

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Grado en Ingeniería Civil

Trabajo de Fin de Grado:

**Cálculo estructural del nuevo almacén de motores de la Factoría Ford S.L. en
Almussafes (Valencia)**

Documento nº 2: Anejo nº01 Cálculo Estructural

Curso: 2018/2019

Fecha: Junio de 2019

Autor: Andreea Veronica, Dima

Tutor: Eduardo, Cortés Moreno

Cotutor: Eugenio, Aracil Bueso



ÍNDICE

1. Cálculo manual de la estructura.....	2
1.1. Dimensionamiento correa.....	2
1.1.1. Elección del perfil	2
1.1.2. Comprobaciones realizadas de la correa:	2
1.2. Dimensionamiento dintel.....	4
1.2.1. Elección del perfil	4
1.2.2. Comprobaciones realizadas del dintel	4
1.3. Dimensionamiento del pilar	7
1.3.1. Elección del perfil	7
1.3.2. Comprobaciones realizadas en el pilar	8
2. Dimensionamiento y comprobación de la cimentación	11
2.1. Dimensionamiento de la zapata aislada	11
2.2. Dimensionamiento armadura en zapata.....	12
2.2.1. Armadura a esfuerzos normales	13
2.2.2. Cortante	15
2.2.3. Punzonamiento	15

1. Cálculo manual de la estructura

1.1. Dimensionamiento correa

1.1.1. Elección del perfil

Los principales esfuerzos de diseño de la correa son los siguientes:

$$M_{Ed,y} = - 3,90 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed} = 1,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 4 \text{ kN}$$

La correa trabajará principalmente a flexión, por tanto, el momento flector será el principal esfuerzo que se tendrá en cuenta. En este caso:

$$M_{pl,rd} = W_{pl} \cdot F_{yd}$$

$$\text{Con: } F_{yd} = \frac{275}{1,05} \text{ MPa}$$

Despejando el módulo resistente y sustituyendo se obtiene:

$$W_{pl} = \frac{M_{pl,rd}}{F_{yd}} = \frac{390}{\frac{275}{1,05}} = 14,9 \text{ cm}^3$$

Como el valor del módulo resistente mínimo es tan reducido, prácticamente cualquier perfil IPE serviría. Se tomará un IPE 120 y se realizarán las comprobaciones necesarias.

Un perfil IPE 120 de un acero tipo S275 tiene las siguientes características mecánicas:

- Área: $A = 13,2 \text{ cm}^2$
- Inercia en el eje Y: $I_y = 318 \text{ cm}^4$
- Inercia en el eje Z: $I_z = 27,7 \text{ cm}^4$
- Inercia torsión: $I_t = 1,74 \text{ cm}^4$
- Módulo resistente en el eje Y: $W_y = 60,7 \text{ cm}^3$
- Módulo resistente en el eje Z: $W_z = 13,6 \text{ cm}^3$

1.1.2. Comprobaciones realizadas de la correa:

1.1.2.1. Resistencia a compresión

Debe cumplirse, según el Art. 34.3. de la EAE, la siguiente expresión:

$$N_{c,Ed} < N_{c,Rd} = A \cdot F_{yd}$$

Donde:

- $N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.
- $N_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo a compresión.
- A : Área bruta de la sección transversal de la correa.
- F_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$N_{c,Rd} = A \cdot F_{yd} = 13,2 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 / 1,05 \text{ kN/cm}^2 = 345,7 \text{ kN} > N_{Ed} \text{ CUMPLE}$$

1.1.2.2. Resistencia a esfuerzo cortante

Debe cumplirse la siguiente expresión según el Artículo 34.5 de la EAE:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

En dimensionamiento plástico, en ausencia de torsión, se cumple que:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A v \cdot \left(\frac{F_{yd}}{\sqrt{3}} \right)$$

Siendo:

- V_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo cortante.

- $V_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a cortante.
- $V_{pl,Rd}$: Resistencia plástica de cálculo de la sección a cortante.
- F_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.
- A_v : Área a cortante.

En el caso del eje Z, sustituyendo obtenemos:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{F_{yd}}{\sqrt{3}} \right) = V_{pl,Rd} = 6,31 \cdot \left(\frac{27,5}{1,05 \cdot \sqrt{3}} \right) = 95,4 > V_{Ed,z} \quad \text{CUMPLE}$$

También se debe comprobar si existe abolladura por cortante del alma en el eje Z. Según el Artículo 35.5 de la EAE, si se cumple la siguiente expresión, no es necesario realizar esta comprobación.

En caso de almas sin rigidizadores transversales: $\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$

Donde:

- h_w : Altura del panel de alma.
- t_w : Espesor del alma.
- η : Coeficiente que considera la resistencia adicional que ofrece en régimen plástico el endurecimiento por deformación del material. Se recomienda un valor de 1,2.
- ε : Factor de reducción que se obtiene con la siguiente fórmula:

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

Sustituyendo:

$$\frac{107,4}{4,4} = 24,4 < \frac{72}{1,2} \cdot 0,92 = 55,2 \quad \text{CUMPLE}$$

Por tanto, no es necesaria la realización de la comprobación de abolladura por cortante.

1.1.2.3. Resistencia a flexión y cortante combinados

La comprobación frente al efecto combinado de solicitaciones de flexión y cortante, se lleva a cabo considerando su interacción, lo que lleva a una reducción de la resistencia de cálculo de la sección a flexión. Se empleará el Artículo 34.7 de la EAE.

Se debe comprobar que la esfuerzo cortante de cálculo V_{Ed} no supera el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$, ya que en este caso, no se reduce el valor de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Considerando las solicitaciones de flexión y cortante se obtiene:

- Resistencia a flexión en el eje Y y cortante en el eje Z

$$V_{Ed} = 4 \text{ kN} < V_{pl,Rd} / 2 = 47,7 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

Por tanto, no es necesario reducir el valor de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

1.1.2.4. Resistencia a flexión y axil combinados

En caso de secciones transversales de clase 1 y 2, según el Artículo 34.7.2.1. de la EAE, para secciones en I y en H doblemente simétricas, se llevará a cabo una reducción para la consideración del efecto del esfuerzo axil sobre el momento plástico resistente alrededor del eje y-y, cuando se cumpla:

$$N_{Ed} > \text{mín} \{0,25 N_{pl,Rd}; 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}\}$$

Siendo:

- $N_{pl,Rd}$: Resistencia plástica de cálculo de la sección a axil. Obtenido en el apartado de resistencia a compresión.
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

Sustituyendo, se obtiene:

$$\text{mín} \{0,25 N_{pl,Rd}; 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}\} = \{0,25 \cdot 345,7 ; 0,5 \cdot 10,74 \cdot 0,44 \cdot 27,5 / 1,05\} = 61,9 > N_{Ed}$$

Por tanto, no se llevará a cabo ninguna reducción.

