

Eliminación del pilar 11A

ESTUDIO TÉCNICO

Se valora la posibilidad de suprimir el pilar P11A en una construcción existen en calle Caballerías de Logroño

COITIR nº1378

Eduardo Prieto Ulecía

05/06/2023



Contenido

1. Introducción	3
2. Estado actual	3
3. Caculo de peso soportado por el pilar	4
4. Cálculos para su retirada	6
5. Pasos a seguir en proceso	7
6. Justificación de las vigas y de los empresillados	9

1. Introducción

En la calle Caballerías nº 11 de Logroño se encuentra un edificio de reciente construcción, pero con la norma aplicada de EHE-08

Dicho edificio está realizado con materiales semiprefabricados de hormigón. Pilares prefabricados, vigas semiprefabricadas y paneles planos. Son la empresa Rubiera Burgos.

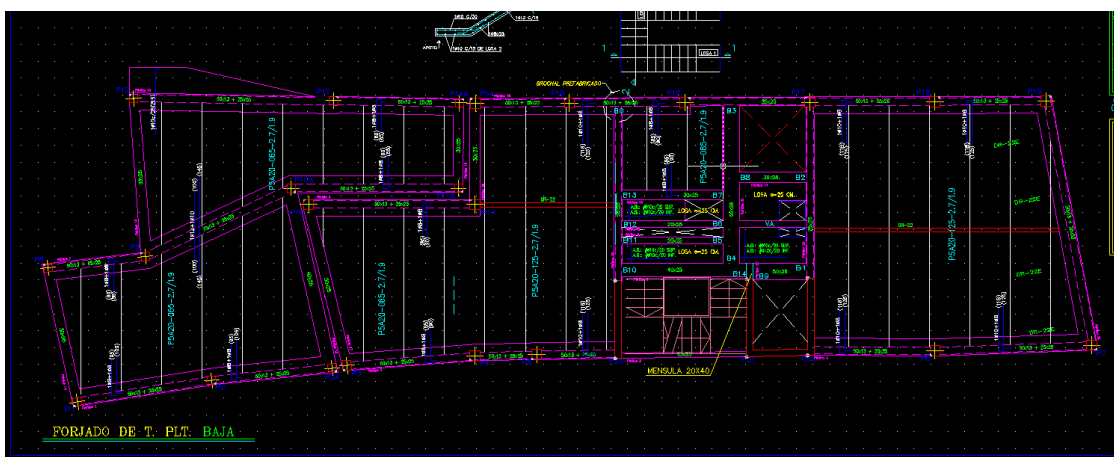
Las sobrecargas consideradas son las normales 200kgr. de uso y 200kgr. de muertas.

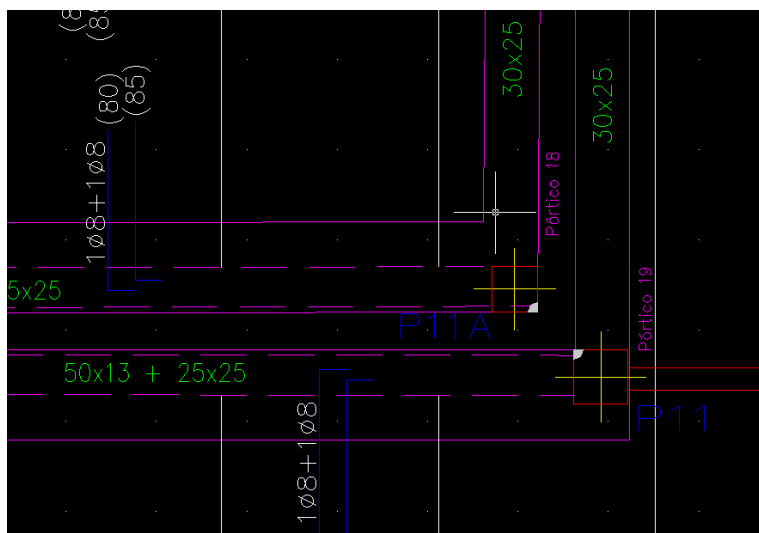
Ahora por necesidades del local se necesita la retirada de un pilar (o trasladarlo)

2. Estado actual

El pilar que ha de ser retirado es el pilar 11 A que esta junto al pilar 11.

Este pilar se puso para soportar la parte del local que no tiene encima viviendas (el patio de la casa) y que se realizo con una estructura independiente del edificio. Lo cual ayuda mucho a simplificar las cosas.

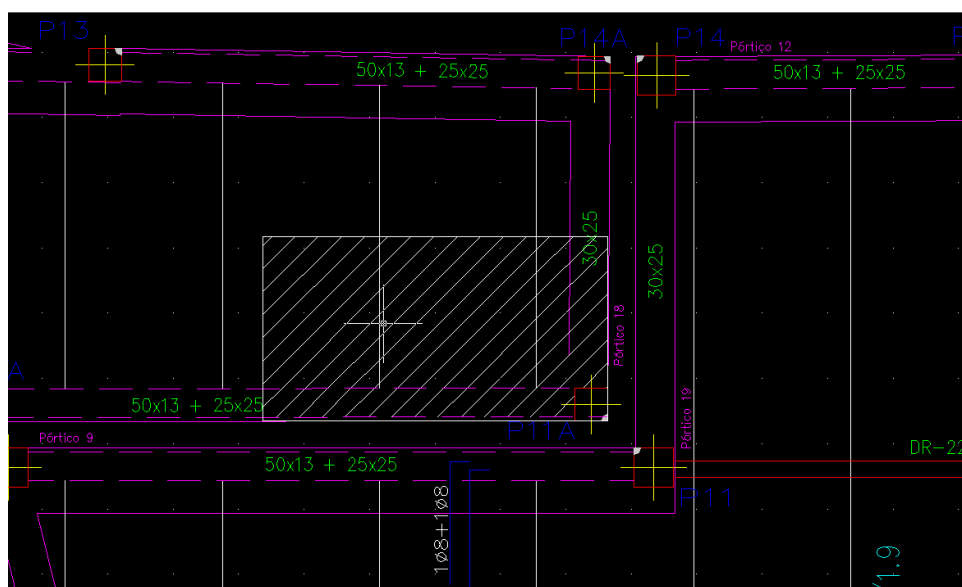


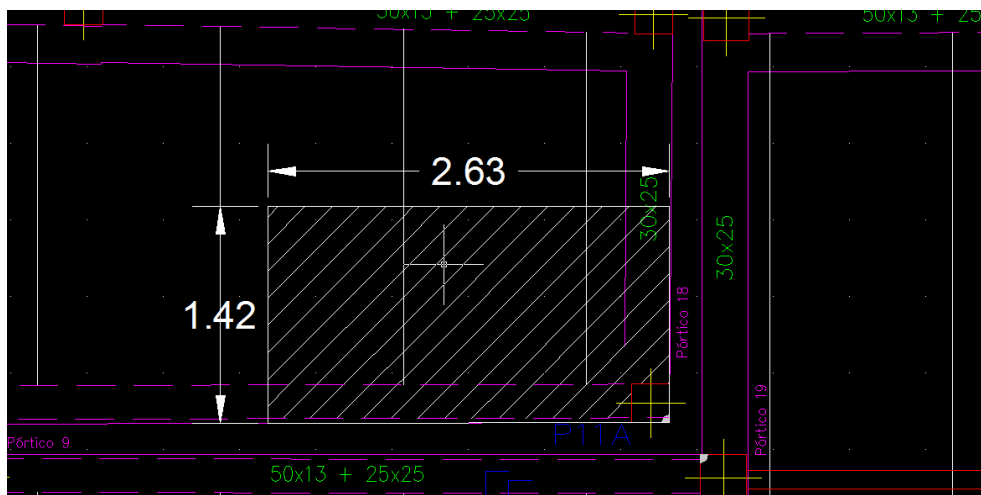


como podemos ver el P11A recoge los pórticos 18 y el pórtico 7 y se ve claramente como las dos estructuras están diferenciadas.

3. Caculo de peso soportado por el pilar

Señalamos en el plano el área que debe recaer sobre el pilar





buscamos en el cuadro las características de los pesos aplicados
para multiplicarlo por la superficie que tenemos



Peso forjado 6.99 KN/m²

área = 2.63*1.42 =3.73 m²

Peso soportado por el pilar 6.99x 3.73 =26.10 KN =26.100 Kg

aplicamos un factor de seguridad 1.5

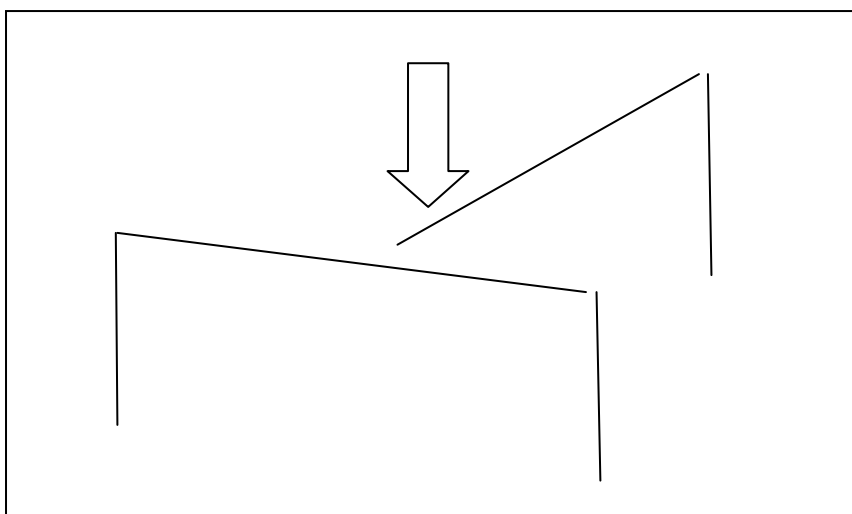
y el resultado nos das 39.157 KN

4. Cálculos para su retirada

Lo primero que tenemos que valorar es la Opción elegida para la retira del pilar

Se va a cargar el peso de este pilar sobre tres pilares existentes en el punto más cercano

Esquema para el caculo



la fuerza la vamos a repartir entre el P10-P11 y P14A

El método será crear un empestillado a cada uno de los dos pilares y luego una viga que los una para repartir cargas.

Al empresillar estos pilares los reforzamos y hacemos que trabaje básicamente el empestillado, cálculo es para que el empresillado por sí solo soporte toda la carga añadida.

Lo primero que hacemos es meter la estructura nosotros al completo para simular las cargas que llegan a los pilares y saber cómo afecta a la cimentación que para nuestro caso es una losa

Una vez simulado el estado actual y como era de esperar cumple todo

Retiramos el pilar y creamos la nueva situación

La primera consideración es ver que la cimentación sigue aguantando sin problema,

La losa no nos pide más grosor ni se incrementa significativamente la tensión sobre el terreno.

Revisamos el pilar. Los pilares que están actualmente son pilares prefabricados con una gran resistencia que en caso que fuese necesario podríamos llegar a hacerles un ensayo para verificar que su resistencia es mayor de la calculada teóricamente.

Pero no se ve la necesidad, soporta justo, pero aguantaría la carga actual más la añadida si fuese necesaria, (todo ello con sus coeficientes de seguridad)

Pero como hemos comentado antes esto no se realiza así

Nosotros calculamos un nuevo pilar para "sumarlo" al existente y así tener la seguridad

El cálculo de las vigas calculas primero calculando para hacerlas resistentes, luego no interesa que su flecha lo más próxima a cero posibles (muy rígidas para que no nos el forjado no tenga ningún desplazamiento vertical

5. Pasos a seguir en proceso

1º Empesillado de los pilares 10 y 11

2º colocación de la viga que une estos dos pilares empesillados, esta viga no tendrá unión a la superior no se pone mortero de contacto y, de esta manera seguimos separado las dos estructuras.

3º empestillado del pilar 14 a

4º apuntalado de la zona con el número de puntales según planos adjunto y con número de puntales calculados y en su posición marcada y suficientemente apretados

5º cortar pilar 11 A primero en la cabeza

Posteriormente unos 60 cm hacia debajo de la cabeza, una vez retirado esta parte, ya podemos cortar restodel pilar, los apuntalamos por las cuatro caras con puntales inclinados para que no se caiga encima al cortarlo y procedemos al corte.

Debemos tener en cuenta que un pilar de esas dimensiones el peso será aproximadamente de 500 kg, que su caída libre puede ser muy peligrosa.

6º Una vez retirado el pilar ya procedemos a la planificación de la zona superior del forjado, esto se realiza para que nos afecte la rugosidad a la viga que pondremos posteriormente.

7º Pintamos la zona de armadura expuestas has quedado con punta pintura antioxidante, la idea es que esas zonas que ahora noesta protegidas con el hormigón no sean un conducto para llevar el óxido a esa zona de la estructura.

8º ponemos la nueva viga.

Esta viga lleva en su parte superior un mortero sin retracción, y la ponemos en contacto con como se indica en plano con la partesuperior y la apuntamos apretándola hacia arriba . Solo cuando está en esta posición y hemos visto que el mortero sin retracción no ha dejado huecos ente la vigametálica y la de hormigón, porcederemos a su soldadura en la viga que un el pilar 10-11 y al pilar 14 A preparado.

9º Un vez soldado, recomendamos desapuntar la zona apuntalada, (a exacción de la viga montada que sigue apuntalada. La idea es que entre plena carga el forjado contra la viga.

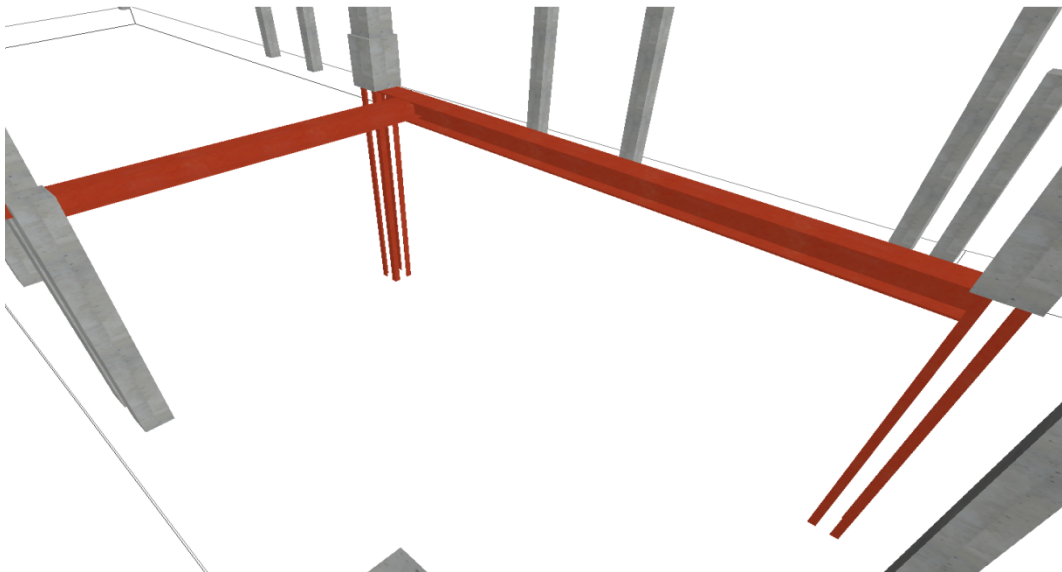
10º en función del mortero sin retracción elegido podemos retirar el reto de los puntales lo normal suele ser en tronos a 48-72h

11º en función de utilización del local se deberá adecuar a fuego, conpladurfoc o pintura.

12º pasado 7 días y 3 meses velicaremos el estado de la estructura

6. Justificación de las vigas y de los empresillados

- a) Anexo de comprobación de armado mínimo con pilar 10 con las cargas nuevas
- b) Anexo de comprobación de armado mínimo con pilar 11 con las cargas nuevas
- c) Anexo Comprobaciones ELU y ELS (Viga) DE P11 A P10
- d) Anexo Comprobaciones ELU y ELS (Viga) P11 A P14
- e) Anexo comprobación P14A con viga EHB 180
- f) Anexo unión de soldadura de vigas EHB





ANEXO A

ÍNDICE



1. FORJADO 6 (10.5 - 13 M)	3
2. FORJADO 5 (8 - 10.5 M)	15
3. E (5.5 - 8 M)	28
4. FORJADO 3 (3 - 5.5 M)	41
5. FORJADO 2 (2.5 - 3 M)	54
6. PARA PILAR (0 - 2.5 M)	67

Comprobaciones del pilar 10



1. FORJADO 6 (10.5 - 13 M)

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 30x30 cm
	Tramo : 10.500/13.000 m
	Altura libre : 2.28 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : C30/37 (HA-30)
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.28 m
	Plano ZY : 2.28 m
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø12
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6
	Cuantía : 0.50 %
	Separación : 6 - 15 - 10 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$300 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$204 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 10

Donde:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm



Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{\min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{\max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{\max} : 6 mm

d_g : Tamaño máximo del árido.

d_g : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{\max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 3.60 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 10



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 3.60 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 41.40 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 41.40 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 0.19 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 0.19 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 82.57 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Documento visado electrónicamente con número: 230681

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.044 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 16.97 kN

$V_{Ed,y}$: 7.85 kN

Comprobaciones del pilar 10

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max} : \underline{427.39 \text{ kN}}$$

$$\eta : \underline{0.290} \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{16.97 \text{ kN}}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{7.85 \text{ kN}}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{64.43 \text{ kN}}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '11.1 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{427.39 \text{ kN}}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.25 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{75.77 \text{ kN}}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{2.26 \text{ cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{900.00 \text{ cm}^2}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78 \text{ MPa}}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00 \text{ MPa}}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00 \text{ mm}}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{237.44 \text{ mm}}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0 \text{ grados}}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0 \text{ grados}}$$

Cortante en la dirección Y:



Comprobaciones del pilar 10

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 427.39 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : -0.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 75.77 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 2.26 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 237.44 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '11.1 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 45.79 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 64.43 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:



Comprobaciones del pilar 10

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd}+d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} : 0.84 \text{ MPa}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 75.77 \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : 258.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : 0.71 \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 45.79 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 64.43 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd}+d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$



Comprobaciones del pilar 10

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : 0.84 MPa

N_{Ed} : 75.77 kN

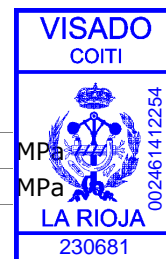
A_c : 900.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 300.00 mm

d : 258.00 mm

v_{min} : 0.71 MPa



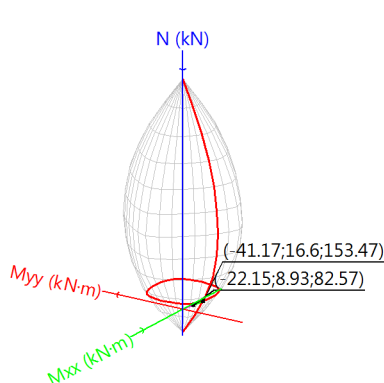
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

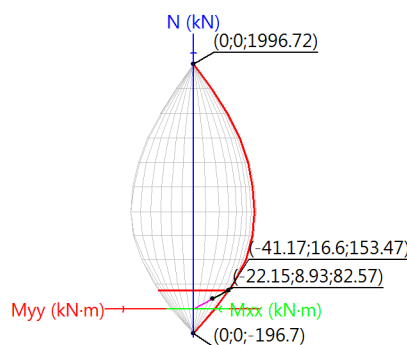
Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

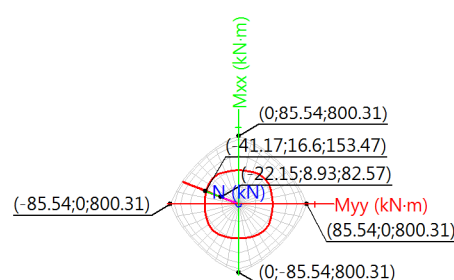
η : 0.538 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_l)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Ed} : 82.57 kN

$M_{Ed,x}$: 8.93 kN·m

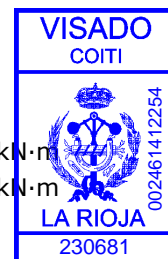
$M_{Ed,y}$: -22.15 kN·m

N_{Rd} : 153.47 kN

Comprobaciones del pilar 10

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} \mathbf{M_{Rd,x}} &: 16.60 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M_{Rd,y}} &: -41.17 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 6.1(4).

$$\begin{aligned} \mathbf{e_{e,x}} &: -268.27 \text{ mm} \\ \mathbf{e_{e,y}} &: 108.20 \text{ mm} \end{aligned}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$\mathbf{e_{min}} : 20.00 \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$\mathbf{h} : 300.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$\mathbf{e_0} : 108.20 \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$\mathbf{M_d} : 8.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$\mathbf{N_d} : 82.57 \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$\mathbf{e_{min}} : 20.00 \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$\mathbf{h} : 300.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$\mathbf{e_0} : -268.27 \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$\mathbf{M_d} : -22.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$\mathbf{N_d} : 82.57 \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\mathbf{\lambda} : 26.33$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo

$$\mathbf{l_0} : 2.280 \text{ m}$$

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

$$\mathbf{i_c} : 8.66 \text{ cm}$$

Comprobaciones del pilar 10

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A_c: 900.00 cm²

I: 67500.00 cm⁴

λ_{inf}: 100.00

e₂: 108.20 mm

e₁: 108.20 mm

h: 300.00 mm

C: 0.24

v: 0.05

N_d: 82.57 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 900.00 cm²

λ: 26.33

l₀: 2.280 m

i_c: 8.66 cm

A_c: 900.00 cm²

I: 67500.00 cm⁴

λ_{inf}: 90.16

e₂: 268.27 mm

e₁: 268.27 mm

h: 300.00 mm

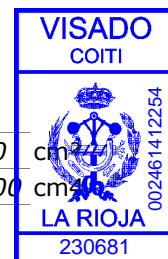
C: 0.24

v: 0.05

N_d: 82.57 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 900.00 cm²



Comprobaciones del pilar 10

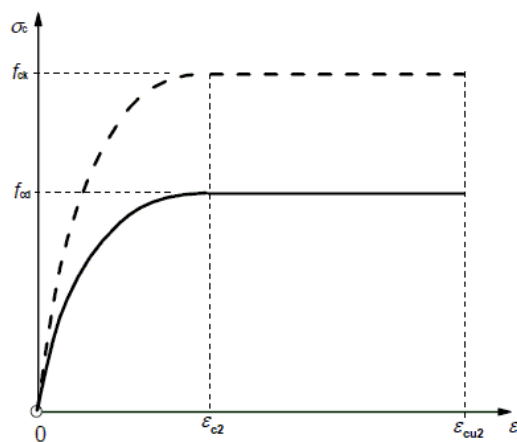


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

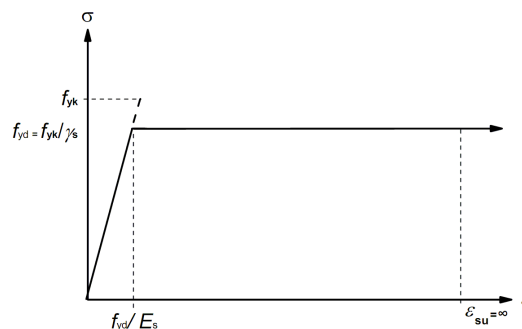
Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- (e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

