265	8978	1308204,2	18205	2652690,8	1427214,3	6021809,5	1216476190,5	325571428,6	500
550	265	10011	1458724,9	18840	2745218,1	1658142,9	6413000,0	1413333333,3	338190476,2	550
600	265	11085	1615219,9	19467	2836579,6	1901185,7	6814285,7	1620285714,3	350809523,8	600

Pandeo lateral

HEB	i _{f,z} (mm)	I _T ·10 ⁴ (mm ⁴)	I _a ·10 ⁶ (mm ⁶)	b _{LT,v} ·10 ⁶ (N·mm ²)	b _{LT,w} ·10 ⁹ (N·mm ²)	HEB
100	26,8	9,34	3375	161821	133977	100
120	32,2	14,9	9410	282039	309452	120
140	37,5	22,5	22480	455800	629557	140
160	42,7	33,2	47940	703918	1175263	160
180	48,0	46,5	93750	1031517	2034282	180
200	53,4	63,4	171100	1460115	3368809	200
220	58,7	84,4	295400	2007066	5256214	220
240	64,1	110	486900	2691581	7987998	240
260	69,6	130	753700	3347680	11546101	260
280	74,8	153	1130000	4115808	16002997	280
300	80,1	192	1688000	5254318	22340524	300
320	79,9	241	2069000	6113966	25537002	320
340	79,6	278	2454000	6724908	28366054	340
360	79,3	320	2883000	7380674	31280714	360
400	78,4	394	3817000	8459481	36689657	400
450	77,9	500	5258000	9919034	44650087	450
500	77,3	625	7018000	11509078	53129450	500
550	76,5	701	8856000	12405524	60283478	550
600	75,7	783	10965000	13336191	67699530	600