1.1.2.5. Resistencia a flexión, esfuerzos axil y cortante combinados

Las resistencias de cálculo a flexión y a axil no es necesario reducirlas, dado que, en este caso no se tiene en cuenta el efecto de abolladura por esfuerzo cortante. Además, el esfuerzo de cálculo V_{Ed} es menor que el 50% del esfuerzo cortante resistente $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd,z}$$

1.2. Dimensionamiento dintel

1.2.1. Elección del perfil

Los principales esfuerzos de diseño del dintel son:

$$M_{Ed,y} = - 134,75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed} = 20,99 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 44,24 \text{ kN}$$

El esfuerzo pésimo para el dintel es el de flexión, por tanto, para un primer dimensionamiento del elemento, este será el esfuerzo más determinante:

$$M_{pl,rd} = W_{pl} \cdot F_{yd}$$

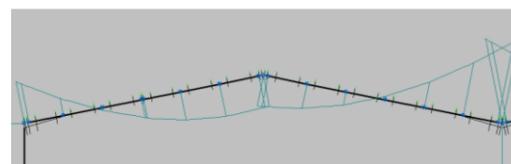


Ilustración 1 Diagrama de esfuerzos flectores del dintel

Despejando el módulo resistente y sustituyendo, se obtiene:

$$W_{pl} = \frac{M_{pl,rd}}{F_{yd}} = \frac{13475}{\frac{27,5}{1,05}} = 437,3 \text{ cm}^3$$

Para una combinación de acciones 1.35·G+1.5·Q(G1).

Un perfil IPE 270 ya superaría el mínimo necesario. A continuación, se realizarán las comprobaciones necesarias, para un perfil de las siguientes características:

- Área: $A = 45,9 \text{ cm}^2$
- Inercia en el eje Y: $I_y = 5790 \text{ cm}^4$
- Inercia en el eje Z: $I_z = 420 \text{ cm}^4$
- Inercia torsión: $I_t = 15,9 \text{ cm}^4$
- Área a cortante: $A_{vz} = 22,1 \text{ cm}^2$
- Módulo resistente en el eje Y: $W_y = 484 \text{ cm}^3$
- Módulo resistente en el eje Z: $W_z = 97 \text{ cm}^3$

1.2.2. Comprobaciones realizadas del dintel

1.2.2.1. Resistencia a compresión

Se deben realizar dos comprobaciones, por un lado, se comprueba la resistencia de cálculo a compresión; y, por otro lado, la resistencia a pandeo.

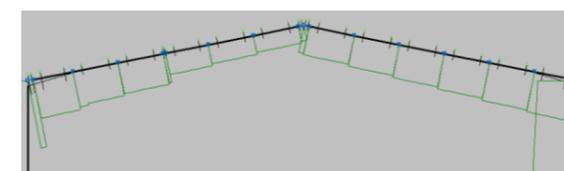


Ilustración 2 Diagrama de esfuerzos axiales del dintel

Debe cumplirse, según el Art. 34.3. de la EAE, la siguiente expresión:

$$N_{c,Ed} < N_{c,Rd} = A \cdot F_{yd}$$

Donde:

- $N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.
- $N_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo a compresión.
- A: Área bruta de la sección transversal del dintel.

- F_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$N_{c,Rd} = A \cdot F_{yd} = 45,9 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 / 1,05 \text{ kN/cm}^2 = 1202,1 \text{ kN} > N_{Ed} = 20,99 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

1.2.2.2. Resistencia a esfuerzo cortante

Debe cumplirse la siguiente expresión:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

En dimensionamiento plástico, en ausencia de torsión, se cumple que:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{F_{yd}}{\sqrt{3}} \right)$$

Siendo:

- V_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo cortante.
- $V_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a cortante.
- $V_{pl,Rd}$: Resistencia plástica de cálculo de la sección a cortante.
- F_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.
- A_v : Área a cortante.

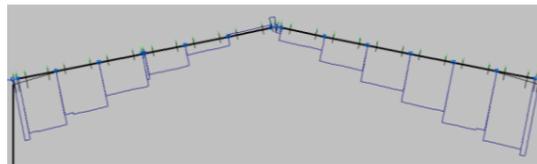


Ilustración 3 Diagrama de esfuerzos cortantes del dintel

En el caso del eje Z, sustituyendo obtenemos:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{F_{yd}}{\sqrt{3}} \right) = V_{pl,Rd} = 22,1 \cdot \left(\frac{27,5}{1,05 \cdot \sqrt{3}} \right) = 334,2 \text{ kN} > V_{Ed} = 44,24 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

También se debe comprobar si existe abolladura por cortante del alma en el eje Z. Según el Artículo 35.5 de la EAE, si se cumple la siguiente expresión, no es necesario realizar esta comprobación.

$$\text{En caso de almas sin rigidizadores transversales: } \frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$$

Donde:

- h_w : Altura del panel de alma.

- t_w : Espesor del alma.

- η : Coeficiente que considera la resistencia adicional que ofrece en régimen plástico el endurecimiento por deformación del material. Se recomienda un valor de 1,2.

- ε : Factor de reducción que se obtiene con la siguiente fórmula:

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

Sustituyendo:

$$\frac{249,6}{6,6} = 37,8 < \frac{72}{1,2} \cdot 0,92 = 55,2$$

Por tanto, no es necesaria la realización de la comprobación de abolladura por cortante.

1.2.2.3. Resistencia a flexión

Se debe realizar esta comprobación en los ejes Z e Y:

$$M_{Ed} < M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot F_{yd}$$

Siendo:

- M_{Ed} : Momento flector solicitante de cálculo según el eje.
- $M_{c,Rd}$: Momento flector resistente de cálculo.
- W_{pl} : Módulo plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión.



- F_{yd} : Resistencia de cálculo del acero

$$N_{Ed} > \min \{0,25 N_{pl,Rd}, 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}\}$$

En el eje Y ya se ha comprobado anteriormente, ya que, a partir de este esfuerzo se ha elegido el tamaño del perfil. La flexión en el eje Z es insignificante, por tanto, es seguro que cumplirá.