Comprobaciones del pilar 10

f_{vd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

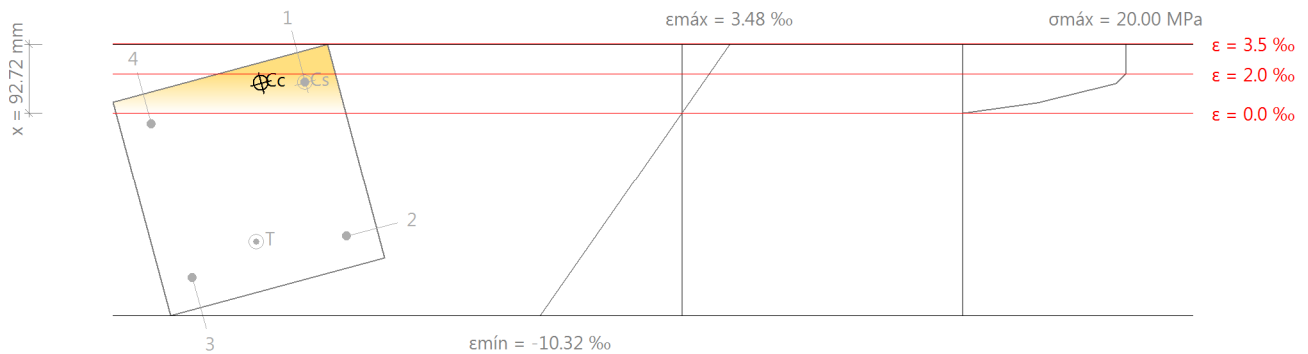
$$f_{vd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$



Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	108.00	+310.00	+0.001550
2	Ø12	108.00	108.00	-434.78	-0.006286
3	Ø12	108.00	-108.00	-434.78	-0.008388
4	Ø12	-108.00	-108.00	-110.54	-0.000553

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	229.26	-122.62	50.02
Cs	35.06	-108.00	108.00
T	110.85	83.64	-12.18

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 153.47 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : 16.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : -41.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 229.26 \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 35.06 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 10

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

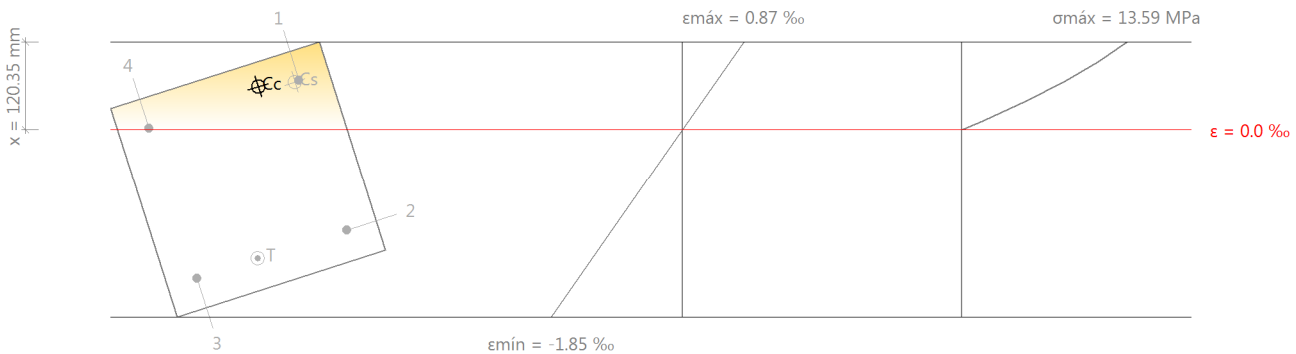
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T	: 110.85 kN
e_{cc,x}	: -122.62 mm
e_{cc,y}	: 50.02 mm
e_{cs,x}	: -108.00 mm
e_{cs,y}	: 108.00 mm
e_{T,x}	: 83.64 mm
e_{T,y}	: -12.18 mm
ε_{cmax}	: 0.0035
ε_{smax}	: 0.0084
σ_{cmax}	: 20.00 MPa
σ_{smax}	: 434.78 MPa



Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-108.00	108.00	+97.48	+0.000487
2	Ø12	108.00	108.00	-199.40	-0.000997
3	Ø12	108.00	-108.00	-294.10	-0.001471
4	Ø12	-108.00	-108.00	+2.78	+0.000014

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	127.04	-117.26	52.11
Cs	11.34	-108.00	102.01
T	55.82	108.00	-20.72

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 82.57 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : 8.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : -22.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar 10

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 127.04 kN

C_s : 11.34 kN

T : 55.82 kN

$e_{cc,x}$: -117.26 mm

$e_{cc,y}$: 52.11 mm

$e_{cs,x}$: -108.00 mm

$e_{cs,y}$: 102.01 mm

$e_{T,x}$: 108.00 mm

$e_{T,y}$: -20.72 mm

ϵ_{cmax} : 0.0009

ϵ_{smax} : 0.0015

σ_{cmax} : 13.59 MPa

σ_{smax} : 294.10 MPa



Comprobaciones del pilar 10

2. FORJADO 5 (8 - 10.5 M)



Datos del pilar													
	Geometría												
	Dimensiones : 30x30 cm												
	Tramo : 8.000/10.500 m												
	Altura libre : 2.28 m												
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm												
	Tamaño máximo de árido : 15 mm												
	<table> <tr> <th>Materiales</th><th>Longitud de pandeo</th></tr> <tr> <td>Hormigón : C30/37 (HA-30)</td><td>Plano ZX : 2.28 m</td></tr> <tr> <td>Acero : S-500</td><td>Plano ZY : 2.28 m</td></tr> <tr> <td>Armadura longitudinal</td><td>Armadura transversal</td></tr> <tr> <td>Esquina : 4Ø12</td><td>Estribos : 1eØ6</td></tr> <tr> <td>Cuantía : 0.50 %</td><td>Separación : 6 - 15 - 10 cm</td></tr> </table>	Materiales	Longitud de pandeo	Hormigón : C30/37 (HA-30)	Plano ZX : 2.28 m	Acero : S-500	Plano ZY : 2.28 m	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6	Cuantía : 0.50 %	Separación : 6 - 15 - 10 cm
Materiales	Longitud de pandeo												
Hormigón : C30/37 (HA-30)	Plano ZX : 2.28 m												
Acero : S-500	Plano ZY : 2.28 m												
Armadura longitudinal	Armadura transversal												
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6												
Cuantía : 0.50 %	Separación : 6 - 15 - 10 cm												

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$300 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$204 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 10



Donde:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{\min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{\max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{\max} : 6 mm

d_q : Tamaño máximo del árido.

d_q : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{\max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 3.60 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 10



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 3.60 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 41.40 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 41.40 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 0.40 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 0.40 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 173.81 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.046 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 19.26 kN

$V_{Ed,y}$: 6.58 kN

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en $V_{Rd,max,Vx}$: 443.69 kN

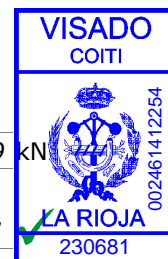
Comprobaciones del pilar 10

el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max,Vv} : \underline{427.39} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.267}$$



Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{19.26} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{6.58} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,s} : \underline{76.20} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.6 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{443.69} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.038}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axil de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.76} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{167.02} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{2.26} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{237.44} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Comprobaciones del pilar 10

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 427.39 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.000$$

$$\sigma_{cp} \leq 0 \rightarrow \alpha_{cw} = 1$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : -0.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 167.02 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 4.52 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 237.44 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{es}imos se producen en '8.6 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 57.56 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 76.20 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$



Comprobaciones del pilar 10



Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : 1.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 167.02 \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : 258.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : 0.71 \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 57.56 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 76.20 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 10

A_{sl}: Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd}+d)$ más allá de la sección analizada.
Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck}: Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp}: Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed}: Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w: Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} : 1.86 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : 167.02 \text{ kN}$$

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

$$d : 258.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} : 0.71 \text{ MPa}$$

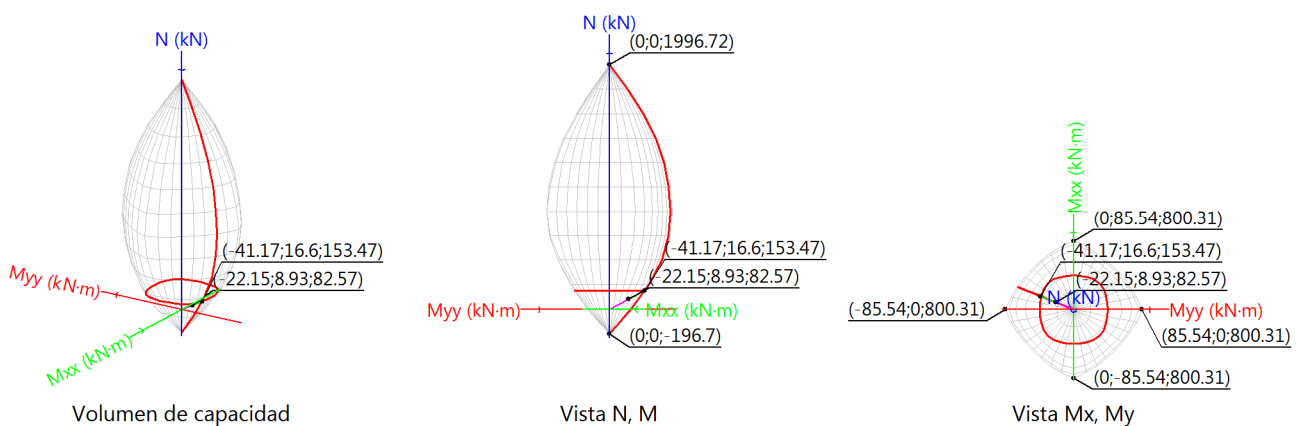
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '10.5 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$\eta : 0.538 \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed}: Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : 82.57 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : 8.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : -22.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

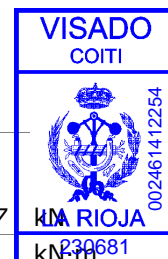
Comprobaciones del pilar 10

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 153.47 kN
 $M_{Rd,x}$: 16.60 kN·m
 $M_{Rd,y}$: -41.17 kN·m



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 6.1(4).

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 300.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : 108.20 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : 8.93 \text{ kN·m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 82.57 \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 300.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -268.27 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -22.15 \text{ kN·m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 82.57 \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\lambda : 26.33$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 10

l_0 : Longitud de pandeo
 i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.
 I : Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

l_0 : 2.280 m
 i_c : 8.66 cm
 A_c : 900.00 cm²
 I : 67500.00 cm⁴

λ_{inf} : 100.00

e_2 : 108.20 mm

e_1 : 108.20 mm

h : 300.00 mm

C : 0.24

v : 0.05

N_d : 82.57 kN

f_{cd} : 20.00 MPa

A_c : 900.00 cm²

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

λ : 26.33

l_0 : 2.280 m

i_c : 8.66 cm

A_c : 900.00 cm²

I : 67500.00 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

e_2 : 268.27 mm

e_1 : 268.27 mm

h : 300.00 mm

C : 0.24

v : 0.05

N_d : 82.57 kN

f_{cd} : 20.00 MPa

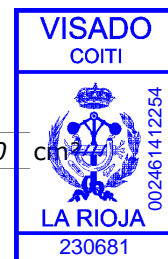
λ_{inf} : 90.16



Comprobaciones del pilar 10

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00

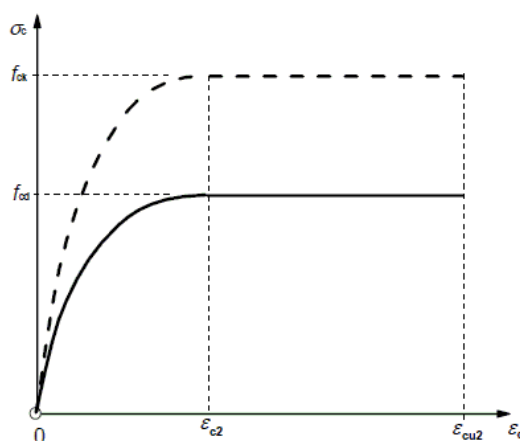


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8

ϵ_{cu2} : 0.0035

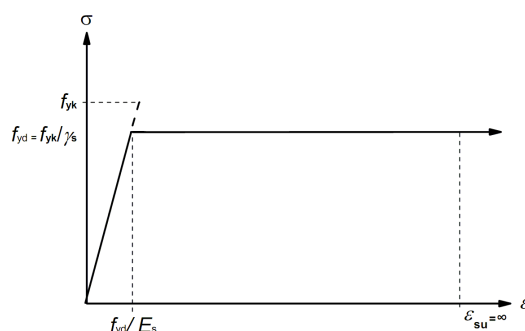
ϵ_{c2} : 0.0020

f_{cd} : 20.00 MPa

α_{cc} : 1.00

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : 1.5



Comprobaciones del pilar 10



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\epsilon_{su} : 0.0100$$

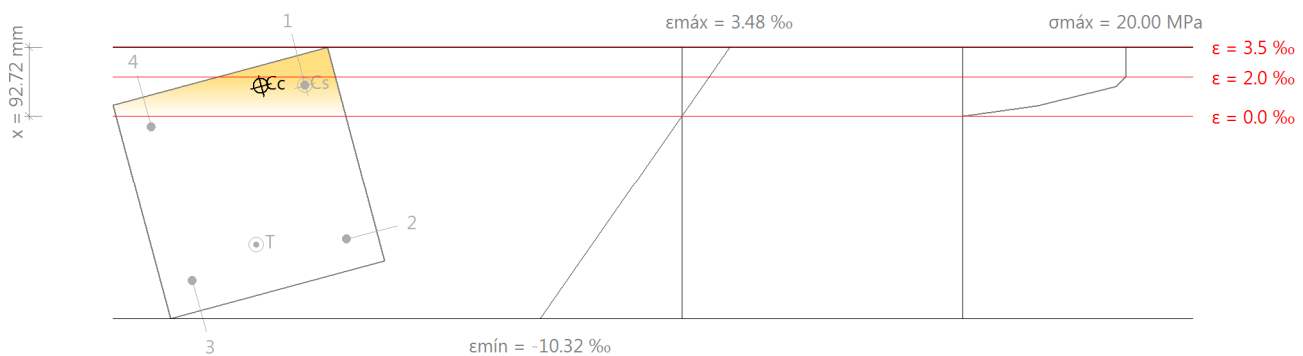
$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	108.00	+310.00	+0.001550
2	Ø12	108.00	108.00	-434.78	-0.006286
3	Ø12	108.00	-108.00	-434.78	-0.008388
4	Ø12	-108.00	-108.00	-110.54	-0.000553

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	229.26	-122.62	50.02
Cs	35.06	-108.00	108.00
T	110.85	83.64	-12.18

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 153.47 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : 16.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : -41.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 10

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 229.26 kN

C_s : 35.06 kN

T : 110.85 kN

$e_{cc,x}$: -122.62 mm

$e_{cc,y}$: 50.02 mm

$e_{cs,x}$: -108.00 mm

$e_{cs,y}$: 108.00 mm

$e_{T,x}$: 83.64 mm

$e_{T,y}$: -12.18 mm

ϵ_{cmax} : 0.0035

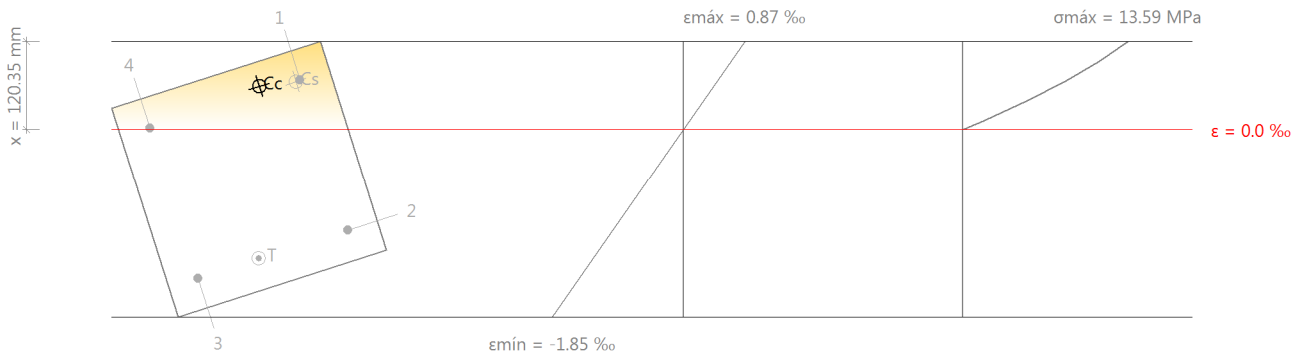
ϵ_{smax} : 0.0084

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 434.78 MPa



Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	108.00	+97.48	+0.000487
2	Ø12	108.00	108.00	-199.40	-0.000997
3	Ø12	108.00	-108.00	-294.10	-0.001471
4	Ø12	-108.00	-108.00	+2.78	+0.000014

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	127.04	-117.26	52.11
Cs	11.34	-108.00	102.01
T	55.82	108.00	-20.72

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} = 82.57 \text{ kN}$$

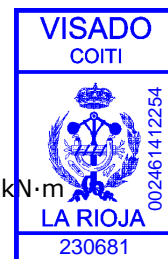
$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} = 8.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar 10

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : -22.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 127.04 \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 11.34 \text{ kN}$$

T : Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 55.82 \text{ kN}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : -117.26 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 52.11 \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : -108.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 102.01 \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 108.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -20.72 \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0009$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0015$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 13.59 \text{ MPa}$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 294.10 \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar 10

3. E (5.5 - 8 M)



Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 30x30 cm
	Tramo : 5.500/8.000 m
	Altura libre : 2.28 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : C30/37 (HA-30)
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.28 m
	Plano ZY : 2.28 m
	Acero : S-500
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø12
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6
	Cuantía : 0.50 %
	Separación : 6 - 15 - 10 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$300 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$204 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 10

Donde:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm



Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{\min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{\max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{\max} : 6 mm

d_g : Tamaño máximo del árido.

d_g : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{\max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 3.60 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 10



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 3.60 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 41.40 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 41.40 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 0.61 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 0.61 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 264.48 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Documento visado electrónicamente con número: 230681

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.043 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 18.82 kN

$V_{Ed,y}$: 6.60 kN

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en $V_{Rd,max,Vx}$: 465.22 kN

Comprobaciones del pilar 10

el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max,Vv} : \underline{441.87} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.227} \checkmark$$



Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{18.82} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{6.60} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{87.90} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{ésimos} se producen en '6.1 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{465.22} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.089}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{1.77} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{257.69} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{2.26} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{237.44} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Comprobaciones del pilar 10

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 441.87 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.034$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : 0.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 257.69 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 4.52 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 237.44 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.1 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 69.26 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 87.90 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$



Comprobaciones del pilar 10



Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : 2.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 257.69 \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : 258.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : 0.71 \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 69.26 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 87.90 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 10

A_{sl}: Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd}+d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck}: Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp}: Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed}: Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w: Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} : 2.86 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} : 257.69 \text{ kN}$$

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

$$d : 258.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} : 0.71 \text{ MPa}$$

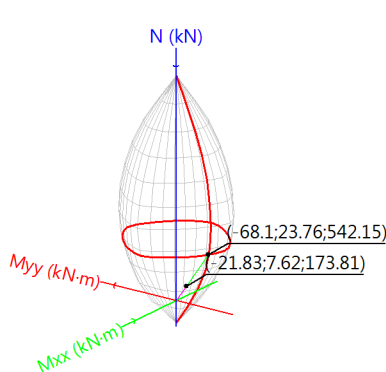
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

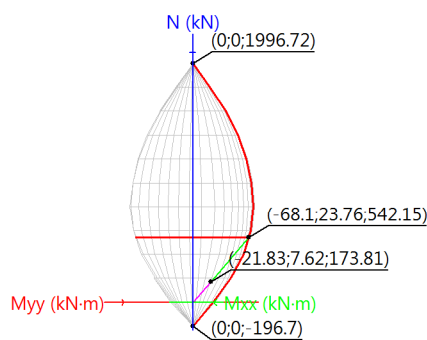
Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

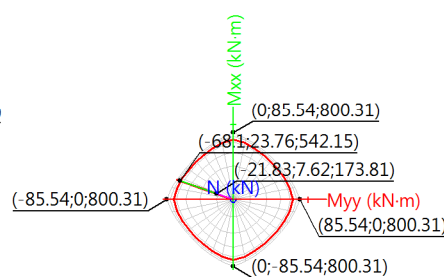
$$\eta : 0.321 \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed}: Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : 173.81 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : 7.62 \text{ kN·m}$$

$$M_{Ed,y} : -21.83 \text{ kN·m}$$

Comprobaciones del pilar 10

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 542.15 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: 23.76 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: -68.10 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 6.1(4).