- Resistencia a flexión en el eje Z:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot F_{yd} = 97 \cdot 27,5 / 1,05 = 2540 \text{ kN}\cdot\text{cm} > M_{Ed} = 115 \text{ kN}\cdot\text{cm} \quad \text{CUMPLE}$$

1.2.2.4. Resistencia a flexión y cortante combinados

Según el Art. 34.7 de la EAE, la comprobación frente al efecto combinado de solicitaciones de flexión y cortante, se lleva a cabo considerando su interacción, lo que lleva a una reducción de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Se debe comprobar que la esfuerzo cortante de cálculo V_{Ed} no supera el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$, ya que en este caso, no se reduce el valor de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Considerando las solicitaciones de flexión y cortante se obtiene:

- Resistencia a flexión en el eje Y y cortante en el eje Z, por ser los esfuerzos más determinantes.

$$V_{Ed} = 44,24 < V_{pl,Rd} / 2 = 167,1 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

Por tanto, no es necesario reducir el valor de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

1.2.2.5. Resistencia a flexión y axil combinados

Según el Art. 34.7.2.1 de la EAE, en caso de secciones transversales de clase 1 y 2, según el Artículo 34.7.2.1. de la EAE, para secciones en I y en H doblemente simétricas, se llevará a cabo una reducción para la consideración del efecto del esfuerzo axil sobre el momento plástico resistente alrededor del eje y-y, cuando se cumpla:

Siendo:

- $N_{pl,Rd}$: Resistencia plástica de cálculo de la sección a axil. Obtenido en el apartado de resistencia a compresión.

- f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

Sustituyendo, se obtiene:

$$\min \{0,25 N_{pl,Rd}; 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}\} = \{0,25 \cdot 1202,1 ; 0,5 \cdot 24,96 \cdot 0,66 \cdot 27,5 / 1,05\} = \min \{300,5; 86,3\} = 86,3 \text{ kN}$$

Del mismo modo, en caso de secciones en I y en H doblemente simétricas, se reducirá el momento plástico resistente alrededor del eje z-z por el esfuerzo axil, siempre que se dé el siguiente caso:

$$N_{Ed} > h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}$$

Consiguiendo:

$$h_w \cdot t_w \cdot f_{yd} = 24,96 \cdot 0,66 \cdot 27,5 / 1,05 = 431,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 20,99 \text{ kN}$$

Por tanto, no es necesario reducir la resistencia a flexión en el eje z-z a causa del esfuerzo axil.

1.2.2.6. Resistencia a flexión, esfuerzos axil y cortante combinados

Las resistencias de cálculo a flexión y a axil no es necesario reducirlas, dado que, en este caso no se tiene en cuenta el efecto de abolladura por esfuerzo cortante. Además, el esfuerzo de cálculo V_{Ed} es menor que el 50% del esfuerzo cortante resistente $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{c,Rd,z}$$

$$V_{Ed} = 44,24 \text{ kN} < 0,5 \cdot 334,2 = 167,1 \text{ kN}$$

1.2.2.7. Comprobación ELS: cálculo de la flecha en el dintel

Para realizar el cálculo de la flecha, se debe saber la combinación de acciones que se utilizará. Para ello, basta con ir al Código Técnico-Documento Básico de Seguridad Estructura y en el Apartado 4.3.2 aparece la combinación:

Una vez obtenida esta combinación, se procede a la realización del sumatorio de las flechas producidas por cada carga con sus coeficientes de reducción:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Esta combinación es la más desfavorable de las demás que aparecen en este apartado. Se utilizará la combinación característica. A continuación, se realizará la comprobación de flecha máxima para la parte central de un dintel tipo, obteniendo las deformaciones causadas por cada carga en el CYPE:

Sabiendo que la sobrecarga de uso es no concomitante con las demás cargas variables, se combinan estas acciones con sus correspondientes coeficientes de simultaneidad según el CTE-DB-SE e iterando se obtiene que la flecha máxima es de - 42,3 mm.

$$Y_{\text{máx}} = L/300 = 15000/300 = 50 \text{ mm}$$

Como puede observarse, la flecha real es inferior a la máxima permisible, por tanto, se cumple el Estado Límite en Servicio (ELS).

1.3. Dimensionamiento del pilar

1.3.1. Elección del perfil

Los principales esfuerzos de diseño del dintel son:

$$M_{Ed,y} = 68,74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed} = 46,97 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 19,95 \text{ kN}$$

El principal esfuerzo al que estará sometido es la flexión, a causa de las cargas verticales de la cubierta que soporta. Por tanto, se empieza predimensionando a partir módulo resistente:

$$M_{pl,rd} = W_{pl} \cdot F_{yd}$$

Despejando el módulo resistente y sustituyendo, se obtiene:

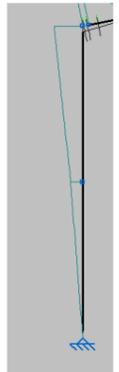
$$W_{pl} = \frac{M_{pl,rd}}{F_{yd}} = \frac{6874}{\frac{27,5}{1,05}} = 262,5 \text{ cm}^3$$

Para una combinación de acciones 1.35·G+1.5·Q(G1).

Con un perfil HEB 200 tipo S275, se supera el mínimo requerido por flexión. Entonces se trabajará con las siguientes características mecánicas:

- Área: $A = 78,1 \text{ cm}^2$
- Inercia en el eje Y: $I_y = 5696 \text{ cm}^4$
- Inercia en el eje Z: $I_z = 2003 \text{ cm}^4$
- Inercia torsión: $I_t = 59,28 \text{ cm}^4$
- Módulo resistente en el eje Y: $W_y = 642,5 \text{ cm}^3$
- Módulo resistente en el eje Z: $W_z = 305,8 \text{ cm}^3$

Ilustración 4
Diagrama de
esfuerzos flectores
en Y



1.3.2. Comprobaciones realizadas en el pilar

1.3.2.1. Resistencia a compresión

Se deben realizar dos comprobaciones, por un lado, se comprueba la resistencia de cálculo a compresión; y, por otro lado, la resistencia a pandeo.