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: -125.61 \text{ mm} \\ e_{e,y} &: 43.82 \text{ mm} \end{aligned}$$

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 300.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : 43.82 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : 7.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 173.81 \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 300.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -125.61 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -21.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 173.81 \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

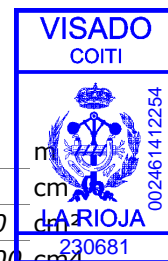
$$\lambda : 26.33$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 10

l_0 : Longitud de pandeo
 i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.
 I : Inercia.

l_0 : 2.280 m
 i_c : 8.66 cm
 A_c : 900.00 cm²
 I : 67500.00 cm⁴



$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

λ_{inf} : 89.71

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.
 e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .
 h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.
 C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.
 v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 43.82 mm
 e_1 : 43.82 mm
 h : 300.00 mm
 C : 0.24
 v : 0.10

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.
 f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 173.81 kN
 f_{cd} : 20.00 MPa
 A_c : 900.00 cm²

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

λ : 26.33

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo
 i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.
 I : Inercia.

l_0 : 2.280 m
 i_c : 8.66 cm
 A_c : 900.00 cm²
 I : 67500.00 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

λ_{inf} : 69.21

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.
 e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .
 h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.
 C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.
 v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 125.61 mm
 e_1 : 125.61 mm
 h : 300.00 mm
 C : 0.24
 v : 0.10

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.
 f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

N_d : 173.81 kN
 f_{cd} : 20.00 MPa

Comprobaciones del pilar 10

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

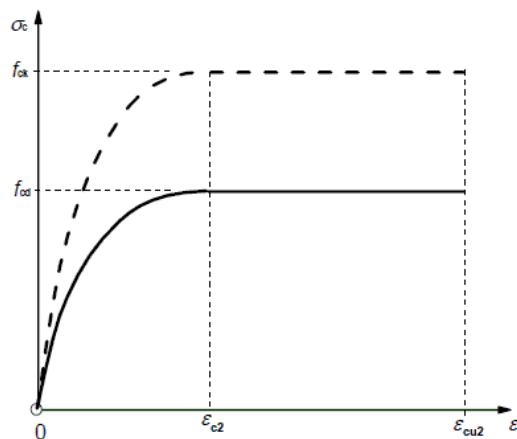


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{cu2} : 0.0035

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : 0.0020

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

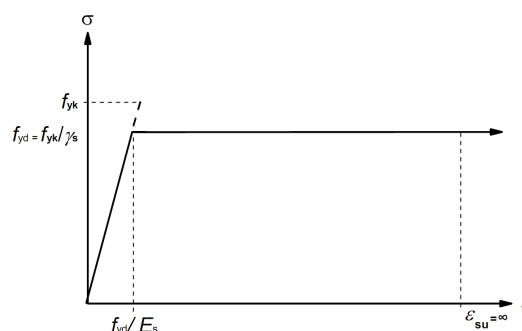
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



Comprobaciones del pilar 10



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

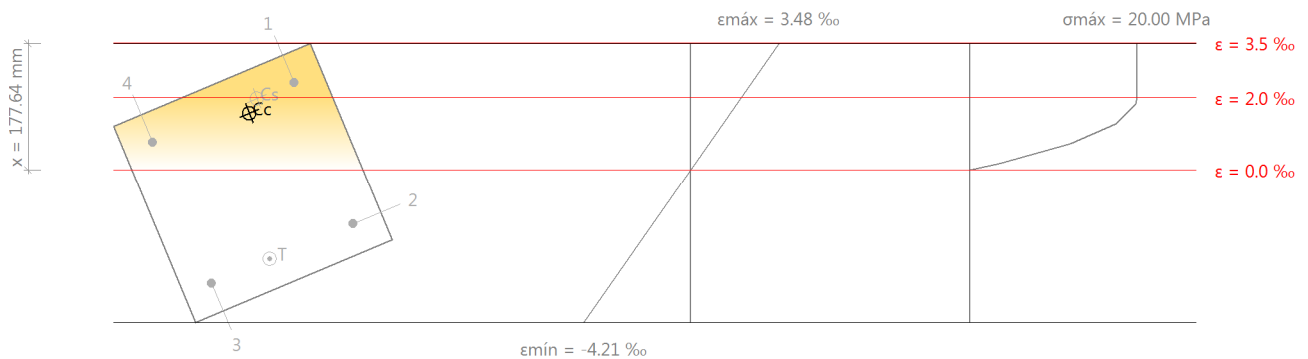
$$\epsilon_{su} : 0.0100$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	108.00	+434.78	+0.002405
2	Ø12	108.00	108.00	-300.25	-0.001501
3	Ø12	108.00	-108.00	-434.78	-0.003136
4	Ø12	-108.00	-108.00	+154.00	+0.000770

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	558.69	-92.95	33.44
Cs	66.59	-108.00	51.50
T	83.13	108.00	-19.77

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 542.15 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : 23.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : -68.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 10

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 558.69 kN

C_s : 66.59 kN

T : 83.13 kN

e_{cc,x} : -92.95 mm

e_{cc,y} : 33.44 mm

e_{cs,x} : -108.00 mm

e_{cs,y} : 51.50 mm

e_{T,x} : 108.00 mm

e_{T,y} : -19.77 mm

ε_{cmax} : 0.0035

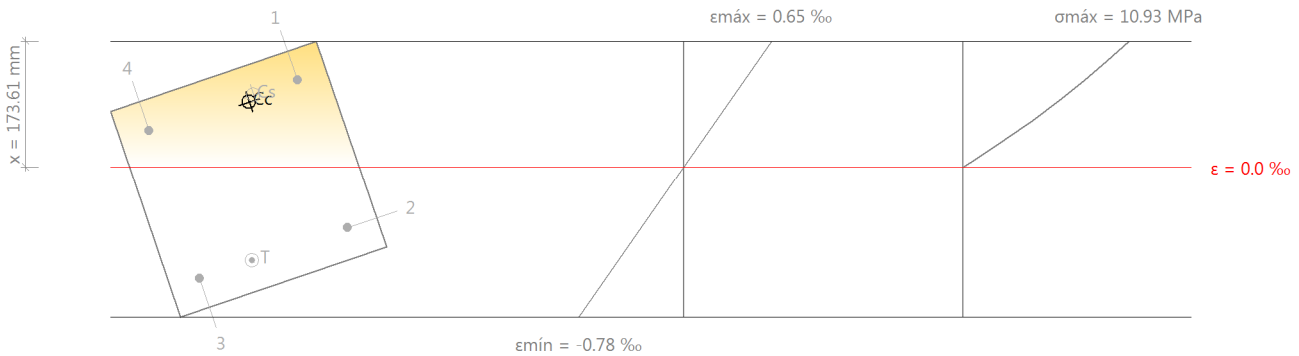
ε_{smax} : 0.0031

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 434.78 MPa



Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-108.00	108.00	+90.50	+0.000452
2	Ø12	108.00	108.00	-63.31	-0.000317
3	Ø12	108.00	-108.00	-115.63	-0.000578
4	Ø12	-108.00	-108.00	+38.18	+0.000191

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	179.50	-100.70	35.31
C _s	14.55	-108.00	43.91
T	20.24	108.00	-31.58

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 173.81 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : 7.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Comprobaciones del pilar 10

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,v} : -21.83 \text{ kNm}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : 179.50 \text{ kN}$$

$$C_s : 14.55 \text{ kN}$$

$$T : 20.24 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -100.70 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 35.31 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -108.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 43.91 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 108.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -31.58 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0007$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0006$$

$$\sigma_{cmax} : 10.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 115.63 \text{ MPa}$$



Comprobaciones del pilar 10



4. FORJADO 3 (3 - 5.5 M)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones	: 30x30 cm
	Tramo	: 3.000/5.500 m
	Altura libre	: 2.28 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : C30/37 (HA-30)	Plano ZX : 2.28 m
	Acero : S-500	Plano ZY : 2.28 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6
	Cuantía : 0.50 %	Separación : 6 - 15 - 10 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$300 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$204 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 10



Donde:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{\min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{\max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{\max} : 6 mm

d_q : Tamaño máximo del árido.

d_q : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{\max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 3.60 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 10



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 3.60 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 41.40 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 41.40 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 0.82 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 0.82 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 355.73 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.048 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 21.13 kN

$V_{Ed,y}$: 8.99 kN

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en $V_{Rd,max,Vx}$: 486.89 kN

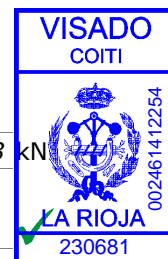
Comprobaciones del pilar 10

el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max,Vv} : \underline{463.53} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.230}$$



Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{21.13} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{8.99} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{99.67} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.6 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{486.89} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.139}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.78} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{348.93} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{2.26} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{237.44} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Comprobaciones del pilar 10

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 463.53 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.085$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : 1.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 348.93 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 4.52 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 237.44 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{es}imos se producen en '3.6 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 81.03 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 99.67 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$



Comprobaciones del pilar 10



Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : 3.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 348.93 \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : 258.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : 0.71 \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 81.03 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 99.67 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 10

A_{sl}: Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd}+d)$ más allá de la sección analizada.
Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck}: Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp}: Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed}: Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w: Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

A_{sl}: 2.26 cm²

f_{ck}: 30.00 MPa

σ_{cp}: 3.88 MPa

N_{Ed}: 348.93 kN

A_c: 900.00 cm²

f_{cd}: 20.00 MPa

b_w: 300.00 mm

d: 258.00 mm

v_{min}: 0.71 MPa

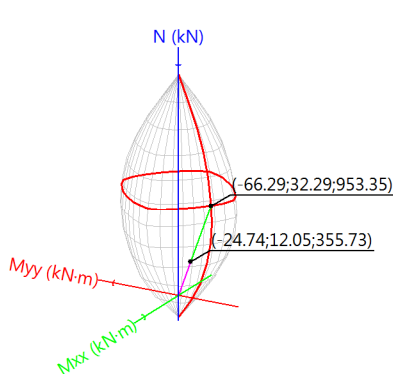
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

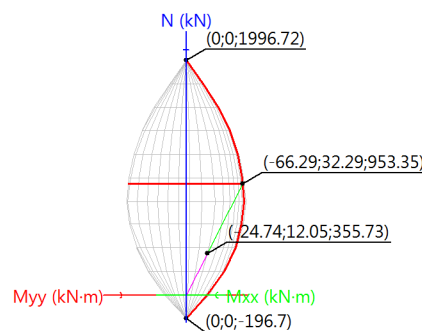
Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

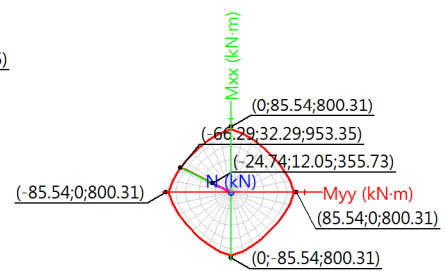
η: 0.373 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed}: Momento de cálculo de primer orden.

N_{Ed}: 355.73 kN

M_{Ed,x}: 12.05 kN·m

M_{Ed,y}: -24.74 kN·m



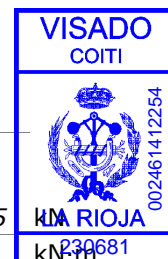
Comprobaciones del pilar 10

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 953.35 kN
 $M_{Rd,x}$: 32.29 kN·m
 $M_{Rd,y}$: -66.29 kN·m



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 6.1(4).

En este caso, las excentricidades $e_{0,x}$ y $e_{0,y}$ son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 300.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : 33.87 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : 12.05 \text{ kN·m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 355.73 \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 300.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -69.54 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -24.74 \text{ kN·m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 355.73 \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\lambda : 26.33$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 10

l_0 : Longitud de pandeo
 i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.
 I : Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

l_0 : 2.280 m
 i_c : 8.66 cm
 A_c : 900.00 cm²
 I : 67500.00 cm⁴

λ_{inf} : 68.19

e_2 : 33.87 mm

e_1 : 33.87 mm

h : 300.00 mm

C : 0.24

v : 0.20

N_d : 355.73 kN

f_{cd} : 20.00 MPa

A_c : 900.00 cm²

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

λ : 26.33

l_0 : 2.280 m

i_c : 8.66 cm

A_c : 900.00 cm²

I : 67500.00 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

e_2 : 69.54 mm

e_1 : 69.54 mm

h : 300.00 mm

C : 0.24

v : 0.20

N_d : 355.73 kN

f_{cd} : 20.00 MPa

λ_{inf} : 55.03

Comprobaciones del pilar 10

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00

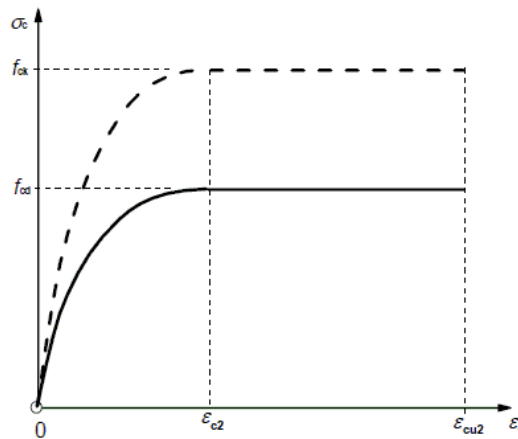


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8

ϵ_{cu2} : 0.0035

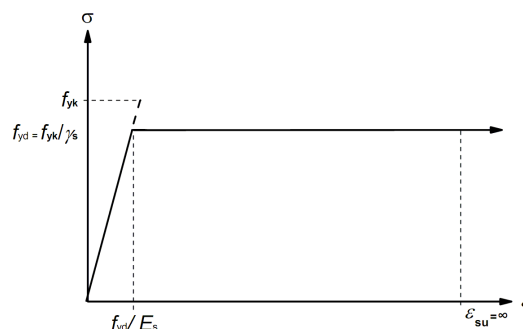
ϵ_{c2} : 0.0020

f_{cd} : 20.00 MPa

α_{cc} : 1.00

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : 1.5



Documento visado electrónicamente con número: 230681

Comprobaciones del pilar 10



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

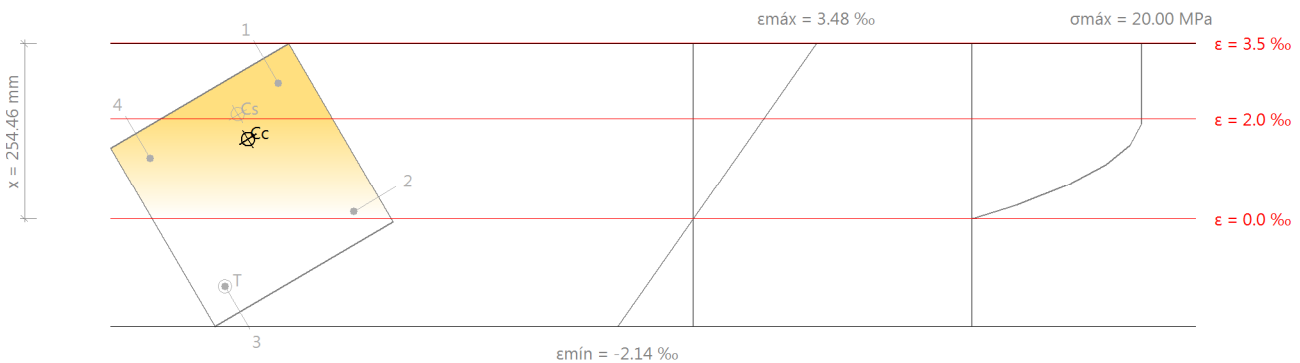
$$\epsilon_{su} : 0.0100$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	108.00	+434.78	+0.002696
2	Ø12	108.00	108.00	+29.00	+0.000145
3	Ø12	108.00	-108.00	-269.73	-0.001349
4	Ø12	-108.00	-108.00	+240.48	+0.001202

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	904.20	-60.94	29.05
Cs	79.65	-99.10	34.24
T	30.51	108.00	-108.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 953.35 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : 32.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : -66.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 10



C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 904.20 kN

C_s : 79.65 kN

T : 30.51 kN

$e_{cc,x}$: -60.94 mm

$e_{cc,y}$: 29.05 mm

$e_{cs,x}$: -99.10 mm

$e_{cs,y}$: 34.24 mm

$e_{T,x}$: 108.00 mm

$e_{T,y}$: -108.00 mm

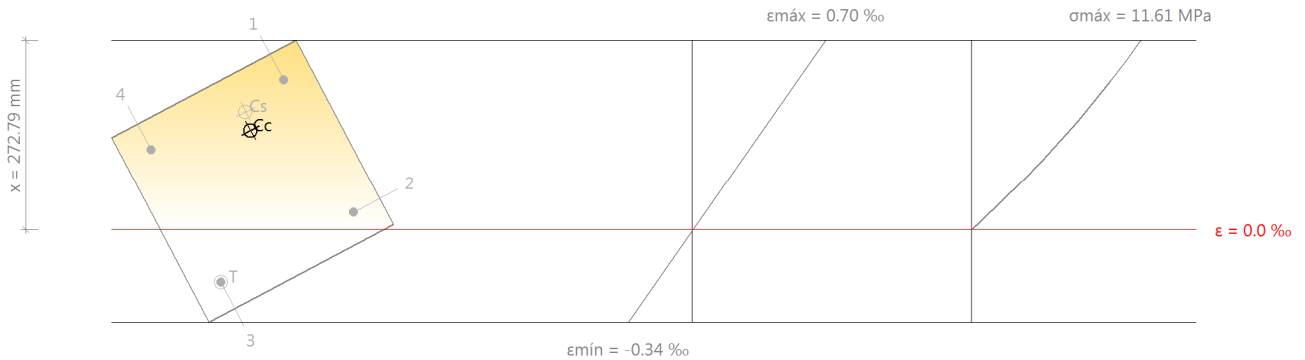
ϵ_{cmax} : 0.0035

ϵ_{smax} : 0.0013

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 269.73 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	108.00	+111.60	+0.000558
2	Ø12	108.00	108.00	+12.93	+0.000065
3	Ø12	108.00	-108.00	-39.17	-0.000196
4	Ø12	-108.00	-108.00	+59.50	+0.000298

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	339.34	-65.79	31.75
Cs	20.81	-92.82	38.16
T	4.43	108.00	-108.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 355.73 \text{ kN}$$

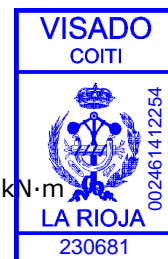
$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : 12.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar 10

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : -24.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 339.34 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 20.81 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 4.43 \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : -65.79 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 31.75 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : -92.82 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 38.16 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 108.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -108.00 \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0007$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0002$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 11.61 \text{ MPa}$$

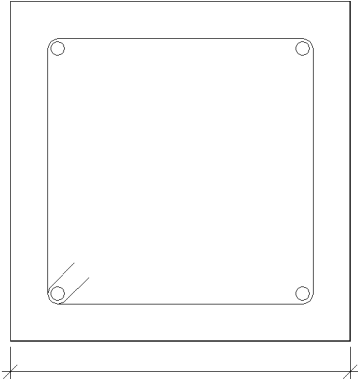
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 39.17 \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar 10

5. FORJADO 2 (2.5 - 3 M)



Datos del pilar		
 <div>30</div>	Geometría	
	Dimensiones : 30x30 cm	
	Tramo : 2.500/3.000 m	
	Altura libre : 0.28 m	
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : C30/37 (HA-30)	Plano ZX : 0.28 m
	Acero : S-500	Plano ZY : 0.28 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6	
Cuantía : 0.50 %	Separación : 6 - 10 cm	

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$300 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$204 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 10

Donde:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm



Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{\min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{\max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{\max} : 6 mm

d_g : Tamaño máximo del árido.

d_g : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{\max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 3.60 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 10



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 3.60 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 41.40 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 41.40 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 1.01 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 1.01 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 437.17 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.079 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 38.39 kN

$V_{Ed,y}$: 2.71 kN

Comprobaciones del pilar 10

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max} : \underline{484.49} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.381} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{38.39} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{2.71} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{101.10} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{484.49} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.134}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.67} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{437.17} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{237.44} \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:



Comprobaciones del pilar 10

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 484.49 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.134$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : 2.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 437.17 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 4.52 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 237.44 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 82.45 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 101.10 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 10

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} : 4.00 \text{ MPa}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 437.17 \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : 258.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : 0.71 \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 82.45 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 101.10 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$



Comprobaciones del pilar 10

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : 4.00 MPa

N_{Ed} : 437.17 kN

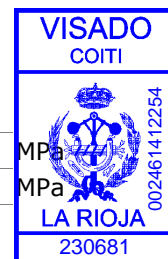
A_c : 900.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 300.00 mm

d : 258.00 mm

v_{min} : 0.71 MPa



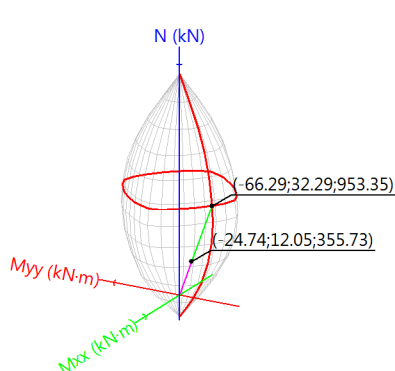
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

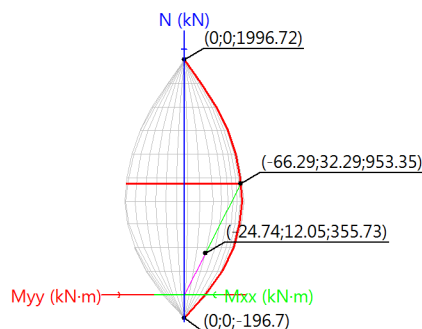
Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

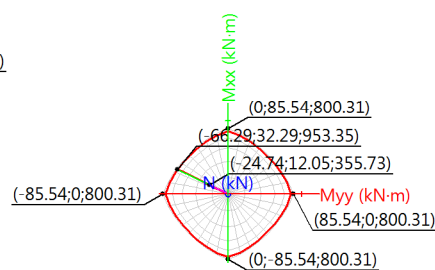
η : 0.373 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Ed} : 355.73 kN

$M_{Ed,x}$: 12.05 kN·m

$M_{Ed,y}$: -24.74 kN·m

N_{Rd} : 953.35 kN

Comprobaciones del pilar 10

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

M_{Rd,x} : 32.29 kN·m
M_{Rd,y} : -66.29 kN·m



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima **e_{min}** según el artículo 6.1(4).

e_{e,x} : -69.54 mm

e_{e,y} : 33.87 mm

En este caso, las excentricidades **e_{0,x}** y **e_{0,y}** son superiores a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

e_{min} : 20.00 mm

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 300.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e₀ : 33.87 mm

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

M_d : 12.05 kN·m

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 355.73 kN

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

e_{min} : 20.00 mm

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 300.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e₀ : -69.54 mm

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

M_d : -24.74 kN·m

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 355.73 kN

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

λ : 26.33

Donde:

l₀: Longitud de pandeo

l₀ : 2.280 m

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

i_c : 8.66 cm

Comprobaciones del pilar 10

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

A_c: 900.00 cm²

I: 67500.00 cm⁴

λ_{inf}: 68.19

e₂: 33.87 mm

e₁: 33.87 mm

h: 300.00 mm

C: 0.24

v: 0.20

N_d: 355.73 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 900.00 cm²

λ: 26.33

l₀: 2.280 m

i_c: 8.66 cm

A_c: 900.00 cm²

I: 67500.00 cm⁴

λ_{inf}: 55.03

e₂: 69.54 mm

e₁: 69.54 mm

h: 300.00 mm

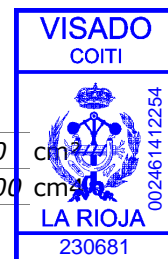
C: 0.24

v: 0.20

N_d: 355.73 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 900.00 cm²



Comprobaciones del pilar 10

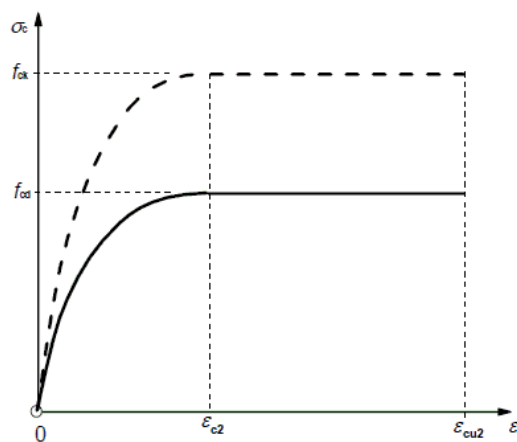


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

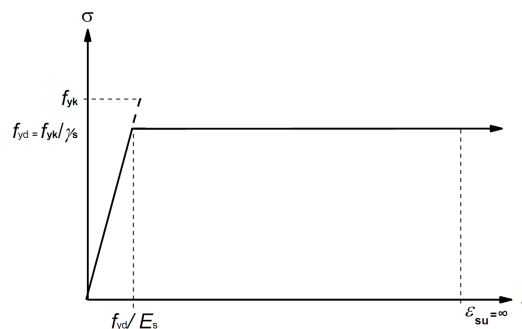
Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- (e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