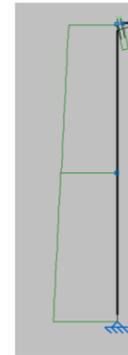
Debe cumplirse, según el Art. 34.3. de la EAE, la siguiente expresión:

$$N_{c,Ed} < N_{c,Rd} = A \cdot F_{yd}$$

Donde:

- $N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.
- $N_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo a compresión.
- A: Área bruta de la sección transversal del pilar.
- F_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

Ilustración 5
Diagrama de
esfuerzos axiales



$$N_{c,Rd} = A \cdot F_{yd} = 78,1 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 / 1,05 \text{ kN/cm}^2 = 2045,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 46,97 \quad \text{CUMPLE}$$

Por otro lado, se realiza la comprobación a pandeo según el Artículo 35 de la EAE. En este artículo se indica una limitación de la esbeltez y una reducción de la resistencia de cálculo a pandeo de un elemento comprimido.

Limitación de la esbeltez:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot F_y}{N_{cr}}} < 2$$

Donde:

- A_{ef} : Área de sección.
- F_y : Límite elástico.

- N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

- ❖ $A_{ef} = 78,1 \text{ cm}^2$
- ❖ $F_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2}$$

Donde:

- E: Módulo de elasticidad.
- I: Momento de inercia de la sección bruta, respecto a un eje.
- L_{cr} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto a un eje.

El axil de pandeo elástico N_{cr} se calcula en los dos ejes:

a) Axil crítico de pandeo por flexión respecto al eje Y:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr,y}^2}$$

- E = 21.000 kN/cm²
- $I_y = 5696 \text{ cm}^4$
- $L_{cr} = \beta \cdot L = 1 \cdot 375 = 375 \text{ cm}$

- $\beta = 1$
- L = 3,75 m

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 5696}{375^2} = 8395,1 \text{ kN}$$

b) Axil crítico de pandeo por flexión respecto al eje Z:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr,z}^2}$$

- E = 21.000 kN/cm²
- $I_z = 2003 \text{ cm}^4$
- $L_{cr} = \beta \cdot L = 0,8 \cdot 750 = 600 \text{ cm}$

- $\beta = 0,8$
- $L = 750 \text{ cm}$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 2003}{600^2} = 1153,2 \text{ kN}$$

Se realizará la comprobación en el eje z-z ya que el axil crítico es menor.

$$\lambda = \sqrt{\frac{Aef \cdot Fy}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{78,1 \cdot 27,5}{1153,2}} = 1,365 < 2$$

Una vez obtenida la esbeltez límite, se procede al cálculo del coeficiente de reducción de la resistencia de cálculo a pandeo. Para ello, es necesario obtener una curva de pandeo, que permitirá conseguir un coeficiente de imperfección α .

➤ Curvas de pandeo:

En elementos de sección transversal constante sometidos a un esfuerzo axil de compresión de valor contante, el valor χ_y para la esbeltez adimensional sigue la fórmula:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$

siendo $\chi_y \leq 1$

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

Siendo α el coeficiente de imperfección, el cual se obtiene a partir de la curva de pandeo (Tabla 35.1.2a).

Curva de pandeo	a_0	a	b	c	d
Coefficiente de imperfección α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabla 35.1.2a de la EAE

La determinación del tipo de curva de pandeo, se consigue en la EAE con la Tabla 35.1.2.b

Sección transversal	Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Secciones de perfiles laminados	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	a a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	b c
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	b c
		$t_f > 100 \text{ mm}$	Y-Y Z-Z	d c

Tabla 35.1.2.b, EAE, perfiles laminados

En este caso se trata de un perfil laminado tipo IPE, con $h/b > 1,2$ y un espesor del ala $t_f < 40 \text{ mm}$. Por tanto, para un pandeo alrededor del eje z-z con un acero S275, la curva de pandeo es tipo b. Con este tipo de curva, según la tabla 35.1.2.a anteriormente mencionada, el coeficiente de imperfección α es de 0,34. Y el coeficiente Φ es:

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,5 [1 + 0,34 \cdot (1,365 - 0,2) + 1,365^2] = 1,629$$

Por último, se obtiene el coeficiente χ_y , para posteriormente obtener la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido $N_{b,Rd}$.

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,629 + \sqrt{1,629^2 - 1,365^2}} = 0,39$$

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot F_{yd} = 0,39 \cdot 78,1 \cdot 27,5 / 1,05 = 797,7 \text{ kN} > N_{Ed} = 46,97 \text{ kN}$$

Por tanto, el axil de cálculo del pilar no supera el axil crítico de pandeo.

1.3.2.2. Resistencia a esfuerzo cortante

Debe cumplirse la siguiente expresión:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

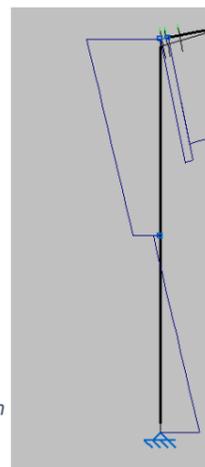
En dimensionamiento plástico, en ausencia de torsión, se cumple que:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = Av \cdot \left(\frac{F_{yd}}{\sqrt{3}} \right)$$

Siendo:

- V_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo cortante.
- $V_{c,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a cortante.
- $V_{pl,Rd}$: Resistencia plástica de cálculo de la sección a cortante.
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.
- A_v : Área a cortante.

Ilustración 6
Diagrama de
esfuerzos cortantes en
Z



En el caso del eje Z, sustituyendo obtenemos:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \right) = V_{pl,Rd} = 24,83 \cdot \left(\frac{27,5}{1,05 \cdot \sqrt{3}} \right) = 375,5 \text{ kN} > V_{Ed} = 19,95 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

También se debe comprobar si existe abolladura por cortante del alma en el eje Z. Según el Artículo 35.5 de la EAE, si se cumple la siguiente expresión, no es necesario realizar esta comprobación.

$$\text{En caso de almas sin rigidizadores transversales: } \frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$$

Donde:

- h_w : Altura del panel de alma
- t_w : Espesor del alma.
- η : Coeficiente que considera la resistencia adicional que ofrece en régimen plástico el endurecimiento por deformación del material. Se recomienda un valor de 1,2.
- ε : Factor de reducción que se obtiene con la siguiente fórmula:

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

Sustituyendo:

$$\frac{170}{9} = 18,9 < \frac{72}{1,2} \cdot 0,92 = 55,2$$

Por tanto, no es necesaria la realización de la comprobación de abolladura por cortante.