Comprobaciones del pilar 10

f_{vd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

$$f_{vd} : 434.78 \text{ MPa}$$

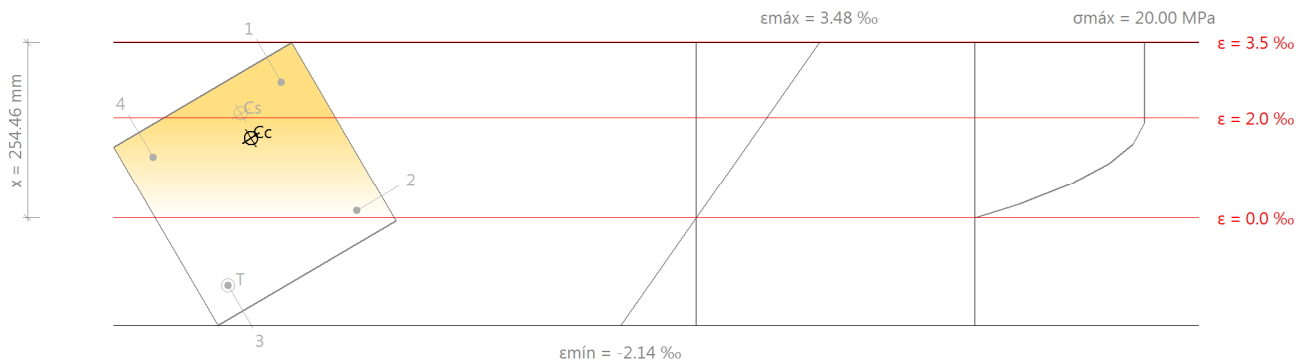
$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$



Documento visado electrónicamente con número: 230681

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-108.00	108.00	+434.78	+0.002696
2	Ø12	108.00	108.00	+29.00	+0.000145
3	Ø12	108.00	-108.00	-269.73	-0.001349
4	Ø12	-108.00	-108.00	+240.48	+0.001202

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	904.20	-60.94	29.05
Cs	79.65	-99.10	34.24
T	30.51	108.00	-108.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 953.35 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : 32.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : -66.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 904.20 \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 79.65 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 10

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

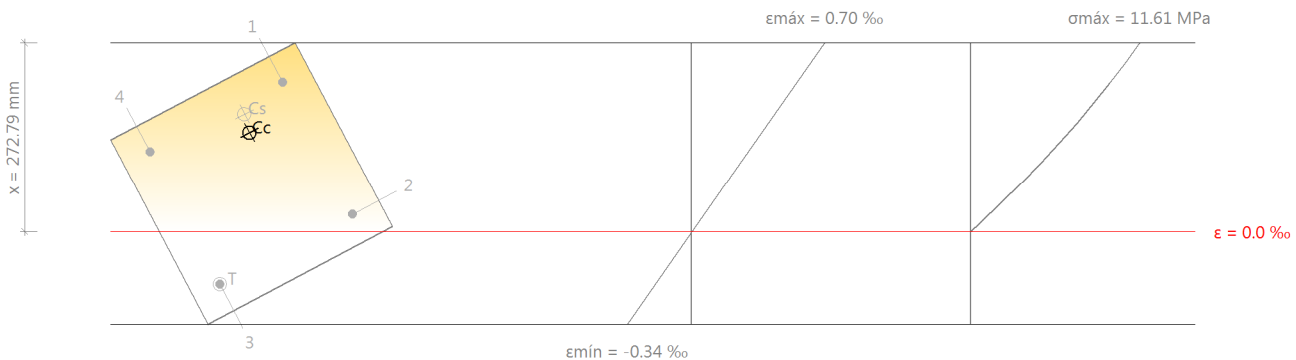
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	<u>30.51</u>	kN
e_{cc,x} :	<u>-60.94</u>	mm
e_{cc,y} :	<u>29.05</u>	mm
e_{cs,x} :	<u>-99.10</u>	mm
e_{cs,y} :	<u>34.24</u>	mm
e_{T,x} :	<u>108.00</u>	mm
e_{T,y} :	<u>-108.00</u>	mm
ε_{cmax} :	<u>0.0035</u>	
ε_{smax} :	<u>0.0013</u>	
σ_{cmax} :	<u>20.00</u>	MPa
σ_{smax} :	<u>269.73</u>	MPa



Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-108.00	108.00	+111.60	+0.000558
2	Ø12	108.00	108.00	+12.93	+0.000065
3	Ø12	108.00	-108.00	-39.17	-0.000196
4	Ø12	-108.00	-108.00	+59.50	+0.000298

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	339.34	-65.79	31.75
C _s	20.81	-92.82	38.16
T	4.43	108.00	-108.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : \underline{355.73} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{12.05} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{-24.74} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar 10

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

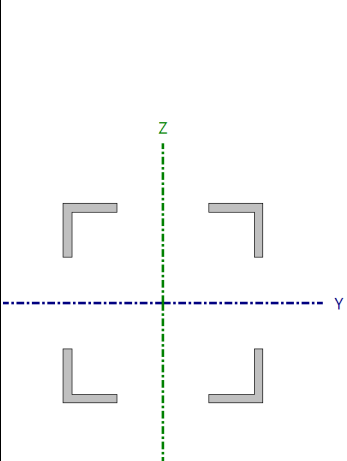
C_c	:	339.34	kN
C_s	:	20.81	kN
T	:	4.43	kN
$e_{cc,x}$:	-65.79	mm
$e_{cc,y}$:	31.75	mm
$e_{cs,x}$:	-92.82	mm
$e_{cs,y}$:	38.16	mm
$e_{T,x}$:	108.00	mm
$e_{T,y}$:	-108.00	mm
ϵ_{cmax}	:	0.0007	
ϵ_{smax}	:	0.0002	
σ_{cmax}	:	11.61	MPa
σ_{smax}	:	39.17	MPa



Comprobaciones del pilar 10

6. PARA PILAR (0 - 2.5 M)

Perfil: L60*10, Cuádruple en cajón unión genérica
Material: Acero (S275)

	Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
	Pie	Cabeza		Área (cm ²)	I _v ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	0.00	2.50	2.280	44.28	3846.91	3846.91	14.67
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral			
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.		Ala inf.	
	β	1.00	1.00	1.00		1.00	
L _K	2.280	2.280	2.280		2.280		
C _m	0.850	0.850	1.000		1.000		
C ₁	-			1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico							

Nota: El análisis de piezas compuestas se realiza mediante la verificación de cada uno de los perfiles simples que las constituyen. Las comprobaciones de dichos perfiles se realizan para los esfuerzos calculados a partir de los que actúan sobre la pieza compuesta, según sus características mecánicas. Para las comprobaciones de estabilidad se utiliza la esbeltez mecánica ideal, obtenida en función de la esbeltez de la pieza y una esbeltez complementaria que tiene en cuenta la separación de los enlaces entre los perfiles simples.

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

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{0.87} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clas :
e 3

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A 11.07 cm²

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y 275.00 MPa

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

N_{cr} 401.06 kN

La tensión crítica elástica de pandeo σ_{cr} es el valor de la menor de las raíces de la siguiente ecuación cúbica:

$$i_0^2 \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,y}) \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,z}) \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,T}) - \sigma_{cr}^2 \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,z}) \cdot y_0^2 - \sigma_{cr}^2 \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,y}) \cdot z_0^2 = 0$$

σ_{cr} 362.30 MPa

Donde:

σ_{cr,y}: Tensión crítica elástica de pandeo por flexión de la sección compuesta, alrededor del eje Y.

σ_{cr,y} 362.30 MPa

σ_{cr,z}: Tensión crítica elástica de pandeo por flexión de la sección compuesta, alrededor del eje Z.

σ_{cr,z} 362.30 MPa

Comprobaciones del pilar 10

$\sigma_{cr,T}$: Tensión crítica elástica de pandeo por torsión de la sección compuesta.

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

I_w : Constante de alabeo de la sección.

E : Módulo de elasticidad.

G : Módulo de elasticidad transversal.

λ_y : Esbeltez mecánica de la sección compuesta, respecto al eje Y, calculada teniendo en cuenta el tipo de enlaces y su separación.

λ_z : Esbeltez mecánica de la sección compuesta, respecto al eje Z, calculada teniendo en cuenta el tipo de enlaces y su separación.

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_o = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$\sigma_{cr,T}$:	∞	
I_y	:	3846.9	cm ⁴
I_z	:	3846.9	cm ⁴
I_t	:	14.67	cm ⁴
I_w	:	0.00	cm ⁶
E	:	210000	MPa
G	:	81000	MPa
λ_y	:	75.6	
λ_z	:	75.6	
L_{kt}	:	0.000	m
i_o	:	13.18	cm
i_y	:	9.32	cm
i_z	:	9.32	cm
y_0	:	0.00	mm
z_0	:	0.00	mm

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

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

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : 0.382 \checkmark$$

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

$$\eta : 0.617 \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.50, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$N_{c,Ed}$: 110.75 kN

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

Comprobaciones del pilar 10



$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : 289.93$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : 3$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : 11.07 \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_{M0} : 1.05$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo **N_{b,Rd}** en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : 179.55 \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : 11.07 \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : 1.05$$

χ: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$\chi_{FT} : 0.62$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$$\Phi_{FT} : 1.04$$

α_{FT}: Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{FT} : 0.49$$

λ̄: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{FT} : 0.87$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : 403.59 \text{ kN}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta < 0.001 \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 10



Para flexión positiva:

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^+ : 0.00 kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^- : 0.00 kN·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 4.05 kN·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase: 1

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$W_{pl,y}$: 15.46 cm³

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275.00 MPa

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

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

η : 0.001 ✓

Para flexión positiva:

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^+ : 0.00 kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.50, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^- : 0.00 kN·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 4.05 kN·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase: 1

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$W_{pl,z}$: 15.46 cm³

Comprobaciones del pilar 10

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

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

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$



Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta < \underline{0.001} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

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

$$V_{Ed} : \underline{0.01} \text{ kN}$$

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

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{6.00} \text{ cm}^2$$

$$A_v = h_{vert} \cdot t$$

Siendo:

$h_{vert.}$: Longitud del ala vertical.

$$h_{vert.} : \underline{60.00} \text{ mm}$$

t : Espesor de la chapa.

$$t : \underline{10.00} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : \underline{0.001} \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 10



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$.

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

V_{Ed} : 0.05 kN

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

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$V_{c,Rd}$: 90.73 kN

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

A_v : 6.00 cm²

$$A_v = h_{horz} \cdot t$$

Siendo:

h_{horz} : Longitud del ala horizontal.

h_{horz} : 60.00 mm

t : Espesor de la chapa.

t : 10.00 mm

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275.00 MPa

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

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

0.01 kN ≤ 45.36 kN ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$.

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

V_{Ed} : 0.01 kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{c,Rd}$: 90.73 kN

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

0.05 kN ≤ 45.36 kN ✓

Comprobaciones del pilar 10

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.



V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo p_{simos}.

V_{Ed} : 0.05 kN

V_{c,Rd}: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

V_{c,Rd} : 90.73 kN

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

η : 0.383 ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

η : 0.618 ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

η : 0.617 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en el nudo 2.50, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

Donde:

N_{c,Ed}: Axil de compresión solicitante de cálculo p_{simos}.

N_{c,Ed} : 110.75 kN

M_{y,Ed}, M_{z,Ed}: Momentos flectores solicitantes de cálculo p_{simos}, según los ejes Y y Z, respectivamente.

M_{y,Ed} : 0.00 kN·m

M_{z,Ed} : 0.00 kN·m

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

Clase : 1

N_{pl,Rd}: Resistencia a compresión de la sección bruta.

N_{pl,Rd} : 289.93 kN

M_{pl,Rd,y}, M_{pl,Rd,z}: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

M_{pl,Rd,y} : 4.05 kN·m

M_{pl,Rd,z} : 4.05 kN·m

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta.

A : 11.07 cm²

W_{pl,y}, W_{pl,z}: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

W_{pl,y} : 15.46 cm³

W_{pl,z} : 15.46 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275.00 MPa

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M1} : 1.05

k_y, k_z: Coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

k_y : 1.41

Comprobaciones del pilar 10

$$k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}} \quad k_z : \underline{1.70}$$

$C_{m,y}, C_{m,z}$: Factores de momento flector uniforme equivalente. $C_{m,y} : \underline{0.85}$
 $C_{m,z} : \underline{0.85}$

χ_y, χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente. $\chi_y : \underline{0.62}$
 $\chi_z : \underline{0.62}$

$\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente. $\bar{\lambda}_y : \underline{0.87}$
 $\bar{\lambda}_z : \underline{0.87}$

α_y, α_z : Factores dependientes de la clase de la sección. $\alpha_y : \underline{0.60}$
 $\alpha_z : \underline{0.60}$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

$$V_{Ed,y} \leq \frac{V_{c,Rd,y}}{2}$$

$$0.05 \text{ kN} \leq 45.36 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$V_{c,Rd,y}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{Ed,y} : \underline{0.05} \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,y} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

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

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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



Comprobaciones del pilar 10



Documento visado electrónicamente con número: 230681



ANEXO B

ÍNDICE



1. FORJADO 6 (10.5 - 13 M)	3
2. FORJADO 5 (8 - 10.5 M)	15
3. E (5.5 - 8 M)	28
4. FORJADO 3 (3 - 5.5 M)	41
5. FORJADO 2 (2.5 - 3 M)	54
6. PARA PILAR (0 - 2.5 M)	67

Comprobaciones del pilar 11



1. FORJADO 6 (10.5 - 13 M)

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 25x25 cm
	Tramo : 10.500/13.000 m
	Altura libre : 2.28 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : C30/37 (HA-30)
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.28 m
	Plano ZY : 2.28 m
	Acero : S-500
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø12
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6
	Cuantía : 0.72 %
	Separación : 6 - 15 - 10 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$250 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{250.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$154 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 11

Donde:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm



Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{\min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{\max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{\max} : 6 mm

d_g : Tamaño máximo del árido.

d_g : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{\max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 2.50 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 2.50 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 28.75 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 28.75 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 0.47 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 0.47 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 205.56 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.035 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 3.43 kN

$V_{Ed,y}$: 9.91 kN

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en $V_{Rd,max,Vx}$: 282.58 kN

Comprobaciones del pilar 11

el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max,Vv} : \underline{304.74} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.162} \checkmark$$



Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{3.43} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{9.91} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{64.76} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{ésimos} se producen en '11.1 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{282.58} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.003}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axil de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{0.07} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{200.84} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{625.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : \underline{250.00} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{187.77} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Comprobaciones del pilar 11

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 304.74 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.082$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : 1.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 200.84 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 2.26 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 625.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 250.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 187.77 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '11.1 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 54.16 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 64.76 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$



Comprobaciones del pilar 11



Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.500

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

k : 1.981

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

ρ_l : 0.004

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

A_{sl} : 2.26 cm²

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

σ_{cp} : 3.21 MPa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 200.84 kN

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

b_w : 250.00 mm

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

d : 208.00 mm

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

v_{min} : 0.76 MPa

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd,s}$: 54.16 kN

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$V_{Rd,s}$: 64.76 kN

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$C_{Rd,c}$: 0.120

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.500

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

k : 1.981

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

ρ_l : 0.004

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 11

A_{sl}: Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd}+d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck}: Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp}: Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed}: Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w: Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

A_{sl}: 2.26 cm²

f_{ck}: 30.00 MPa

σ_{cp}: 3.21 MPa

N_{Ed}: 200.84 kN

A_c: 625.00 cm²

f_{cd}: 20.00 MPa

b_w: 250.00 mm

d: 208.00 mm

v_{min}: 0.76 MPa

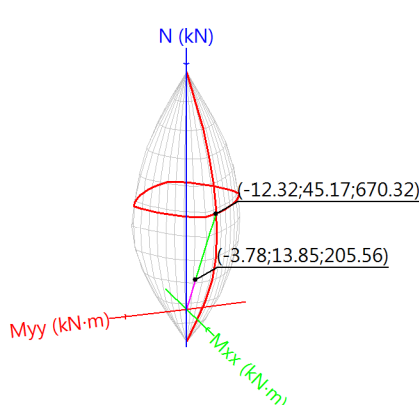
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

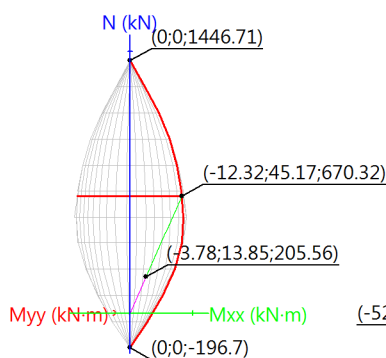
Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

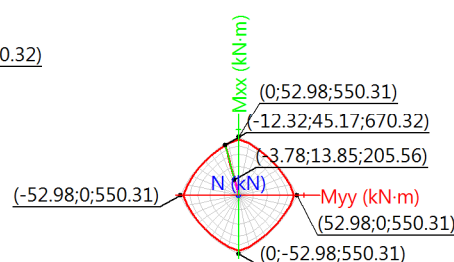
η: 0.307 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed}: Momento de cálculo de primer orden.

N_{Ed}: 205.56 kN

M_{Ed,x}: 13.85 kN·m

M_{Ed,y}: -3.78 kN·m



Comprobaciones del pilar 11

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 670.32 \text{ kN} \\ M_{Rd,x} &: 45.17 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: -12.32 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 6.1(4).

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}, e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$\begin{aligned} e_{e,x} &: -18.38 \text{ mm} \\ e_{e,y} &: 67.38 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

$$h : 250.00 \text{ mm}$$

$$e_0 : 67.38 \text{ mm}$$

$$M_d : 13.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : 205.56 \text{ kN}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

$$h : 250.00 \text{ mm}$$

$$e_0 : -18.38 \text{ mm}$$

$$M_d : -3.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_d : 205.56 \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

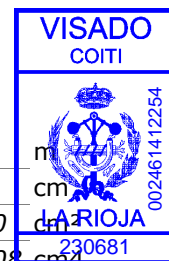
$$\lambda : 31.59$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 11

l_0 : Longitud de pandeo
 i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.
 I : Inercia.

l_0 : 2.280 m
 i_c : 7.22 cm
 A_c : 625.00 cm²
 I : 32552.08 cm⁴



$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

λ_{inf} : 58.14

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.
 e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .
 h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.
 C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.
 v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 67.38 mm
 e_1 : 67.38 mm
 h : 250.00 mm
 C : 0.24
 v : 0.16

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.
 f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.

N_d : 205.56 kN
 f_{cd} : 20.00 MPa
 A_c : 625.00 cm²

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

λ : 31.59

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo
 i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.
 I : Inercia.

l_0 : 2.280 m
 i_c : 7.22 cm
 A_c : 625.00 cm²
 I : 32552.08 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

λ_{inf} : 84.56

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.
 e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .
 h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.
 C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.
 v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

e_2 : 20.00 mm
 e_1 : 20.00 mm
 h : 250.00 mm
 C : 0.24
 v : 0.16

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.
 f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

N_d : 205.56 kN
 f_{cd} : 20.00 MPa

Comprobaciones del pilar 11

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

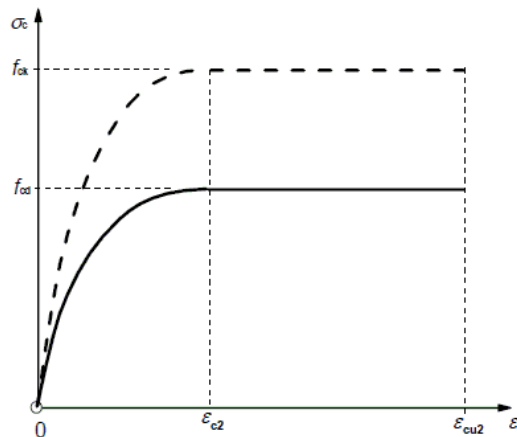


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{cu2} : 0.0035

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : 0.0020

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

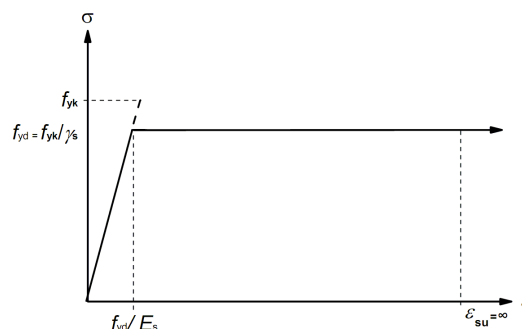
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



Comprobaciones del pilar 11



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

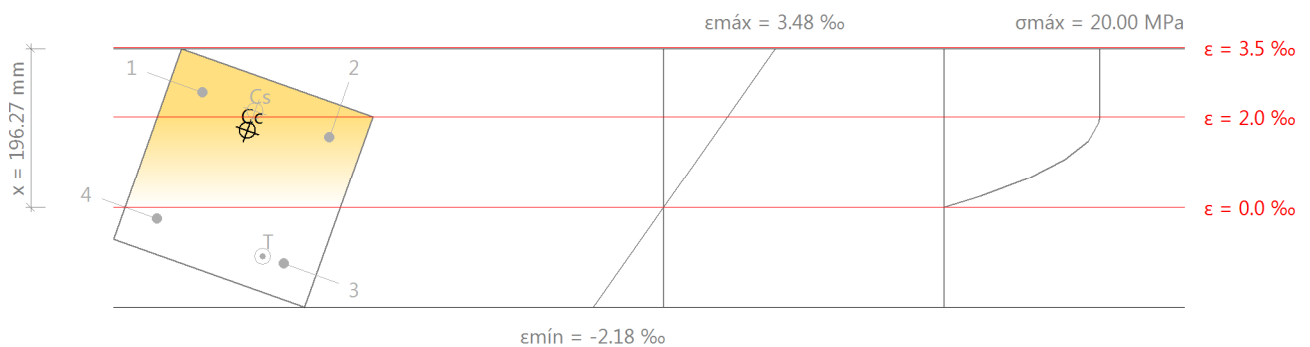
$$\epsilon_{su} : 0.0100$$

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-83.00	83.00	+434.78	+0.002530
2	Ø12	83.00	83.00	+308.37	+0.001542
3	Ø12	83.00	-83.00	-246.54	-0.001233
4	Ø12	-83.00	-83.00	-48.82	-0.000244

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	619.67	-14.97	57.16
Cs	84.05	-14.12	83.00
T	33.41	55.56	-83.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 670.32 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : 45.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : -12.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 11



C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 619.67 kN

C_s : 84.05 kN

T : 33.41 kN

e_{cc,x} : -14.97 mm

e_{cc,y} : 57.16 mm

e_{cs,x} : -14.12 mm

e_{cs,y} : 83.00 mm

e_{T,x} : 55.56 mm

e_{T,y} : -83.00 mm

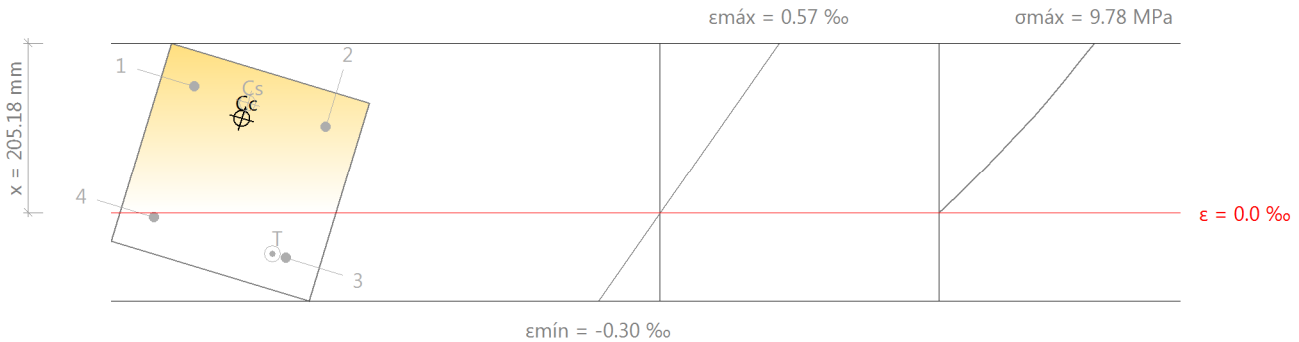
ε_{cmax} : 0.0035

ε_{smax} : 0.0012

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 246.54 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-83.00	83.00	+84.90	+0.000425
2	Ø12	83.00	83.00	+58.06	+0.000290
3	Ø12	83.00	-83.00	-30.19	-0.000151
4	Ø12	-83.00	-83.00	-3.36	-0.000017

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	193.19	-16.95	63.12
Cs	16.17	-15.58	83.00
T	3.79	66.39	-83.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 205.56 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : 13.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar 11

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : -3.78 \text{ kNm}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : 193.19 \text{ kN}$$

$$C_s : 16.17 \text{ kN}$$

$$T : 3.79 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -16.95 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 63.12 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -15.58 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 83.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : 66.39 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -83.00 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cmax} : 0.0006$$

$$\varepsilon_{smax} : 0.0002$$

$$\sigma_{cmax} : 9.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 30.19 \text{ MPa}$$



Comprobaciones del pilar 11

2. FORJADO 5 (8 - 10.5 M)



Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones	: 25x25 cm
	Tramo	: 8.000/10.500 m
	Altura libre	: 2.28 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : C30/37 (HA-30)	Plano ZX : 2.28 m
	Acero : S-500	Plano ZY : 2.28 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6
	Cuantía : 0.72 %	Separación : 6 - 15 - 10 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$250 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{250.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$154 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{min} : 12

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{max} : 6 mm

d_q : Tamaño máximo del árido.

d_q : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 2.50 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 2.50 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 28.75 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 28.75 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 0.71 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 0.71 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 309.77 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.047 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 1.40 kN

$V_{Ed,y}$: 15.39 kN

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en $V_{Rd,max,Vx}$: 307.13 kN

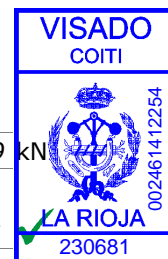
Comprobaciones del pilar 11

el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max,Vv} : \underline{329.29} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.218}$$



Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{1.40} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{15.39} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{70.89} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{307.13} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.090}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axil de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{1.81} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{309.77} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{625.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : \underline{250.00} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{187.77} \text{ mm}$$

Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Comprobaciones del pilar 11

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 329.29 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

$$\alpha_{cw} : 1.169$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : 3.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 309.77 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 2.26 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 625.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 250.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 187.77 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 60.30 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 70.89 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$



Comprobaciones del pilar 11



Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.981$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.004$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada.

Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : 4.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 309.77 \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 625.00 \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : 250.00 \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : 208.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : 0.76 \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 60.30 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 70.89 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.981$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.004$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 11

A_{sl}: Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd}+d)$ más allá de la sección analizada.
Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck}: Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp}: Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed}: Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w: Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

A_{sl}: 2.26 cm²

f_{ck}: 30.00 MPa

σ_{cp}: 4.00 MPa

N_{Ed}: 309.77 kN

A_c: 625.00 cm²

f_{cd}: 20.00 MPa

b_w: 250.00 mm

d: 208.00 mm

v_{min}: 0.76 MPa

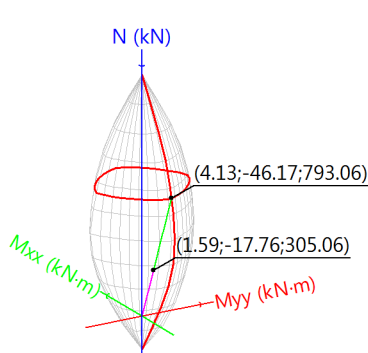
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '8.6 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

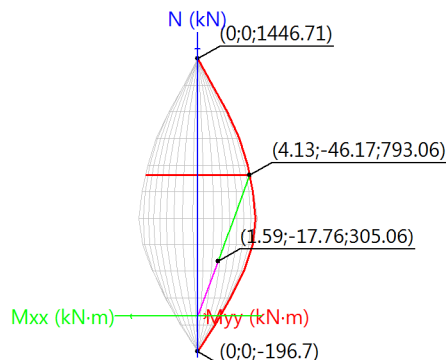
Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

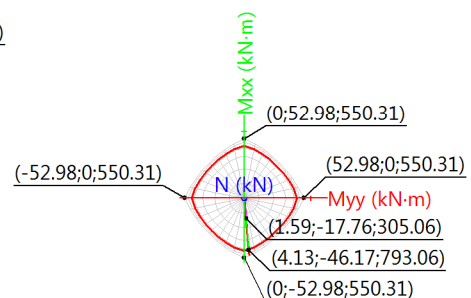
η: 0.385 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed}: Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed}: Momento de cálculo de primer orden.

N_{Ed}: 305.06 kN

M_{Ed,x}: -17.76 kN·m

M_{Ed,y}: 1.59 kN·m

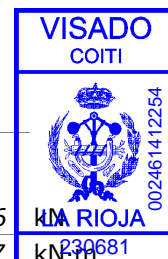
Comprobaciones del pilar 11

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

N_{Rd} : 793.06 kN
 $M_{Rd,x}$: -46.17 kN·m
 $M_{Rd,y}$: 4.13 kN·m



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 6.1(4).

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}, e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 250.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : -58.22 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : -17.76 \text{ kN·m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 305.06 \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : 250.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_0 : 5.20 \text{ mm}$$

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : 1.59 \text{ kN·m}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : 305.06 \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\lambda : 31.59$$

Donde:

Comprobaciones del pilar 11

l_0 : Longitud de pandeo
 i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.
 A_c : Área total de la sección de hormigón.
 I : Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

l_0 : 2.280 m
 i_c : 7.22 cm
 A_c : 625.00 cm²
 I : 32552.08 cm⁴

λ_{inf} : 49.46

e_2 : 58.22 mm

e_1 : 58.22 mm

h : 250.00 mm

C : 0.24

v : 0.24

N_d : 305.06 kN

f_{cd} : 20.00 MPa

A_c : 625.00 cm²

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

I : Inercia.

λ : 31.59

l_0 : 2.280 m

i_c : 7.22 cm

A_c : 625.00 cm²

I : 32552.08 cm⁴

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

e_2 : 20.00 mm

e_1 : 20.00 mm

h : 250.00 mm

C : 0.24

v : 0.24

N_d : 305.06 kN

f_{cd} : 20.00 MPa

λ_{inf} : 69.42



Comprobaciones del pilar 11

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00

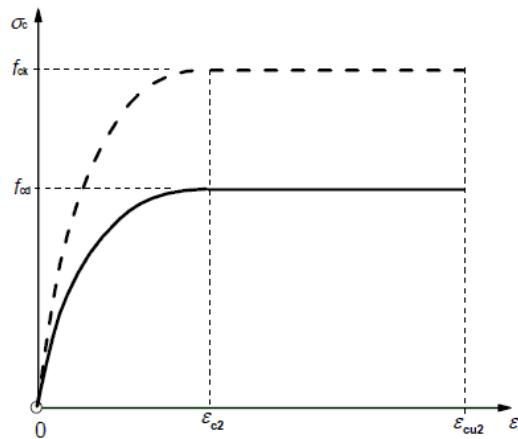


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8

ϵ_{cu2} : 0.0035

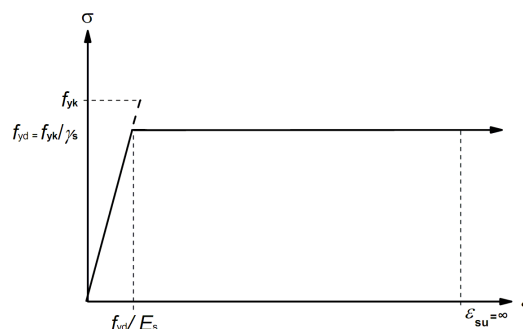
ϵ_{c2} : 0.0020

f_{cd} : 20.00 MPa

α_{cc} : 1.00

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : 1.5



Comprobaciones del pilar 11



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

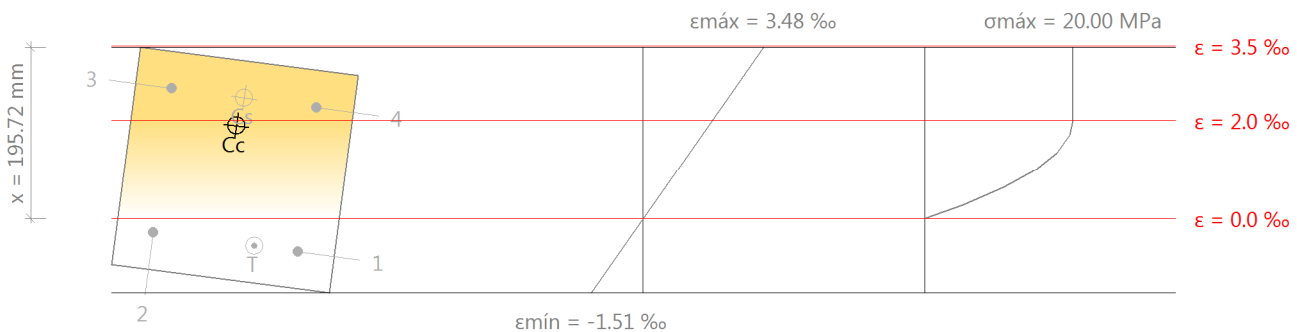
f_{yk} : 500.00 MPa

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-83.00	83.00	-133.46	-0.000667
2	Ø12	83.00	83.00	-56.85	-0.000284
3	Ø12	83.00	-83.00	+434.78	+0.002645
4	Ø12	-83.00	-83.00	+434.78	+0.002261

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	716.24	4.76	-50.57
Cs	98.35	0.00	-83.00
T	21.52	-33.41	83.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

N_{Rd} : 793.06 kN

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

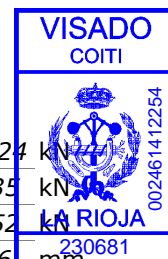
$M_{Rd,x}$: -46.17 kN·m

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$M_{Rd,y}$: 4.13 kN·m

Donde:

Comprobaciones del pilar 11



C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 716.24 kN

C_s : 98.35 kN

T : 21.52 kN

e_{cc,x} : 4.76 mm

e_{cc,y} : -50.57 mm

e_{cs,x} : 0.00 mm

e_{cs,y} : -83.00 mm

e_{T,x} : -33.41 mm

e_{T,y} : 83.00 mm

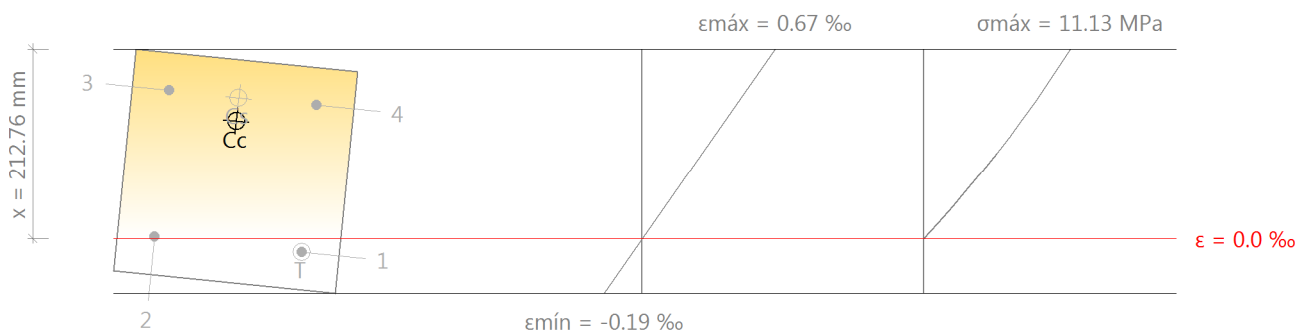
ε_{cmax} : 0.0035

ε_{smax} : 0.0007

σ_{cmax} : 20.00 MPa

σ_{smax} : 133.46 MPa

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-83.00	83.00	-9.45	-0.000047
2	Ø12	83.00	83.00	+1.01	+0.000005
3	Ø12	83.00	-83.00	+104.75	+0.000524
4	Ø12	-83.00	-83.00	+94.29	+0.000471

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	283.50	4.91	-55.78
C _s	22.62	4.75	-82.17
T	1.07	-83.00	83.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 305.06 \text{ kN}$$

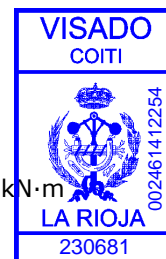
$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : -17.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar 11

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,v} : 1.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 283.50 \text{ kN}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 22.62 \text{ kN}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 1.07 \text{ kN}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 4.91 \text{ mm}$$

$$e_{cc,v} : -55.78 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 4.75 \text{ mm}$$

$$e_{cs,v} : -82.17 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : -83.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,v} : 83.00 \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0007$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0000$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 11.13 \text{ MPa}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 9.45 \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar 11

3. E (5.5 - 8 M)



Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 25x25 cm
	Tramo : 5.500/8.000 m
	Altura libre : 2.28 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
	Materiales
	Hormigón : C30/37 (HA-30)
	Longitud de pandeo
	Plano ZX : 2.28 m
	Plano ZY : 2.28 m
	Acero : S-500
	Armadura longitudinal
	Esquina : 4Ø12
	Armadura transversal
	Estribos : 1eØ6
	Cuantía : 0.72 %
	Separación : 6 - 15 - 10 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$250 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{250.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$154 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 11

Donde:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm



Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{\min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{\max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{\max} : 6 mm

d_g : Tamaño máximo del árido.

d_g : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{\max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 2.50 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 2.50 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 28.75 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 28.75 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 0.95 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 0.95 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 411.67 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.044 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 0.97 kN

$V_{Ed,y}$: 14.60 kN

Comprobaciones del pilar 11

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max} : \underline{330.09} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.206} \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.97} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{14.60} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{70.89} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{330.09} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.172}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{3.44} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{411.67} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{625.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{250.00} \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{187.77} \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:



Comprobaciones del pilar 11

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 330.09 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.172$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : 3.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 411.67 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 4.52 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 625.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 250.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 187.77 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 60.30 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 70.89 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 11



γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.981$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.004$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} : 4.00 \text{ MPa}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 411.67 \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 625.00 \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : 250.00 \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : 208.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : 0.76 \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 60.30 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 70.89 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.981$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.004$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar 11

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : 4.00 MPa

N_{Ed} : 411.67 kN

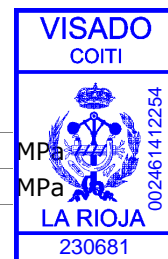
A_c : 625.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 250.00 mm

d : 208.00 mm

v_{min} : 0.76 MPa



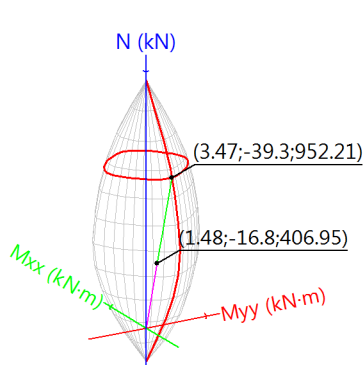
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.1 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

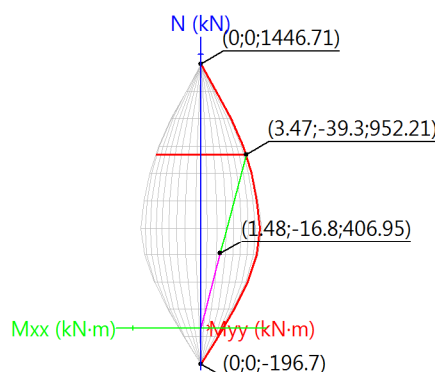
Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

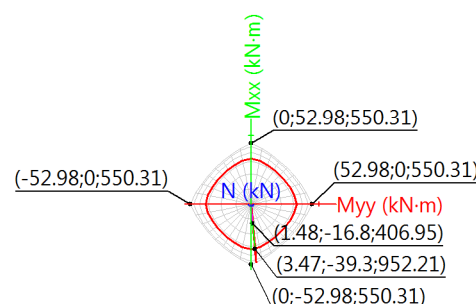
η : 0.427 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{Ed} : 406.95 kN

$M_{Ed,x}$: -16.80 kN·m

$M_{Ed,y}$: 1.48 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 952.21 kN

Comprobaciones del pilar 11

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_{Rd,x} &: -39.30 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M}_{Rd,y} &: 3.47 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 6.1(4).

$$\mathbf{e}_{e,x} : 3.64 \text{ mm}$$

$$\mathbf{e}_{e,y} : -41.28 \text{ mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$\mathbf{e}_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$\mathbf{h} : 250.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$\mathbf{e}_0 : -41.28 \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$\mathbf{M}_d : -16.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$\mathbf{N}_d : 406.95 \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$\mathbf{e}_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$\mathbf{h} : 250.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$\mathbf{e}_0 : 3.64 \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$\mathbf{M}_d : 1.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$\mathbf{N}_d : 406.95 \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\lambda : 31.59$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo

$$\mathbf{l}_0 : 2.280 \text{ m}$$

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

$$\mathbf{i}_c : 7.22 \text{ cm}$$

Comprobaciones del pilar 11

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

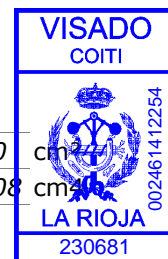
v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.