1.3.2.3. Resistencia a flexión y cortante combinados

Según el Art. 34.7 de la EAE, la comprobación frente al efecto combinado de solicitaciones de flexión y cortante, se lleva a cabo considerando su interacción, lo que lleva a una reducción de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Se debe comprobar que la esfuerzo cortante de cálculo V_{Ed} no supera el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$, ya que en este caso, no se reduce el valor de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Considerando las solicitaciones de flexión y cortante se obtiene:

- Resistencia a flexión en el eje Y y cortante en el eje Z

$$V_{Ed} = 13,95 \text{ kN} < V_{pl,Rd} / 2 = 187,8 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

Por tanto, no es necesario reducir el valor de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

1.3.2.4. Resistencia a flexión y axil combinados

Según el Art. 34.7.2.1 de la EAE, en caso de secciones transversales de clase 1 y 2, según el Artículo 34.7.2.1. de la EAE, para secciones en I y en H doblemente simétricas, se llevará a cabo una reducción para la consideración del efecto del esfuerzo axil sobre el momento plástico resistente alrededor del eje y-y, cuando se cumpla:

$$N_{Ed} > \text{mín} \{0,25 N_{pl,Rd}, 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}\}$$

Siendo:

- $N_{pl,Rd}$: Resistencia plástica de cálculo de la sección a axil. Obtenido en el apartado de resistencia a compresión.
- f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

Sustituyendo, se obtiene:

$$\min \{0,25 N_{pl,Rd}, 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}\} = \min \{0,25 \cdot 2045,5; 0,5 \cdot 170 \cdot 9 \cdot 27,5 / 1,05\} = \min \{511,4; 20035\} = 511,4 > N_{Ed}$$

Como no se da el caso, no se reducirá la resistencia frente al momento plástico.

Por seguridad, se realizará la comprobación:

$$F_{yd} > \frac{N_{ed}}{A} + \frac{M_{yed}}{W_{ypl}}$$

Se sustituye:

$$\frac{27,5}{1,05} > \frac{46,97}{78,1} + \frac{6874}{642,5} = 11,3 \frac{kN}{cm^2} \quad CUMPLE$$

1.3.2.5. Resistencia a flexión, esfuerzos axil y cortante combinados

Las resistencias de cálculo a flexión y a axil no es necesario reducirlas, dado que, en este caso no se tiene en cuenta el efecto de abolladura por esfuerzo cortante. Además, el esfuerzo de cálculo V_{Ed} es menor que el 50% del esfuerzo cortante resistente $V_{c,Rd,z}$.

$$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{c,Rd,z}$$

2. Dimensionamiento y comprobación de la cimentación

2.1. Dimensionamiento de la zapata aislada

Los axiles pésimos son de valor $N_{p1} = 112,02 \text{ kN}$ y $N_{p2} = 103,29 \text{ kN}$, que se obtienen con la combinación de acciones $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q(G1)$. Como se trata de una conexión articulada, solo debe soportar el axil. Es cierto que el viento provoca un pequeño momento flector en la base de la zapata, sin embargo, como la distancia entre el punto de aplicación de la fuerza y el centro de gravedad de la zapata es relativamente pequeña ($h/2$), se puede despreciar este momento.

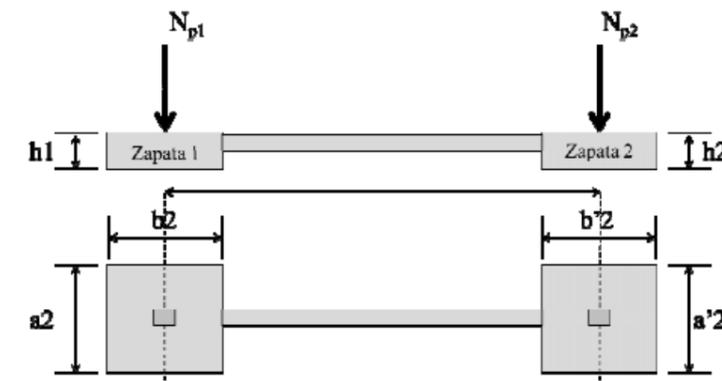
Se procede al dimensionamiento de las zapatas aisladas. Para ello, se comprobará la resistencia a:

- Hundimiento
- No levantamiento
- Vuelco

Se considerará dos zapatas rectangulares de dimensiones:

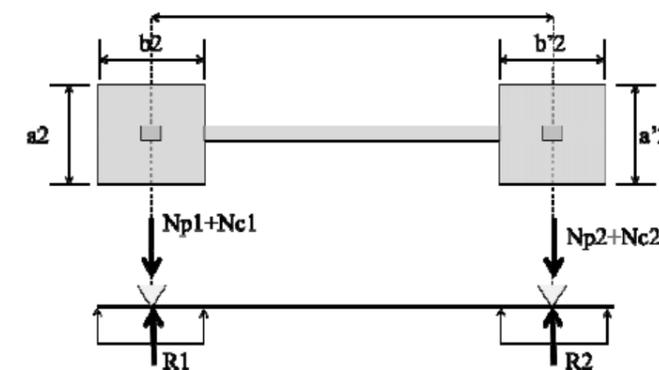
$$b_2 = a_2$$

Con el mismo canto h para las dos zapatas.



El siguiente paso es realizar un modelo simplificado de cálculo típico de vigas centradas en el que se desprecia la rigidez de los pilares en relación a la del conjunto zapata-viga centradora, por lo que se consigue un viga biapoyada.

Se plantea un equilibrio de fuerzas y momentos flectores respecto al punto 2:



$$\Sigma Fy = 0 \rightarrow Np1 + Np2 + Nc1 + Nc2 = R1 + R2$$

$$\Sigma M2 = 0 \rightarrow Np1 \cdot d + Nc1 \cdot d = R1 \cdot d$$

Siendo:

- d: Distancia entre los dos centros de gravedad de las zapatas.