A_c: 625.00 cm²

I: 32552.08 cm⁴

λ_{inf}: 47.07

e₂: 41.28 mm

e₁: 41.28 mm

h: 250.00 mm

C: 0.24

v: 0.33

N_d: 406.95 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 625.00 cm²

λ: 31.59

l₀: 2.280 m

i_c: 7.22 cm

A_c: 625.00 cm²

I: 32552.08 cm⁴

λ_{inf}: 60.10

e₂: 20.00 mm

e₁: 20.00 mm

h: 250.00 mm

C: 0.24

v: 0.33

N_d: 406.95 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 625.00 cm²

Comprobaciones del pilar 11

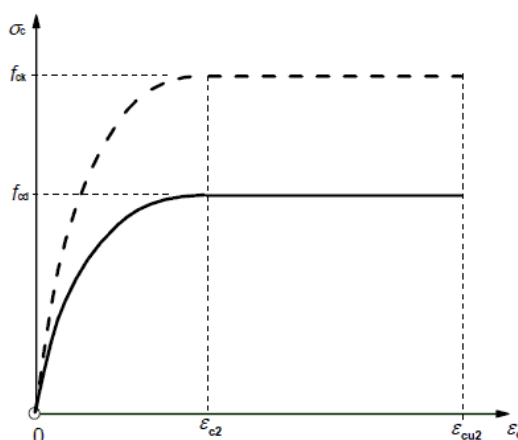


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

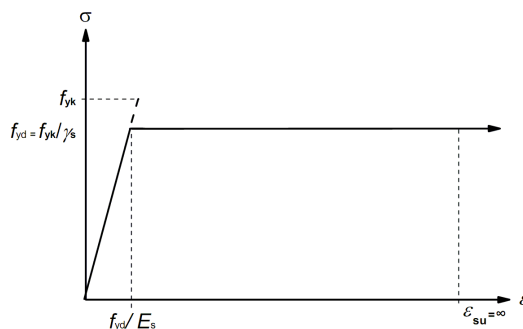
Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

Comprobaciones del pilar 11

f_{vd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

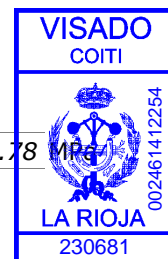
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

$$f_{vd} : 434.78 \text{ MPa}$$

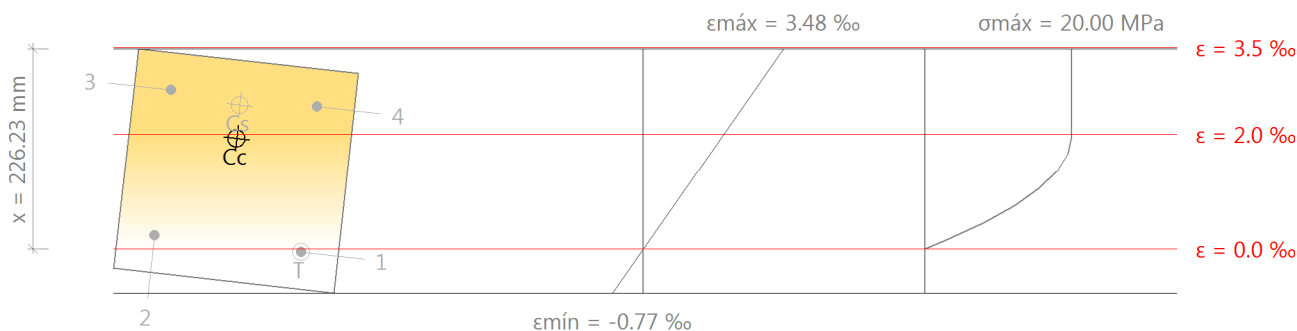
$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$



Documento visado electrónicamente con número: 230681

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-83.00	83.00	-11.52	-0.000058
2	Ø12	83.00	83.00	+45.67	+0.000228
3	Ø12	83.00	-83.00	+434.78	+0.002768
4	Ø12	-83.00	-83.00	+434.78	+0.002482

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	850.00	3.45	-37.01
Cs	103.51	4.14	-74.72
T	1.30	-83.00	83.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 952.21 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : -39.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : 3.47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 850.00 \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 103.51 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 11

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

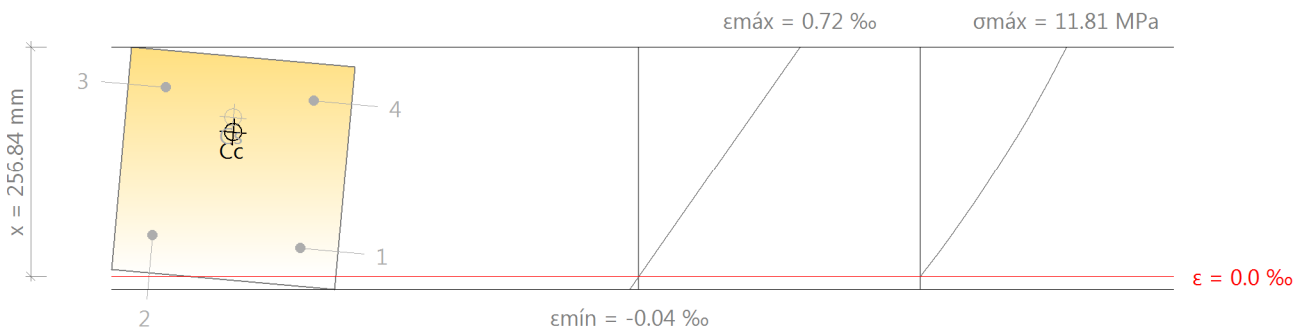
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	1.30	kN
e_{cc,x} :	3.45	mm
e_{cc,y} :	-37.01	mm
e_{cs,x} :	4.14	mm
e_{cs,y} :	-74.72	mm
e_{T,x} :	-83.00	mm
e_{T,y} :	83.00	mm
ε_{cmax} :	0.0035	
ε_{smax} :	0.0001	
σ_{cmax} :	20.00	MPa
σ_{smax} :	11.52	MPa



Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-83.00	83.00	+17.44	+0.000087
2	Ø12	83.00	83.00	+25.76	+0.000129
3	Ø12	83.00	-83.00	+118.49	+0.000592
4	Ø12	-83.00	-83.00	+110.17	+0.000551

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	376.21	3.53	-40.02
Cs	30.75	5.08	-56.63
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 406.95 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : -16.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : 1.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 376.21 kN

C_s : 30.75 kN

T : 0.00 kN

$e_{cc,x}$: 3.53 mm

$e_{cc,y}$: -40.02 mm

$e_{cs,x}$: 5.08 mm

$e_{cs,y}$: -56.63 mm

e_T : 0.00 mm

ϵ_{cmax} : 0.0007

ϵ_{smax} : 0.0000

σ_{cmax} : 11.81 MPa

σ_{smax} : 0.00 MPa

Comprobaciones del pilar 11



4. FORJADO 3 (3 - 5.5 M)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones	: 25x25 cm
	Tramo	: 3.000/5.500 m
	Altura libre	: 2.28 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : C30/37 (HA-30)	Plano ZX : 2.28 m
	Acero : S-500	Plano ZY : 2.28 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6
	Cuantía : 0.72 %	Separación : 6 - 15 - 10 cm

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$250 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{250.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{250.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$154 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12

Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{\min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{\max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{\max} : 6 mm

d_q : Tamaño máximo del árido.

d_q : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{\max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 2.50 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 2.50 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 28.75 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 28.75 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 625.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 1.18 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 1.18 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 511.58 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.049 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 4.71 kN

$V_{Ed,y}$: 16.44 kN

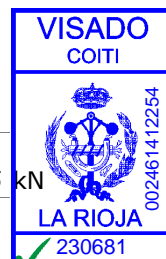
Comprobaciones del pilar 11

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max} : 352.06 \text{ kN}$$

$$\eta : 0.241$$



Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : 4.71 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : 16.44 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : 70.89 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 352.06 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.250$$

$$0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.25$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : 5.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 511.58 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 4.52 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 625.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 250.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 187.77 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

Comprobaciones del pilar 11

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 352.06 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.250$$

$$0.25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.25$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : 5.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 511.58 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 4.52 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 625.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 250.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 187.77 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 60.30 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 70.89 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 11

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.981$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.004$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd}+d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : 4.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 511.58 \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 625.00 \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : 250.00 \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : 208.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : 0.76 \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 60.30 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 70.89 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.981$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.004$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd}+d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$



Comprobaciones del pilar 11

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : 4.00 MPa

N_{Ed} : 511.58 kN

A_c : 625.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 250.00 mm

d : 208.00 mm

v_{min} : 0.76 MPa



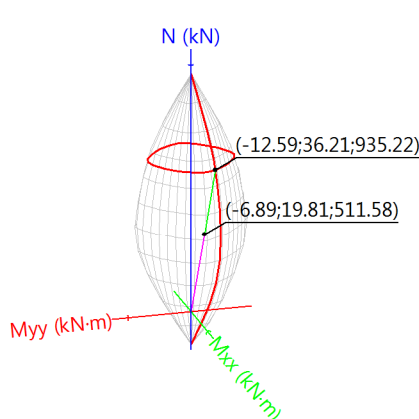
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

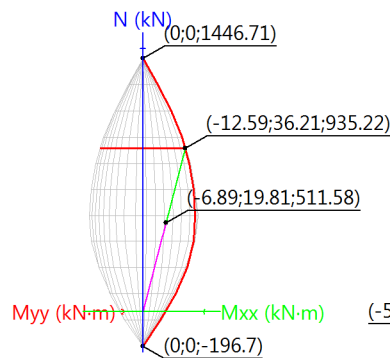
Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

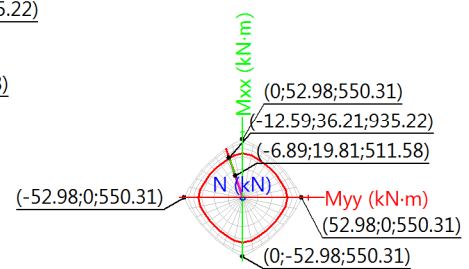
η : 0.547 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{Ed} : 511.58 kN

$M_{Ed,x}$: 19.81 kN·m

$M_{Ed,y}$: -6.89 kN·m

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

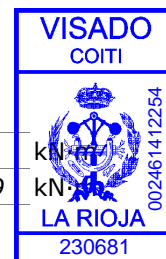
N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Rd} : 935.22 kN

Comprobaciones del pilar 11

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$M_{Rd,x}$: 36.21 kN·m
 $M_{Rd,y}$: -12.59 kN·m



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 6.1(4).

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

e_{min} : 20.00 mm

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 250.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_0 : 38.72 mm

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

M_d : 19.81 kN·m

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 511.58 kN

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

e_{min} : 20.00 mm

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

h : 250.00 mm

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

e_0 : -13.46 mm

Donde:

M_d : Momento de cálculo de primer orden.

M_d : -6.89 kN·m

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 511.58 kN

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

λ : 31.59

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo

l_0 : 2.280 m

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

i_c : 7.22 cm

Comprobaciones del pilar 11

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

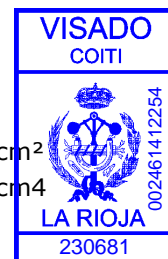
v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.



A_c: 625.00 cm²

I: 32552.08 cm⁴

λ_{inf}: 42.80

e₂: 38.72 mm

e₁: 38.72 mm

h: 250.00 mm

C: 0.24

v: 0.41

N_d: 511.58 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 625.00 cm²

λ: 31.59

l₀: 2.280 m

i_c: 7.22 cm

A_c: 625.00 cm²

I: 32552.08 cm⁴

λ_{inf}: 53.60

e₂: 20.00 mm

e₁: 20.00 mm

h: 250.00 mm

C: 0.24

v: 0.41

N_d: 511.58 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 625.00 cm²

Comprobaciones del pilar 11

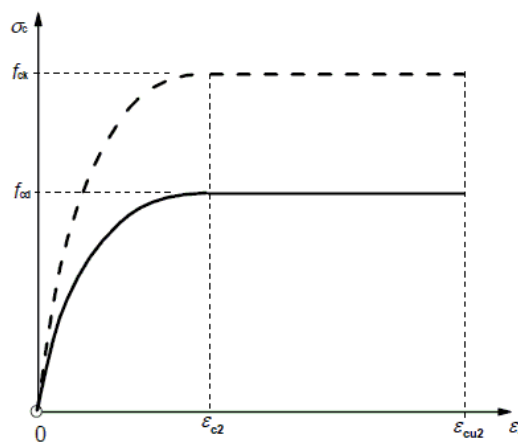


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

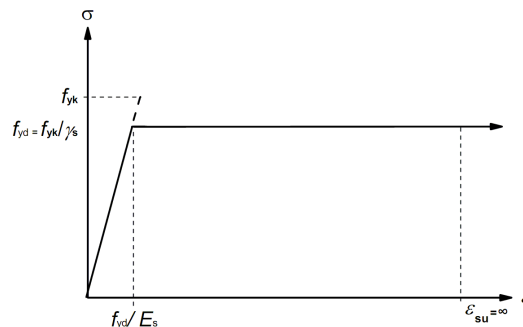
Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

Comprobaciones del pilar 11

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

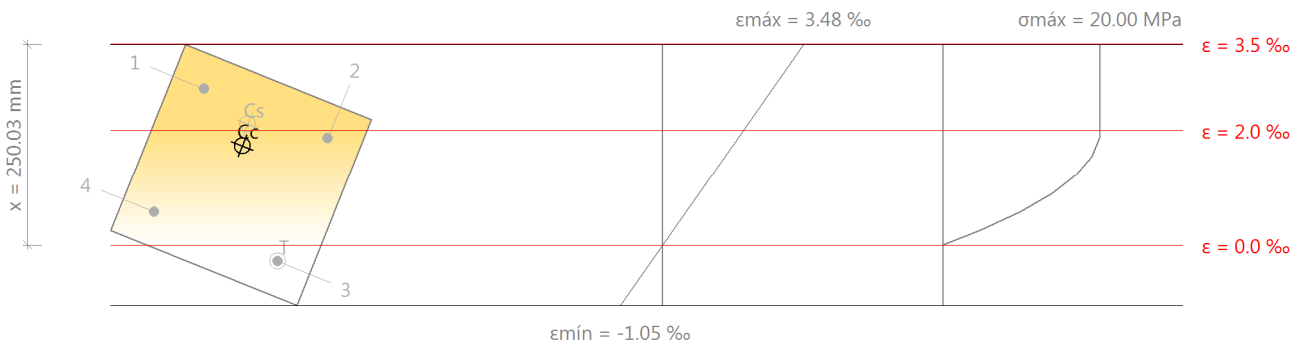
$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-83.00	83.00	+434.78	+0.002722
2	Ø12	83.00	83.00	+371.82	+0.001859
3	Ø12	83.00	-83.00	-57.23	-0.000286
4	Ø12	-83.00	-83.00	+115.26	+0.000576

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	837.43	-12.40	34.85
Cs	104.26	-16.05	62.25
T	6.47	83.00	-83.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 935.22 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : 36.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : -12.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 837.43 \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 104.26 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 11

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

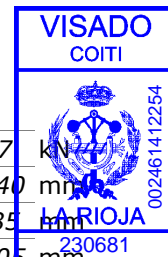
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

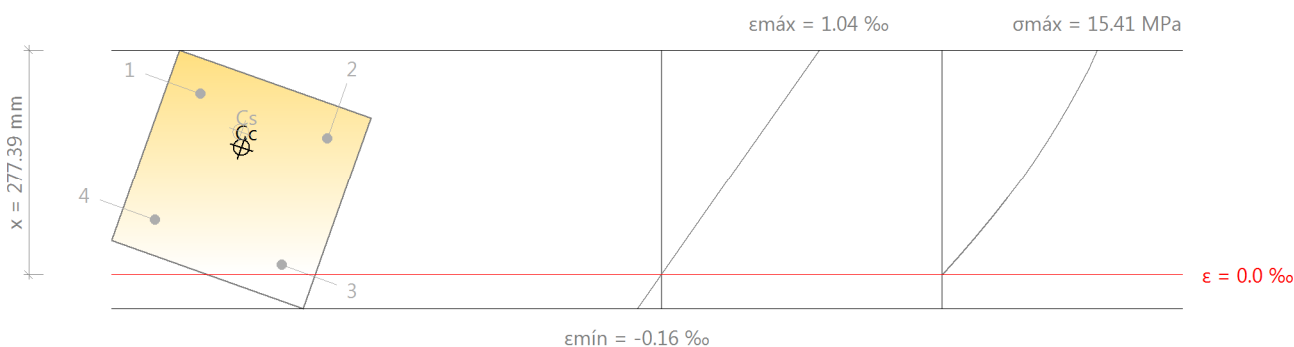
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T :	6.47 kN
e_{cc,x} :	-12.40 mm
e_{cc,y} :	34.85 mm
e_{cs,x} :	-16.05 mm
e_{cs,y} :	62.25 mm
e_{T,x} :	83.00 mm
e_{T,y} :	-83.00 mm
ε_{cmax} :	0.0035
ε_{smax} :	0.0003
σ_{cmax} :	20.00 MPa
σ_{smax} :	57.23 MPa



Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-83.00	83.00	+168.05	+0.000840
2	Ø12	83.00	83.00	+126.26	+0.000631
3	Ø12	83.00	-83.00	+8.79	+0.000044
4	Ø12	-83.00	-83.00	+50.58	+0.000253

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	471.58	-12.94	37.33
C _s	40.00	-19.61	55.13
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 511.58 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : 19.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : -6.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : 471.58 \text{ kN}$$

$$C_s : 40.00 \text{ kN}$$

$$T : 0.00 \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : -12.94 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 37.33 \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : -19.61 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 55.13 \text{ mm}$$

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cmax} : 0.0010$$

$$\epsilon_{smax} : 0.0000$$

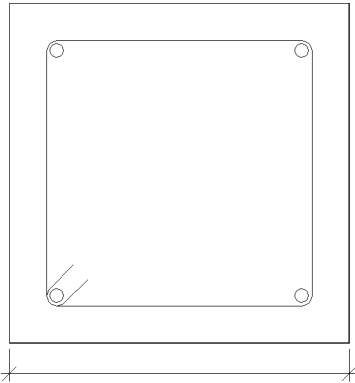
$$\sigma_{cmax} : 15.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : 0.00 \text{ MPa}$$

Comprobaciones del pilar 11

5. FORJADO 2 (2.5 - 3 M)



Datos del pilar		
 <p>30</p>	Geometría	
	Dimensiones : 30x30 cm	
	Tramo : 2.500/3.000 m	
	Altura libre : 0.28 m	
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : C30/37 (HA-30)	Plano ZX : 0.28 m
	Acero : S-500	Plano ZY : 0.28 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6	
Cuantía : 0.50 %	Separación : 6 - 10 cm	

Disposiciones relativas a las armaduras (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$h \leq 4 \cdot b$$

$$300 \text{ mm} \leq 1200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$204 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = \phi_{\max}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\phi_{\max} : \underline{12} \text{ mm}$$

d_g : Tamaño máximo del árido.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 12 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 11

Donde:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm



Estribos

La distancia libre s_b (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que s_{\min} (Artículo 8.2(2)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

54 mm \geq 20 mm ✓

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{\min} : 20 mm

$$s_1 = \phi_{\max}$$

s_1 : 6 mm

$$s_2 = 1,25 \cdot d_g$$

s_2 : 19 mm

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

s_3 : 20 mm

Siendo:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

ϕ_{\max} : 6 mm

d_g : Tamaño máximo del árido.

d_g : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tmax}$ (Artículo 9.5.3(3)):

$$s_t \leq s_{cl,tmax}$$

60 mm \leq 180 mm ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{cl,tmax}$: 180 mm

$$s_1 = 15 \cdot \phi_{\min}$$

s_1 : 180 mm

$$s_2 = 300 \text{ mm}$$

s_2 : 300 mm

Siendo:

ϕ_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

ϕ_{\min} : 12 mm

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$\phi_t \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{\max} \geq 6 \text{ mm}$$

6 mm \geq 6 mm ✓

Donde:

ϕ_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

ϕ_{\max} : 12 mm

Armadura mínima y máxima (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal A_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² \geq 3.60 cm² ✓

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$A_{s,min}$: 3.60 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

El área de la armadura longitudinal A_s no debería superar $A_{s,max}$ (Artículo 9.5.2(3)):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

4.52 cm² ≤ 41.40 cm² ✓

Donde:

A_s : Área de la armadura longitudinal.

A_s : 4.52 cm²

$$A_{s,max} = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

$A_{s,max}$: 41.40 cm²

Siendo:

A_c : Área total de la sección de hormigón.

A_c : 900.00 cm²

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

El área total de la armadura longitudinal A'_s no debería ser menor que $A_{s,min}$ (Artículo 9.5.2(2)):

$$A'_s \geq A_{s,min}$$

4.52 cm² ≥ 1.46 cm² ✓

Donde:

A'_s : Área total de armadura comprimida.

A'_s : 4.52 cm²

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$$

$A_{s,min}$: 1.46 cm²

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

N_{Ed} : 633.39 kN

f_{yd} : Límite elástico de la armadura.

f_{yd} : 434.78 MPa

Documento visado electrónicamente con número: 230681

Estado límite de agotamiento frente a cortante (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_l = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,max,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.071 ✓

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,x}$: 36.01 kN

$V_{Ed,y}$: 10.72 kN

Comprobaciones del pilar 11

$V_{Rd,max}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,s,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,s,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

$$V_{Rd,max} : \underline{531.08} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.372} \checkmark$$

Donde:

V_{Ed} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{36.01} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{10.72} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} : \underline{101.10} \text{ kN}$$

$V_{Rd,s}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : \underline{531.08} \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.243}$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.85} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{633.39} \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{900.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : \underline{434.78} \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{300.00} \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{237.44} \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:



Comprobaciones del pilar 11

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} : 531.08 \text{ kN}$$

Donde:

α_{cw} : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : 1.243$$

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \rightarrow \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

Siendo:

σ_{cp} : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : 4.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$$

Donde:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 633.39 \text{ kN}$$

A'_s : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : 4.52 \text{ cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura A'_s .

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

z : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : 237.44 \text{ mm}$$

v_1 : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : 0.600$$

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$$

α : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : 90.0 \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 82.45 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 101.10 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

Comprobaciones del pilar 11

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$f_{ck} : 30.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} : 4.00 \text{ MPa}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : 633.39 \text{ kN}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : 900.00 \text{ cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 20.00 \text{ MPa}$$

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : 300.00 \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : 258.00 \text{ mm}$$

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} : 0.71 \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 82.45 \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,s} : 101.10 \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$C_{Rd,c} : 0.120$$

Siendo:

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : 1.500$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k : 1.880$$

ρ_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : 0.003$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Siendo:

A_{sl} : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : 2.26 \text{ cm}^2$$



Comprobaciones del pilar 11

f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

σ_{cp} : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Siendo:

N_{Ed} : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

A_c : Área total de la sección de hormigón.

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

b_w : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$v_{min} = \left(\frac{0.075}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

f_{ck} : 30.00 MPa

σ_{cp} : 4.00 MPa

N_{Ed} : 633.39 kN

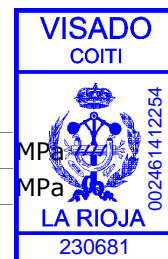
A_c : 900.00 cm²

f_{cd} : 20.00 MPa

b_w : 300.00 mm

d : 258.00 mm

v_{min} : 0.71 MPa



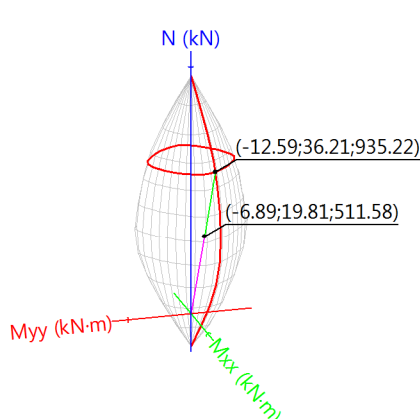
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (UNE-EN 1992-1-1:2010/NA:2015, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

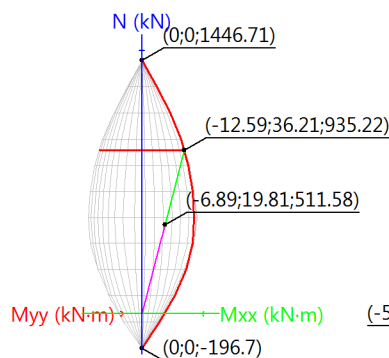
Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{N_{Ed}^2 + M_{Ed,x}^2 + M_{Ed,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

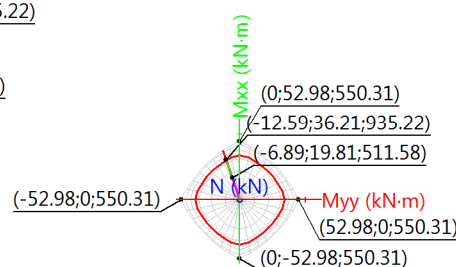
η : 0.547 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{Ed}, M_{Ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

N_{Ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{Ed} : Momento de cálculo de primer orden.

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

N_{Ed} : 511.58 kN

$M_{Ed,x}$: 19.81 kN·m

$M_{Ed,y}$: -6.89 kN·m

N_{Rd} : 935.22 kN

Comprobaciones del pilar 11

M_{Rd}: Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} \mathbf{M}_{Rd,x} &: 36.21 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \mathbf{M}_{Rd,y} &: -12.59 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$



Donde:

$$N_{Ed} = N_d$$

$$M_{Ed} = N_d \cdot e_e$$

Siendo:

e_e: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 6.1(4).

$$\mathbf{e}_{e,x} : -13.46 \text{ mm}$$

$$\mathbf{e}_{e,y} : 38.72 \text{ mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}$, $e_{0,y}$ es superior a la mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$\mathbf{e}_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$\mathbf{h} : 250.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$\mathbf{e}_0 : 38.72 \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$\mathbf{M}_d : 19.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$\mathbf{N}_d : 511.58 \text{ kN}$$

En el eje y:

$$e_{min} = \frac{h}{30} \leq 20 \text{ mm}$$

$$\mathbf{e}_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$\mathbf{h} : 250.00 \text{ mm}$$

$$e_0 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$\mathbf{e}_0 : -13.46 \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$\mathbf{M}_d : -6.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$\mathbf{N}_d : 511.58 \text{ kN}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

$$\mathbf{\lambda} : 31.59$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo

$$\mathbf{l}_0 : 2.280 \text{ m}$$

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

$$\mathbf{i}_c : 7.22 \text{ cm}$$

Comprobaciones del pilar 11

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte λ es menor que la esbeltez límite inferior λ_{lim} indicada en 5.8.3.1 - 5.8.3.2.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A_c}}$$

Donde:

l₀: Longitud de pandeo

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.

I: Inercia.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \cdot \left[1 + \frac{0.24}{e_2/h} + 3.4 \cdot \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \nless 100$$

Donde:

e₂: Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

e₁: En estructuras traslacionales es igual a e₂.

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

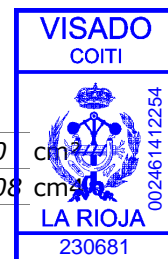
v: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

A_c: Área total de la sección de hormigón.



A_c: 625.00 cm²

I: 32552.08 cm⁴

λ_{inf}: 42.80

e₂: 38.72 mm

e₁: 38.72 mm

h: 250.00 mm

C: 0.24

v: 0.41

N_d: 511.58 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 625.00 cm²

λ: 31.59

l₀: 2.280 m

i_c: 7.22 cm

A_c: 625.00 cm²

I: 32552.08 cm⁴

λ_{inf}: 53.60

e₂: 20.00 mm

e₁: 20.00 mm

h: 250.00 mm

C: 0.24

v: 0.41

N_d: 511.58 kN

f_{cd}: 20.00 MPa

A_c: 625.00 cm²

Comprobaciones del pilar 11

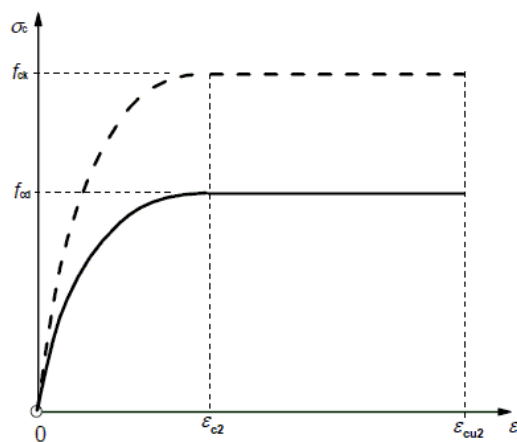


Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



ϵ_{cu2} : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{cu2} : 0.0035

ϵ_{c2} : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

ϵ_{c2} : 0.0020

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 20.00 MPa

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Siendo:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

α_{cc} : 1.00

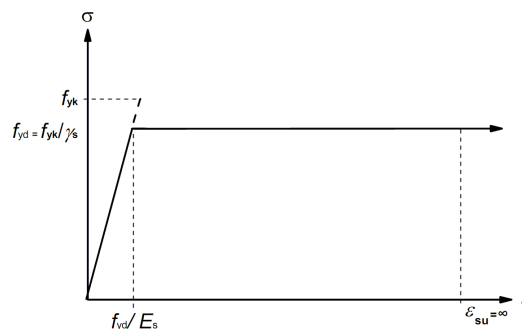
f_{ck} : Resistencia característica a compresión del hormigón.

f_{ck} : 30.00 MPa

γ_c : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

γ_c : 1.5

- (e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



ϵ_{su} : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

ϵ_{su} : 0.0100

Comprobaciones del pilar 11

f_{vd} : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Siendo:

f_{yk} : Resistencia característica del acero.

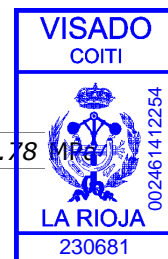
γ_s : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

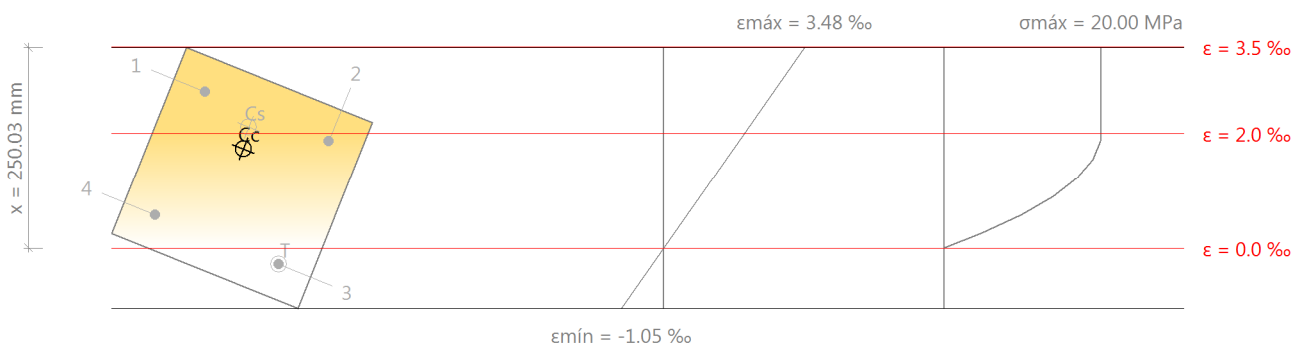
$$f_{vd} : 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} : 500.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s : 1.15$$



Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (MPa)	ϵ
1	Ø12	-83.00	83.00	+434.78	+0.002722
2	Ø12	83.00	83.00	+371.82	+0.001859
3	Ø12	83.00	-83.00	-57.23	-0.000286
4	Ø12	-83.00	-83.00	+115.26	+0.000576

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	837.43	-12.40	34.85
Cs	104.26	-16.05	62.25
T	6.47	83.00	-83.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : 935.22 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : 36.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : -12.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 837.43 \text{ kN}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 104.26 \text{ kN}$$

Comprobaciones del pilar 11

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

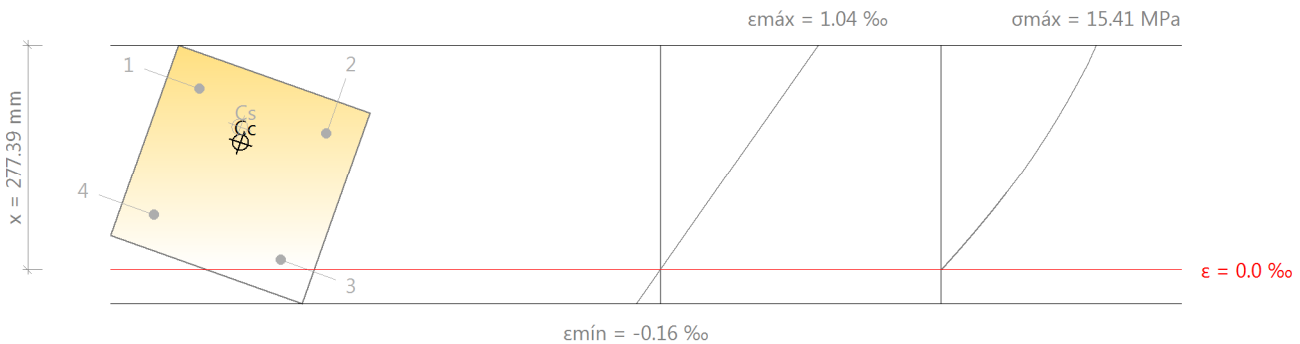
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

T	: 6.47	kN
e_{cc,x}	: -12.40	mm
e_{cc,y}	: 34.85	mm
e_{cs,x}	: -16.05	mm
e_{cs,y}	: 62.25	mm
e_{T,x}	: 83.00	mm
e_{T,y}	: -83.00	mm
ε_{cmax}	: 0.0035	
ε_{smax}	: 0.0003	
σ_{cmax}	: 20.00	MPa
σ_{smax}	: 57.23	MPa



Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ _s (MPa)	ε
1	Ø12	-83.00	83.00	+168.05	+0.000840
2	Ø12	83.00	83.00	+126.26	+0.000631
3	Ø12	83.00	-83.00	+8.79	+0.000044
4	Ø12	-83.00	-83.00	+50.58	+0.000253

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	471.58	-12.94	37.33
Cs	40.00	-19.61	55.13
T	0.00	0.00	0.00

$$N_{Ed} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Ed} : 511.58 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Ed,x} : 19.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Ed,y} : -6.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar 11



Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

T : Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

C_c : 471.58 kN

C_s : 40.00 kN

T : 0.00 kN

$e_{cc,x}$: -12.94 mm

$e_{cc,y}$: 37.33 mm

$e_{cs,x}$: -19.61 mm

$e_{cs,y}$: 55.13 mm

e_T : 0.00 mm

ϵ_{cmax} : 0.0010

ϵ_{smax} : 0.0000

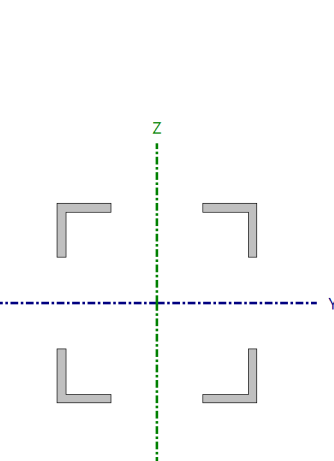
σ_{cmax} : 15.41 MPa

σ_{smax} : 0.00 MPa

Comprobaciones del pilar 11

6. PARA PILAR (0 - 2.5 M)

Perfil: L60*10, Cuádruple en cajón unión genérica
Material: Acero (S275)

	Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
	Pie	Cabeza		Área (cm ²)	I _v ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	0.00	2.50	2.280	44.28	3846.91	3846.91	14.67
	Notas:						
	⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado						
	⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral			
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.		Ala inf.	
	β	1.00	1.00	1.00		1.00	
	L _K	2.280	2.280	2.280		2.280	
C _m	0.850	0.850	1.000		1.000		
C ₁	-		1.000				
Notación:							
β: Coeficiente de pandeo							
L _K : Longitud de pandeo (m)							
C _m : Coeficiente de momentos							
C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico							

Nota: El análisis de piezas compuestas se realiza mediante la verificación de cada uno de los perfiles simples que las constituyen. Las comprobaciones de dichos perfiles se realizan para los esfuerzos calculados a partir de los que actúan sobre la pieza compuesta, según sus características mecánicas. Para las comprobaciones de estabilidad se utiliza la esbeltez mecánica ideal, obtenida en función de la esbeltez de la pieza y una esbeltez complementaria que tiene en cuenta la separación de los enlaces entre los perfiles simples.

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

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{0.87} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

Clas :
e 3

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

A 11.07 cm²

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y 275.00 MPa

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

N_{cr} 401.06 kN

La tensión crítica elástica de pandeo σ_{cr} es el valor de la menor de las raíces de la siguiente ecuación cúbica:

$$i_0^2 \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,y}) \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,z}) \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,T}) - \sigma_{cr}^2 \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,z}) \cdot y_0^2 - \sigma_{cr}^2 \cdot (\sigma_{cr} - \sigma_{cr,y}) \cdot z_0^2 = 0$$

σ_{cr} 362.30 MPa

Donde:

σ_{cr,y}: Tensión crítica elástica de pandeo por flexión de la sección compuesta, alrededor del eje Y.

σ_{cr,y} 362.30 MPa

σ_{cr,z}: Tensión crítica elástica de pandeo por flexión de la sección compuesta, alrededor del eje Z.

σ_{cr,z} 362.30 MPa

Comprobaciones del pilar 11

$\sigma_{cr,T}$: Tensión crítica elástica de pandeo por torsión de la sección compuesta.

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

I_w : Constante de alabeo de la sección.

E : Módulo de elasticidad.

G : Módulo de elasticidad transversal.

λ_y : Esbeltez mecánica de la sección compuesta, respecto al eje Y, calculada teniendo en cuenta el tipo de enlaces y su separación.

λ_z : Esbeltez mecánica de la sección compuesta, respecto al eje Z, calculada teniendo en cuenta el tipo de enlaces y su separación.

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_o = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$\sigma_{cr,T}$:	∞	
I_y	:	3846.9	cm ⁴
I_z	:	3846.9	cm ⁴
I_t	:	14.67	cm ⁴
I_w	:	0.00	cm ⁶
E	:	210000	MPa
G	:	81000	MPa
λ_y	:	75.6	
λ_z	:	75.6	
L_{kt}	:	0.000	m
i_o	:	13.18	cm
i_y	:	9.32	cm
i_z	:	9.32	cm
y_0	:	0.00	mm
z_0	:	0.00	mm

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

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

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : 0.558 \checkmark$$

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

$$\eta : 0.899 \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.50, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$N_{c,Ed}$: 161.67 kN

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

Comprobaciones del pilar 11



$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : 289.93$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : 3$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : 11.07 \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_{M0} : 1.05$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo **N_{b,Rd}** en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : 179.91 \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : 11.07 \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : 1.05$$

χ: Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$\chi_{FT} : 0.62$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$$\Phi_{FT} : 1.04$$

α_{FT}: Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{FT} : 0.49$$

λ̄: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{FT} : 0.87$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : 405.42 \text{ kN}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : 0.001 \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 11



Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.50, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^+ : 0.00 kN·m

Para flexión negativa:

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^- : 0.00 kN·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 4.05 kN·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase: 1

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$W_{pl,y}$: 15.46 cm³

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275.00 MPa

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

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

η : 0.001 ✓

Para flexión positiva:

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^+ : 0.00 kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 2.50, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^- : 0.00 kN·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 4.05 kN·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase: 1

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$W_{pl,z}$: 15.46 cm³

Comprobaciones del pilar 11

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

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

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} : 1.05$$



Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : 0.001 \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

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

$$V_{Ed} : 0.09 \text{ kN}$$

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

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : 90.73 \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_v = h_{vert} \cdot t$$

Siendo:

h_{vert} : Longitud del ala vertical.

$$h_{vert} : 60.00 \text{ mm}$$

t : Espesor de la chapa.

$$t : 10.00 \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_{M0} : 1.05$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : 0.001 \checkmark$$

Comprobaciones del pilar 11



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$.

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

V_{Ed} : 0.05 kN

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

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$V_{c,Rd}$: 90.73 kN

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

A_v : 6.00 cm²

$$A_v = h_{horz} \cdot t$$

Siendo:

h_{horz} : Longitud del ala horizontal.

h_{horz} : 60.00 mm

t : Espesor de la chapa.

t : 10.00 mm

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275.00 MPa

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

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

0.09 kN ≤ 45.36 kN ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$.

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

V_{Ed} : 0.09 kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{c,Rd}$: 90.73 kN

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

0.05 kN ≤ 45.36 kN ✓

Comprobaciones del pilar 11



Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo p_{simos}.

V_{Ed} : 0.05 kN

V_{c,Rd}: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

V_{c,Rd} : 90.73 kN

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

η : 0.560 ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

η : 0.901 ✓

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

η : 0.899 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{simos} se producen en el nudo 2.50, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

Donde:

N_{c,Ed}: Axil de compresión solicitante de cálculo p_{simos}.

N_{c,Ed} : 161.67 kN

M_{y,Ed}, **M_{z,Ed}**: Momentos flectores solicitantes de cálculo p_{simos}, según los ejes Y y Z, respectivamente.

M_{y,Ed} : 0.00 kN·m

M_{z,Ed} : 0.00 kN·m

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

Clase : 1

N_{pl,Rd}: Resistencia a compresión de la sección bruta.

N_{pl,Rd} : 289.93 kN

M_{pl,Rd,y}, **M_{pl,Rd,z}**: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

M_{pl,Rd,y} : 4.05 kN·m

M_{pl,Rd,z} : 4.05 kN·m

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta.

A : 11.07 cm²

W_{pl,y}, **W_{pl,z}**: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

W_{pl,y} : 15.46 cm³

W_{pl,z} : 15.46 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275.00 MPa

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M1} : 1.05

k_y, **k_z**: Coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

k_y : 1.60

Comprobaciones del pilar 11

$$k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}} \quad k_z : \underline{2.01}$$

$C_{m,y}, C_{m,z}$: Factores de momento flector uniforme equivalente. $C_{m,y} : \underline{0.85}$
 $C_{m,z} : \underline{0.85}$

χ_y, χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente. $\chi_y : \underline{0.62}$
 $\chi_z : \underline{0.62}$

$\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente. $\bar{\lambda}_y : \underline{0.87}$
 $\bar{\lambda}_z : \underline{0.86}$

α_y, α_z : Factores dependientes de la clase de la sección. $\alpha_y : \underline{0.60}$
 $\alpha_z : \underline{0.60}$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$0.09 \text{ kN} \leq 45.36 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{Ed,z} : \underline{0.09} \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,z} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

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

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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



Comprobaciones del pilar 11



Documento visado electrónicamente con número: 230681



ANEXO C

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN	3
2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES	3
3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA	3
4. COMPROBACIONES DE FLECHA	8



Viga 1



1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Referencia del perfil : HEB220
	Materiales
	Acero : S275

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Tramo	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	
10 - 11	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$x: 4.692$ m $\eta = 7.6$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	$x: 4.692$ m $\eta = 6.5$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽⁶⁾	N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁹⁾	N.P. ⁽¹⁰⁾	N.P. ⁽¹⁰⁾	CUMPLE $\eta = 7.6$
<p>Notación:</p> <p>$\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez</p> <p>λ_w: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida</p> <p>N_t: Resistencia a tracción</p> <p>N_c: Resistencia a compresión</p> <p>M_y: Resistencia a flexión eje Y</p> <p>M_z: Resistencia a flexión eje Z</p> <p>V_z: Resistencia a corte Z</p> <p>V_y: Resistencia a corte Y</p> <p>$M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados</p> <p>$M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados</p> <p>$N M_y M_z$: Resistencia a flexión y axil combinados</p> <p>$N M_y M_z V_y V_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados</p> <p>M_t: Resistencia a torsión</p> <p>$M_t V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados</p> <p>$M_t V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión ni de tracción.</p> <p>⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</p> <p>⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.</p> <p>⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.</p> <p>⁽⁵⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.</p> <p>⁽⁶⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>⁽⁷⁾ No hay interacción entre axil y momento flector, ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>⁽⁸⁾ No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>⁽⁹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.</p> <p>⁽¹⁰⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>																

Viga	Sobrecarga (Característica) $f_{i,0} \leq f_{i,0,lim}$ $f_{i,0,lim} = L/350$	Instantánea (Cuasipermanente) $f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/300$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	Estado
10 - 11	$f_{i,Q}: 0.07 \text{ mm}$ $f_{i,0,lim}: 13.41 \text{ mm}$	$f_{i,tot,max}: 0.22 \text{ mm}$ $f_{i,tot,lim}: 15.64 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 0.14 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 11.73 \text{ mm}$	CUMPLE

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

10 - 11

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

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

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

$$19.79 \leq 163.18 \quad \checkmark$$

Viga 1



Donde:

h_w : Altura del alma.

t_w : Espesor del alma.

A_w : Área del alma.

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

E : Módulo de elasticidad.

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

$$\begin{aligned} h_w &: 188.00 \text{ mm} \\ t_w &: 9.50 \text{ mm} \\ A_w &: 17.86 \text{ cm}^2 \\ A_{fc,ef} &: 35.20 \text{ cm}^2 \\ k &: 0.30 \\ E &: 210000 \text{ MPa} \\ f_{yf} &: 275.00 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

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

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

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

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : 0.065 \checkmark$$

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

$$\eta : 0.076 \checkmark$$

Para flexión positiva:

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 11, para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$.

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : 13.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : 216.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : 1$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : 827.05 \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

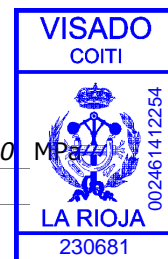
$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

Viga 1

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)
 γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

f_y : 275.00 MPa
 γ_{M0} : 1.05



Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ viene dado por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$M_{b,Rd}$: 182.86 kN·m

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$W_{pl,y}$: 827.05 cm³

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275.00 MPa

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M1} : 1.05

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

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

χ_{LT} : 0.84

Siendo:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Φ_{LT} : 0.80

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

α_{LT} : 0.21

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: 0.71

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

M_{cr} : 454.33 kN·m

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

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

Siendo:

M_{LTv} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

M_{LTv} : 388.37 kN·m

M_{LTW} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

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

M_{LTW} : 235.77 kN·m

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$W_{el,y}$: 737.92 cm³

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

I_z : 2831.08 cm⁴

Viga 1

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme.

E: Módulo de elasticidad.

G: Módulo de elasticidad transversal.

L_c⁺: Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

L_c⁻: Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

C₁: Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

i_{f,z}: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

I_t: 76.57 cm⁴

E: 210000 MPa

G: 81000 MPa

L_c⁺: 4.912 m

L_c⁻: 4.912 m

C₁: 1.00

i_{f,z}⁺: 6.10 cm

i_{f,z}⁻: 6.10 cm



Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

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

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

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

η: 0.065 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 11, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

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

V_{Ed}: 27.59 kN

El esfuerzo cortante resistente de cálculo **V_{c,Rd}** viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

V_{c,Rd}: 422.18 kN

Donde:

A_v: Área transversal a cortante.