Del sumatorio de momentos se obtiene:

$$R1 = Np1 + Nc1$$

Y del equilibrio de fuerzas se obtiene:

$$R2 = Np2 + Nc2$$

Con:

$$- Nc1 = a_2^2 \cdot h \cdot \gamma_h$$

$$- Nc2 = a_2'^2 \cdot h \cdot \gamma_h$$

Se plantean las condiciones:

▪ Condición de no hundimiento:

$$\sigma_{1m\acute{a}x} = R_{1m\acute{a}x} / 1,5a_2^2 = (N_{P1} + N_{C1}) / 1,5a_2^2 = 200 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{2m\acute{a}x} = R_{2m\acute{a}x} / 1,5a_2'^2 = (N_{P2} + N_{C2}) / 1,5a_2'^2 = 200 \text{ kPa}$$

Se comienza con un valor del canto de 0,6 m y se despeja a_2 y a_2' de las dos ecuaciones anteriores, resultando las siguientes dimensiones:

$$a_2 = 0,78 \text{ m}$$

$$a_2' = 0,75 \text{ m}$$

▪ Condición de no levantamiento:

$$R_{1min} = N_{p1,min} + N_{C1} > 0 \rightarrow R_{1min} = 35,91 + 9,08 > 0$$

$$R_{2min} = N_{p2,min} + N_{C2} > 0 \rightarrow R_{2min} = 32,85 + 8,4 > 0$$

• Comprobación de vuelvo

En el caso de esta cimentación, no hay esfuerzos flectores, ya que la unión entre el pilar y la cimentación es un articulación. Esto lleva a que no haya riesgo de vuelvo al ser el esfuerzo flector nulo.

Según el programa CYPE, las dimensiones de las zapatas son de 2,25x2,25x0,6. Una vez obtenidas estas dimensiones de la zapata, se comprueba el tipo de zapata que es: rígida o flexible. Para ello, se obtiene el valor del vuelvo $v_{m\acute{a}x}$, que en el caso de pilares metálicos es la distancia entre el extremo de la placa de anclaje y el borde de la zapata:

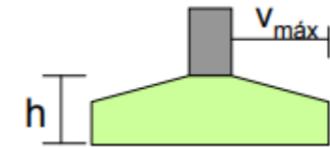
$$v_{m\acute{a}x} = 0,95 \text{ m}$$

En caso de que se cumpla $v_{m\acute{a}x} < 2h$, se tratará de una zapata rígida; sino, será flexible.

Para el caso de esta zapata, se cumple:

$$v_{m\acute{a}x} = 0,95 \text{ m} < 2h = 1,2 \text{ m}$$

Por tanto, la zapata será rígida.



2.2. Dimensionamiento armadura en zapata

Se procede al dimensionamiento de la armadura de una zapata rígida. Debe aplicarse el modelo de Bielas y Tirantes para este tipo de zapatas.

Lo primero que se debe hacer es obtener el valor del recubrimiento nominal. Para ello se han supuesto las siguientes situaciones:

- Ambiente IIa por la ubicación de la estructura y por tratarse de una cimentación.
- Diámetro barras longitudinales de 12 mm.
- Vida útil de 50 años.
- Cemento adecuado.

Ahora pasamos a calcular el recubrimiento nominal mínimo:

$$c_{\min} = \max \begin{cases} c_{\min,b} \\ c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

El recubrimiento en relación con la adherencia $c_{\min,b}$ tiene el mismo valor que el diámetro de la armadura longitudinal (12 mm) al tratarse de un tamaño máximo de árido menor a 32 mm.

El recubrimiento para proteger de la corrosión $c_{\min,dur}$ es de 15 mm, al tratarse de una clasificación estructural reducida al S3.

Por tanto, como el recubrimiento mínimo es de 15 mm.

Ahora debemos tener en cuenta la tolerancia del recubrimiento, que al tratarse de un elemento in situ con control intenso, se le puede sumar al recubrimiento mínimo entre 5 y 10 mm.

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}$$

Entonces, aun sumándole al recubrimiento mínimo 10 mm representativos de la tolerancia del recubrimiento, se queda un recubrimiento mínimo geométrico de 25 mm. Este valor queda por debajo de los 75 mm que recomienda la norma en caso de hormigonado directo sobre terreno. Por tanto, se adoptará un valor de 75 mm como recubrimiento mínimo geométrico.

Para las zapatas aisladas, la sección que se escoge para realizar las comprobaciones, es decir, la sección de referencia, se sitúa a una distancia equivalente a la mitad de la separación entre la cara exterior del pilar y el extremo de la placa de anclaje, medida desde la cara exterior del pilar.

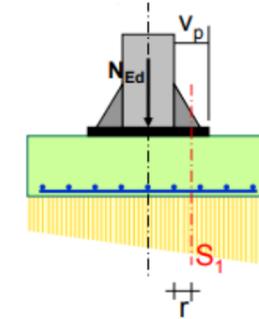
$$r = 0,5 \cdot v_p = 0,5 \cdot 0,75 = 0,375 \text{ m}$$

2.2.1. Armadura a esfuerzos normales

Esta sección es la más desfavorable y soporta los siguientes esfuerzos:

$$V_{ed} = 54,3 \text{ kN}$$

$$M_{ed}(y) = 17,63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Se deben calcular los esfuerzos de las bielas y los tirantes:

$$T_{ed} = \frac{N_{ed}}{2} \cdot \left(\frac{b-a}{2} \right) = \frac{112,02}{2} \cdot \left(\frac{2,25}{2} - \frac{0,35}{2} \right) = 126,57 \text{ kN}$$

Supondremos el número de redondos, por ejemplo, se probará con 11 redondos. Así, cada redondo soporta una tensión de:

$$T_{id} = T_{ed}/11 = 126,57/11 = 11,5 \text{ kN}$$

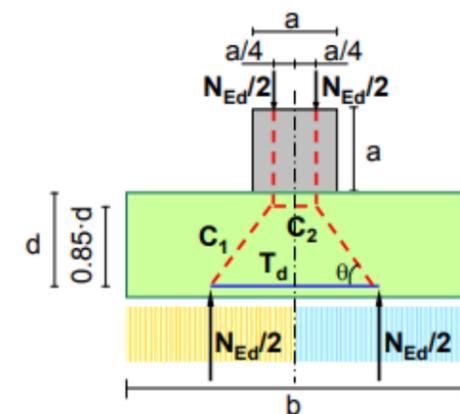
Determinación del área de cada tirante:

$$A_{si} = \frac{T_{id}}{F_{yd}} = \frac{11,5}{\frac{500}{1,15} \cdot 1000} = 2,646 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Siendo:

- T_{id} = Tensión de un redondo.

Por tanto, el tamaño del redondo sería:



$$Radio = \sqrt{\frac{As_i}{\pi}} = \sqrt{\frac{0.2646}{\pi}} = 0.3 \text{ cm}$$

Entonces con un redondo de 6 mm de diámetro bastaría, sin embargo, la norma recomienda un valor mínimo del diámetro de 12 mm, por tanto, se empleará este valor.

El área real de armadura es:

$$\pi \cdot 6^2 \cdot 11 = 1244 \text{ mm}^2 = 12,44 \text{ cm}^2$$

Cumpliendo las cuantías mínimas:

- Cuantía mínima geométrica según la Tabla 42.3.5 de la Normativa EHE-08:

Eligiendo el caso de losas sin apoyar en el terreno, la cuantía en una cara en tanto por 1000 referida a la sección total de hormigón en caso de aceros B500S es:

$$\rho = \frac{As}{Ac} > 0,9$$

Siendo:

- As: Área de armadura pasiva.
- Ac: Área bruta de hormigón.

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Tabla 42.3.5 de EHE-08

Por tanto, despejando el área de acero mínima A_s , se obtiene:

$$A_s = 0,0009 \cdot A_c = 0,0009 \cdot 2,25 \cdot 0,6 = 0,00122 \text{ m}^2$$

Se debe realizar la comprobación de si la sección escogida fisurará. Para ello se compara el momento flector de fisuración con el momento flector de cálculo. El momento de fisuración se obtiene a partir de la fórmula de Navier descontando el esfuerzo axial al ser favorable. De esta forma se está del lado de la seguridad.

$$M_{fis} = \frac{f_{ctm} \cdot I_b}{\frac{h}{2}} > M_{ed}$$

Siendo:

- f_{ctm} : Resistencia media a tracción a los 28 días.
- I_b : Momento de inercia de la sección bruta.
- h : Canto de la sección.

En caso de hormigones con una resistencia característica f_{ck} inferior a 50 MPa, la resistencia media a tracción a los 28 días f_{ctm} se obtiene con la siguiente fórmula:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

Se sustituye para conseguir el valor del momento de fisuración:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot 25^{\frac{2}{3}} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$M_{fis} = \frac{f_{ctm} \cdot I_b}{\frac{h}{2}} = \frac{2,56 \cdot 1000 \cdot 0,04}{\frac{0,6}{2}} = 341,3 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ed}$$

Por tanto, como el momento de fisuración es superior al momento de diseño, la sección no fisurará. Este hecho implica que no es necesario comprobar la cantidad de armadura mínima por control de fisuración, ni la abertura de fisura en Estado Límite de Servicio.

2.2.2. Cortante

Se pretende dimensionar sin necesidad de disponer armadura transversal. Para ello, se debe cumplir:

$$V_{ed} < V_{rd,c} = (v + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Siendo:

- V_{ed} : Esfuerzo cortante de cálculo.
- $V_{rd,c}$: Valor de cálculo de la resistencia a cortante del elemento sin armadura a cortante.
- v : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.
- k_1 : valor recomendado de 0,15.
- σ_{cp} : Tensión de compresión en el eje central debida a la carga axial.
- b_w : Menos anchura de la sección transversal en la zona de tracción.
- d : Canto útil de la sección determinante.

Se procede a la obtención de todas las variables. En el caso de v , sigue la siguiente fórmula:

$$v = \frac{0,18}{1,5} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} > v_{min}$$

Con:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} < 0,002$$

$$v_{min} = \frac{0,075}{1,5} \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Siendo:

- k : coeficiente dependiente del canto de la sección de referencia.

- A_s : Área de la armadura de tracción extendida una longitud $> d_s + l_{bd}$

Se sustituyen las incógnitas por valores para la obtención del coeficiente de reducción v :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{519}} = 0,62 < 2$$

$$\rho_l = \frac{0,001244}{2,25 \cdot 0,519} = 0,0011 < 0,002$$

$$v_{min} = \frac{0,075}{1,5} \cdot 0,62^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,52$$

$$v = \frac{0,18}{1,5} \cdot 0,62 \cdot (100 \cdot 0,0011 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} = 0,26 < v_{min} = 0,52$$

Se comprueba que no es necesario disponer armadura transversal:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0 \text{ kPa}$$

$$V_{ed} = 54,3 < V_{rd,c} = 0,52 \cdot 2,25 \cdot 0,519 \cdot 1000 = 602,4 \text{ kN}$$

Como se cumple la comprobación superior, no es necesario disponer armadura transversal.

2.2.3. Punzonamiento

El cálculo del punzonamiento consistente en comprobaciones en la cara del pilar y en el perímetro crítico u_i .

Se deben realizar dos comprobaciones, por un lado, la comprobación de resistencia a punzonamiento máxima a lo largo de la sección crítica considerada $V_{Rd,máx}$; por otro lado, la comprobación de resistencia a punzonamiento de un elemento sin armadura de punzonamiento a lo largo de la sección crítica $V_{Rd,c}$.

En el caso de la comprobación de resistencia máxima en flexión esviada, se debe cumplir:

$$ved = \frac{\beta \cdot Ved}{u_o \cdot d} < vrd, \text{máx}$$

Donde:

- β : coeficiente de valor 1 en caso de que no existan momentos flectores de diseño en ninguna dirección en el pilar.

- Ved: Esfuerzo cortante de cálculo.

- u_o : Perímetro del pilar.

- d: Media de cantos útiles en cada dirección.

Con las siguientes fórmulas se obtienen los valores de las incógnitas necesarias para la comprobación de resistencia:

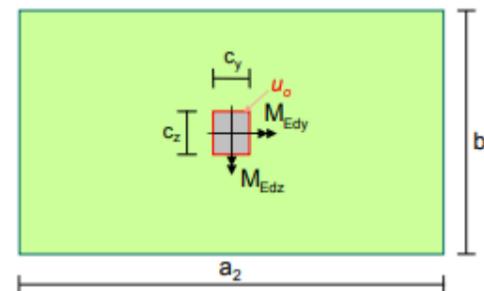
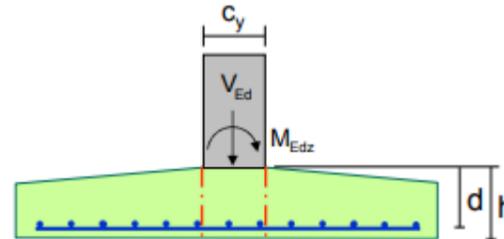
$$U_o = 2 \cdot C_y + 2 \cdot C_z$$

$$d = \frac{d_y + d_z}{2}$$

Sustituyendo se obtiene:

$$U_o = 2 \cdot 0,35 + 2 \cdot 0,35 = 1,4 \text{ m}$$

$$d = \frac{0,519 + 0,519}{2} = 0,519 \text{ m}$$



La resistencia obtenida debe ser inferior a la resistencia máxima:

$$vrd, \text{máx} = 0,5 \cdot \left[0,6 \cdot \left(1 - \frac{fck}{250} \right) \right] \cdot fcd$$

Sustituyendo:

$$ved = \frac{1 \cdot 112,02}{1,4 \cdot 0,519 \cdot 1000} = 0,156 < vrd, \text{máx} = 0,5 \cdot \left[0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250} \right) \right] \cdot 25/1,15 = 5,87$$

Por otro lado, se debe realizar la comprobación de no necesitar armadura a punzonamiento, cumpliendo:

$$ved = \frac{\beta \cdot Ved, \text{red}}{U_i \cdot d} < vrd, c = \frac{0,18}{1,5} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot fck)^{\frac{1}{3}} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} > v_{\text{min}} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a}$$

Siendo:

- β : coeficiente de valor 1 en caso de no tener momentos flectores en ninguna dirección.

- Ved,red: fuerza neta ascendente dentro del perímetro crítico.

- Ui: longitud del perímetro crítico. Si se sale de la zapata, no es necesario realizar la comprobación.

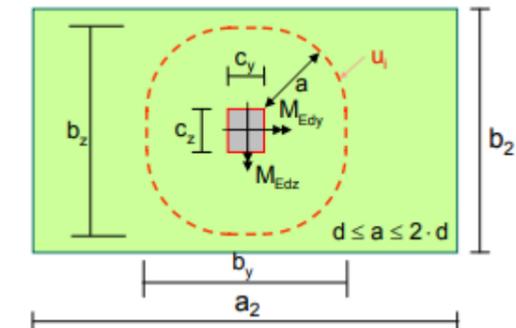
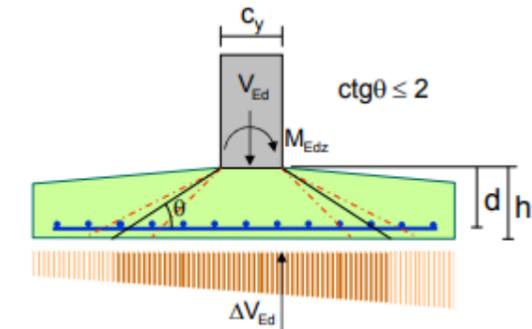
- d: canto útil de la sección de referencia.

- k: coeficiente en función del canto útil obtenido en el apartado del cortante.

- a: distancia entre la cara exterior del pilar y el perímetro crítico. Se tomarán los valores d y 2d para realizar las dos comprobaciones, según indica la normativa.

- v_{min}: valor obtenido en el apartado de cortante, en la obtención del coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

El cálculo se realizará para a=d y a= 2d.



Siguiendo las fórmulas:

$$Ved, \text{red} = Ved - \Delta Ved$$

$$\Delta Ved = \sigma_{ui, \text{media}} \cdot A_{ui}$$

$$\sigma_{ui, \text{media}} = \frac{\sigma A1 + \sigma A2}{2}$$

$$A_{ui} = \pi \cdot a^2 + 2 \cdot a \cdot C_x + 2 \cdot a \cdot C_y + C_x \cdot C_y$$



$$u_i = 2 \cdot \pi \cdot a + 2 \cdot c_y + 2 \cdot c_z$$

$$\rho_{lz} = \frac{0,001444}{2,25 \cdot 0,519} = 0,0011$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}}$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sy}}{b^2 \cdot d_y}$$

$$\rho_{lz} = \frac{A_{sz}}{a^2 \cdot d_z}$$

Se sustituye en los casos donde las fórmulas no dependen de la incógnita "a":

$$\text{Para } a = d: V_{ed,red} = 112,02 - 62,9 = 49,1 \text{ kN}$$

$$\text{Para } a = 2d: V_{ed,red} = 112,02 - 184,2 = -72,2 \text{ kN}$$

$$\text{Para } a = d: \Delta V_{ed} = 37,13 \cdot 1,69 = 62,9 \text{ kPa}$$

$$\text{Para } a = 2d: \Delta V_{ed} = 37,13 \cdot 4,96 = 184,2 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{ui,media} = \frac{37,13 + 37,13}{2} = 37,13 \text{ kPa}$$

$$\text{Para } a = d: A_{ui} = \pi \cdot 0,519^2 + 2 \cdot 0,519 \cdot 0,35 + 2 \cdot 0,519 \cdot 0,35 + 0,35 \cdot 0,35 = 1,69 \text{ m}^2 > A_z = 5,06 \text{ m}^2$$

$$\text{Para } a = 2d: A_{ui} = \pi \cdot 1,038^2 + 2 \cdot 1,038 \cdot 0,35 + 2 \cdot 1,038 \cdot 0,35 + 0,35 \cdot 0,35 = 4,96 \text{ m}^2 > A_z = 5,06 \text{ m}^2$$

$$\rho_l = \sqrt{0,0011 + 0,0011} = 0,046$$

$$\rho_{ly} = \frac{0,001244}{2,25 \cdot 0,519} = 0,0011$$

a) Para el caso a = d

$$u_i = 2 \cdot \pi \cdot 0,519 + 2 \cdot 0,35 + 2 \cdot 0,35 = 4,66 \text{ m}$$

$$v_{ed} = \frac{1 \cdot 49,1}{4,66 \cdot 0,519 \cdot 1000} = 0,02 < v_{rd,c} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 0,62 \cdot (100 \cdot 0,046 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 2 \cdot \frac{0,519}{0,519} = 0,6 > 0,12 \cdot 2 \cdot \frac{0,519}{0,519} = 0,24$$

b) Para el caso a= 2d

$$u_i = 2 \cdot \pi \cdot 1,038 + 2 \cdot 0,35 + 2 \cdot 0,35 = 7,92$$

$$v_{ed} = \frac{1 \cdot 72,17}{7,92 \cdot 0,519 \cdot 1000} = 0,018 < v_{rd,c} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 0,62 \cdot (100 \cdot 0,046 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 2 \cdot \frac{0,519}{1,038} = 0,36 > 0,12 \cdot 2 \cdot \frac{0,519}{1,038} = 0,12$$

Cumpliendo las dos comprobaciones a) y b) no es necesario disponer armadura de punzonamiento. Además, también cumple la condición de resistencia máxima, por tanto, con las dimensiones de la cimentación y los esfuerzos resistidos, las comprobaciones de punzonamiento cumplen.