A_v: 27.92 cm²

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Siendo:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

A: 91.04 cm²

b: Ancho de la sección.

b: 220.00 mm

t_f: Espesor del ala.

t_f: 16.00 mm

t_w: Espesor del alma.

t_w: 9.50 mm

r: Radio de acuerdo entre ala y alma.

r: 18.00 mm

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd}: 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y: 275.00 MPa

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

γ_{M0}: 1.05

Viga 1

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$16.00 < 64.71 \quad \checkmark$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : 16.00$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

λ_{\max} : Esbeltez máxima.

$$\lambda_{\max} : 64.71$$

$$\lambda_{\max} = 70 \cdot \varepsilon$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : 0.92$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{\text{ref}}}{f_y}}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{\text{ref}} : 235.00 \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

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

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{\text{c,Rd}}$.

$$V_{\text{Ed}} \leq \frac{V_{\text{c,Rd}}}{2}$$

$$4.08 \text{ kN} \leq 211.09 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

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

$$V_{\text{Ed}} : 4.08 \text{ kN}$$

$V_{\text{c,Rd}}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{\text{c,Rd}} : 422.18 \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Viga 1



Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

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

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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

Viga 1



4. COMPROBACIONES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica)	Instantánea (Cuasipermanente)	Activa (Característica)	Estado
$f_{i,0} \leq f_{i,0,lim}$ $f_{i,0,lim} = L/350$	$f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/300$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	
$f_{i,Q}: 0.07 \text{ mm}$ $f_{i,0,lim}: 13.41 \text{ mm}$	$f_{i,tot,max}: 0.22 \text{ mm}$ $f_{i,tot,lim}: 15.64 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 0.14 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 11.73 \text{ mm}$	CUMPLE

Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "2.15 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$f_{i,Q} \leq f_{i,0,lim}$$

$$0.07 \text{ mm} \leq 13.41 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,0,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso

$$f_{i,0,lim} = L/350$$

L: longitud de referencia

$$f_{i,0,lim} : \underline{13.41} \text{ mm}$$

$$L : \underline{4.69} \text{ m}$$

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas

$$f_{i,Q} : \underline{0.07} \text{ mm}$$

Flecha total instantánea para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "2.15 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$$f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$$

$$0.22 \text{ mm} \leq 15.64 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,tot,lim}$: límite establecido para la flecha total instantánea

$$f_{i,tot,lim} = L/300$$

L: longitud de referencia

$$f_{i,tot,lim} : \underline{15.64} \text{ mm}$$

$$L : \underline{4.69} \text{ m}$$

$f_{i,tot,max}$: valor máximo de la flecha total instantánea

$$f_{i,tot,max} : \underline{0.22} \text{ mm}$$

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "2.15 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$0.14 \text{ mm} \leq 11.73 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{11.73} \text{ mm}$$

Viga 1

$$f_{A,lim} = L/400$$

L: longitud de referencia

$$L : \underline{4.69} \text{ m}$$

f_{A,max}: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \underline{0.14} \text{ mm}$$

$$f_{A,max} = f_T - f_i (t = t_{ed})$$

f_T: flecha instantánea máxima

$$f_T : \underline{0.27} \text{ mm}$$

f_i (t = t_{ed}): flecha instantánea en el instante t = t_{ed}

$$f_i (t = t_{ed}) : \underline{0.13} \text{ mm}$$

t_{ed}: Construcción del elemento dañable

$$t_{ed} : \underline{3 \text{ meses}}$$



Viga 1



Documento visado electrónicamente con número: 230681



ANEXO D

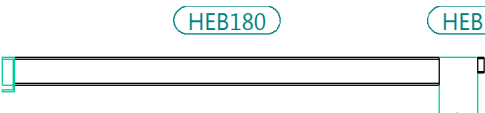
ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN	3
2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES	3
3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA	3
4. COMPROBACIONES DE FLECHA	9



Viga 1

1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Referencia del perfil : HEB180
	Materiales
	Acero : S275



2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Tramo	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	
B0 - 31	N.P. (1)	$\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. (2)	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. (3)	$x: 2.763 \text{ m}$ $\eta = 8.6$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. (4)	$x: 2.763 \text{ m}$ $\eta = 12.7$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. (5)	$\eta < 0.1$	N.P. (6)	N.P. (7)	N.P. (8)	$x: 1.426 \text{ m}$ $\eta = 0.7$	$x: 2.763 \text{ m}$ $\eta = 12.7$	N.P. (9)	CUMPLE $\eta = 12.7$
<p>Notación:</p> <p>$\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez</p> <p>λ_w: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida</p> <p>N_t: Resistencia a tracción</p> <p>N_c: Resistencia a compresión</p> <p>M_y: Resistencia a flexión eje Y</p> <p>M_z: Resistencia a flexión eje Z</p> <p>V_z: Resistencia a corte Z</p> <p>V_y: Resistencia a corte Y</p> <p>$M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados</p> <p>$M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados</p> <p>$N M_y M_z$: Resistencia a flexión y axil combinados</p> <p>$N M_y M_z V_y V_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados</p> <p>M_t: Resistencia a torsión</p> <p>$M_t V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados</p> <p>$M_t V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión ni de tracción.</p> <p>(2) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</p> <p>(3) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.</p> <p>(4) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.</p> <p>(5) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.</p> <p>(6) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(7) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(8) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(9) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>																

Viga	Sobrecarga (Característica) $f_{i,0} \leq f_{i,0,lim}$ $f_{i,0,lim} = L/350$	Instantánea (Cuasipermanente) $f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/300$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	Estado
B0 - 31	$f_{i,0}: 0.05 \text{ mm}$ $f_{i,0,lim}: 7.89 \text{ mm}$	$f_{i,tot,max}: 0.16 \text{ mm}$ $f_{i,tot,lim}: 9.21 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 0.09 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 6.91 \text{ mm}$	CUMPLE

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

B0 - 31

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

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

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

$$17.88 \leq 164.04 \checkmark$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

h_w : 152.00 mm

Viga 1

t_w : Espesor del alma.
 A_w : Área del alma.
 $A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.
 k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.
 E : Módulo de elasticidad.
 f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.
 Siendo:
 $f_{yf} = f_y$

t_w : 8.50 mm
 A_w : 12.92 cm²
 $A_{fc,ef}$: 25.20 cm²
 k : 0.30
 E : 210000 MPa
 f_{yf} : 275.00 MPa



Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

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

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

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

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : 0.078 \quad \checkmark$$

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

$$\eta : 0.086 \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 31, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : 9.86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : 126.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : 1$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : 481.45 \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_{M0} : 1.05$$

Viga 1



Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ viene dado por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{b,Rd} : 114.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : 481.45 \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : 1.05$$

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

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

$$\chi_{LT} : 0.90$$

Siendo:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\Phi_{LT} : 0.69$$

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_{LT} : 0.21$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} : 0.56$$

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

$$M_{cr} : 421.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

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

Siendo:

M_{LTv} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

$$M_{LTv} : 334.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTw} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{r,z}^2$$

$$M_{LTw} : 256.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : 427.03 \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : 1356.90 \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : 42.16 \text{ cm}^4$$

E : Módulo de elasticidad.

$$E : 210000 \text{ MPa}$$

Viga 1

G: Módulo de elasticidad transversal.

L_c⁺: Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

L_c⁻: Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

C₁: Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

i_{f,z}: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

G: 81000 MPa

L_c⁺: 2.928 m

L_c⁻: 2.928 m

C₁: 1.00

i_{f,z}⁺: 4.99 cm

i_{f,z}⁻: 4.99 cm



Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

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

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

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

η: 0.127 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 31, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

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

V_{Ed}: 38.80 kN

El esfuerzo cortante resistente de cálculo **V_{c,Rd}** viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

V_{c,Rd}: 306.05 kN

Donde:

A_v: Área transversal a cortante.

A_v: 20.24 cm²

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Siendo:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

A: 65.25 cm²

b: Ancho de la sección.

b: 180.00 mm

t_f: Espesor del ala.

t_f: 14.00 mm

t_w: Espesor del alma.

t_w: 8.50 mm

r: Radio de acuerdo entre ala y alma.

r: 15.00 mm

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd}: 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y: 275.00 MPa

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

γ_{M0}: 1.05

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Viga 1

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$14.35 < 64.71$$



Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : 14.35$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : 64.71$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = 70 \cdot \varepsilon$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : 0.92$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : 235.00 \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

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

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$1.55 \text{ kN} \leq 153.03 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cculo pésimo.

$$V_{Ed} : 1.55 \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cculo.

$$V_{c,Rd} : 306.05 \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Viga 1



Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : \underline{0.007} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 1.426 m del nudo B0, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd}$$

$$M_{T,Rd} : \underline{4.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{30.12} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : \underline{0.127} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo 31, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa.

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

$$V_{Ed} : \underline{38.80} \text{ kN}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{305.64} \text{ kN}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{306.05} \text{ kN}$$

Viga 1

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

f_{vd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{vd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

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

$$\tau_{T,Ed} : 0.51$$



$$W_T : 30.12 \text{ cm}^3$$

$$f_{vd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} : 1.05$$

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

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

Viga 1

4. COMPROBACIONES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	Instantánea (Cuasipermanente) $f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$ $f_{i,tot,lim} = L/300$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	Estado
$f_{i,Q}$: 0.05 mm $f_{i,Q,lim}$: 7.89 mm	$f_{i,tot,max}$: 0.16 mm $f_{i,tot,lim}$: 9.21 mm	$f_{A,max}$: 0.09 mm $f_{A,lim}$: 6.91 mm	CUMPLE



Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "1.30 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$$

$$0.05 \text{ mm} \leq 7.89 \text{ mm} \checkmark$$

$f_{i,Q,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso

$$f_{i,Q,lim} = L/350$$

L: longitud de referencia

$$f_{i,Q,lim} : \underline{7.89} \text{ mm}$$

$$L : \underline{2.76} \text{ m}$$

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas

$$f_{i,Q} : \underline{0.05} \text{ mm}$$

Flecha total instantánea para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "1.30 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$$f_{i,tot,max} \leq f_{i,tot,lim}$$

$$0.16 \text{ mm} \leq 9.21 \text{ mm} \checkmark$$

$f_{i,tot,lim}$: límite establecido para la flecha total instantánea

$$f_{i,tot,lim} = L/300$$

L: longitud de referencia

$$f_{i,tot,lim} : \underline{9.21} \text{ mm}$$

$$L : \underline{2.76} \text{ m}$$

$f_{i,tot,max}$: valor máximo de la flecha total instantánea

$$f_{i,tot,max} : \underline{0.16} \text{ mm}$$

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "1.30 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$0.09 \text{ mm} \leq 6.91 \text{ mm} \checkmark$$

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{6.91} \text{ mm}$$

Viga 1

$$f_{A,lim} = L/400$$

L: longitud de referencia

$$L : \underline{2.76} \text{ m}$$

f_{A,max}: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \underline{0.09} \text{ mm}$$

$$f_{A,max} = f_T - f_i (t = t_{ed})$$

f_T: flecha instantánea máxima

$$f_T : \underline{0.20} \text{ mm}$$

f_i (t = t_{ed}): flecha instantánea en el instante $t = t_{ed}$

$$f_i (t = t_{ed}) : \underline{0.11} \text{ mm}$$

t_{ed}: Construcción del elemento dañable

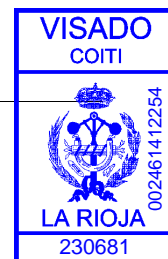
$$t_{ed} : \underline{3 \text{ meses}}$$



Viga 1



Documento visado electrónicamente con número: 230681



ANEXO E

1) viga HEB180

Cordones de soldadura

Disposiciones constructivas y clasificación (CTE DB SE-A 8.6.1).

Las prescripciones que siguen serán aplicables cuando los elementos a unir tienen al menos 4 mm de espesor y son de aceros estructurales soldables.

Soldadura en ángulo. Se utiliza para unir elementos cuyas caras de fusión forman un ángulo (α) comprendido entre 60° y 120° . Pueden ser uniones en T o de solape (figura 8.6).

En el caso de uniones en T

- si $\alpha > 120^\circ \Rightarrow$ No se considerará que se pueden transmitir esfuerzos.
- si $\alpha < 60^\circ \Rightarrow$ Se considerará como soldadura a tope con penetración parcial.

La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta.

Resistencia de cálculo de las soldaduras en ángulo (CTE DB SE-A 8.6.2).

Espesor de garganta del cordón en ángulo. Se observarán las siguientes limitaciones:

- el espesor de garganta de un cordón de soldadura en ángulo no será menor de 3 mm.
- en el caso de soldadura con penetración profunda se podrá tomar el espesor de garganta dado en la figura 8.9.c) siempre que se demuestre por ensayos que se puede conseguir de forma estable la penetración requerida.

La soldadura de ángulo será suficiente si, con las tensiones de cálculo, se cumple:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (8.23)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

β_w : coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1.

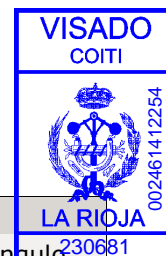
f_u : resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión.

σ_{\perp} : tensión normal perpendicular al plano de la garganta.

σ_{\parallel} : tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar.

τ_{\perp} : tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón.

$\tau_{||}$: tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.



Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)				
Soldadura del ala superior	En ángulo	8	180	14.0	90.00				
Soldadura del alma	En ángulo	8	120	8.5	90.00				
Soldadura del ala inferior	En ángulo	8	180	14.0	90.00				
<i>a: Espesor garganta</i> <i>l: Longitud efectiva</i> <i>t: Espesor de piezas</i>									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm²)	β _w
	σ _⊥ (N/mm²)	τ _⊥ (N/mm²)	τ (N/mm²)	Valor (N/mm²)	Aprov. (%)	σ _⊥ (N/mm²)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del alma	0.0	0.0	10.5	18.3	4.73	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del ala inferior	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	410.0	0.85

2) Placa de anclaje

Referencia: -Placa base: Ancho X: 300 mm Ancho Y: 250 mm Espesor: 20 mm -Pernos: 6Ø12 mm L=30 cm Prolongación recta -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Por vuelo final 0.0 mm		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 36 mm Calculado: 105 mm	Cumple
Separación mínima pernos-perfil: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 18 mm Calculado: 41 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 18 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón:		
- Tracción:	Máximo: 30.77 kN Calculado: 0 kN	Cumple
- Cortante:	Máximo: 21.54 kN Calculado: 3.38 kN	Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 30.77 kN Calculado: 4.82 kN	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 28.75 kN Calculado: 0 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 380.952 MPa Calculado: 57.4796 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 125.71 kN Calculado: 3.38 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 261.905 MPa	
- Derecha:	Calculado: 3.89711 MPa	Cumple

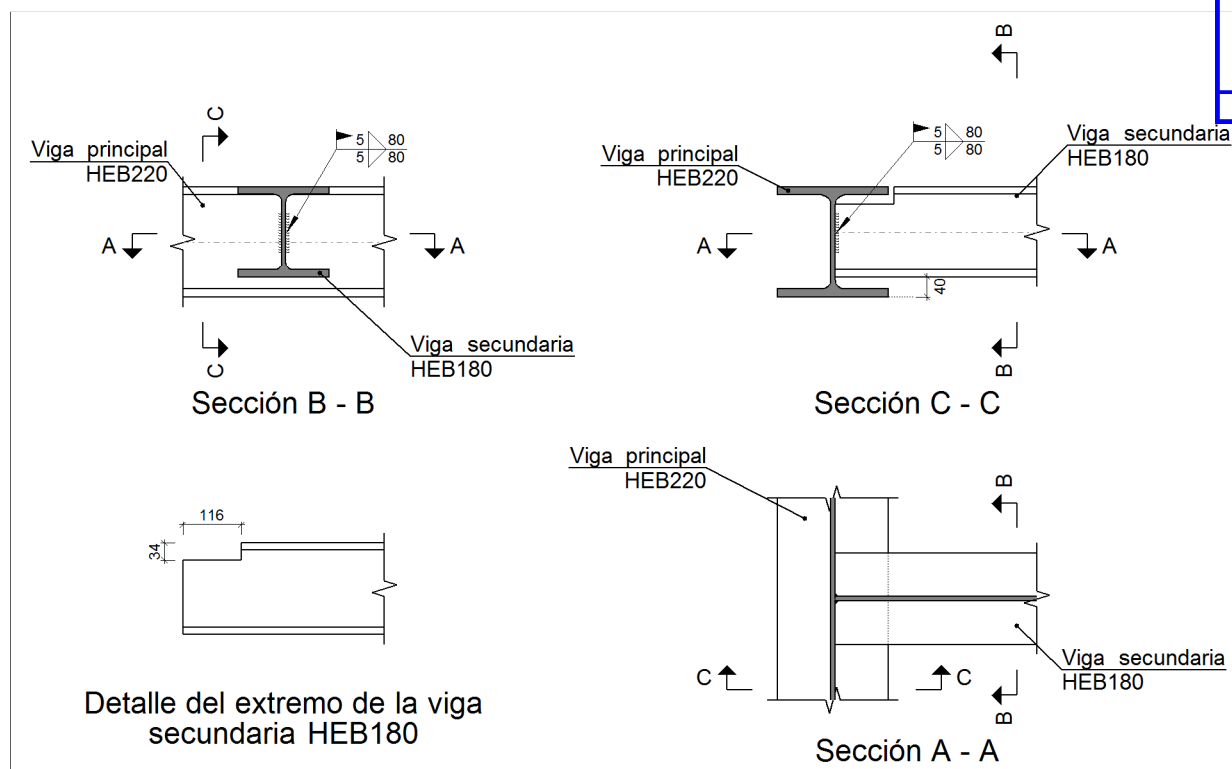
Referencia:		
-Placa base: Ancho X: 300 mm Ancho Y: 250 mm Espesor: 20 mm		
-Pernos: 6Ø12 mm L=30 cm Prolongación recta		
-Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Por vuelo final 0.0 mm		
Comprobación	Valores	Estado
- Izquierda:	Calculado: 3.89711 MPa	Cumple
- Arriba:	Calculado: 0 MPa	Cumple
- Abajo:	Calculado: 1.125 MPa	Cumple
Flecha global equivalente:	Mínimo: 250	Cumple
<i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>	Calculado: 100000	
Tensión de Von Mises local:	Máximo: 261.905 MPa	Cumple
<i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Calculado: 0 MPa	
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 4.43e-009		



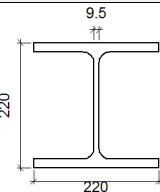
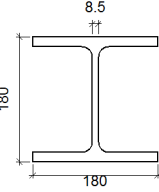


ANEXO F

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Viga	HEB220		220	220	16	9.5	S275	275.0	410.0
Viga	HEB180		180	180	14	8.5	S275	275.0	410.0

c) Comprobación

1) Viga principal

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Punzonamiento	kN	0.00	109.49	0.00

2) Viga secundaria HEB180

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)

Alma	Tensión de Von Mises	N/mm ²	0.00	261.90	0.00
------	----------------------	-------------------	------	--------	------

Cordones de soldadura

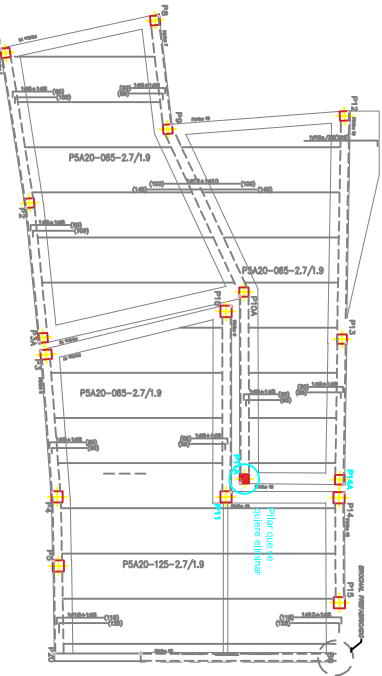
Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)				
Soldadura del alma	En ángulo	5	80	8.5	90.00				
a: Espesor garganta l: Longitud efectiva t: Espesor de piezas									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	β _w
	σ _⊥ (N/mm ²)	τ _⊥ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	410.0	0.85

d) Medición

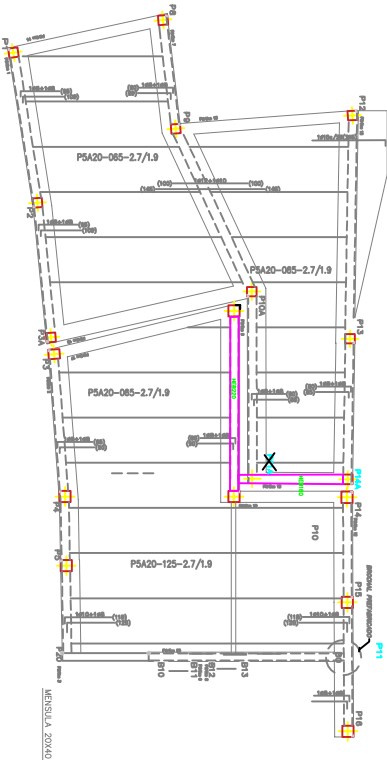
Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
410.0	En el lugar de montaje	En ángulo	5	160



estado actual



estado reformado

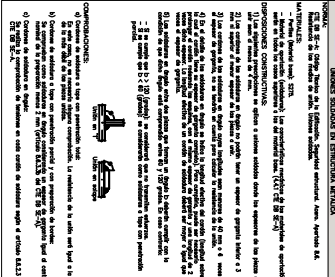
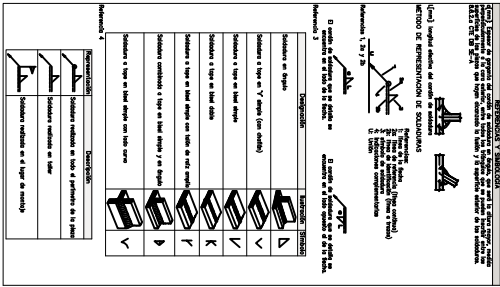
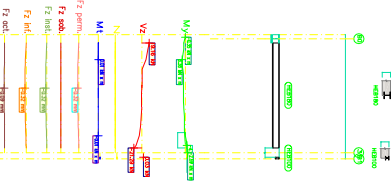
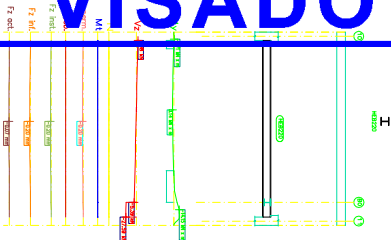


COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS TÉCNICOS INDUSTRIALES DE LA RIOJA



Nº Colegiado.: 1378
PRIETO ULECIA, EDUARDO
VISADO Nº.: 230681
DE FECHA: 17/07/2023
Autenticación: 002461412254

VISADO



CUADRO DE SOLAPES Y ANCLAJES											
SOLAPES (4H-2S / B-500 S)						ANCLAJES (4H-2S / B-500 S)					
ARMADURA	INYECCIÓN (cm)	COMPRESIÓN (cm)	ARMADURA	INYECCIÓN (cm)	COMPRESIÓN (cm)	ARMADURA	INYECCIÓN (cm)	COMPRESIÓN (cm)	ARMADURA	INYECCIÓN (cm)	COMPRESIÓN (cm)
POS. I	POS. II	POS. I	POS. II	POS. I	POS. II	POS. I	POS. II	POS. I	POS. II	POS. I	POS. II
Ø 10	50	75	25	40	20	25	40	20	25	40	20
Ø 12	60	90	30	45	25	30	45	25	30	45	25
Ø 16	80	120	40	60	30	40	60	30	40	60	30
Ø 20	120	170	60	85	45	60	85	45	60	85	45
Ø 25	180	245	95	135	65	95	135	65	95	135	65

PLANO n.º

1

PLANO:

FORJADO DE:

REF. 19-23

ESCALA: 1/50

PROYECTO

REFORMA

SITUACIÓN

PARA

ING. TECN. INDUS.

Eduardo Prieto Ulecia

FECHA: 22-06-23
SUSTITUIVE A PLANO DE FECHA: