

### **III. EDIFICIO PRINCIPAL**

#### **1.- CARACTERÍSTICAS GENERALES**

- ♠ Localización: Villamanta (Madrid).
- ♠ Luz de la nave: 36m.
- ♠ Longitud de la nave: 45m.
- ♠ Separación entre pilares: 5m y 7m en la torre de fermentación.
- ♠ Pendiente de cubierta: 20%.

#### **2.- CÁLCULO DE CORREAS**

##### **2.1.- Separación entre correas (sc)**

- ✓ Altura de la cercha (hc)

$$\alpha = \arctg 20/100 = 11,31^\circ$$

$$hc = \operatorname{tg} \alpha \times \text{luz}/2 = 0,20 \times 18/2 = 1,8 \text{ m.}$$

- ✓ Altura máxima de la torre de fermentación  $\Rightarrow h_{\max} = 8,8 \text{ m.}$
- ✓ Altura máxima del resto de la nave  $\Rightarrow h'_{\max} = 6,8 \text{ m.}$
- ✓ Longitud del faldón:  $\Rightarrow f = \text{luz}/2 / \cos \alpha = 18/2 / \cos 11,31 = 9,18 \text{ m.}$

Para calcular separación entre correas hay que tener en cuenta la máxima separación posible para chapa galvanizada que es: 1,5 m.

- ✓ Número de vanos:  $f / 1,5 = 6,11 \cong 7 \text{ vanos.}$
- ✓ Número de correas:  $N^\circ \text{ de vanos} + 1 = 8 \text{ correas.}$
- ✓ Separación entre correas:  $\Rightarrow S_c = f / N^\circ \text{ de vanos} = 9,18 / 7 = 1,31 \text{ m}$

##### **2.2.- Determinación de las cargas**

### 2.2.1.- Acción de la nieve

Villamanta (Madrid) altitud: 660 m  $\Rightarrow$  80 Kg/m<sup>2</sup>.

Como  $\alpha < 60^\circ \Rightarrow$  La carga de nieve será:  $P = 80 \cdot \cos 11,31^\circ = 78,45 \text{ Kg/m}^2$

### 2.2.2.- Acción del viento sobre las paredes

♠ Villamanta (Madrid):

\* Altura máxima de la nave 8,8 m

\* Situación: normal

\* Zona eólica: X

\*  $\alpha = 11,31^\circ$

♠ La presión dinámica del viento es:  $q = 73 \text{ Kg/m}^2$

♠ Valor a barlovento:  $p = 2/3q = 48,66 \text{ Kg/m}^2$

♠ Valor a sotavento:  $p = 1/3q = 24,33 \text{ Kg/m}^2$

♠ Interpolando:

Hipótesis A  $m = +2,1$   $n = -16$

Hipótesis B  $m = -44,9$   $n = -63$

Por lo tanto la carga de viento será:  $m = 2,1 \text{ Kg/m}^2$

### 2.2.3.- Cargas permanentes

Peso propio de la correa: (IPN-120) = 11,2 Kg/m

Peso propio de la cubierta (chapa galvanizada): 10 Kg/m<sup>2</sup>

Accesorios de fijación: 210 Kg/m<sup>2</sup>

### 2.2.4.- Cargas verticales

	<b>Kp/m<sup>2</sup></b>	<b>Sc (m)</b>	<b>Kp/m</b>
Peso de la correa (IPN120):			11,20
Peso propio de la cubierta:	10	1,31	13,10
Peso accesorios:	2	1,31	2,62
Carga de nieve:		$78,45 \times 1,31 \cos \alpha$	<u>100,77</u>
TOTAL			127,69

### 2.2.5.- Carga perpendicular al faldón

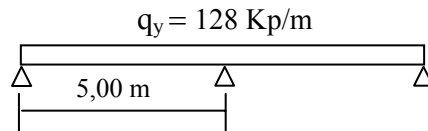
	<b>Kp/m<sup>2</sup></b>	<b>Sc (m)</b>	<b>Kp/m</b>
Carga del viento	2,75	1,31	2,75

**2.2.6.- Carga en el plano Y-Y de la correa**

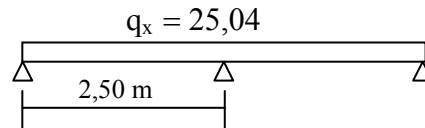
$$q_y = [127,69 \cos 11,31^\circ] + 2,75 = 127,96 \cong 128 \text{ Kp/m}$$

**2.2.7.- Carga en el plano X-X de la correa**

$$q_x = 127,69 \operatorname{sen} \alpha = 25,04 \text{ Kp/m}$$



$$M_x = 1/8 \cdot q_y \cdot l^2 = 1/8 \cdot 128 \cdot 5^2 = 400 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



$$M_y = 1/8 \cdot q_x \cdot l^2 = 19,56 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

♣ Comprobación a resistencia

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{40000}{54,7} + \frac{1956}{7,41} = 995,22 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1733 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

♣ Comprobación a flecha

$$f(adm) = \frac{L(mm)}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

De manera orientativa, tomando  $\sigma$  como  $M/W$ , podemos utilizar la expresión simplificada que proporciona la NBE-EA 95.

$$f(mm) = \alpha \frac{\sigma(\text{Kg/mm}^2) \times l^2(\text{m}^2)}{h(\text{cm})} = 0,415 \cdot \frac{9,95 \times 5^2}{12} = 8,60 \text{ mm} \leq f(adm)$$

Por tanto, como  $f < f(adm)$  el perfil es admisible a resistencia y deformación.

Se colocarán 8 correas IPN-120, continuas cada dos vanos, separadas 1,31 m y con tirantillas.

### 3.- CÁLCULO DE LA CERCHA

La cercha es de tipo a dos aguas, con 18m de luz y una pendiente del 20%.

#### 3.1.- Solicitaciones previas

##### 3.1.1.- Acciones

-Peso propio de la cercha: *(Se estima el 70% de la luz)*

$$0,7 \times 18 = 12,6 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo tanto el peso total será  $\rightarrow 12,6 \times 5 \times 18 = 1134 \text{ kg}$

##### 3.1.2.- Reacciones ( $R_A$ y $R_B$ )

- Valor de la carga uniforme por metro lineal de correa:

$$C.correa = C.viento/\cos\alpha + [C.nieve + C.fijaciones + C.propia correa ]$$

$$C.correa = 117,39 \text{ Kg/ml}$$

- Peso de la cercha por nudo:

$$P.nudo = 117,39 \times 5 + \frac{1134 \text{ kg}}{7 \text{ nudos}} = 748,95 \text{ Kg / nudo} \cong 750 \text{ Kg/nudo}$$

Las reacciones  $R_A$  y  $R_B$  tienen el mismo valor debido a la simetría geométrica y de las cargas:

$$R_A = R_B = 750 \times 7 = 5250 \text{ Kg}$$

#### 3.2.- Cálculo de los esfuerzos de las barras

El cálculo de los esfuerzos de las barras se realiza a través del Diagrama de Cremona (Ver documento Planos).

La fatiga máxima admisible en este caso será:

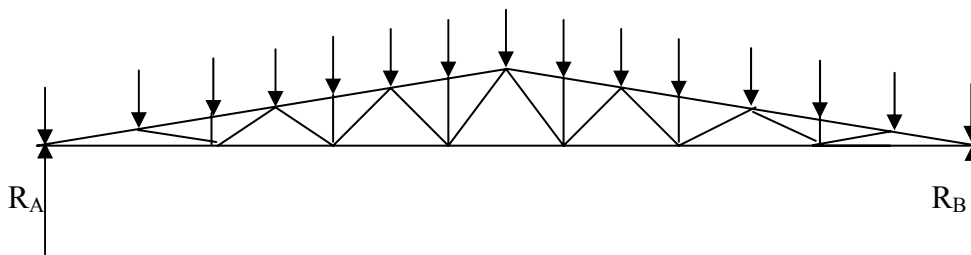
$$\sigma_{adm} = \frac{2600 \text{ Kg / cm}^2}{1,5} = 1733 \text{ Kg / cm}^2 - 10\% \text{ (soldaduras, cartelas, etc...)}$$

$$\sigma_{adm} = 1560 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Cálculo analítico del *PAR* y *TIRANTE*.

$$PAR = \frac{R_A - \frac{P}{2}}{\text{sen } 11,31^\circ} = \frac{5250 - \frac{750}{2}}{0,196} = 24857,57 \text{ Kg}$$

$$TIRANTE = \frac{R_A - \frac{P}{2}}{\text{tag } 11,31^\circ} = \frac{5250 - \frac{750}{2}}{0,25} = 24374,8 \text{ Kg}$$



ESCALA:

LONGITUDES: 1/100

ESFUERZOS: 1cm  $\diamond$  750 Kg

El cálculo de los esfuerzos de las barras se realiza mediante el método del diagrama de Cremona que se detalla en el plano correspondiente de la Memoria. A continuación se resumen los resultados obtenidos de los esfuerzos de las barras:

BARRAS	PAR	
	COMPRESIÓN (KG)	L (cm)
1	25425	131
2	23362	131
3	23362	131
4	19125	131
5	19125	131
6	15300	131
7	15300	131

TIRANTE		
BARRAS	TRACCIÓN (KG)	L (cm)
8	24900	260
9	20625	260
10	16725	260
11	13050	260

MONTANTES			
BARRAS	COMPRESIÓN (KG)	L(cm)	$\beta$
13	750	50	0,8
16	750	100	0,8
19	750	150	0,8

DIGONALES			
BARRAS	COMPRESIÓN (Kg)	TRACCIÓN (Kg)	L (cm)
12	2025		120
14		2250	150
15	2250		150
17		2625	175
18	2625		175
20		3300	220

### 3.3.- Dimensionado de barras

✓ *Par (C)*

$$[2L 70-7] \begin{cases} i_x = 2,11 \text{ cm} \\ A = 10,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$N = 25425 \text{ Kg}$$

$$L = 131 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L}{i_x} = \frac{331}{2,11} = 63 \rightarrow \omega = 1,25$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \omega = \frac{25425}{2 \times 10,6} 1,25 = 1499 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1560 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

✓ **Tirante (T)**

$$[2L 70-7] \rightarrow A = 9,40$$

$$N = 24900 \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{24900}{2 \times 9,40} = 1325 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq 1560 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

✓ **Montante (C)**

$$[2L 40-4] \begin{cases} i_x = 1,21 \text{ cm} \\ A = 3,08 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{\beta \cdot L}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 150}{1,21} = 100 \rightarrow \omega = 2,01$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \omega = \frac{750}{2 \cdot 3,08} 2,01 = 123 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1560 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

✓ **Diagonales**

Al haber diagonales que trabajan a compresión y diagonales que trabajan a tracción, se realiza una doble comprobación.

*Barra n° 18 (C)*

$$[2L 40-4] \begin{cases} i_x = 1,21 \text{ cm} \\ A = 3,08 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$N = 2625 \text{ Kg}$$

$$\lambda = \frac{\beta \cdot L}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 175}{1,21} = 115 \rightarrow \omega = 2,53$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \omega = \frac{2625}{2 \cdot 3,08} 2,53 = 1078 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1560 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Barra 20 (T)

$$[2L 40-4] \rightarrow A = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$N = 3300 \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{3300}{2 \times 3,08} = 535,71 \text{ Kg / cm}^2 \leq 1560 \text{ Kg / cm}^2$$

### 3.4.- Medición de la cercha

Barra	Longitud(cm)	Perfil	Peso unitario(Kg)	Total(kg)
Par	918	2L 70-8	16,72	153,50
Tirante	900	2L 70-7	14,76	132,84
Montantes	150	2L 40-4	4,89	14,68
Diagonales	220	2L 40-4	4,89	42,56
Peso total de las barras				349
Aumento 15% acartelado y otros				52,42
<b>Peso total semicercha (Kg)</b>				<b>401,87</b>

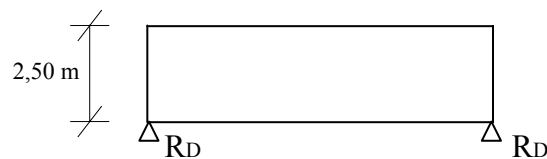
Peso total de la cercha  $\approx 804 \text{ Kg}$

## 4°-CÁLCULO DE PILARES, PLACAS DE ANCLAJE Y ZAPATAS

### 4.1.- Cálculo de pilares, placas de anclaje y zapatas perimetrales fachada longitudinal E y W excepto correspondientes a la torre de fermentación

#### ♣ Cálculo de los dinteles

El dintel está compuesto por 3 perfiles IPN-180, y se considera a efectos de cálculo como una viga biapoyada con carga uniforme igual que la calculada en el apartado 2.1. de este anejo, y al cual nos remitimos.



$$R_D \text{ (Reacción producida por el dintel)} = R_A = R_B = 2093,75 \text{ Kg}$$

#### 4.1.1.- Cálculo del pilar

Se proyectará un pilar con perfil **HEB-160**, de características:

$$\begin{aligned} A &= 54,3 \text{ cm}^2 \\ i_x &= 6,78 \text{ cm} \\ i_y &= 4,05 \text{ cm} \\ W_x &= 311 \text{ cm}^3 \\ W_y &= 111 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

##### 4.1.1.1.- Cálculo de la carga axial

$$R_C \text{ (Reacción producida por la cercha)} = 5250 \text{ Kg}$$

$$P_p \text{ (peso propio del pilar)} \Rightarrow = 42,6 \times 5 = 213 \text{ Kg}$$

$$P_{pd} \text{ (Peso propio del dintel)} = (21,9 \times 5) \times 3 = 328,5 \text{ Kg}$$

$$N = R_C + P_p + (2 \times R_D) + P_{pd} = 5250 + 213 + (2 \times 2093,75) + 328,5 = 9979 \text{ Kg}$$

##### 4.1.1.2.- Cálculo del momento flector máximo

$$M_{\text{máx}} = \left[ \frac{13}{48} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} \right] \cdot h$$

$$c = (m - n) \cdot s \cdot f \cdot \text{sen} \alpha$$

Siendo:

- s → Separación entre cerchas → 5 m
- f → Longitud del faldón → 9,18 m
- m → Carga de viento sobre faldón a barlovento
- n → Carga de viento sobre faldón a sotavento
- h → Altura del pilar → 5 m
- c → Componente horizontal del viento.

Para cálculo de la carga del viento recurrimos a la NBE AE-88, e interpolamos.

Altura de la cumbrera  $H = 6,20 \text{ m}$

Carga del viento sobre las paredes laterales  $q = 73 \text{ Kg/m}^2$

Carga de viento sobre la cubierta (m, n):

$$\begin{aligned}
 m &= + 2,1 \text{ Kg/m}^2 \\
 n &= + 16 \text{ Kg/m}^2 \\
 c &= (2,1 + 16) \times 5 \times 9,18 \times \text{sen}11,31 = 163 \text{ Kg} \\
 M_{\text{máx}} &= \left[ \frac{13}{48} \cdot 73 \cdot 5 \cdot 5 + \frac{163}{2} \right] \times 5 = 2878,85 \text{ Kg}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

#### 4.1.1.3.- Esfuerzo cortante máximo en base de pilar

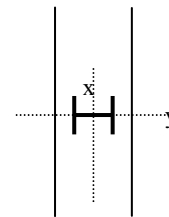
$$Q_{\text{máx}} = 2/3 q \cdot s \cdot h + c/2 - X$$

$$X = 1/16 \cdot q \cdot s \cdot h = 1/16 \cdot 73 \cdot 5 \cdot 5 = 114,06$$

$$Q_{\text{máx}} = 2/3 \cdot 73 \cdot 5 \cdot 5 + 163/2 - 114,06 = 1184,10 \text{ Kg}$$

#### 4.1.1.4.- Comprobación a flexocompresión del pilar propuesto

El perfil se colocará de tal forma que el módulo resistente mayor se oponga al momento máximo.



La longitud de pandeo en el plano vertical y paralelo al eje longitudinal de la nave, es la de un pilar empotrado en su base y articulado sin desplazamiento en su cabeza:

La longitud equivalente de pandeo en el plano perpendicular al anterior, es la de un pilar empotrado en su base y libre en su cabeza:

✓ Pandeo alrededor del eje x-x. (emp-libre).

$$L_{kx} = \beta \times l = 2 \times 500 = 1000 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{1000}{6,78} = 148 \rightarrow \omega = 3,86$$

✓ Pandeo alrededor del eje y-y. (emp-art).

$$L_{ky} = \beta \times l = 0,7 \times 500 = 350 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{350}{4,05} = 87 \rightarrow \omega = 1,66$$

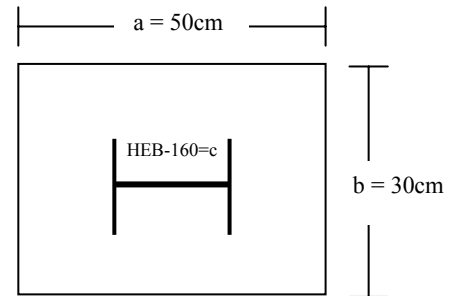
$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M_x}{W_x} = \frac{9979}{54,3} \cdot 3,86 + \frac{287885}{311} = 1635,04 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1733 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Es válido por tanto el perfil supuesto HEB-160

#### 4.1.2.- Cálculo de la placa de anclaje

- Carga axial del pilar = 9.979 Kg
- Momento flector máximo en base de pilares:

$$M_{máx.} = 2878,85 \text{ Kg}$$



##### 4.1.2.1.- Cálculo de la excentricidad mecánica

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2878,85}{9979} = 0,29 \text{ m} = 29 \text{ cm}$$

##### 4.1.2.2.- Predimensionado de la placa de anclaje

$$a = 0,50 \text{ m}$$

$$b = 0,60 \cdot a = 0,30 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

$$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 50}{8} = 18,75 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e > \frac{a}{6} \\ e > \frac{3a}{8} \end{array} \right\} \text{Flexión compuesta}$$

4.1.2.3.- Tracción de la placa

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{9979 \cdot 10,25}{38,75} = 2639,6 \text{ Kp}$$

$$g = 0,1 \cdot a = 5 \text{ cm}$$

$$s = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 50}{8} - 5 = 38,75 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 29 - \frac{7 \cdot 50}{8} = 29 - 18,75 = 10,25 \text{ cm}$$

4.1.2.4.- Compresión en la placa

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{9.979 \cdot (38,75 + 10,25)}{38,75} = 12618,60 \text{ Kp}$$

4.1.2.5.- Tensión en la placa

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ch} &= \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{12618,60}{\frac{50}{4} \cdot 30} = 33,65 \text{ Kp/cm}^2 \\ \sigma_{admH} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,17 \text{ Kp/cm}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_{ch} < \sigma_{admH} \rightarrow \text{Admisible}$$

4.1.2.6.- Momento flector

$$M = \frac{\sigma_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{33,65 \cdot 50 \cdot 30}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot 50}{8} - \frac{16}{2} \right) = 135651,56 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

Siendo  $c$ , el canto del pilar en la dirección donde actúa el momento.

4.1.2.7.- Espesor de la placa de anclaje

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 135651,56}{30 \cdot 1.733}} = 3,95 \text{ cm} = 35,7 \text{ mm}$$

Como el espesor de placa es excesivo y por lo tanto no soldable con el alma y el ala del pilar, adoptamos la solución de colocar cartelas.

#### 4.1.2.8.- Nuevo espesor de placas

$$M = \frac{\sigma_c \cdot l^2}{2} = \frac{33,65 \cdot 7^2}{2} = 824,42 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

$$l = \frac{b - c}{2} = \frac{30 - 16}{2} = 7 \text{ cm}$$

$$M' = \frac{\sigma_c \times b}{8} \times (b - 4l) = 7 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 824,42}{1.733}} = 1,68 \text{ cm} = 16,8 \text{ mm}$$

#### 4.1.2.9.- Espesor de las cartelas

$$R = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot a}{8} = \frac{33,65 \cdot 30 \cdot 50}{8} = 6309,37 \text{ Kg}$$

$$e_l = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot \sigma_{adm}} = \frac{2 \cdot 6.309,37}{(50 - 16) \cdot 1.733} = 0,214 \text{ cm} = 2,1 \text{ mm}$$

Adoptamos finalmente cartelas de 8mm de espesor.

#### 4.1.2.10.- Soldabilidad

Desdoblamos la placa para que sea soldable. Por lo tanto ponemos dos placas de 9 mm de espesor, siendo la placa de abajo 1cm mayor a cada lado para facilitar la soldadura.

PIEZA	ESPESOR	V.MÁXIMO	V.MÍNIMO
Ala	13	9,0	4,5
Alma	8,0	5,5	3,0
Placa	9,0	6,0	3,5
Cartela	8,0	5,5	3,0

$$\left. \begin{array}{l} \text{Alas + alma + placa} \rightarrow 5,5 > 4,5 \\ \text{Alas + placa + cartelas} \rightarrow 5,5 > 4,5 \end{array} \right\} \text{Es soldable}$$

#### 4.1.2.11.- Pernos de anclaje

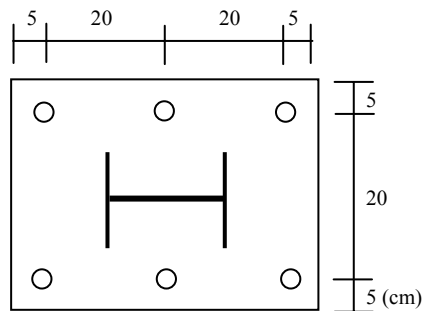
$$T = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_u$$

$$\sigma_u [B-400s] = \frac{4000}{1,15} = 3478,3 \text{ Kp/cm}^2$$

$$4223,36 = n \cdot \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} \cdot 3478,3$$

$$\text{Si } \phi = 16\text{mm}, n = 0,69 \Rightarrow 1 \phi 16$$

Se pondrán 2  $\phi 16$  en el lado  $b$  y 3  $\phi 16$  en el lado  $a$  siendo la distancia entre redondos  $< 30$  cm.



#### 4.1.2.12.- Longitudes de anclajes

Se calculan los anclajes para redondos de diámetro 16.

$$\text{Al estar en posición I, } l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Al ser acero B 400S y hormigón H-25,  $m = 12$

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{400}{20} \cdot 1,6 = 32 \text{ cm} \end{array} \right\} l_b = 32 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$$0,7 \cdot 1_b = 0,7 \cdot 32 = 22,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Adoptamos } 25 \text{ cm}$$

#### 4.1.3.- Cálculo de la zapata (Tipo I)

$$N_o = 99,79 \text{ kN}$$

$$M_o = 28,78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_o = 11,84 \text{ kN}$$

\* Resistencia característica del terreno:  $0,2 \text{ N/mm}^2$

\* Ángulo de rozamiento interno del terreno ( $\varphi_{\text{terreno}}$ ):  $30^\circ$

\* Peso específico del terreno ( $\gamma_{\text{terreno}}$ ):  $18 \text{ kN/m}^3$

\* Peso específico del hormigón ( $\gamma_{\text{hormigón}}$ ):  $25 \text{ kN/m}^3$

\* Límite elástico de acero:  $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$

\*  $\gamma_f = 1,6 / \gamma_c = 1,5 / \gamma_s = 1,15$

##### 4.1.3.1.- Comprobación de la estabilidad estructural

$$N = N_o + (\gamma_h \times B \times L \times h) = 99,79 + (25 \times 1,5 \times 1,20 \times 0,60) = 126,79 \text{ kN}$$

$$M = M_o + (V_o \times h) = 28,78 + (11,84 \times 0,6) = 35,89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = V_o = 11,84 \text{ kN}$$

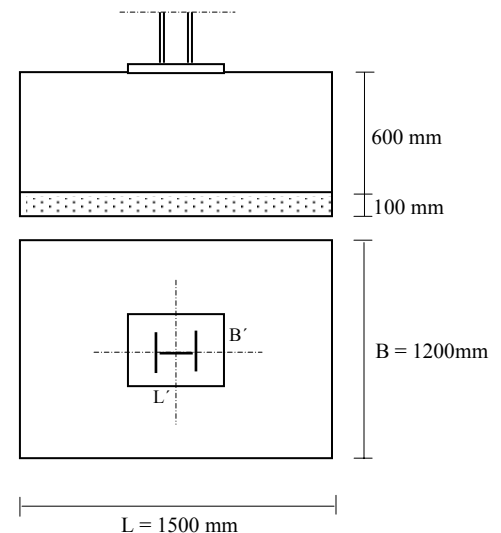
##### 4.1.3.1.1- Comprobación a vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_V} = \frac{N \times \frac{L}{2}}{M_v} \geq 1,5$$

$$C_{sv} = \frac{126,79 \times \frac{1,5}{2}}{35,89} = 2,65 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

##### 4.1.3.1.2- Comprobación a deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{N \times \tan \frac{2}{3} \varphi}{V} \geq 1,5$$



$$C_{sd} = \frac{126.79 \times \tan 20}{11,84} = 3,89 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.1.3.1.3.- Comprobación a hundimiento

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{M}{N} = \frac{35,89}{126,79} = 0,28 \text{ m} = 28 \text{ cm} \\ L/6 &= 1,5/6 = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e > L/6 \rightarrow \text{Distribución triangular}$$

$$\overline{AX} = \frac{3 \times L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \times 1,50}{2} - (3 \cdot 0,28) = 1,41 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{4 \times N}{3 \cdot (L - (2 \cdot e)) \cdot B} = \frac{4 \times 126,79}{3 \cdot (1,50 - 2 \cdot 0,28) \cdot 1,2} = 149,87 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0,149 \text{ N/mm}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{\text{adm}} = 0,250 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.1.3.2.- Cálculo a flexión

##### 4.1.3.2.1.- Vuelo físico

###### ♣ Sentido longitudinal

$$\left. \begin{aligned} V_L &= \frac{L - L'}{2} = \frac{1.500 - 500}{2} = 500 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 600 = 1.200 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_L < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

###### ♣ Sentido transversal

$$\left. \begin{aligned} V_T &= \frac{B - B'}{2} = \frac{1.200 - 500}{2} = 450 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 600 = 1.200 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_T < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

##### 4.1.3.2.2.- Vuelo de cálculo

$$m = V_L \cdot \frac{L' - c}{4} = 500 + \frac{500 - 160}{4} = 585 \text{ mm}$$

## 4.1.3.2.3.- Obtención de las tensiones de cálculo

Es necesario descontar a la tensión máxima la tensión uniformemente distribuida debida al peso del cimiento.

## ♠ Tensión a descontar

$$\sigma_{zapata} = h \cdot \gamma_h = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ kN/mm}^2 = 0,015 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cálculo} = \sigma_{máx} - \sigma_{zapata} = 0,149 - 0,015 = 0,134 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{AX - m} = \frac{\sigma_{cálculo}}{AX}$$

$$\frac{\sigma_1}{1410 - 585} = \frac{0,134}{1410} \Rightarrow \sigma_1 = 0,077 \text{ N/mm}^2$$

Al ser zapata rígida, empleamos el método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_c + \sigma_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0,134 + 0,077}{2} \cdot 1200 \cdot \frac{1500}{2} = 34650,13 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_c + \sigma_1}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}} = \frac{\left( \frac{1500^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,134 + 0,077}{6} \right) \cdot 1200}{34650,13} = 1120,12 \text{ mm}$$

Al tener hormigón de limpieza, adoptamos  $d' = 50 \text{ mm}$

$$d = h - d' = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$$

$a = 160 \text{ mm}$  (anchura del soporte)

$$Td = \gamma_f \cdot \frac{R_{1d}}{0,85 \times d} \cdot (x_1 - (0,25 \times a))$$

$$Td = 1,6 \cdot \frac{34650,13}{0,85 \times 550} \times (1120,12 - (0,25 \times 160)) = 128,09 \text{ kN} = 128090 \text{ N}$$

Con esta capacidad

$$A = \frac{128090}{\frac{410}{1,15}} = 359,28 \text{ mm}^2 \approx 360 \text{ mm}^2$$

♣ Cuantía geométrica mínima

$$1,5 \text{ ‰} \times B \times h = 1,6/1000 \times 1200 \times 600 = 1080 \text{ mm}^2 > 315 \text{ mm}^2$$

♣ Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1200 \cdot 600 \frac{16,66}{356,52} = 1345,81 \text{ mm}^2 > 1080 \text{ mm}^2$$

Por tanto,  $A_s = 1345,81 \text{ mm}^2$ . Utilizando barras del  $\phi 16 \text{ mm}$ :

$$n = \frac{1345,81}{\pi \times 16^2} = 6,69 \rightarrow 7 \phi 16$$

La distancia entre ejes de la armadura longitudinal será:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{(n - 1)} + \phi = \frac{1200 - 2 \cdot 70 - 7 \cdot 16}{(7 - 1)} + 16 = 174 \text{ mm} \quad (r = \text{recubrimiento lateral})$$

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 7  $\phi 16$  separados entre ejes 174 mm

♣ Armadura transversal

$$b' \nless a + 2 \cdot h = 500 + 2 \cdot 600 = 1700 \text{ mm}$$

Como supera la longitud de la zapata, distribuiremos la armadura transversal uniformemente.

$$\frac{L - 2 \cdot r}{300} = \frac{1500 - 2 \cdot 70}{300} = 4,53 \rightarrow 5 \text{ vanos} \rightarrow 6 \phi 16 \text{ mm}$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{1500 - 2 \cdot 70 - 6 \cdot 16}{5} + 16 = 268,8 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Admisible}$$

Por tanto, como **armadura transversal** utilizaremos  $6\phi 16$ , separados entre ejes  $268,8\text{mm}$

#### 4.1.3.2.4.- Anclajes

##### ♠ Armadura longitudinal

$$A_{s,\text{real}} (7\phi 16) = 7 \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 1408 \text{mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 1,6 = 32,8 \end{array} \right\} L_b = 32,8 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ neta}} = \beta \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s,\text{real}}} \Rightarrow l_{b \text{ neta}} = 1 \cdot 32,8 \cdot \frac{1345,81}{1408} = 31,35 \text{ cm} = 313,5 \text{ mm}$$

$$0,7 \times l_{b \text{ neta}} = 0,7 \times 313,5 = 219,45 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = \frac{1500}{4} - 70 = 305 \text{ mm} < l_{b \text{ neta}}$$

$$0,7 \times l_{b \text{ neta}} < \frac{L}{4} - 70 < l_{b \text{ neta}} \rightarrow \text{Prolongación recta}$$

##### ♠ Armadura transversal

$$l_{b \text{ neta tr}} = 0,6 \cdot l_{b \text{ neta}} = 0,6 \cdot 313,5 = 188,1 \text{ mm} \Rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 = \frac{1200}{4} - 70 = 230 \text{ mm} > l_{b \text{ neta tr}} \rightarrow \text{prolongación recta}$$

#### 4.1.3.3.- Comprobación a esfuerzo cortante

Como  $v < d$ , la sección de referencia queda fuera del cimiento y por lo tanto no es necesario realizar la comprobación a cortante.

#### 4.1.3.4.- Comprobación a fisuración

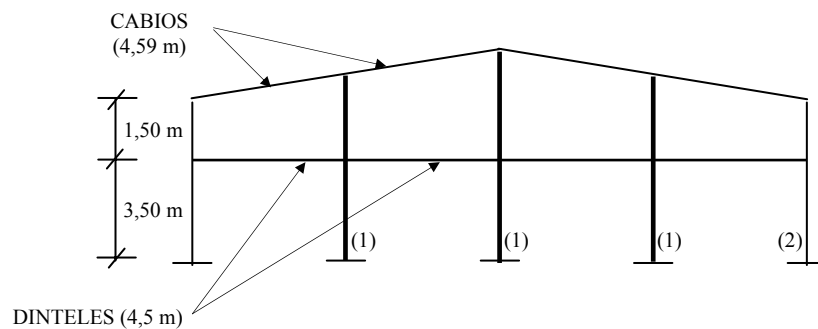
Para la comprobación a fisuración se utilizan las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, que son muy útiles en el ámbito de proyecto y permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{108525,27}{1048} = 64,72 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio  $\sigma_s = 64,72 \text{ N/mm}^2$ , obtenemos que el diámetro máximo permitido como armadura para no realizar la comprobación a fisuración es 32 mm, y en nuestro caso, como hemos empleado 16mm, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 174mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

#### 4.2.- Cálculo de los pilares, placas y zapatas de los muros hastiales, de fachada transversal norte y sur excepto los correspondientes a la torre de fermentación



#### ♣ **Cálculo de los cabios soporte de cubierta**

Se calcularán independientes, como una viga biapoyada de longitud 4,59 m

#### \* Acciones consideradas

## a) Acciones constantes

- Peso propio IPN-120: 11,2 Kg/m
- Peso asociado de cubierta más correas  
 Peso de la cubierta:  $10 \text{ Kp/m}^2 \times 2,5 / \cos 11,31^\circ = 25,49 \text{ Kg/m}$   
 Peso de las correas IPN-120:  $11,2 \text{ Kp/m}^2 \times 16/18 = 24,88 \text{ Kg/m}$   
 Total acciones ctes: 50,37 Kg/m

## b) Sobre carga de nieve

$$- N = 78,45 / \text{m}^2 \times 2,5 = 196,125 \text{ Kg/m}$$

## c) Sobrecarga de viento

$$- \text{Sobrecarga de viento: } 2,1 \text{ Kp/m}^2 \times 2,5 = 5,25 \text{ Kg/m}$$

\* Hipótesis más desfavorable

$$q = 50,37 + 196,125 + 5,25 + 11,2 = 262,94 \approx 263 \text{ Kg/m}$$

\* Reacción producida por una carga uniforme

$$R_{cambio} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 263 \cdot 4,5 = 603,58 \text{ Kg} \approx 604 \text{ Kg}$$

\* Descomponemos esta carga en dos componentes

$$q_t = q \cdot \text{sen} \alpha = 263 \cdot \text{sen } 11,31^\circ = 51,58 \text{ Kg/m}$$

$$q_N = q \cdot \text{cos} \alpha = 263 \cdot \text{cos } 11,31^\circ = 257,89 \text{ Kg/m}$$

\* Dimensionado

$$\text{IPN-120} \begin{cases} W_x = 54,7 \text{ cm}^3 \\ A = 14,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$M_x = \frac{q_n \cdot l^2}{8} = \frac{257,9 \cdot 4,59^2}{8} = 679,18 \text{ Kg} / \text{m}$$

$$N = \frac{q_t \cdot l}{2} = \frac{51,6 \cdot 4,59}{2} = 118,42 \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{N}{A} = \frac{67918 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{54,7 \text{ cm}^3} + \frac{118,42 \text{ kg}}{14,2 \text{ cm}^2} = 1249,9 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1733 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

\* Comprobación a flecha

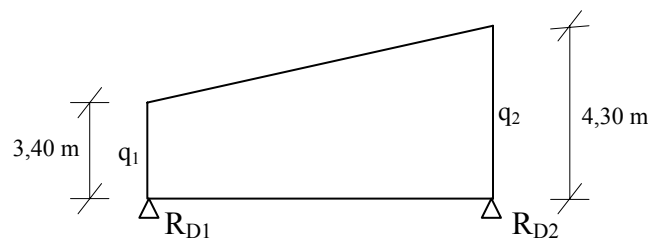
$$f(adm) = \frac{L(mm)}{250} = \frac{4590}{250} = 18,36 \text{ mm}$$

$$f(mm) = \alpha \cdot \frac{\sigma \times l^2}{h} = 0,415 \times \frac{12,50 \times 4,59^2}{12} = 9,10 \text{ mm} < f(adm) \rightarrow \text{Admisible el IPN-120}$$

♣ **Cálculo de los dinteles de los hastiales**

Se halla el caso más desfavorable, en que los dinteles deben soportar mayor carga. Esto se produce en los paños interiores del hastial.

El dintel estará compuesto por 3 perfiles IPN-180 y se considera a efectos de cálculo como una viga biapoyada con carga trapezoidal.



Carga debida al muro de ladrillo h.d. de 1 pie:  $275 \text{ Kg/m}^2$   
 Carga debida al tabique de 7 cm de espesor:  $60 \text{ Kg/m}^2$   
 Carga total del muro de cerramiento:  $335 \text{ Kg/m}^2$

$$q_1 = 335 \text{ Kg/m}^2 \times 3,40 \text{ m} = 1139 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2 = 335 \text{ Kg/m}^2 \times 4,30 \text{ m} = 1440,5 \text{ Kg/ml}$$

\* Reacción producida por carga trapezoidal:

$$R_{D2} = \frac{l}{6} \cdot (2q_2 + q_1) = \frac{4,5}{6} \cdot (2 \cdot 1440,5 + 1139) = 3015 \text{ Kg}$$

\* Dimensionado

$$3 \text{ IPN-180} \Rightarrow W_x = 161 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{máx}} = 0,125 \cdot \frac{l^2}{2} \cdot (q_1 + q_2) = 0,125 \cdot \frac{4,5^2}{2} \cdot (1139 + 1440,5) = 3274,7 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{327470 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{3 \times 161 \text{ cm}^3} = 677,99 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1733 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

\* Comprobación a flecha

$$f(adm) = \frac{L(mm)}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

$$f(mm) = \alpha \cdot \frac{\sigma \times l^2}{h} = 1 \cdot \frac{6,77 \times 4,5^2}{18} = 7,6 \text{ mm} < f(adm) \rightarrow \text{Admisible 3 IPN-180}$$

#### 4.2.1.- Cálculo de pilares interiores del hastial (1)

Se toma para el cálculo el pilar que soporte mayores esfuerzos. Por lo tanto tomamos el pilar central, situado en el vértice superior del hastial.

- ♣ Perfil HEB-120
- ♣ Altura del pilar:  $h = 6,8 \text{ m}$
- ♣ Peso propio del pilar:  $P_p = 6,8 \text{ Kg/m} \times 26,7 \text{ m} = 181,56 \text{ Kg}$
- ♣ Peso propio del cabio:  $11,2 \times 4,59 = 51,40 \text{ Kg}$
- ♣ Peso propio del dintel:  $(21,9 \times 4,50) \times 3 = 295,65 \text{ Kg}$

##### 4.2.1.1.- Cálculo de la carga axial

Existen dos cargas axiales (N): la 1ª en cabeza del pilar transmitida por los cabios ( $N_1$ ) y la 2ª en la zona intermedia del pilar a 2,5 m de su base, transmitida por las jácenas ( $N_2$ ).

$$N_1 = 2 \times R_{cabio} = 2 \times 604 = 1208 \text{ Kg}$$

$$N_2 = 2 \times R_{dintel} = 2 \times 3015 = 6030 \text{ Kg}$$

$$N = P_p + P_{p.dintel+cabio} + N_1 + N_2 = 181,56 + 347,05 + 1208 + 6030 = 7715,61 \text{ Kg}$$

##### 4.2.1.2.- Cálculo del momento flector máximo debido al viento

El perfil se colocará de tal forma que el módulo resistente mayor se oponga al momento máximo.

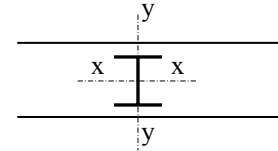
$$M_{m\acute{a}x} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2 \cdot s = \frac{1}{8} \cdot 49 \cdot 6,8^2 \cdot 4,5 = 1274,49 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$q \text{ (presión del viento a sotavento)} = 73 \text{ Kp} / \text{m}^2 \cdot 2/3 = 48,66 \cong 49 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$s \text{ (separación entre pilares)} = 4,5 \text{ m}$$

#### 4.2.1.3.- Esfuerzo cortante máximo

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{5}{8} \cdot q \cdot h \cdot s = \frac{5}{8} \cdot 49 \cdot 6,8 \cdot 4,5 = 937,125 \text{ Kg}$$



#### 4.2.1.4.- Comprobación a flexocompresión

\* Comprobación a pandeo:

$$L_{kx} = \beta \times l = 0,7 \times 680 = 476 \text{ cm}$$

$$L_{ky} = \beta \times l = 0,7 \times 680 = 476 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{0,7 \times 680}{5,04} = 95 \rightarrow \omega = 1,86$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{0,7 \times 680}{3,06} = 145 \rightarrow \omega = 3,72$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M_x}{W_x} = \frac{7715,61}{34} \cdot 3,72 + \frac{127449}{144} = 1729,2 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1.733 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Es válido por tanto el perfil supuesto HEB-120

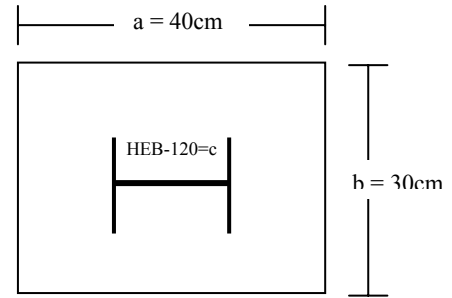
#### 4.2.2.- **Cálculo de la placa de anclaje**

♠ Carga axial del pilar  $N = 7715,61 \text{ Kg}$

♠ Momento flector máximo en base de pilares:  $M_{m\acute{a}x.} = 1274,49 \text{ Kg}$

4.2.2.1.- Cálculo de la excentricidad mecánica

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1274,49}{7715,61} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

4.2.2.2.- Predimensionado de la placa de anclaje

$$a = 0.40 \text{ m}$$

$$b = 0,60 \cdot a = 0,24 \text{ m se toma } \Rightarrow b = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{40}{6} = 6,66 \text{ cm}$$

$$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 40}{8} = 15 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e > \frac{a}{6} \\ e > \frac{3a}{8} \end{array} \right\} \text{Flexión compuesta}$$

4.2.2.3.- Tracción de la placa

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{7715 \cdot 2}{28} = 551,07 \text{ Kg}$$

$$g = \begin{cases} 0,1 \cdot a = 4 \text{ cm} \\ 0,15 \cdot a = 6 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow g = 5 \text{ cm}$$

$$s = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 40}{8} - 5 = 30 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 17 - 15 = 2 \text{ cm}$$

4.2.2.4.- Compresión en la placa

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{7715 \cdot (30 + 2)}{30} = 8229,33 \text{ Kg}$$

#### 4.2.2.5.- Tensión en la placa

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ch} &= \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{8229,33}{\frac{40}{4} \cdot 30} = 27,43 \text{ Kp/cm}^2 \\ \sigma_{admH} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,17 \text{ Kp/cm}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_{ch} < \sigma_{admH} \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.2.2.6.- Momento flector

$$M = \frac{\sigma_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{27,43 \cdot 40 \cdot 30}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot 40}{8} - \frac{12}{2} \right) = 74061 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

#### 4.2.2.7.- Espesor de la placa de anclaje

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 74061}{30 \cdot 1,733}} = 2,92 \text{ cm} = 29,2 \text{ mm}$$

Como el espesor de placa es excesivo y por lo tanto no soldable con el alma y el ala del pilar, adoptamos la solución de colocar cartelas.

#### 4.2.2.8.- Nuevo espesor de placas

$$M = \frac{\sigma_c \cdot l^2}{2} = \frac{27,43 \cdot 9^2}{2} = 1110,9 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$l = (b - c) / 2 = (30 - 12) / 2 = 9 \text{ cm}$$

$$M' = \sigma_c / 8 \cdot b \cdot (b - 4l) = - (\text{negativo})$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1110,9}{1733}} = 1,96 \text{ cm} = 19,6 \text{ mm}$$

4.2.2.9.- Espesor de las cartelas

$$R = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot a}{8} = \frac{27,43 \cdot 30 \cdot 40}{8} = 4114,5 \text{ Kg}$$

$$e_l = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot \sigma_{adm}} = \frac{2 \cdot 8229,33}{(50 - 12) \cdot 1.733} = 0,24 = 2,4 \text{ mm}$$

Adoptamos finalmente cartelas de 8 mm de espesor.

4.2.2.10.- Soldabilidad

Desdoblamos la placa para que sea soldable. Por lo tanto ponemos dos placas de 10 mm de espesor siendo la de abajo 1 cm mayor de anchura y longitud.

PIEZA	ESPESOR	V.MÁXIMO	V.MÍNIMO
Ala	7,7	5,0	3
Alma	5,1	4,5	2,5
Placa	10	7,0	4,0
Cartela	8,0	5,5	3,0

Alas + alma + placa  $\rightarrow 4,5 > 4,0 \Rightarrow$  Soldable

Alas + placa + cartelas  $\rightarrow 5,0 > 4,0 \Rightarrow$  Soldable

4.2.2.11.- Pernos de anclaje

$$T = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_u$$

$$\sigma_u [B - 400s] = \frac{4000}{1,15} = 3.478,3 \text{ Kp/cm}^2$$

$$551,07 = n \cdot \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} \cdot 3.478,3 \rightarrow n = 0,078 \rightarrow 1\phi 16$$

Si  $\phi = 16\text{mm}$ ,  $n = 0,69 \Rightarrow 1\phi 16$

Se pondrán 2  $\phi 16$  en el lado  $b$  y 3  $\phi 16$  en el lado  $a$  siendo la distancia entre ejes de redondos  $< 30$  cm.

#### 4.2.2.12.- Longitudes de anclajes

Se calculan los anclajes únicamente para redondos de diámetro 16.

$$\text{Al estar en posición I, } l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Al ser acero B 400S y hormigón H-25,  $m = 12$

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{400}{20} \cdot 1,6 = 32 \text{ cm} \end{array} \right\} l_b = 32 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$$0,7 \cdot l_b = 0,7 \cdot 32 = 22,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Adoptamos } 25 \text{ cm}$$

#### 4.2.3.- Cálculo de la zapata (Tipo II)

$$N_o = 77,15 \text{ kN}$$

$$M_o = 12,47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_o = 9,38 \text{ kN}$$

\* Resistencia característica del terreno:  $0,2 \text{ N/mm}^2$

\* Ángulo de rozamiento interno del terreno ( $\varphi_{\text{terreno}}$ ):  $30^\circ$

\* Peso específico del terreno ( $\gamma_{\text{terreno}}$ ):  $18 \text{ kN/m}^3$

\* Peso específico del hormigón ( $\gamma_{\text{hormigón}}$ ):  $25 \text{ kN/m}^3$

\* Límite elástico de acero:  $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$

\*  $\gamma_f = 1,6 / \gamma_c = 1,5 / \gamma_s = 1,15$

##### ✓ Cargas en la base de la zapata

$$N = N_o + (\gamma_h \times B \times L \times h) = 77,15 + (25 \times 1,30 \times 1,00 \times 0,60) = 96,65 \text{ kN}$$

$$M = M_o + (V_o \times h) = 12,47 + (9,38 \times 0,6) = 18,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = V_o = 9,38 \text{ kN}$$

#### 4.2.3.1.- Comprobación de la estabilidad estructural

##### 4.2.3.1.1- Comprobación a vuelco

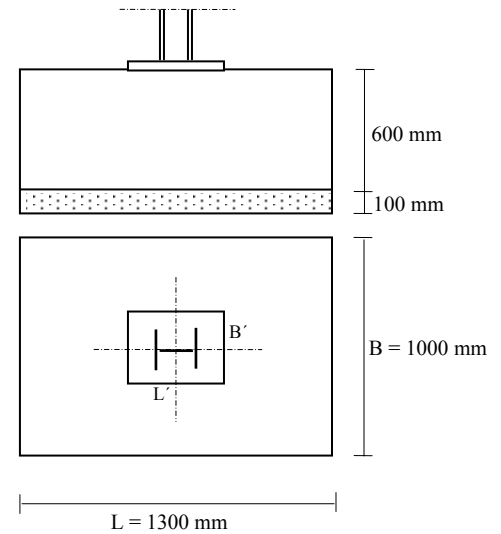
$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_V} = \frac{N \times \frac{L}{2}}{M_v} \geq 1,5$$

$$C_{sv} = \frac{96,65 \times \frac{1,3}{2}}{18,1} = 3,47 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

## 4.2.3.1.2.- Comprobación a deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{N \times \operatorname{tag} \frac{2}{3} \varphi}{V} \geq 1,5$$

$$C_{sd} = \frac{96,65 \times \operatorname{tag} 20}{9,38} = 3,75 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$



## 4.2.3.1.3.- Comprobación a hundimiento

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18,10}{96,65} = 0,187 \text{ m} = 18,7 \text{ cm}$$

$$L/6 = 1,3/6 = 0,21 \text{ m} = 21 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e = 0,187 \text{ m} \\ L/6 = 0,21 \text{ m} \end{array} \right\} e < L/6 \rightarrow \text{Distribución trapezoidal}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{96,75}{1,30 \cdot 1,00} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,187}{1,30} \right) = 138,65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{96,75}{1,30 \cdot 1,00} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,187}{1,30} \right) = 10,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0,138 \text{ N/mm}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{\text{adm terreno}} = 0,250 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

4.2.3.2.- Cálculo a flexión

## 4.2.3.2.1.- Vuelo físico

♠ Sentido longitudinal

$$V_L = \frac{L - L'}{2} = \frac{1300 - 400}{2} = 450 \text{ mm}$$

$$2 \cdot h = 2 \cdot 600 = 1.200 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_L = 450 \text{ mm} \\ 2 \cdot h = 1.200 \text{ mm} \end{array} \right\} V_L < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

♠ Sentido transversal

$$\left. \begin{aligned} V_T &= \frac{B - B'}{2} = \frac{1000 - 300}{2} = 350 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 600 = 1200 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_T < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

4.2.3.2.2.- Vuelo de cálculo

$$m = V_f + \frac{L' - c}{4} = 450 + \frac{450 - 120}{4} = 520 \text{ mm}$$

4.2.3.2.3.- Obtención de las tensiones de cálculo

$$\sigma_{\text{terreno}} = h \cdot \gamma_h = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ kN/m}^2 = 0,015 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{terreno}} = 0,138 - 0,015 = 0,123 \text{ N/mm}^2$$

✓ Tensión en la zapata

$$\sigma_{\text{med}} = \frac{\sigma_{\text{máx}} + \sigma_{\text{mín}}}{2} = \frac{0,138 + 0,010}{2} = 0,074 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{\text{med}} = \sigma_{\text{med}} - \sigma_{\text{terreno}} = 0,074 - 0,015 = 0,059 \text{ N/mm}^2$$

Al ser zapata rígida, empleamos el método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{\text{calc}} + \sigma'_{\text{med}}}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0,123 + 0,059}{2} \cdot 1000 \cdot \frac{1300}{2} = 59150 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{\text{calc}} + \sigma'_{\text{med}}}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}} = \frac{\left( \frac{1300^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,123 + 0,059}{6} \right) \cdot 1000}{59150} = 363,09 \text{ mm}$$

Al tener hormigón de limpieza, adoptamos  $d' = 50 \text{ mm}$

$$d = h - d' = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$$

$a = 120 \text{ mm}$  (anchura del soporte)

$$T_d = 1,6 \frac{R_1}{0,85 \cdot d} \times (x_1 - (0,25 \times a))$$

$$T_d = 1,6 \frac{59150}{0,85 \times 550} \cdot (363,09 - (0,25 \times 120)) = 67430,24 \text{ N}$$

✓ Con esta capacidad la armadura necesaria es:

$$A = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{67430,24}{\frac{410}{1,15}} = 189,13 \text{ mm}^2$$

♣ Cuantía geométrica mínima

$$1,5 \text{ ‰} \times B \times h = 1,5/1000 \times 1000 \times 600 = 900 \text{ mm}^2 > 189,13 \text{ mm}^2$$

♣ Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 600 \frac{16,66}{356,52} = 1121,51 \text{ mm}^2$$

$$\text{Por tanto, } A_s = 1121,51 \text{ mm}^2 \approx 1122 \text{ mm}^2$$

#### 4.2.3.2.4.- Disposiciones constructivas

♣ Armadura longitudinal

Utilizando barras del  $\phi 16$  mm el nº de barras es:

$$n = \frac{4 \cdot A_1}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 1122}{\pi \cdot 16^2} = 5,58 \rightarrow 6 \phi 16$$

La distancia entre ejes de la armadura longitudinal será:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{(n - 1)} + \phi = \frac{1000 - 2 \cdot 70 - 6 \cdot 16}{(6 - 1)} + 16 = 168,8 \text{ mm}$$

(r = recubrimiento lateral)

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 6  $\phi$  16 separados entre ejes 168,8 mm

♠ Armadura transversal

$$b' = 1000 \text{ mm}$$

$$a + 2 \cdot h = 400 + 2 \cdot 600 = 1500 \text{ mm}$$

$b' < a + 2 \cdot h \rightarrow$  Armadura de reparto uniformemente distribuida

$$\frac{L - 2 \cdot r}{300} = \frac{1300 - 2 \cdot 70}{300} = 3,86 \rightarrow 4 \text{ vanos} \rightarrow 5 \phi 16 \text{ mm}$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{1 - 2r - n\phi}{n - 1} + \phi = \frac{1300 - 2 \cdot 70 - 5 \cdot 16}{5 - 1} + 16 = 286 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Admisible}$$

4.2.3.2.5.- Anclajes

♠ Armadura longitudinal

$$l_{b \text{ neta}} = \beta \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$$

$$A_{s, \text{real}} (6\phi 16) = 6 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 1206,37 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 1,6 = 32,8 \end{array} \right\} L_b = 32,8 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ neta}} = 1 \cdot 32,8 \cdot \frac{1122}{1206,37} = 30,50 \text{ cm} = 305 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = \frac{1300}{4} - 70 = 255 \text{ mm} < l_{b \text{ neta}} \rightarrow \text{Prolongación en patilla}$$

#### ♠ Armadura transversal

$$l_{b \text{ neta tr}} = 0,6 \cdot l_{b \text{ neta}} = 0,6 \cdot 305 = 183 \text{ mm} \Rightarrow \text{Tomamos 20cm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 = \frac{1000}{4} - 70 = 180 \text{ mm} < l_{b \text{ neta tr}} \rightarrow \text{prolongación en patilla}$$

#### 4.2.3.3.- Comprobación a esfuerzo cortante

Como  $v < d$ , la sección de referencia queda fuera del cimiento y por lo tanto no es necesario realizar la comprobación a cortante.

#### 4.2.3.4.- Comprobación a fisuración

Para la comprobación a fisuración se utilizan las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, que son muy útiles a nivel de proyecto y permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{67430,24}{1206,37} = 34,93 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio  $\sigma_s = 34,93 \text{ N/mm}^2$ , obtenemos que el diámetro máximo permitido como armadura para no realizar la comprobación a fisuración es 32 mm, y en nuestro caso, como hemos empleado 16mm, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

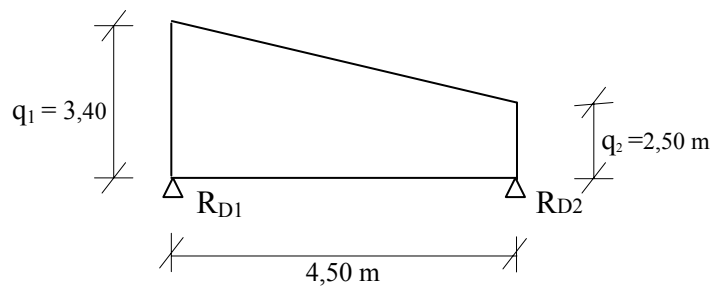
La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 168,8mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

### 4.3.- Cálculo de los pilares, placas y zapatas de esquina excepto los correspondientes a la torre de fermentación

#### 4.3.1.- Cálculo de los pilares de esquina (2)

##### ♣ Cálculo de los dinteles

El dintel del hastial estará compuesto por 3 perfiles IPN-180 calculados anteriormente para el caso más desfavorable (donde la carga trapecial es mayor). Para ajustarnos más a la realidad, calculamos la reacción que produce dicho dintel sobre el pilar considerando su verdadera carga trapecial.



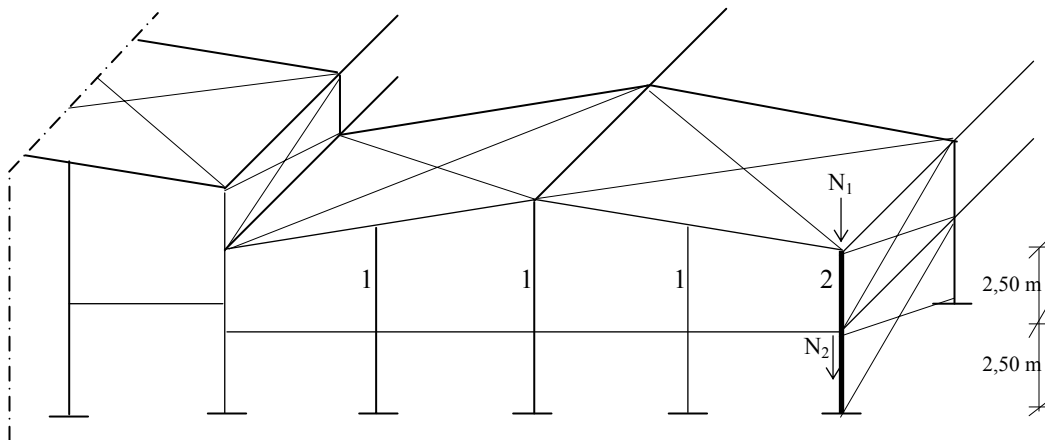
$$q_1 = (275 + 60) \times 3,4 = 1139 \text{ Kg / ml}$$

$$q_2 = (275 + 60) \times 2,5 = 837,5 \text{ Kg / ml}$$

$$R_{D2} = \frac{l}{6} \cdot (2q_2 + q_1) = \frac{4,5}{6} \cdot (2 \cdot 837,5 + 1139) = 2110,5 \text{ Kg}$$

Se considera que el pilar es indesplazable en sentido longitudinal y desplazable en sentido transversal

- ♣ Perfil HEB-120
- ♣ Altura del pilar:  $H = 5$  m
- ♣ Peso propio del pilar =  $26,7$  Kg / ml



#### 4.3.1.1.- Cálculo de la carga axial

Existen dos cargas axiales: la 1ª en cabeza del pilar transmitida por lo cabio ( $N_1$ ) y anteriormente calculada, y la 2ª en la zona intermedia del pilar a 2,5 m de su base, transmitida por el dintel de el muro hastial ( $N_2$ ).

$$N_1 = R_{cabio} = 604 \text{ Kg}$$

$$N_2 = R_{Dintel} = 2110,5 \text{ Kg}$$

$$N = P_p + N_1 + N_2 = (26,7 \times 5) + 604 + 2110,5 = 2848 \text{ Kg}$$

#### ♣ Obtención de la carga producida por el empuje de viento

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zona eólica: X} \\ \text{Situación topográfica: Normal} \\ \text{Adoptamos altura: } h = 6\text{m} \end{array} \right\} q = 67 \text{ Kg/m}^2$$

$$p = 2/3 \cdot q = 44,6 \approx 45 \text{ Kg/m}^2$$

#### 4.3.1.2.- Cálculo del momento debido al viento

##### ♣ Sentido longitudinal (Indesplazable)

Teniendo en cuenta que la separación entre pilares del hastial es de 4,5 m, se obtiene la carga uniforme de viento que actúa sobre el soporte.

$$q = 45 \text{ Kg/m}^2 \cdot 2,25 \text{ m} = 101,25 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot 101,25 \cdot 5^2 = 316,40 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{máx rel}} = \frac{9}{128} \cdot q \cdot h^2 = \frac{9}{128} \cdot 101,25 \cdot 5^2 = 177,97 \approx 178 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

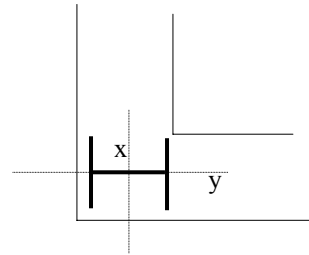
♣ Sentido transversal (Desplazable)

$$q = 45 \text{ Kg/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 102,5 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot 112,5 \cdot 5^2 = 351,56 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

4.3.1.3- Colocación del perfil

$$\text{Perfil HEB-120} \left\{ \begin{array}{l} A = 34 \text{ cm}^2 \\ W_x = 144 \\ \text{cm}^3 \\ W_y = 53 \text{ cm}^3 \\ i_x = 5,04 \text{ cm} \end{array} \right.$$



4.3.1.4.- Comprobación a flexocompresión

✓ Sentido longitudinal

Resistencia:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_y} = \frac{2848}{34} + \frac{17800}{53} = 419,6 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1.733 \text{ Kg/cm}^2$$

✓ Sentido transversal

Resistencia:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} = \frac{2848}{34} + \frac{35156}{144} = 382 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1.733 \text{ Kg/cm}^2$$

Pandeo:

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{\beta \cdot l_0}{i_x} = \frac{1 \times 250}{5,04} = 49,6 \rightarrow \omega = 1,13$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{\beta \cdot l_0}{i_y} = \frac{1 \times 250}{3,06} = 81,69 \rightarrow \omega = 1,55$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M}{W_y} = \frac{2848}{34} \cdot 1,55 + \frac{17800}{53} = 465,7 \text{ Kg / cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1.733 \text{ Kg / cm}^2$$

Es válido por tanto el perfil supuesto HEB-120

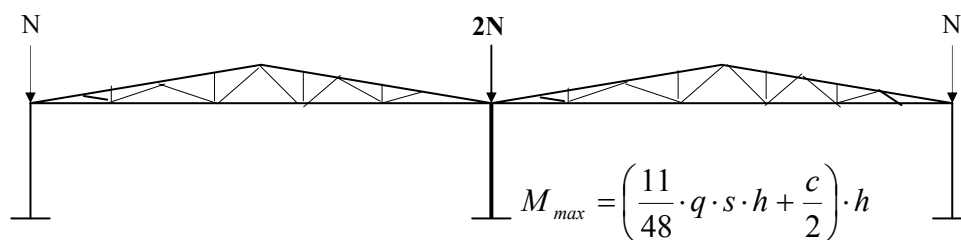
El pilar HEB-120 es admisible con un margen de seguridad amplio para posibles cargas auxiliares (iluminación exterior).

Se instalará una placa de anclaje y una zapata de las mismas características que la de los pilares interiores del hastial que poseen como hemos comprobado mayores sollicitaciones que los pilares de esquina, manteniéndonos así en todo momento en el lado de la seguridad y simplificando la puesta en obra.

Dimensiones placa de anclaje: 40 × 30 cm y 2 × 12 mm de espesor

Dimensiones de la zapata (Tipo II): 1300 × 1000 mm y 600 mm de profundidad

#### **4.4.- Cálculo de los pilares, placas de anclaje y zapatas de doble apoyo de cerchas de la zona interior**



Longitud del pilar: 5 m

Probamos con un perfil HEB-180

Peso propio del pilar = 51,2 Kg/ml × 5 m = 256 Kg

##### **4.4.1.- Cálculo del pilar**

#### 4.4.1.1.- Cálculo de la carga axial

$$N = (2 \times \text{Reacción producida por la cercha}) + \text{Peso propio del pilar}$$

$$N = (2 \times 5250) + 256 = 10756 \text{ Kg}$$

#### 4.4.1.2.- Cálculo del momento flector máximo

$$M_{max} = \left( \frac{11}{48} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} \right) \cdot h \text{ (Cudós Samblancat.V. "Cálculo de estructuras de acero")}$$

$$c = (m - n) \cdot s \cdot f \cdot \text{sen} \alpha$$

Siendo:

s → Separación entre cerchas → 5 m

f → Longitud del faldón → 9,18 m

m → Carga de viento sobre faldón a barlovento

n → Carga de viento sobre faldón a sotavento

h → Altura del pilar → 5 m

c → Componente horizontal del viento.

Para cálculo de la carga del viento recurrimos a la NBE AE-88, e interpolamos.

Altura de la cumbrera H = 6,80 m

Carga del viento sobre las paredes laterales q = 73 Kg/m<sup>2</sup>

Carga de viento sobre la cubierta (m, n):

$$m = + 2,1 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = + 16 \text{ Kg/m}^2$$

$$c = (2,1 + 16) \times 5 \times 9,18 \times \text{sen} 11,31 = 163 \text{ Kg}$$

$$M_{max} = \left[ \frac{11}{48} \cdot 73 \cdot 5 \cdot 5 + \frac{163}{2} \right] \times 5 = 2499 \approx 2500 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

#### 4.4.1.3.- Esfuerzo cortante máximo en base de pilar

$$Q_{max} = 2/3 q \cdot s \cdot h + c/2 - x$$

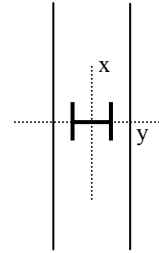
$$X = 1/16 \cdot q \cdot s \cdot h = 1/16 \cdot 73 \cdot 5 \cdot 5 = 114,06$$

$$Q_{\max} = 2/3 \cdot 73 \cdot 5 \cdot 5 + 163/2 - 114,06 = 1184,10 \text{ Kg}$$

#### 4.4.1.4.- Comprobación a flexocompresión del pilar propuesto

El perfil HEB-180, se colocará de tal forma que el módulo resistente mayor se oponga al momento máximo.

$$\text{Perfil HEB-180} \quad \left\{ \begin{array}{l} A = 65,3 \text{ cm}^2 \\ W_x = 426 \text{ cm}^3 \\ W_y = 151 \text{ cm}^3 \\ i_x = 7,66 \text{ cm} \\ i_y = 4,57 \text{ cm} \end{array} \right.$$



✓ Pandeo alrededor del eje x-x. (emp-libre).

$$L_{kx} = \beta \times l = 2 \times 500 = 1000 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{1000}{7,66} = 130,5 \rightarrow \omega = 3,11$$

✓ Pandeo alrededor del eje y-y (emp-art)

$$L_{ky} = \beta \times l = 0,7 \times 500 = 350 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{350}{4,57} = 76,5 \rightarrow \omega = 77$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M_x}{W_x} = \frac{10756}{65,3} \cdot 3,11 + \frac{250000}{426} = 1099,12 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1733 \text{ Kg/cm}^2$$

Es válido por tanto el perfil supuesto HEB-180

#### 4.4.2.- Cálculo de la placa de anclaje

♣ Carga axial del pilar

$$N = 10756 \text{ Kg}$$

♣ Momento flector máximo en base de pilares:

$$M_{\text{máx.}} = 2500 \text{ Kg m}$$

#### 4.4.2.1.- Cálculo de la excentricidad mecánica

$$a = 0,50 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

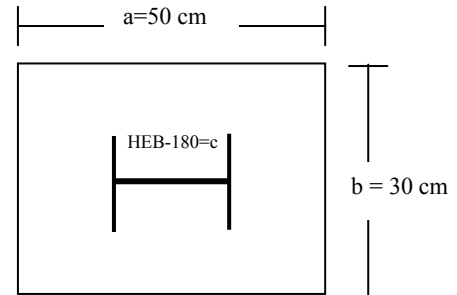
$$b = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2500}{10756} = 0,23 \text{ m} = 23 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ m}$$

$$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 0,5}{8} = 0,187 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} < e > \frac{3 \cdot a}{8} \rightarrow \text{Flexión Compuesta}$$



#### 4.4.2.2.- Tracción de la placa

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{10756 \cdot 4,25}{36,75} = 1243,89 \text{ Kp}$$

$$g = 0,1 \cdot a = 5 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,1 \cdot a = 5 \text{ cm} \\ 0,15 \cdot a = 7,5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad g = 7 \text{ cm}$$

$$s = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 50}{8} - 7 = 36,75 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = \frac{7 \cdot 50}{8} = 23 - 18,75 = 4,25 \text{ cm}$$

#### 4.4.2.3.- Compresión en la placa

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{10756 \cdot (36,75 + 4,25)}{36,75} = 11.999,89 \text{ Kp}$$

4.4.2.4.- Tensión en la placa

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ch} &= \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{11999,89}{\frac{50}{4} \cdot 30} = 31,99 \text{ Kp/cm}^2 \\ \sigma_{admH} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,17 \text{ Kp/cm}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_{ch} < \sigma_{admH} \rightarrow \text{Admisible}$$

4.4.2.5.- Momento flector

$$M = \frac{\sigma_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{31,99 \cdot 50 \cdot 30}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot 50}{8} - \frac{18}{2} \right) = 11696,43 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

4.4.2.6.- Espesor de la placa de anclaje

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 11696,43}{30 \cdot 1733}} = 3,67 \text{ cm} = 36,7 \text{ mm}$$

Como el espesor de placa es excesivo adoptamos la solución de colocar cartelas.

4.4.2.7.- Nuevo espesor de placas

$$M = \frac{\sigma_c \cdot l^2}{2} = \frac{31,99 \cdot 6^2}{2} = 586,11 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

$$l = b - c/2 = (30 - 18)/2 = 6 \text{ cm}$$

$$M' = \frac{\sigma_c \cdot b}{8} \cdot (b - 4l) = \frac{31,99 \cdot 30}{8} \cdot (30 - 4 \cdot 6) = 719 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 719}{1733}} = 1,57 \text{ cm} = 15,7 \text{ mm} \rightarrow \text{Adoptamos un espesor de placa de 18 cm}$$

4.4.2.8.- Espesor de las cartelas

$$R = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot a}{8} = \frac{31,99 \cdot 30 \cdot 50}{8} = 5998,125 \text{ Kg}$$

$$e_l = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot \sigma_{adm}} = \frac{2 \cdot 5998,125}{(50 - 18) \cdot 1733} = 0,22 = 2,2 \text{ mm}$$

Adoptamos finalmente cartelas de 10 mm de espesor.

#### 4.4.2.9.- Soldabilidad

PIEZA	ESPESOR (mm)	V.MÁXIMO (mm)	V.MÍNIMO (mm)
Ala	14	9,5	5,0
Alma	8,5	5,5	3,5
Placa	18	12,0	5,5
Cartela	10	7	4,0

Son elementos compatibles a soldadura

#### 4.4.2.10.- Pernos de anclaje

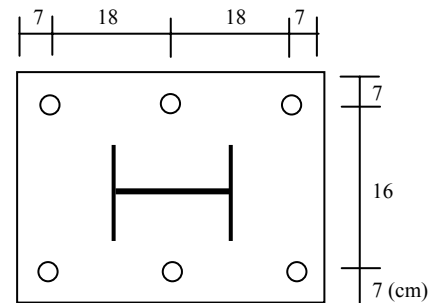
$$T = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_u$$

$$\sigma_u [B - 400s] = \frac{4000}{1,15} = 3.478,3 \text{ Kp/cm}^2$$

Si  $\phi = 16 \text{ mm}$

$$1243,89 = n \cdot \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} \cdot 3.478,3 \rightarrow n = 0,22 \Rightarrow 1 \phi 16$$

Se pondrán 2  $\phi 16$  en el lado b y 3  $\phi 16$  en el lado a siendo la distancia entre redondos < 30 cm.



#### 4.4.2.11.- Longitudes de anclajes

Se calculan los anclajes únicamente para redondos de diámetro 16.

$$\text{Al estar en posición I, } l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Al ser acero B 400S y hormigón H-25,  $m = 12$

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{400}{20} \cdot 1,6 = 32 \text{ cm} \end{array} \right\} l_b = 32 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$$0,7 \cdot l_b = 0,7 \cdot 32 = 22,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Adoptamos } 25 \text{ cm}$$

#### 4.4.3- Cálculo de la zapata (Tipo VII)

$$N_o = 10,75 \text{ kN}$$

$$M_o = 25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_o = 11,85 \text{ kN}$$

\* Resistencia característica del terreno:  $0,2 \text{ N/mm}^2$

\* Ángulo de rozamiento interno del terreno ( $\phi_{\text{terreno}}$ ):  $30^\circ$

\* Peso específico del terreno ( $\gamma_{\text{terreno}}$ ):  $18 \text{ kN/m}^3$

\* Peso específico del hormigón ( $\gamma_{\text{hormigón}}$ ):  $25 \text{ kN/m}^3$

\* Límite elástico de acero:  $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$

\*  $\gamma_f = 1,6 / \gamma_c = 1,5 / \gamma_s = 1,15$

##### 4.4.3.1.- Comprobación de la estabilidad estructural

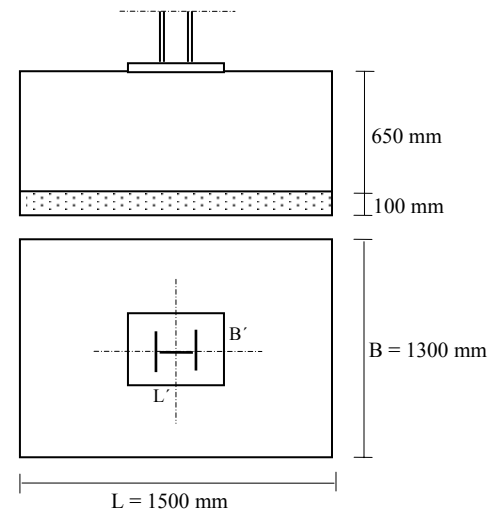
$$N = N_o + (\gamma_h \times B \times L \times h) = 10,75 + (25 \times 1,30 \times 1,50 \times 0,65) = 141,81 \text{ kN}$$

$$M = M_o + (V_o \times h) = 25 + (11,85 \times 0,65) = 32,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = V_o = 11,85 \text{ kN}$$

##### 4.4.3.1.2.- Comprobación a vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_V} = \frac{N \times \frac{L}{2}}{M_v} \geq 1,5$$



$$C_{sv} = \frac{141,81 \times \frac{1,5}{2}}{32,71} = 3,25 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.4.3.1.3- Comprobación a deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{N \times \operatorname{tag} \frac{2}{3} \varphi}{V} \geq 1,5$$

$$C_{sd} = \frac{141,81 \times \operatorname{tag} 20}{11,85} = 4,33 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.4.3.1.4.- Comprobación a hundimiento

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{M}{N} = \frac{32,710}{141,81} = 0,23 \text{ m} = 23 \text{ cm} \\ L/6 &= 1,5/6 = 0,25 \text{ m} \end{aligned} \right\} e < L/6 \rightarrow \text{Distribución trapecial}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{141,81}{1,50 \cdot 1,30} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,23}{1,50} \right) = 139,63 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{141,81}{1,50 \cdot 1,30} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,23}{1,50} \right) = 5,82 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 0,139 \text{ N/mm}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{\text{adm terreno}} = 0,250 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.4.3.2.- Cálculo a flexión

##### 4.4.3.2.1.- Vuelo físico

##### ♠ Sentido longitudinal

$$\left. \begin{aligned} V_L &= \frac{L - L'}{2} = \frac{1500 - 500}{2} = 500 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 650 = 1300 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_L < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

♠ Sentido transversal

$$\left. \begin{aligned} V_T &= \frac{B - B'}{2} = \frac{1300 - 300}{2} = 500 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 650 = 1300 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_T < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

4.4.3.2.2.- Vuelo de cálculo

$$m = V_f + \frac{L' - c}{4} = 500 + \frac{500 - 180}{4} = 580 \text{ mm}$$

4.4.3.2.3.- Obtención de las tensiones de cálculo

$$\sigma_{zapata} = h \cdot \gamma_h = 0,65 \cdot 25 = 16,25 \text{ kN/m}^2 = 0,0162 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cálculo} = \sigma_{máx} - \sigma_{terreno} = 0,139 - 0,0162 = 0,122 \text{ N/mm}^2$$

✓ Tensión en la zapata

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{máx} + \sigma_{mín}}{2} = \frac{0,139 + 0,058}{2} = 0,0727 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{med} = \sigma_{med} - \sigma_{zapata} = 0,0727 - 0,0162 = 0,0562 \text{ N/mm}^2$$

Al ser zapata rígida, empleamos el método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{calc} + \sigma'_{med}}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0,122 + 0,0562}{2} \cdot 1300 \cdot \frac{1500}{2} = 87101,63 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{calc} + \sigma'_{med}}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}} = \frac{\left( \frac{1500^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,122 + 0,0562}{6} \right) \cdot 1300}{87101,63} = 421,36 \text{ mm}$$

Al tener hormigón de limpieza, adoptamos  $d' = 50 \text{ mm}$

$$d = h - d' = 650 - 50 = 600 \text{ mm}$$

$a = 180 \text{ mm}$  (anchura del soporte)

$$T_d = 1,6 \frac{R_1}{0,85 \cdot d} \times (x_1 - (0,25 \times a))$$

$$T_d = 1,6 \frac{87101,63}{0,85 \times 600} \times (421,36 - (0,25 \times 180)) = 102844,139 \text{ N}$$

✓ Con esta capacidad la armadura necesaria es:

$$A = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{102844,14}{\frac{410}{1,15}} = 288,46 \text{ mm}^2 \approx 289 \text{ mm}^2$$

♠ Cuantía geométrica mínima

$$1,5 \text{ ‰} \times B \times h = 1,5/1000 \times 1300 \times 650 = 1267,5 \text{ mm}^2 > 289 \text{ mm}^2$$

♠ Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = B \times h = 1300 \times 650 = 84500 \text{ mm}^2$$

$$0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 84500 \cdot \frac{16,66}{356,52} = 1579,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Por tanto, } A_s = 1579,5 \text{ mm}^2 \approx 1580 \text{ mm}^2$$

#### 4.4.3.2.4.- Disposiciones constructivas

♠ Armadura longitudinal

Utilizando barras de  $\phi 16$  mm el n° de barras es:

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 1580}{\pi \cdot 16^2} = 7,86 \rightarrow 8 \phi 16$$

La distancia entre ejes de la armadura longitudinal será:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{(n - 1)} + \phi = \frac{1300 - 2 \cdot 70 - 8 \cdot 16}{(8 - 1)} + 16 = 163 \text{ mm}$$

(r = recubrimiento lateral)

Por tanto la **armadura longitudinal** está compuesta por 8  $\phi 16$  separados entre ejes 163 mm

♣ Armadura transversal

$$b' = 1300 \text{ mm}$$

$$a + 2 \cdot h = 500 + 2 \cdot 650 = 1800 \text{ mm}$$

$b' \nless a + 2 \cdot h \rightarrow$  Armadura de reparto uniformemente distribuida

$$\frac{L - 2 \cdot r}{300} = \frac{1500 - 2 \cdot 70}{300} = 4,53 \rightarrow 4 \text{ vanos} \rightarrow 5 \phi 16 \text{ mm}$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{1 - 2r - n\phi}{n - 1} + \phi = \frac{1500 - 2 \cdot 70 - 5 \cdot 16}{5 - 1} + 16 = 336 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{No Admisible}$$

Ponemos una **armadura transversal** 6  $\phi 16$  con una separación de 268 mm

#### 4.4.3.2.5.- Anclajes

♣ Armadura longitudinal

$$l_{b \text{ neta}} = \beta \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$$

$$A_{s, \text{real}} (6\phi 16) = 8 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 1608,5 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \nless \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 1,6 = 32,8 \end{array} \right\} L_b = 32,8 \text{ cm}$$

$$l_{b.neta} = l \cdot 32,8 \cdot \frac{1580}{1608,5} = 322,2 \text{ mm} \rightarrow \text{Tomamos } 35 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = \frac{1500}{4} - 70 = 305 \text{ mm} < l_{b.neta} \rightarrow \text{Prolongación hacia arriba}$$

#### ♠ Armadura transversal

$$l_{b.neta \text{ tr}} = 0,6 \cdot l_{b.neta} = 0,6 \cdot 32,22 = 19,34 \text{ cm} = 193,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{Tomamos } 20 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 = \frac{1300}{4} - 70 = 255 \text{ mm} > l_{b.neta \text{ tr}} \rightarrow \text{prolongación recta}$$

#### 4.4.3.3.- Comprobación a esfuerzo cortante

Como  $v < d$ , la sección de referencia queda fuera del cimiento y por lo tanto no es necesario realizar la comprobación a cortante.

#### 4.4.3.4.- Comprobación a fisuración

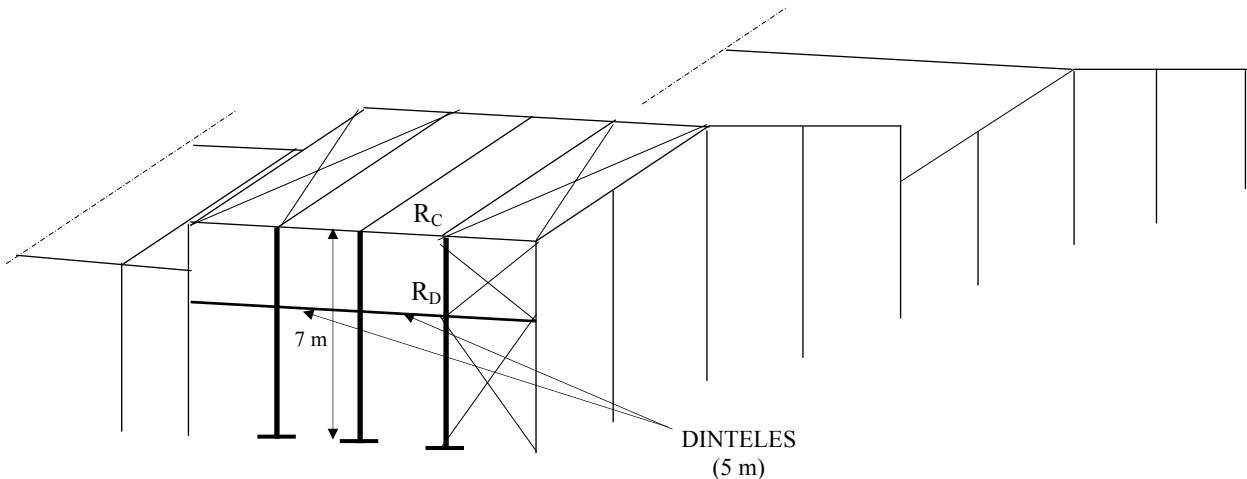
Para la comprobación a fisuración se utilizan las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, que son muy útiles a nivel de proyecto y permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{102844,139}{1608} = 39,97 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio  $\sigma_s = 39,97 \text{ N/mm}^2$ , obtenemos que el diámetro máximo permitido como armadura para no realizar la comprobación a fisuración es 32 mm, y en nuestro caso, como hemos empleado 16mm, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

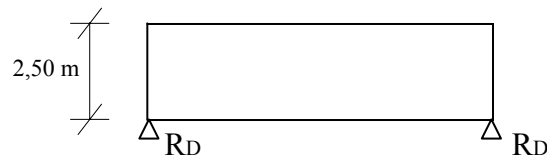
La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 163mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

#### 4.5.- Cálculo de los pilares, placas de anclaje y zapatas perimetrales fachada longitudinal E de la torre de fermentación



#### ♣ Cálculo de los dinteles

El dintel está compuesto por 3 perfiles IPN-180, y se considera a efectos de cálculo como una viga biapoyada con carga uniforme igual que la calculada en el apartado 2.1. de este anejo, y al cual nos remitimos.



$$R_D \text{ (Reacción producida por el dintel)} = R_A = R_B = 2093,75 \text{ Kg}$$

#### 4.5.1.- Cálculo del pilar

Se proyectará un pilar con perfil **HEB-200**, de características:

$$\text{HEB-200} \left\{ \begin{array}{l} A = 78,1 \text{ cm}^2 \\ i_x = 8,54 \text{ cm} \\ i_y = 5,07 \text{ cm} \\ W_x = 570 \text{ cm}^3 \\ \text{Peso} = 61,3 \text{ Kg} \end{array} \right.$$

4.5.1.1.- Cálculo de la carga axial

$$R_C \text{ (Reacción producida por la cercha)} = 5250$$

$$P_p \text{ (peso propio del pilar)} \Rightarrow = 61,3 \times 7 = 430 \text{ Kg}$$

$$P_{pd} \text{ (Peso propio del dintel)} = (21,9 \times 5) \cdot 3 = 328,5 \text{ Kg}$$

$$N = P_p + R_C + (2 \times R_D) + P_{pd} = 430 + 5250 + (2 \times 2093,75) + 328,5 = 10195 \text{ Kg}$$

4.5.1.2.- Cálculo del momento flector máximo

$$M_{\text{máx}} = \left[ \frac{13}{48} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} \right] h$$

$$c = (m - n) \cdot s \cdot f \cdot \text{sen} \alpha$$

Siendo:

s → Separación entre cerchas → 5 m

f → Longitud del faldón → 9,18 m

m → Carga de viento sobre faldón a barlovento

n → Carga de viento sobre faldón a sotavento

h → Altura del pilar → 7 m

c → Componente horizontal del viento.

Para cálculo de la carga del viento recurrimos a la NBE AE-88, e interpolamos.

Altura de la cumbrera  $H = 8,20 \text{ m} \Rightarrow 9 \text{ m}$

Carga del viento sobre las paredes laterales  $q = 73 \text{ Kg/m}^2$

Carga de viento sobre la cubierta (m, n):

$$m = + 2,1 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = + 16 \text{ Kg/m}^2$$

$$c = (2,1 + 16) \times 5 \times 9,18 \times \text{sen} 11,31 = 163 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{máx}} = \left[ \frac{13}{48} \cdot 73 \cdot 5 \cdot 7 + \frac{163}{2} \right] \times 7 = 5414,35 \approx 5415 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

4.5.1.3.- Esfuerzo cortante máximo en base de pilar

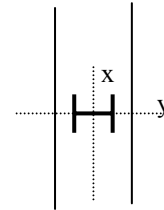
$$Q_{\text{máx}} = 1/3 q \cdot s \cdot h + c/2 - x$$

$$X = 1/16 \cdot q \cdot s \cdot h = 1/16 \cdot 73 \cdot 5 \cdot 7 = 159,68$$

$$Q_{\text{máx}} = 1/3 \cdot 73 \cdot 5 \cdot 7 + 163/2 - 159,68 = 773,5 \text{ Kg}$$

#### 4.5.1.4.- Comprobación a flexocompresión del pilar propuesto

El perfil se colocará de tal forma que el módulo resistente mayor se oponga al momento máximo.



La longitud de pandeo en el plano vertical y paralelo al eje longitudinal de la nave, es la de un pilar empotrado en su base y articulado sin desplazamiento en su cabeza:

La longitud equivalente de pandeo en el plano perpendicular al anterior, es la de un pilar empotrado en su base y libre en su cabeza:

- ✓ Pandeo alrededor del eje x-x. (emp-libre).

$$L_{kx} = 2 \times L = 2 \times 700 = 1400 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{1400}{8,54} = 163,9 \rightarrow \omega = 4,66$$

- ✓ Pandeo alrededor del eje y-y (emp-art)

$$L_{ky} = 0,7 \times l = 0,7 \times 700 = 490 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{490}{5,07} = 96,64 \rightarrow \omega = 1,92$$

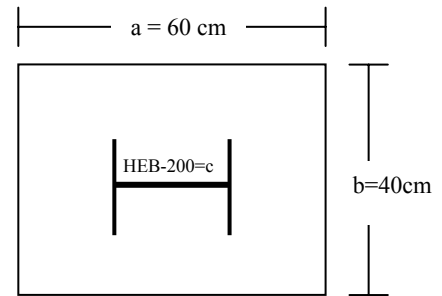
$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M_x}{W_x} = \frac{10195}{78,1} \cdot 4,66 + \frac{541500}{570} = 1558,3 \text{ Kg / cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1733 \text{ Kg / cm}^2$$

Es válido por tanto el perfil supuesto HEB-200

#### 4.5.2.- Cálculo de la placa de anclaje

- Carga axial del pilar = 10195 Kg
- Momento flector máximo en base de pilares:

$$M_{\text{máx}} = 5415 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$



##### 4.5.2.1.- Cálculo de la excentricidad mecánica

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5415}{10195} = 0,53 \text{ m} = 53 \text{ cm}$$

##### 4.5.2.2.- Predimensionado de la placa de anclaje

$$a = 0,60 \text{ m}$$

$$b = 0,60 \cdot a = 0,36 \rightarrow 0,40 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 60}{8} = 22,5 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e > \frac{a}{6} \\ e > \frac{3a}{8} \end{array} \right\} \text{Flexión compuesta}$$

##### 4.5.2.3.- Tracción de la placa

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{10195 \cdot 30,5}{44,5} = 6987,58 \text{ Kp}$$

$$g = \begin{cases} 0,1 \cdot a = 6 \text{ cm} \\ 0,15 \cdot a = 9 \text{ cm} \end{cases} \quad g = 8 \text{ cm}$$

$$s = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 60}{8} - 8 = 44,5 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 53 - 22,5 = 30,5 \text{ cm}$$

#### 4.5.2.4.- Compresión en la placa

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{10195 \cdot (44,5 + 30,5)}{44,5} = 17182,58 \text{ Kp}$$

#### 4.5.2.5.- Tensión en la placa

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ch} &= \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{17182,58}{\frac{60}{4} \cdot 40} = 28,63 \text{ Kp/cm}^2 \\ \sigma_{admH} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,17 \text{ Kp/cm}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_{ch} < \sigma_{admH} \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.5.2.6.- Momento flector

$$M = \frac{\sigma_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{28,63 \cdot 60 \cdot 40}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot 60}{8} - \frac{20}{2} \right) = 214725 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

#### 4.5.2.7.- Espesor de la placa de anclaje

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 214725}{40 \cdot 1733}} = 4,31 \text{ cm} = 43,1 \text{ mm}$$

Como el espesor de placa es excesivo y por lo tanto no soldable con el alma y el ala del pilar, adoptamos la solución de colocar cartelas.

#### 4.5.2.8.- Nuevo espesor de placas

$$M = \frac{\sigma_c \cdot l^2}{2} = \frac{28,63 \cdot 10^2}{2} = 1431,5 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

$$l = (b-c)/2 = (40-20)/2 = 10 \text{ cm}$$

$$M' = \frac{\sigma_c \cdot b}{8} \cdot (b-4l) = \frac{28,63 \cdot 40}{8} \cdot (40 - 4 \cdot 10) = (\text{negativo})$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1431,5}{1.733}} = 2,226 \text{ cm} = 22,26 \text{ mm}$$

#### 4.5.2.9.- Espesor de las cartelas

$$R = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot a}{8} = \frac{28,63 \cdot 40 \cdot 60}{8} = 8589 \text{ Kg}$$

$$e_l = \frac{2 \cdot R}{(a-c) \cdot \sigma_{adm}} = \frac{2 \cdot 8589}{(60-20) \cdot 1733} = 0,24 = 2,4 \text{ mm}$$

Adoptamos finalmente cartelas de 8mm de espesor.

#### 4.5.2.10.- Soldabilidad

Desdoblamos la placa para que sea soldable. Por lo tanto ponemos dos placas de 12 mm de espesor de dimensiones 61 × 41 cm la de abajo y de 60 × 40 cm la de arriba.

PIEZA	ESPESOR (mm)	V.MÁXIMO (mm)	V.MÍNIMO (mm)
Ala	15	10	5,0
Alma	9,0	6,0	3,5
Placa	12	8,0	4,0
Cartela	8,0	5,5	3,0

$$\left. \begin{array}{l} \text{Alas + alma + placa} \rightarrow 6,0 > 5,0 \\ \text{Alas + placa + cartelas} \rightarrow 5,5 > 5,0 \end{array} \right\} \text{ Soldable}$$

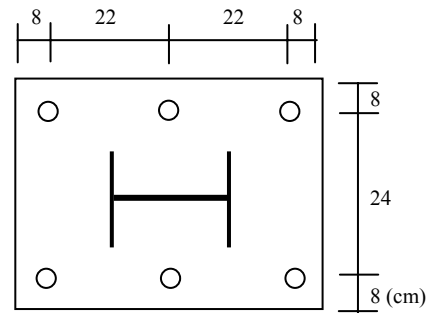
#### 4.5.2.11.- Pernos de anclaje

$$T = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_u$$

$$\sigma_u [B-400s] = \frac{4000}{1,15} = 3.478,3 \text{ Kp/cm}^2$$

$$1,6 \cdot 6987,58 = n \cdot \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} \cdot 3.478,3$$

$$\text{Si } \phi = 16\text{mm}, n = 1,59 \Rightarrow 2 \phi 16$$



Se pondrán 3  $\phi 16$  en el lado  $b$  y 3  $\phi 16$  en el lado  $a$  siendo la distancia entre redondos  $< 30$  cm.

#### 4.5.2.12.- Longitudes de anclajes

Se calculan los anclajes únicamente para redondos de diámetro 16.

$$\text{Al estar en posición I, } l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Al ser acero B 400S y hormigón H-25,  $m = 12$

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{400}{20} \cdot 1,6 = 32 \text{ cm} \end{array} \right\} l_b = 32 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$$0,7 \cdot l_b = 0,7 \cdot 32 = 22,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Adoptamos } 25 \text{ cm}$$

#### 4.5.3.- Cálculo de la zapata (Tipo V)

$$N_o = 101,9,9 \text{ kN}$$

$$M_o = 54,15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_o = 7,735 \text{ kN}$$

\* Resistencia característica del terreno:  $0,2 \text{ N/mm}^2$

\* Ángulo de rozamiento interno del terreno ( $\phi_{\text{terreno}}$ ):  $30^\circ$

\* Peso específico del terreno ( $\gamma_{\text{terreno}}$ ):  $18 \text{ kN/m}^3$

\* Peso específico del hormigón ( $\gamma_{\text{hormigón}}$ ):  $25 \text{ kN/m}^3$

\* Límite elástico de acero:  $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$

\*  $\gamma_f = 1,6 / \gamma_c = 1,5 / \gamma_s = 1,15$

4.5.3.1.- Comprobación de la estabilidad estructural

$$N = N_o + (\gamma_h \times B \times L \times h) = 101,9 + (25 \times 1,5 \times 1,80 \times 0,75) = 152,52 \text{ kN}$$

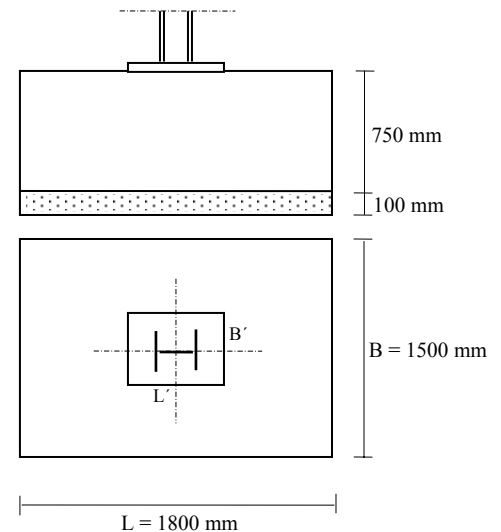
$$M = M_o + (V_o \times h) = 54,15 + (7,735 \times 0,75) = 59,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = V_o = 7,735 \text{ kN}$$

## 4.5.3.1.1- Comprobación a vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_V} = \frac{N \times \frac{L}{2}}{M_v} \geq 1,5$$

$$C_{sv} = \frac{152,52 \times \frac{1,8}{2}}{59,95} = 2,28 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$



## 4.5.3.1.2- Comprobación a deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{N \times \tan \frac{2}{3} \varphi}{V} \geq 1,5$$

$$C_{sd} = \frac{151,9 \times \tan 20}{7,735} = 7,17 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

## 4.5.3.1.3.- Comprobación a hundimiento

$$e = M/N = 59,95 / 152,52 = 0,40 \text{ m}$$

$$L / 6 = 1,8 / 6 = 0,30 \text{ m}$$

$$e > L/6 \rightarrow \text{Distribución triangular}$$

$$\overline{AX} = \frac{3 \times L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \times 1,80}{2} - (3 \cdot 0,40) = 1,50 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{4 \times N}{3 \cdot (L - (2 \cdot e)) \cdot B} = \frac{4 \times 152,52}{3 \cdot (1,80 - 2 \cdot 0,40) \cdot 1,5} = 135,57 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0,135 \text{ N/mm}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{\text{adm}} = 0,250 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

4.5.3.2.- Cálculo a flexión

## 4.5.3.2.1.- Vuelo físico

♠ Sentido longitudinal

$$\left. \begin{aligned} V_L &= \frac{L - L'}{2} = \frac{1800 - 600}{2} = 600 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 750 = 1500 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_L < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

♠ Sentido transversal

$$\left. \begin{aligned} V_T &= \frac{B - B'}{2} = \frac{1500 - 400}{2} = 550 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 750 = 1500 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_T < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

## 4.5.3.2.2.- Vuelo de cálculo

$$m = V_f + \frac{L' - c}{4} = 600 + \frac{600 - 200}{4} = 700 \text{ mm}$$

## 4.5.3.2.3.- Obtención de las tensiones de cálculo

Es necesario descontar a la tensión máxima la tensión uniformemente distribuida debida al peso del cimiento.

♠ Tensión a descontar

$$\sigma_{\text{zapata}} = h \cdot \gamma_h = 0,75 \cdot 25 = 18,75 \text{ kN/mm}^2 = 0,018 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{zapata}} = 0,135 - 0,018 = 0,117 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{AX - m} = \frac{\sigma_{\text{cálculo}}}{AX}$$

$$\frac{\sigma_1}{1500 - 700} = \frac{0,117}{1500} \Rightarrow \sigma_1 = 0,062 \text{ N/mm}^2$$

Al ser zapata rígida, empleamos el método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_c + \sigma_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0,117 + 0,062}{2} \cdot 1500 \cdot \frac{1800}{2} = 121095 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_c + \sigma_1}{6} \right) \cdot B \cdot \left( \frac{1800^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,117 + 0,062}{6} \right) \cdot 1500}{R_{1d}} = \frac{121095}{121095} = 494,92 \text{ mm}$$

Al tener hormigón de limpieza, adoptamos  $d' = 50 \text{ mm}$

$$d = h - d' = 750 - 50 = 700 \text{ mm}$$

$a = 200 \text{ mm}$  (anchura del soporte)

$$T_d = 1,6 \cdot \frac{121095}{0,85 \times 700} \times (494,92 - (0,25 \times 200)) = 144,90 \text{ kN} = 144900,44 \text{ N}$$

Con esta capacidad

$$A = \frac{144900,44}{\frac{410}{1,15}} = 406,4 \text{ mm}^2$$

♣ Cuantía geométrica mínima

$$1,5 \text{ ‰} \times B \times h = 1,5 \text{ ‰} \times 1500 \times 750 = 1687,5 \text{ mm}^2 > 406,4 \text{ mm}^2 \rightarrow A_l = 1688 \text{ mm}^2$$

♣ Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1500 \cdot 750 \cdot \frac{16,66}{356,52} = 2102,8 \text{ mm}^2$$

Por tanto,  $A_l = 2102,8 \text{ mm}^2$

♣ Armadura longitudinal

Utilizando barras de  $\phi 20 \text{ mm}$  tenemos:

$$n = \frac{2102,8 \times 4}{\pi \times 20^2} = 6,69 \rightarrow 7 \phi 20$$

La distancia entre ejes de la armadura longitudinal será:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{(n - 1)} + \phi = \frac{1500 - 2 \cdot 70 - 7 \cdot 20}{(7 - 1)} + 20 = 223,3 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

( $r$  = recubrimiento lateral)

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 7  $\phi$  20 separados entre ejes 223,3 mm

♠ Armadura transversal

$$b' = 1500 \text{ mm}$$

$$b' < a + 2 \cdot h = 600 + 2 \cdot 750 = 2100 \text{ mm}$$

Como supera la longitud de la zapata, distribuiremos la armadura transversal uniformemente.

$$\frac{L - 2 \cdot r}{300} = \frac{1800 - 2 \cdot 70}{300} = 5,53 \rightarrow 6 \text{ vanos} \rightarrow 7 \phi 20 \text{ mm}$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{1800 - 2 \cdot 70 - 7 \cdot 20}{7 - 1} + 20 = 273,3 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Admisible}$$

Por tanto la armadura transversal está compuesta por 7  $\phi$  20 separados entre ejes 273,3 mm

#### 4.5.3.2.4.- Anclajes

♠ Armadura longitudinal

$$l_{b \text{ neta}} = \beta \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$$

$$A_{s, \text{real}} (7\phi 20) = 7 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 2199 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \times 2^2 = 48 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 2 = 41 \end{array} \right\} L_b = 48 \text{ cm}$$

$$l_{b, \text{neta}} = 1 \cdot 48 \cdot \frac{2103}{2199} = 45,9 \text{ cm} = 459 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = \frac{1800}{4} - 70 = 380 \text{ mm}$$

$$0,7 \cdot l_{b, \text{neta}} = 321,3 \text{ mm}$$

$$0,7 \cdot l_{b, \text{neta}} < \frac{L}{4} - 70 < l_{b, \text{neta}} \rightarrow \textit{Prolongación en patilla}$$

#### ♠ Armadura transversal

$$l_{b, \text{neta tr}} = 0,6 \cdot l_{b, \text{neta}} = 0,6 \cdot 459 = 275,4 \text{ mm} \Rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 = \frac{1500}{4} - 70 = 305 \text{ mm} > l_{b, \text{neta tr}} \rightarrow \textit{prolongación recta}$$

#### 4.5.3.3.- Comprobación a esfuerzo cortante

Como  $v < d$ , la sección de referencia queda fuera del cimiento y por lo tanto no es necesario realizar la comprobación a cortante.

#### 4.5.3.4.- Comprobación a fisuración

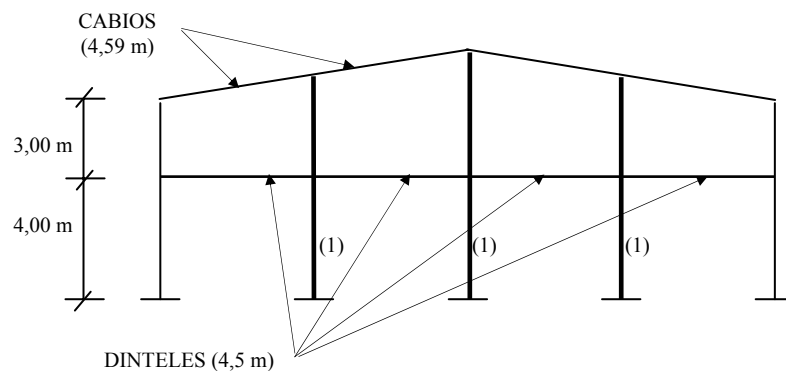
Para la comprobación a fisuración se utilizan las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, que son muy útiles en el ámbito de proyecto y permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{144900,44}{2199} = 41,18 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio  $\sigma_s = 43,06 \text{ N/mm}^2$ , obtenemos que el diámetro máximo permitido como armadura para no realizar la comprobación a fisuración es 32 mm, y en nuestro caso, como hemos empleado 20mm, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 273,3mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

#### **4.6.- Cálculo de los pilares, placas y zapatas de los muros hastiales, de fachada transversal norte y sur excepto los correspondientes a la torre de fermentación**



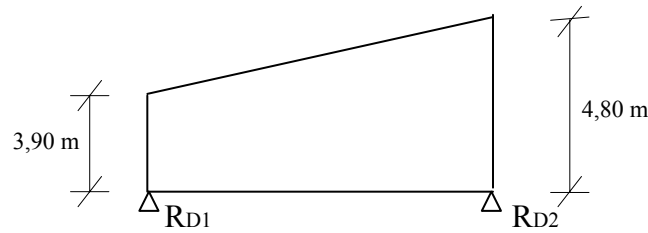
##### **♣ Cálculo de los cabios soporte de cubierta**

Los cabios que componen la torre de fermentación son idénticos a los calculados anteriormente en el apartado 4.2 de este anejo.

##### **♣ Cálculo de los dinteles de los hastiales**

Se halla el caso más desfavorable que es aquel en que los dinteles deben soportar más peso. Estos son aquellos que se encuentran en los paños interiores del hastial.

El dintel estará compuesto por 3 perfiles IPN-180 y se considera a efectos de cálculo como una viga biapoyada con carga trapecial.



Carga debida al muro de ladrillo h.d. de 1 pie:	$275 \text{ Kg/m}^2$
Carga debida al tabique de 7 cm de espesor:	$\frac{60 \text{ Kg/m}^2}{}$
Carga total del muro de cerramiento:	$335 \text{ Kg/m}^2$

$$q_1 = 335 \text{ Kg/m}^2 \times 3,90 \text{ m} = 1306,5 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2 = 335 \text{ Kg/m}^2 \times 4,80 \text{ m} = 1608 \text{ Kg/ml}$$

\* Reacción producida por carga trapecial:

$$R_{D2} = \frac{l}{6} \cdot (2q_2 + q_1) = \frac{4,5}{6} \cdot (2 \cdot 1608 + 1306,5) = 3391 \text{ Kg}$$

\* Dimensionado

$$3 \text{ IPN-180} \Rightarrow W_x = 161 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{máx}} = 0,125 \cdot \frac{l^2}{2} \cdot (q_1 + q_2) = 0,125 \cdot \frac{4,5^2}{2} \cdot (1608 + 1306,5) = 3698,75 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{369875 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{3 \times 161 \text{ cm}^3} = 765,78 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1733 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

\* Comprobación a flecha

$$f(adm) = \frac{L(mm)}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

$$f(mm) = \alpha \cdot \frac{\sigma \times l^2}{h} = 1 \cdot \frac{7,65 \times 4,5^2}{18} = 8,61 \text{ mm} < f(adm) \rightarrow \underline{\text{Admisible 3IPN-180}}$$

#### 4.6.1.- Cálculo del pilar (1)

Se toma para el cálculo el pilar que soporte mayores esfuerzos. Por lo tanto tomamos el pilar central, situado en el vértice superior del hastial.

- ♣ Perfil HEB-140
- ♣ Altura del pilar:  $H = h + h' = 7 + 1,8 = 8,8 \text{ m}$
- ♣ Peso propio del pilar:  $P_p = 8,8 \times 33,7 = 296,56 \text{ Kg}$

##### 4.6.1.1.- Cálculo de la carga axial

Existen dos cargas axiales (N): la 1ª en cabeza del pilar transmitida por los cabios ( $N_1$ ) y la 2ª en la zona intermedia del pilar a 4 m de su base ( $N_2$ ) más el propio peso de las mismas y del pilar.

$$N_1 = 2 \times R_{jácena} = 2 \times 604 = 1208 \text{ Kg}$$

$$N_2 = 2 \times R_{dintel} = 2 \times 3391 = 6782 \text{ Kg}$$

$$N = P_p + P_{p.dintel+cabio} + N_1 + N_2 = 296,56 + 347,05 + 1208 + 6782 = 8593,05 \text{ Kg}$$

##### 4.6.1.2.- Cálculo del momento flector máximo debido al viento

El pilar se considera empotrado en la base y articulado encabeza.

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2 \cdot s = \frac{1}{8} \cdot 49 \cdot 8,8^2 \cdot 4,5 = 2134,43 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$q \Rightarrow (\text{Presión del viento a sotavento}) = 73 \text{ Kp} / \text{m}^2 \cdot 2/3 = 48,66 \cong 49 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$s \Rightarrow (\text{separación entre pilares}) = 4,5 \text{ m}$$

##### 4.6.1.3.- Esfuerzo cortante máximo

$$Q_{\text{máx}} = \frac{5}{8} \cdot q \cdot h \cdot s = \frac{5}{8} \cdot 49 \cdot 8,8 \cdot 4,5 = 1212,75 \text{ Kg}$$

#### 4.6.1.4.- Comprobación a flexocompresión

##### ✓ Longitud de pandeo

La longitud de pandeo en el plano vertical y paralelo al eje longitudinal de la nave, es un pilar empotrado en su base y articulado sin desplazamiento en su cabeza:

$$L_{kx} = 0,7 \times l = 0,7 \times 880 = 616 \text{ cm}$$

$$L_{ky} = \beta \times l = 0,7 \times 880 = 616 \text{ cm}$$

##### ✓ Esbeltez mecánica

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{0,7 \times 880}{5,93} = 104 \rightarrow \omega = 2,13$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{0,7 \times 880}{4,05} = 132 \rightarrow \omega = 3,11$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M_x}{W_x} = \frac{8593,05}{43} \cdot 3,11 + \frac{213500}{216} = 1609 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1733 \text{ Kg/cm}^2$$

Es válido por tanto el perfil supuesto HEB-140

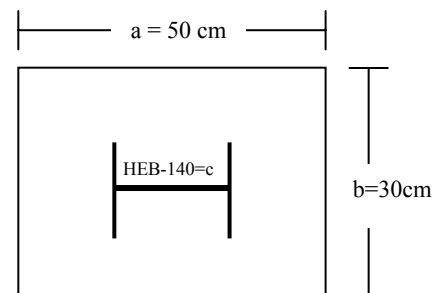
#### 4.6.2.- **Cálculo de la placa de anclaje**

♠ Carga axial del pilar  $N = 8593,05 \text{ Kg}$

♠ Momento flector máximo en base de pilares:  $M_{\text{máx.}} = 2135 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

##### 4.6.2.1.- Cálculo de la excentricidad mecánica

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2135}{8593,05} = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$



##### 4.6.2.2.- Predimensionado de la placa de anclaje

$$a = 0,50 \text{ m}$$

$$b = 0,60 \cdot a = 0,30 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

$$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 50}{8} = 18,75 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e > \frac{a}{6} \\ e > \frac{3a}{8} \end{array} \right\} \text{Flexión compuesta}$$

#### 4.6.2.3.- Tracción de la placa

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{8593,05 \cdot 6,25}{37,75} = 1388,55 \text{ Kp}$$

$$g = \begin{cases} 0,1 \cdot a = 5 \text{ cm} \\ 0,15 \cdot a = 7,5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow g = 6 \text{ cm}$$

$$s = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 50}{8} - 6 = 37,75 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 25 - 18,75 = 6,25 \text{ cm}$$

#### 4.6.2.4.- Compresión en la placa

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{8593 \cdot (37,75 + 6,25)}{37,75} = 9981,6 \text{ Kp}$$

#### 4.6.2.5.- Tensión en la placa

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ch} &= \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{9981,6}{\frac{50}{4} \cdot 30} = 26,61 \text{ Kp/cm}^2 \\ \sigma_{admH} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,17 \text{ Kp/cm}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_{ch} < \sigma_{admH} \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.6.2.6.- Momento flector

$$M = \frac{\sigma_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{26,61 \cdot 50 \cdot 30}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot 50}{8} - \frac{14}{2} \right) = 117250,31 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

#### 4.6.2.7.- Espesor de la placa de anclaje

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 117250}{30 \cdot 1733}} = 3,67 \text{ cm} = 36,7 \text{ mm}$$

Como el espesor de placa es excesivo y por lo tanto no soldable con el alma y el ala del pilar, adoptamos la solución de colocar cartelas.

#### 4.6.2.8.- Nuevo espesor de placas

$$M = \frac{\sigma_c \cdot l^2}{2} = \frac{26,61 \cdot 8^2}{2} = 851,52 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

$$l = (b-c)/2 = (30-14)/2 = 8 \text{ cm}$$

$$M' = \frac{\sigma_c \cdot b}{8} \cdot (b-4l) = \frac{26,61 \cdot 30}{8} \cdot (30 - 4 \cdot 8) = (\text{negativo})$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 851,52}{1733}} = 1,72 \text{ cm} = 17,2 \text{ mm} \rightarrow \text{Pondremos un espesor de placa de 18 mm.}$$

#### 4.6.2.9.- Espesor de las cartelas

$$R = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot a}{8} = \frac{26,61 \cdot 30 \cdot 50}{8} = 4989,37 \text{ Kg}$$

$$e_l = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot \sigma_{adm}} = \frac{2 \cdot 4989,37}{(50 - 14) \cdot 1733} = 0,159 \text{ cm} \approx 1,6 \text{ mm}$$

Adoptamos finalmente cartelas de 8 mm de espesor.

#### 4.6.2.10.- Soldabilidad

Desdoblamos la placa para que sea soldable. Por lo tanto ponemos dos placas de 9 mm de espesor siendo la de abajo 1 cm mayor de anchura y longitud.

PIEZA	ESPESOR (mm)	V.MÁXIMO (mm)	V.MÍNIMO (mm)
Ala	12,0	8,0	4,0
Alma	7,0	4,5	2,0
Placa	8,0	5,5	3,0
Cartela	9,0	6,0	3,5

*Son compatibles a soldadura*

#### 4.6.2.11.- Pernos de anclaje

$$T = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_u$$

$$\sigma_u [B - 400s] = \frac{4000}{1,15} = 3.478,3 \text{ Kp/cm}^2$$

$$1388,55 \cdot 1,6 = n \cdot \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} \cdot 3.478,3 \rightarrow n = 0,31 \rightarrow 1\phi 16$$

Se pondrán 2  $\phi 16$  en el lado  $b$  y 3  $\phi 16$  en el lado  $a$  siendo la distancia entre ejes de redondos  $< 30$  cm.

#### 4.6.2.12.- Longitudes de anclaje

Se calculan los anclajes únicamente para redondos de diámetro 16.

$$\text{Al estar en posición I, } l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Al ser acero B 400S y hormigón H-25,  $m = 12$

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{400}{20} \cdot 1,6 = 32 \text{ cm} \end{array} \right\} l_b = 32 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$$0,7 \cdot l_b = 0,7 \cdot 32 = 22,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Adoptamos } 25 \text{ cm}$$

#### 4.6.3.- Cálculo de la zapata (Tipo IV)

$$N_o = 85,93 \text{ kN}$$

$$M_o = 12,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_o = 12,13 \text{ kN}$$

\* Resistencia característica del terreno:  $0,2 \text{ N/mm}^2$

\* Ángulo de rozamiento interno del terreno ( $\phi_{\text{terreno}}$ ):  $30^\circ$

\* Peso específico del terreno ( $\gamma_{\text{terreno}}$ ):  $18 \text{ kN/m}^3$

\* Peso específico del hormigón ( $\gamma_{\text{hormigón}}$ ):  $25 \text{ kN/m}^3$

\* Límite elástico de acero:  $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$

\*  $\gamma_f = 1,6 / \gamma_c = 1,5 / \gamma_s = 1,15$

##### ✓ Cargas en la base de la zapata

$$N = N_o + (\gamma_h \times B \times L \times h) = 85,93 + (25 \times 1,20 \times 1,50 \times 0,65) = 117,62 \text{ kN}$$

$$M = M_o + (V_o \times h) = 12,35 + (12,134 \times 0,65) = 29,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

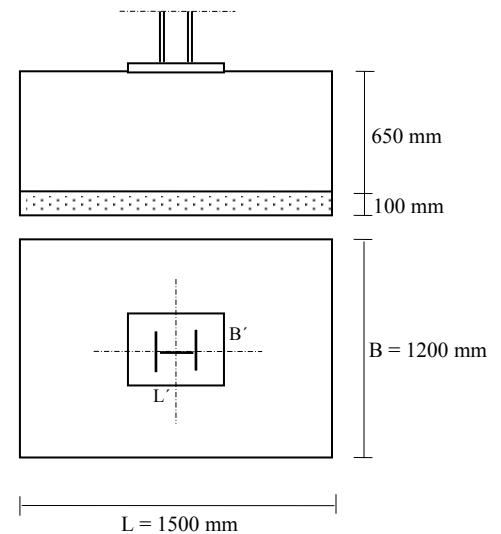
$$V = V_o = 12,13 \text{ kN}$$

#### 4.6.3.1.- Comprobación de la estabilidad estructural

##### 4.6.3.1.1- Comprobación a vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_V} = \frac{N \times \frac{L}{2}}{M_v} \geq 1,5$$

$$C_{sv} = \frac{117,62 \times \frac{1,5}{2}}{29,23} = 3,01 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$



## 4.6.3.1.2- Comprobación a deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{N \times \operatorname{tag} \frac{2}{3} \varphi}{V} \geq 1,5$$

$$C_{sd} = \frac{117,62 \times \operatorname{tag} 20}{12,13} = 3,53 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

## 4.6.3.1.3.- Comprobación a hundimiento

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29,24}{117,62} = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

$$L/6 = 1,5/6 = 0,25 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = 0,25 \text{ m} \\ L/6 = 0,25 \text{ m} \end{array} \right\} e = L/6 \rightarrow \text{Distribución trapezoidal}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{117,62}{1,50 \cdot 1,20} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,25}{1,50} \right) = 130,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{117,62}{1,50 \cdot 1,20} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,25}{1,50} \right) = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 0,130 \text{ N/mm}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{\text{adm terreno}} = 0,250 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

4.6.3.2.- Cálculo a flexión

## 4.6.3.2.1.- Vuelo físico

♠ Sentido longitudinal

$$V_L = \frac{L - L'}{2} = \frac{1500 - 500}{2} = 500 \text{ mm}$$

$$2 \cdot h = 2 \cdot 650 = 1300 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_L = 500 \text{ mm} \\ 2 \cdot h = 1300 \text{ mm} \end{array} \right\} V_L < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

♠ Sentido transversal

$$V_T = \frac{B - B'}{2} = \frac{1200 - 300}{2} = 450 \text{ mm}$$

$$2 \cdot h = 2 \cdot 650 = 1300 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_T = 450 \text{ mm} \\ 2 \cdot h = 1300 \text{ mm} \end{array} \right\} V_T < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

## 4.6.3.2.2.- Vuelo de cálculo

$$m = V_f + \frac{L' - c}{4} = 450 + \frac{500 - 140}{4} = 590 \text{ mm}$$

## 4.6.3.2.3.- Obtención de las tensiones de cálculo

$$\sigma_{\text{terreno}} = h \cdot \gamma_h = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ kN/m}^2 = 0,015 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{terreno}} = 0,130 - 0,015 = 0,115 \text{ N/mm}^2$$

## ✓ Tensión en la zapata

$$\sigma_{\text{med}} = \frac{\sigma_{\text{máx}} + \sigma_{\text{mín}}}{2} = 0,065 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{\text{med}} = \sigma_{\text{med}} - \sigma_{\text{terreno}} = 0,065 - 0,015 = 0,050 \text{ N/mm}^2$$

Al ser zapata rígida, empleamos el método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{\text{calc}} + \sigma'_{\text{med}}}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0,115 + 0,050}{2} \cdot 1500 \cdot \frac{1200}{2} = 74250,00 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{\text{calc}} + \sigma'_{\text{med}}}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}} = \frac{\left( \frac{1500^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,115 + 0,05}{6} \right) \cdot 1200}{74250} = 424,24 \text{ mm}$$

Al tener hormigón de limpieza, adoptamos  $d' = 50 \text{ mm}$

$$d = h - d' = 650 - 50 = 600 \text{ mm}$$

$$a = 140 \text{ mm (anchura del soporte)}$$

$$T_d = 1,6 \frac{R_1}{0,85 \cdot d} \times (x_1 - (0,25 \times a))$$

$$T_d = 1,6 \frac{74250}{0,85 \times 600} \times (424,24 - (0,25 \times 140)) = 90670,02 \text{ N}$$

✓ Con esta capacidad la armadura necesaria es:

$$A = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{90670,02}{\frac{410}{1,15}} = 254,32 \text{ mm}^2 \approx 255 \text{ mm}^2$$

♠ Cuantía geométrica mínima

$$1,5 \text{ ‰} \times B \times h = 1,5/1000 \times 1200 \times 650 = 1170 \text{ mm}^2 > 315 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 1170 \text{ mm}^2$$

♠ Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1200 \cdot 650 \frac{16,66}{356,52} = 1457,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Por tanto, } A_s = 1457,9 \text{ mm}^2 \approx 1458 \text{ mm}^2$$

#### 4.6.3.2.4.- Disposiciones constructivas

♠ Armadura longitudinal

Utilizando barras del 16 mm el n° de barras es:

$$n = \frac{4 \cdot A_1}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 1458}{\pi \cdot 16^2} = 7,25 \rightarrow 8 \phi 16$$

La distancia entre ejes de la armadura longitudinal será:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{(n - 1)} + \phi = \frac{1200 - 2 \cdot 70 - 8 \cdot 16}{(8 - 1)} + 16 = 149,14 \text{ mm}$$

(r = recubrimiento lateral)

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 8  $\phi$  16 separados entre ejes 149,14 mm

♣ Armadura transversal

$$b' = 1200 \text{ mm}$$

$$a + 2 \cdot h = 500 + 2 \cdot 650 = 1800 \text{ mm}$$

$b' < a + 2 \cdot h \rightarrow$  Armadura de reparto uniformemente distribuida

$$\text{Comprobar } \frac{L - 2 \cdot r}{300} = \frac{1500 - 2 \cdot 70}{300} = 4,53 \rightarrow 5 \text{ vanos} \rightarrow 6 \phi 16 \text{ mm}$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{1 - 2r - n\phi}{n - 1} + \phi = \frac{1500 - 2 \cdot 70 - 6 \cdot 16}{6 - 1} + 16 = 268,8 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Admisible}$$

Por tanto la armadura transversal está compuesta por 6  $\phi$  16 separados entre ejes 268,8, mm

#### 4.6.3.2.5.- Anclajes

♣ Armadura longitudinal

$$l_{b \text{ neta}} = \beta \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$$

$$A_{s, \text{real}} (6\phi 16) = 8 \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 1608,49 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 1,6 = 32,8 \end{array} \right\} L_b = 32,8 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ neta}} = 1 \cdot 32,8 \cdot \frac{1458}{1608,49} = 27,84 \text{ cm} = 278,4 \text{ mm} \rightarrow \text{tomamos } 30 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = \frac{1500}{4} - 70 = 305 \text{ mm} > l_{b \text{ neta}} \rightarrow \text{Prolongación recta}$$

#### ♠ Armadura transversal

$$l_{b \text{ neta tr}} = 0,6 \cdot l_{b \text{ neta}} = 0,6 \cdot 278,4 = 167,04 \text{ mm} \Rightarrow \text{Tomamos 20 cm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 = \frac{1200}{4} - 70 = 230 \text{ mm} > l_{b \text{ neta tr}} \rightarrow \text{prolongación recta}$$

#### 4.6.3.3.- Comprobación a esfuerzo cortante

Como  $v < d$ , la sección de referencia queda fuera del cimiento y por lo tanto no es necesario realizar la comprobación a cortante.

#### 4.6.3.4.- Comprobación a fisuración

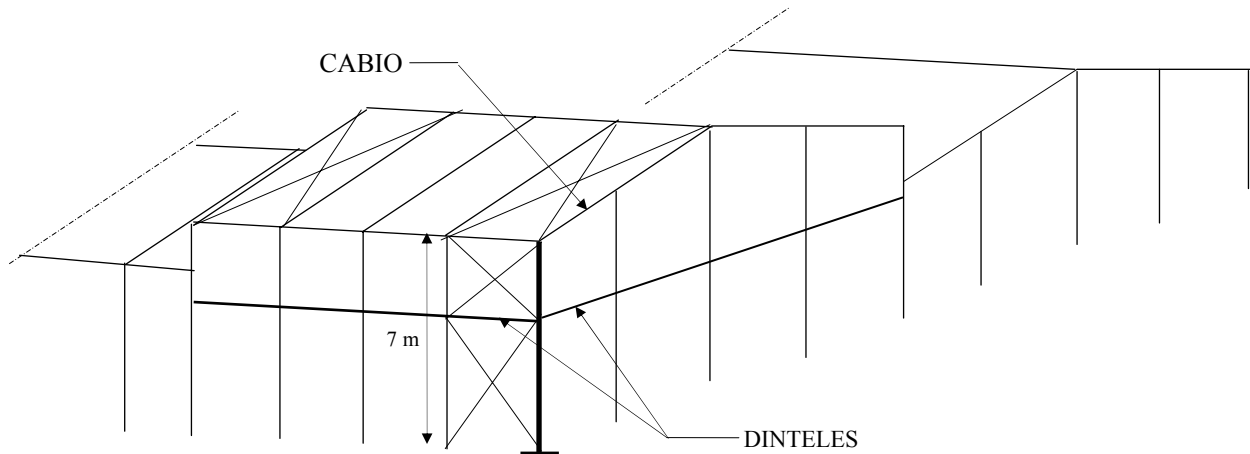
Para la comprobación a fisuración se utilizan las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, que son muy útiles a nivel de proyecto y permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{90670,02}{1608,49} = 35,23 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio  $\sigma_s = 62,18 \text{ N/mm}^2$ , obtenemos que el diámetro máximo permitido como armadura para no realizar la comprobación a fisuración es 32 mm, y en nuestro caso, como hemos empleado 16mm, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 149,14mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

#### **4.7.- Cálculo del pilar, placa de anclaje y zapata de esquina NE de la torre de fermentación**



##### **4.7.1.- Cálculo del pilar**

###### **4.7.1.1.- Cálculo de la carga axial**

Existen dos cargas axiales: la 1ª en cabeza del pilar transmitida por lo cabio ( $N_1$ ) y la 2ª en la zona intermedia del pilar a 2,5 m de su base transmitida por el dintel de el muro hastial ( $N_2$ ).

$$N_1 = R_{cabio} + P_{p.cabio} = 604 + \left(11,2 \times \frac{4,59}{2}\right) = 629,7 \text{ Kg}$$

$$N_2 = R_{dintel} + P_{p.dintel} = 3391 + \left(3 \times 21,9 \times \frac{4,59}{2}\right) = 3538,8 \text{ Kg}$$

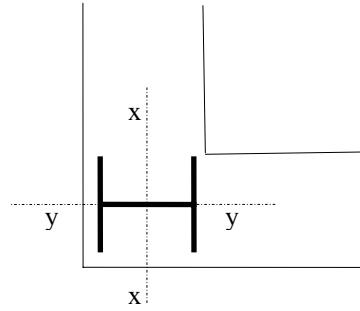
###### **4.7.1.2.- Cálculo del momento debido al viento**

###### **♣ Sentido longitudinal**

Teniendo en cuenta que la separación entre pilares del hastial es de 4,5 m, se obtiene la carga uniforme de viento que actúa sobre el soporte.

4.7.1.3- Colocación del perfil

$$\text{Perfil HEB-140} \quad \begin{cases} A = 43 \text{ cm}^2 \\ W_x = 216 \text{ cm}^3 \\ W_y = 79 \text{ cm}^3 \\ i_x = 5,93 \text{ cm} \\ i_y = 3,50 \text{ cm} \end{cases}$$

4.7.1.4.- Comprobación a flexocompresión

- ✓ Sentido longitudinal (Indesplazable)

$$q = 49 \text{ Kg/m}^2 \cdot 2,25 \text{ m} = 1,5 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{máx rel}} = \frac{9}{128} \cdot q \cdot h^2 = \frac{9}{128} \cdot 110,25 \cdot 7^2 = 379,8 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot 110,25 \cdot 7^2 = 676,28 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

- \* Resistencia

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{\text{máx}}}{W_y} = \frac{4404,52}{43} + \frac{67600}{79} = 958,12 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} = 1.733 \text{ Kg/cm}^2$$

- \* Pandeo

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{\beta \cdot l_0}{i_y} = \frac{1 \times 350}{3,58} = 97,76 \rightarrow \omega = 1,95$$

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{\beta \cdot l_0}{i_x} = \frac{1 \times 700}{5,93} = 82,63 \rightarrow \omega = 1,57$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M_{\text{máx,rel}}}{W_y} = \frac{4404,52}{43} \cdot 1,95 + \frac{37980}{79} = 680,75 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} = 1733 \text{ Kg/cm}^2$$

- ✓ Sentido transversal (Desplazable)

$$q = 49 \text{ Kg/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 122,5 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot 122,5 \cdot 7^2 = 750,31 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

\* Pandeo

$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}}{W_y} = \frac{4404,52}{43} \cdot 1,95 + \frac{75031}{216} = 547,10 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} = 1733 \text{ Kg/cm}^2$$

Es v\acute{a}lido por tanto el perfil supuesto HEB-140

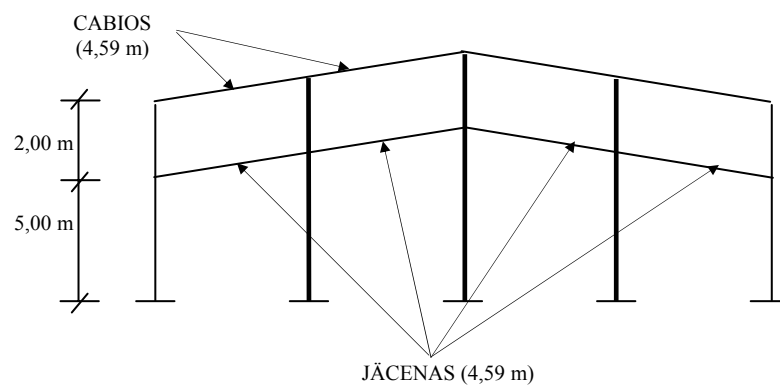
El pilar HEB-140 es admisible con un margen de seguridad amplio para posibles cargas auxiliares (iluminaci3n exterior).

Se instalar\acute{a} una placa de anclaje y una zapata de las mismas caracterfsticas que la de los pilares interiores del hastial de la torre de fermentaci3n que poseen como hemos comprobado mayores sollicitaciones que los pilares de esquina, manteni\acute{e}ndonos as\acute{i} en todo momento en el lado de la seguridad y simplificando la puesta en obra.

Dimensiones placa de anclaje: 50 × 30 cm y 2 × 9 mm de espesor

Dimensiones de la zapata (tipo IV): 1500 × 1200 mm y 650 mm de profundidad

#### **4.8.- C\acute{a}lculo de los pilares, placas de anclaje y zapatas del hastial S de la torre de fermentaci3n**



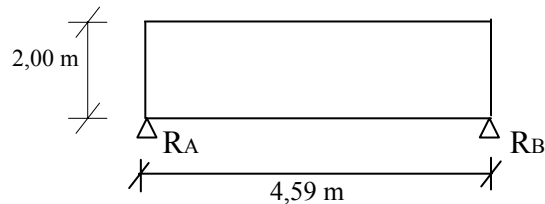
#### **♣ C\acute{a}lculo de los cabios soporte de cubierta**

Los cabios que componen la torre de fermentaci3n son id\acute{e}nticos a los calculados anteriormente en el apartado 4.2. de este Anejo.

### ♣ Cálculo de las jácenas de los hastiales

Se halla el caso más desfavorable que es aquel en que los dinteles deben soportar más peso. Estos son aquellos que se encuentran en los paños interiores del hastial.

Las jácenas estarán compuestas por 3 perfiles IPN-180 y se considera a efectos de cálculo como una viga biapoyada con carga uniforme.



$$\begin{aligned} \text{Carga uniforme debida al muro de ladrillo h.d. de 1 pie:} & \quad 2,00 \times 275 = 550 \text{ Kg/ml} \\ \text{Carga uniforme debida al tabique de 7 cm espesor:} & \quad 2,00 \times 60 = \underline{120 \text{ Kg/ml}} \\ \text{Carga uniforme tota del muro:} & \quad 670 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

$$\text{Carga producida por las correas} = 750 \text{ Kg/nudo} \times \frac{8}{2} \text{ nudos} = 3000 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga por ml. debida a las coreas} = 3000 \text{ Kg} / 4,59 \text{ m} = 653,59 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Carga total Kg/ml: } q = 1323,59 \text{ Kg/ml}$$

#### \* Reacción producida po la jácena

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1323,59 \cdot 4,59}{2} = 3038,58 \text{ Kg}$$

#### \* Dimensionado

$$3 \text{ IPN-180} \Rightarrow W_x = 161 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} \cdot q_1 \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1323,59 \cdot 4,59^2 = 3486,77 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{máx}}}{W_x} = \frac{348677 \text{ Kg}\cdot\text{cm}}{3 \times 161 \text{ cm}^3} = 721,9 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} = 1733 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### \* Comprobación a flecha

$$f(adm) = \frac{L(mm)}{500} = \frac{4590}{500} = 9,18 \text{ mm}$$

$$f(mm) = \alpha \cdot \frac{\sigma \times l^2}{h} = 1 \cdot \frac{7,21 \times 4,59^2}{18} = 8,50 \text{ mm} < f(adm) \rightarrow \text{Admisible 3IPN-180}$$

#### 4.8.1.- Cálculo del pilar

Se toma para el cálculo, el pilar que soporte mayores esfuerzos. Por lo tanto tomamos el pilar central del hastial.

- ♣ Perfil HEB-140
- ♣ Altura del pilar:  $H = h + h' = 7 + 1,8 = 8,8 \text{ m}$
- ♣ Peso propio del pilar:  $P_p = 8,8 \times 33,7 = 296,56 \text{ Kg}$

##### 4.8.1.1.- Cálculo de la carga axial

Existen dos cargas axiales: la 1ª en cabeza del pilar transmitida por los cabios ( $N_1$ ) y la 2ª en la zona intermedia del pilar a 5 m de su base ( $N_2$ ) debida al peso de las jácenas.

$$N_1 = 2 \times R_{cabio} + P_{p,cabio} = (2 \times 604) + 51,4 = 1259 \text{ Kg}$$

$$N_2 = 2 \times R_{jácena} + P_{p,jácena} = (2 \times 3038,58) + 301,6 = 6378,76 \text{ Kg}$$

$$N = N_1 + N_2 + P_{p,pilar} = 1259 + 6378,63 + 296,56 = 7934,32 \text{ Kg}$$

##### 4.8.1.2.- Cálculo del momento flector máximo debido al viento

El Momento Flector que actúa en los pilares del hastial S de la torre es el debido al empuje de viento en su zona superior, por lo tanto se considera el pilar a efectos de cálculo, como una viga de 7 m de longitud empotrada en su base y articulada en cabeza con carga uniforme de 2 m en la parte superior de la misma.

$$M_{\text{máx}} = R_{Ax} - \frac{q \cdot x^2}{2} = 1742 \cdot 1,76 - \frac{1323,59 \cdot 1,76}{2} = 1552,85 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

##### 4.8.1.3.- Esfuerzo cortante máximo

$$Q_{\max} = R_A = 1742 \text{ Kg}$$

#### 4.8.1.4.- Comprobación a flexocompresión

##### ✓ Longitud de pandeo

La longitud de pandeo en el plano vertical y paralelo al eje longitudinal de la nave, es un pilar empotrado en su base y articulado sin desplazamiento en su cabeza:

$$L_{kx} = \beta \times l = 0,7 \times 880 = 616 \text{ cm}$$

$$L_{ky} = \beta \times l = 0,7 \times 880 = 616 \text{ cm}$$

##### ✓ Esbeltez mecánica

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{0,7 \times 880}{5,93} = 104 \rightarrow \omega = 2,13$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{0,7 \times 880}{4,05} = 132 \rightarrow \omega = 4,05$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M_x}{W_x} = \frac{7934,32}{43} \cdot 4,05 + \frac{155300}{216} = 1466,28 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1733 \text{ Kg/cm}^2$$

Es válido por tanto el perfil supuesto HEB-140

#### 4.8.2.- Cálculo de la placa de anclaje

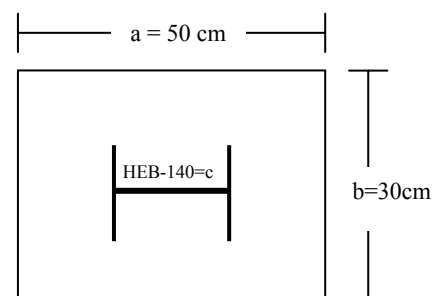
♠ Carga axial del pilar  $N = 7934,32 \text{ Kg}$

♠ Momento flector máximo en base de pilares:  $M_{\max.} = 1553 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

##### 4.8.2.1.- Cálculo de la excentricidad mecánica

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1553}{7934,32} = 0,20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

##### 4.8.2.2.- Predimensionado de la placa de anclaje



$$a = 0.50 \text{ m}$$

$$b = 0,60 \cdot a = 0,30 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

$$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 50}{8} = 18,75 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e > \frac{a}{6} \\ e > \frac{3a}{8} \end{array} \right\} \text{Flexión compuesta}$$

#### 4.8.2.3.- Tracción de la placa

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{7934,32 \cdot 1,25}{37,25} = 266,25 \text{ Kp}$$

$$g = \begin{cases} 0,1 \cdot a = 5 \text{ cm} \\ 0,15 \cdot a = 7,5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow g = 6,5 \text{ cm}$$

$$s = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 50}{8} - 6,5 = 37,25 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 20 - 18,75 = 1,25 \text{ cm}$$

#### 4.8.2.4.- Compresión en la placa

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{7934,32 \cdot (37,25 + 1,25)}{37,25} = 8200,57 \text{ Kp}$$

#### 4.8.2.5.- Tensión en la placa

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ch} &= \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{8200,57}{\frac{50}{4} \cdot 30} = 21,86 \text{ Kp/cm}^2 \\ \sigma_{admH} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,17 \text{ Kp/cm}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_{ch} < \sigma_{admH} \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.8.2.6.- Momento flector

$$M = \frac{\sigma_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{21,86 \cdot 50 \cdot 30}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot 50}{8} - \frac{14}{2} \right) = 96320,625 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

#### 4.8.2.7.- Espesor de la placa de anclaje

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 96320,65}{30 \cdot 1733}} = 3,33 \text{ cm} = 32,6 \text{ mm}$$

Como el espesor de placa es excesivo y por lo tanto no soldable con el alma y el ala del pilar, adoptamos la solución de colocar cartelas.

#### 4.8.2.8.- Nuevo espesor de placas

$$M = \frac{\sigma_c \cdot l^2}{2} = \frac{21,86 \cdot 8^2}{2} = 699,52 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

$$l = (b-c)/2 = (30-14)/2 = 8 \text{ cm}$$

$$M' = \frac{\sigma_c \cdot b}{8} \cdot (b-4l) = \frac{21,86 \cdot 30}{8} \cdot (30-4 \cdot 8) = (\text{negativo})$$

$$T = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 699,5}{1733}} = 1,55 \text{ cm} = 15,5 \text{ mm} \rightarrow \text{Pondremos un espesor de placa de } 18 \text{ mm}$$

#### 4.8.2.9.- Espesor de las cartelas

$$R = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot a}{8} = \frac{21,86 \cdot 30 \cdot 50}{8} = 4098,75 \text{ Kg}$$

$$e_l = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot \sigma_{adm}} = \frac{2 \cdot 4098,75}{(50 - 14) \cdot 1733} = 0,13 \text{ cm} \approx 1,3 \text{ mm}$$

Adoptamos finalmente cartelas de 8 mm de espesor.

#### 4.8.2.10.- Soldabilidad

Desdoblamos la placa para que sea soldable. Por lo tanto ponemos dos placas de 9 mm de espesor siendo la de abajo 1 cm mayor de anchura y longitud.

PIEZA	ESPESOR (mm)	V.MÁXIMO (mm)	V.MÍNIMO (mm)
Ala	12,0	8,0	4,0
Alma	7,0	4,5	2,0
Placa	8,0	5,5	3,0
Cartela	9,0	6,0	3,5

*Compatible a soldadura*

#### 4.8.2.11.- Pernos de anclaje

$$T = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_u$$

$$\sigma_u [B - 400s] = \frac{4000}{1,15} = 3.478,3 \text{ Kp/cm}^2$$

$$266,25 \cdot 1,6 = n \cdot \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} \cdot 3.478,3 \rightarrow n = 0,69 \rightarrow 1 \phi 16$$

Se pondrán 2  $\phi 16$  en el lado  $b$  y 3  $\phi 16$  en el lado  $a$  siendo la distancia entre ejes de redondos < 30 cm.

#### 4.8.2.12.- Longitud de anclaje

Se calculan los anclajes únicamente para redondos de diámetro 16.

$$\text{Al estar en posición I, } l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Al ser acero B 400S y hormigón H-25,  $m = 12$

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{400}{20} \cdot 1,6 = 32 \text{ cm} \end{array} \right\} l_b = 32 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$$0,7 \cdot l_b = 0,7 \cdot 32 = 22,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Adoptamos } 25 \text{ cm}$$

#### 4.8.3.- Cálculo de la zapata (Tipo IV)

$$N_o = 79,34 \text{ kN}$$

$$M_o = 15,53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_o = 17,42 \text{ kN}$$

\* Resistencia característica del terreno:  $0,2 \text{ N/mm}^2$

\* Ángulo de rozamiento interno del terreno ( $\phi_{\text{terreno}}$ ):  $30^\circ$

\* Peso específico del terreno ( $\gamma_{\text{terreno}}$ ):  $18 \text{ kN/m}^3$

\* Peso específico del hormigón ( $\gamma_{\text{hormigón}}$ ):  $25 \text{ kN/m}^3$

\* Límite elástico de acero:  $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$

\*  $\gamma_f = 1,6 / \gamma_c = 1,5 / \gamma_s = 1,15$

##### ✓ Cargas en la base de la zapata

$$N = N_o + (\gamma_h \times B \times L \times h) = 79,34 + (25 \times 1,20 \times 1,50 \times 0,65) = 108,59 \text{ kN}$$

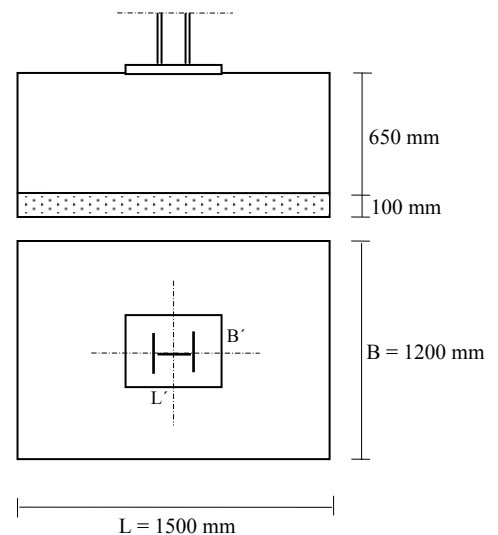
$$M = M_o + (V_o \times h) = 12,35 + (12,134 \times 0,65) = 26,85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = V_o = 17,42 \text{ kN}$$

#### 4.8.3.1.- Comprobación de la estabilidad estructural

##### 4.8.3.1.1- Comprobación a vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_V} = \frac{N \times \frac{L}{2}}{M_v} \geq 1,5$$



$$C_{sv} = \frac{108,59 \times \frac{1,5}{2}}{26,85} = 3,03 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.8.3.1.2- Comprobación a deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{N \times \operatorname{tag} \frac{2}{3} \varphi}{V} \geq 1,5$$

$$C_{sd} = \frac{108,59 \times \operatorname{tag} 20}{17,42} = 2,26 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.8.3.1.3.- Comprobación a hundimiento

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{M}{N} = \frac{26,85}{108,95} = 0,247 \text{ m} = 24,7 \text{ cm} \\ L/6 &= 1,5/6 = 0,25 \text{ m} \end{aligned} \right\} e > L/6 \rightarrow \text{Distribución trapecial}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{108,59}{1,50 \cdot 1,20} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,247}{1,50} \right) = 119,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{108,59}{1,50 \cdot 1,20} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,247}{1,50} \right) = 0,72 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 0,119 \text{ N/mm}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{\text{adm}} = 0,250 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.8.3.2.- Cálculo a flexión

##### 4.8.3.2.1.- Vuelo físico

♠ Sentido longitudinal

$$\left. \begin{aligned} V_L &= \frac{L - L'}{2} = \frac{1500 - 500}{2} = 500 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 650 = 1300 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_L < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

♠ Sentido transversal

$$\left. \begin{aligned} V_T &= \frac{B - B'}{2} = \frac{1.200 - 300}{2} = 450 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 600 = 1.200 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_T < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

4.8.3.2.2.- Vuelo de cálculo

$$m = V_f + \frac{L' - c}{4} = 500 + \frac{500 - 140}{4} = 590 \text{ mm}$$

4.8.3.2.3.- Obtención de las tensiones de cálculo

$$\sigma_{zapata} = h \cdot \gamma_h = 0,65 \cdot 25 = 16,25 \text{ kN/m}^2 = 0,0162 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cálculo} = \sigma_{máx} - \sigma_{terreno} = 0,119 - 0,0162 = 0,1028 \text{ N/mm}^2$$

✓ Tensión en la zapata

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{máx} + \sigma_{mín}}{2} = \frac{0,119 + 0,00072}{2} = 0,118 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{med} = \sigma_{med} - \sigma_{zapata} = 0,118 - 0,0162 = 0,102 \text{ N/mm}^2$$

Al ser zapata rígida, empleamos el método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_c + \sigma'_{med}}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0,1028 + 0,102}{2} \cdot 1200 \cdot \frac{1500}{2} = 91800 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_c + \sigma'_{med}}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}} = \frac{\left( \frac{1500^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,102 + 0,102}{6} \right) \cdot 1200}{91800} = 375 \text{ mm}$$

Al tener hormigón de limpieza, adoptamos  $d' = 50 \text{ mm}$

$$d = h - d' = 650 - 50 = 600 \text{ mm}$$

$$a = 140 \text{ mm (anchura del soporte)}$$

$$T_d = 1,6 \frac{R_1}{0,85 \cdot d} \times (x_1 - (0,25 \times a))$$

$$T_d = 1,6 \cdot \frac{91800}{0,85 \times 600} \times (375 - (0,25 \times 140)) = 97920 N$$

Con esta capacidad

$$A = \frac{97920}{\frac{410}{1,15}} = 274,65 \text{ mm}^2$$

♣ Cuantía geométrica mínima

$$1,5 \text{ ‰} \times B \times h = 1,5/1000 \times 1200 \times 650 = 1170 \text{ mm}^2 > 315 \text{ mm}^2$$

♣ Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1200 \cdot 650 \frac{16,66}{356,52} = 1458,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Por tanto, } A_s = 1458,5 \text{ mm}^2$$

Utilizando barras del 16 mm:

$$n = \frac{1458,5}{\pi \times 16^2} = 7,25 \rightarrow 8 \phi 16$$

La distancia entre ejes de la armadura longitudinal será:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{(n - 1)} + \phi = \frac{1200 - 2 \cdot 70 - 8 \cdot 16}{(8 - 1)} + 16 = 149,14 \text{ mm} \quad (r = \text{recubrimiento}$$

lateral)

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 8  $\phi$  16 separados entre ejes 149,14 mm

♣ Armadura transversal

$$b' \neq a + 2 \cdot h = 500 + 2 \cdot 650 = 1800 \text{ mm}$$

Como supera la longitud de la zapata, distribuiremos la armadura transversal uniformemente.

$$\frac{L - 2 \cdot r}{300} = \frac{1500 - 2 \cdot 70}{300} = 4,53 \rightarrow 5 \text{ vanos} \rightarrow 6\phi 16 \text{ mm}$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{1500 - 2 \cdot 70 - 6 \cdot 16}{5} + 16 = 268,8 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Admisible}$$

Por tanto la armadura transversal está compuesta por 6  $\phi 16$  separados entre ejes 268,8 mm

#### 4.8.3.2.4.- Anclajes

##### ♠ Armadura longitudinal

$$l_{b \text{ neta}} = \beta \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$$

$$A_{s, \text{real}} (8\phi 16) = 8 \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 1608,5 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 1,6 = 32,8 \text{ cm} \end{array} \right\} L_b = 32,8 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ neta}} = 1 \cdot 32,8 \cdot \frac{14591}{1608,5} = 29,02 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = \frac{1500}{4} - 70 = 305 \text{ mm} = 30,5 \text{ cm}$$

$$0,7 \times l_{b \text{ neta}} = 0,7 \times 29,02 = 21 \text{ cm}$$

$$0,7 \times l_{b, \text{neto}} < \frac{L}{4} - 70 \rightarrow \text{Terminación en patilla}$$

#### ♣ Armadura transversal

$$l_{b, \text{neto tr}} = 0,6 \cdot l_{b, \text{neto}} = 0,6 \cdot 29,02 = 17,4 \text{ cm} \Rightarrow 180 \text{ mm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 = \frac{1200}{4} - 70 = 230 \text{ mm} > l_{b, \text{neto tr}} \rightarrow \text{prolongación recta}$$

#### 4.8.3.3.- Comprobación a esfuerzo cortante

Como  $v < d$ , la sección de referencia queda fuera del cimiento y por lo tanto no es necesario realizar la comprobación a cortante.

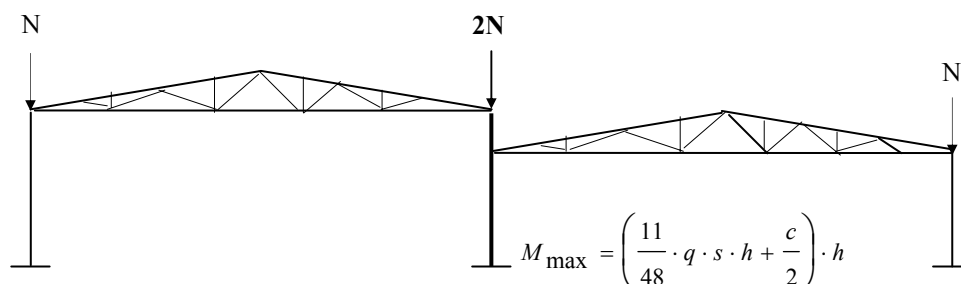
#### 4.8.3.4.- Comprobación a fisuración

Para la comprobación a fisuración se utilizan las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, que son muy útiles en el ámbito de proyecto y permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{97920}{1608,5} = 32,58 \text{ N/mm}^2$$

Por tanto, barras de  $\phi$  16 mm con una separación  $s = 149,14$  mm cumplen con creces las restricciones de las tablas de la EC-2, no siendo necesaria la comprobación a fisuración.

#### **4.9.- Cálculo de los pilares, placas de anclaje y zapatas de los pilares interiores de doble apoyo de cerchas a dos alturas**



$$\begin{array}{l} \text{Longitud del pilar: } 7 \text{ m} \\ \text{Probamos con un perfil HEB-220} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} P=71,5\text{Kp/mlx} \\ W_x=736\text{cm}^3 \\ i_x=9,43\text{cm} \\ i_y=5,59\text{cm} \\ A=91\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

#### 4.9.1.- Cálculo del pilar

##### 4.9.1.1.- Cálculo de la carga axial

$$N = (2 \times \text{Reacción producida por la cercha}) + \text{Peso propio del pilar}$$

$$N = (2 \times 5250) + 500,5 = 11000,5 \text{ Kp}$$

##### 4.9.1.2.- Cálculo del momento flector máximo

$$M_{max} = \left( \frac{11}{48} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} \right) \cdot h$$

$$c = (m - n) \cdot s \cdot f \cdot \text{sen} \alpha$$

Siendo:

- s → Separación entre cerchas → 5 m
- f → Longitud del faldón → 9,18 m
- m → Carga de viento sobre faldón a barlovento
- n → Carga de viento sobre faldón a sotavento
- h → Altura del pilar → 7 m
- c → Componente horizontal del viento.

Para cálculo de la carga del viento recurrimos a la NBE AE-88, e interpolamos.

Altura de la cumbrera H = 8,80 m

Carga del viento sobre las paredes laterales q = 73 Kg/m<sup>2</sup>

Carga de viento sobre la cubierta (m, n):

$$m = +2,1 \text{ Kg/m}^2$$

$$n = +16 \text{ Kg/m}^2$$

$$c = (2,1 + 16) \times 5 \times 9,18 \times \text{sen} 11,31 = 163 \text{ Kg}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \left[ \frac{11}{48} \cdot 73 \cdot 5 \cdot 7 + \frac{163}{2} \right] \times 7 = 4669,15 \approx 4670 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

4.9.1.3.- Esfuerzo cortante máximo en base de pilar

$$Q_{\max} = 2/3 q \cdot s \cdot h + c/2 - x$$

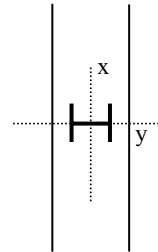
$$X = 1/16 \cdot q \cdot s \cdot h = 1/16 \cdot 73 \cdot 5 \cdot 7 = 159,69$$

$$Q_{\max} = 2/3 \cdot 73 \cdot 5 \cdot 7 + (163/2 - 159,69) = 1625,14 \text{ Kg}$$

4.9.1.4.- Comprobación a flexocompresión del pilar propuesto

El perfil HEB-180, se colocará de tal forma que el módulo resistente mayor se oponga al momento máximo.

$$\text{Perfil HEB-220} \begin{cases} A = 91,0 \text{ cm}^2 \\ W_x = 736 \text{ cm}^3 \\ W_y = 258 \text{ cm}^3 \\ i_x = 9,43 \text{ cm} \\ i_y = 5,59 \text{ cm} \end{cases}$$



✓ Pandeo alrededor del eje x-x. (emp-libre).

$$L_{kx} = 2 \times L = 2 \times 700 = 1400 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{1400}{9,43} = 130,5 \rightarrow \omega = 3,91$$

✓ Pandeo alrededor del eje y-y (emp-art)

$$L_{ky} = 0,7 \times L = 0,7 \times 700 = 490 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{490}{4,57} = 87,65$$

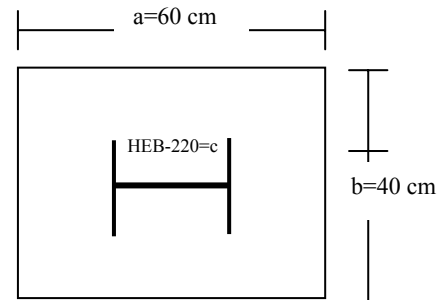
$$\sigma = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M_x}{W_x} = \frac{11000,5}{91} \cdot 3,91 + \frac{467000}{736} = 1107,17 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1733 \text{ Kg/cm}^2$$

Es válido por tanto el perfil supuesto HEB-220

#### 4.9.2.- Cálculo de la placa de anclaje

$$N = 11000,5 \text{ Kg}$$

$$M = 4670 \text{ Kg m}$$



##### 4.9.2.1.- Cálculo de la excentricidad mecánica

$$a = 0,60 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

$$b = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4670}{11000,5} = 0,4245 \text{ m} = 42,45 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{a}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm} \\ \frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 60}{8} = 22,5 \text{ cm} \end{array} \right\} \frac{a}{6} < e > \frac{3 \cdot a}{8} \rightarrow \text{Flexión Compuesta}$$

##### 4.9.2.2.- Tracción de la placa

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{11000,5 \cdot 19,95}{52,5} = 4180,19 \text{ Kp}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,1 \cdot a = 6 \text{ cm} \\ 0,15 \cdot a = 9 \text{ cm} \end{array} \right\} g = 8 \text{ cm}$$

$$s = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 60}{8} - 7 = 52,5 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 42,45 - \frac{3 \cdot 60}{8} = 19,95 \text{ cm}$$

##### 4.9.2.3- Compresión en la placa

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{11000,5 \cdot (52,5 + 19,95)}{52,5} = 15180,69 \text{ Kp}$$

4.9.2.4- Tensión en la placa

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ch} &= \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{15180,69}{\frac{60}{4} \cdot 40} = 25,30 \text{ Kp/cm}^2 \\ \sigma_{admH} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,17 \text{ Kp/cm}^2 \end{aligned} \right\} \sigma_{ch} < \sigma_{admH} \rightarrow \text{Admisible}$$

4.9.2.5.- Momento flector

$$M = \frac{\sigma_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{25,30 \cdot 60 \cdot 40}{4} \cdot \left( \frac{3 \cdot 60}{8} - \frac{22}{2} \right) = 174578 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

4.9.2.6.- Espesor de la placa de anclaje

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 174578}{40 \cdot 1733}} = 3,88 \text{ cm} = 38,8 \text{ mm}$$

Como el espesor de placa es excesivo adoptamos la solución de colocar cartelas.

4.9.2.7.- Nuevo espesor de placas

$$M = \frac{\sigma_c \cdot l^2}{2} = \frac{25,34 \cdot 9^2}{2} = 1024,65 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

$$l = (b-c)/2 = (40-22) / 2 = 9 \text{ cm}$$

$$M' = \sigma_c/8 \cdot b \cdot (b-4l) = 732,6$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4218,48}{1733}} = 1,88 \text{ cm} = 18,8 \text{ mm}$$

Adoptamos un espesor de placa de 19 mm

4.9.2.8.- Espesor de las cartelas

$$R = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot a}{8} = \frac{25,14 \cdot 40 \cdot 60}{8} = 7542 \text{ Kg}$$

$$e_l = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot \sigma_{adm}} = \frac{2 \cdot 7542}{(60 - 22) \cdot 1733} = 0,23 \text{ cm} = 2,3 \text{ mm}$$

Adoptamos finalmente cartelas de 8 mm de espesor.

#### 4.9.2.9.- Soldabilidad

Desdoblamos la placa para que sea soldable. Por lo tanto ponemos dos placas de 10 mm de espesor.

PIEZA	ESPESOR (mm)	V.MÁXIMO (mm)	V.MÍNIMO (mm)
Ala	14	9,5	5,0
Alma	8,5	5,5	3,5
Placa	10	7,0	4,0
Cartela	8	5,5	3,0

Son elementos compatibles para poder soldarse.

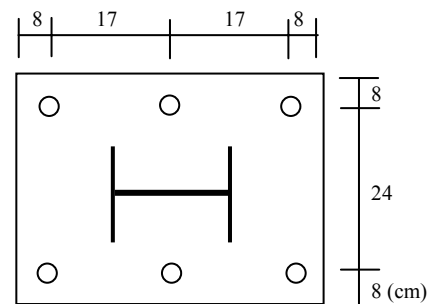
#### 4.9.2.10.- Pernos de anclaje

$$T = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \sigma_u$$

$$\sigma_u [B - 400s] = \frac{4000}{1,15} = 3478,3 \text{ Kp/cm}^2$$

$$4085,9 \times 1,6 = n \cdot \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} \cdot 3478,3 \rightarrow n = 0,93$$

$$\text{Si } \phi = 16 \text{ mm, } n = 0,93 \Rightarrow 1 \phi 16$$



Se pondrán 2  $\phi 16$  en el lado  $b$  y 3  $\phi 16$  en el lado  $a$  siendo la distancia entre redondos  $< 30$  cm.

#### 4.9.2.11.- Longitudes de anclajes

Se calculan los anclajes únicamente para redondos de diámetro 16.

Al estar en posición I,

$$l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Al ser acero B 400S y hormigón H-25,  $m = 12$

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{400}{20} \cdot 1,6 = 32 \text{ cm} \end{array} \right\} l_b = 32 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$$0,7 \cdot l_b = 0,7 \cdot 32 = 22,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Adoptamos } 25 \text{ cm}$$

#### 4.9.3.- Cálculo de la zapata (Tipo VI)

$$N_o = 110,00 \text{ kN}$$

$$M_o = 46,70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_o = 16,26 \text{ kN}$$

\* Resistencia característica del terreno:  $0,2 \text{ N/mm}^2$

\* Ángulo de rozamiento interno del terreno ( $\varphi_{\text{terreno}}$ ):  $30^\circ$

\* Peso específico del terreno ( $\gamma_{\text{terreno}}$ ):  $18 \text{ kN/m}^3$

\* Peso específico del hormigón ( $\gamma_{\text{hormigón}}$ ):  $25 \text{ kN/m}^3$

\* Límite elástico de acero:  $f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$

\*  $\gamma_f = 1,6 / \gamma_c = 1,5 / \gamma_s = 1,15$

✓ Cargas en la base de la zapata

$$N = N_o + (\gamma_h \times B \times L \times h) = 110 + (25 \times 1,50 \times 1,80 \times 0,80) = 164 \text{ kN}$$

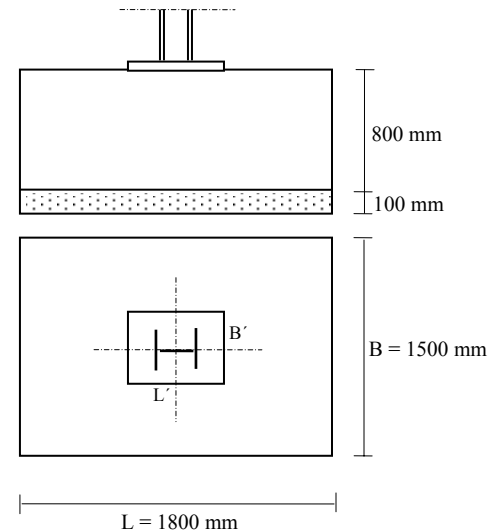
$$M = M_o + (V_o \times h) = 46,70 + (16,26 \times 0,8) = 59,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V = V_o = 16,26 \text{ kN}$$

##### 4.9.3.1.- Comprobación de la estabilidad estructural

##### 4.9.3.1.1- Comprobación a vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_V} = \frac{N \times \frac{L}{2}}{M_V} \geq 1,5$$



$$C_{sv} = \frac{164 \times \frac{1,8}{2}}{59,70} = 2,47 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.9.3.1.2- Comprobación a deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{N \times \tan \frac{2}{3} \varphi}{V} \geq 1,5$$

$$C_{sd} = \frac{164 \times \tan 20}{16,26} = 3,67 \geq 1,5 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.9.3.1.3.- Comprobación a hundimiento

$$e = \frac{M}{N} = \frac{59,70}{164} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$L/6 = 1,8/6 = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e = 0,36 \text{ m} \\ L/6 = 0,3 \text{ m} \end{array} \right\} e > L/6 \rightarrow \text{Distribución triangular}$$

$$\overline{AX} = \frac{3 \cdot L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 1,80}{2} - 3 \cdot 0,36 = 1,62 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{4 \times N}{3 \cdot (L - (2 \cdot e)) \cdot B} = \frac{4 \times 164}{3 \cdot (1,80 - 2 \cdot 0,36) \cdot 1,5} = 132,52 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0,1327 \text{ N/mm}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{\text{adm}} = 0,250 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

#### 4.9.3.2.- Cálculo a flexión

##### 4.9.3.2.1.- Vuelo físico

♠ Sentido longitudinal

$$V_L = \frac{L - L'}{2} = \frac{1800 - 600}{2} = 600 \text{ mm}$$

$$2 \cdot h = 2 \cdot 800 = 1600 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_L = 600 \text{ mm} \\ 2 \cdot h = 1600 \text{ mm} \end{array} \right\} V_L < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

♣ Sentido transversal

$$\left. \begin{aligned} V_T &= \frac{B - B'}{2} = \frac{1500 - 400}{2} = 550 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 800 = 1600 \text{ mm} \end{aligned} \right\} V_T < 2h \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

4.9.3.2.2.- Vuelo de cálculo

$$m = V_f + \frac{L' - c}{4} = 500 + \frac{600 - 220}{4} = 695 \text{ mm}$$

4.9.3.2.3.- Obtención de las tensiones de cálculo

Es necesario descontar a la tensión máxima la tensión uniformemente distribuida debida al peso del cimiento.

♣ Tensión a descontar

$$\sigma_{zapata} = h \cdot \gamma_h = 0,8 \cdot 25 = 20 \text{ kN/mm}^2 = 0,020 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cálculo} = \sigma_{máx} - \sigma_{zapata} = 0,132 - 0,020 = 0,112 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_1}{AX - m} = \frac{\sigma_{cálculo}}{AX}$$

$$\frac{\sigma_1}{1620 - 695} = \frac{0,112}{1620} \Rightarrow \sigma_1 = 0,064 \text{ N/mm}^2$$

Al ser zapata rígida, empleamos el método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_c + \sigma_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0,112 + 0,064}{2} \cdot 1500 \cdot \frac{1800}{2} = 118800 \text{ N}$$

$$x_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_c + \sigma_1}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}} = \frac{\left( \frac{1800^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,112 + 0,064}{6} \right) \cdot 1200}{118800} = 491 \text{ mm}$$

Al tener hormigón de limpieza, adoptamos  $d' = 50 \text{ mm}$

$$d = h - d = 800 - 50 = 750 \text{ mm}$$

$a = 220 \text{ mm}$  (anchura del soporte)

$$T_d = 1,6 \cdot \frac{R_{1d}}{0,85 \times d} \times (x_1 - (0,25 \times a))$$

$$T_d = 1,6 \cdot \frac{118800}{0,85 \times 800} \times (491 - (0,25 \times 220)) = 129999,81 \text{ N}$$

Con esta capacidad

$$A = \frac{129999,81}{\frac{410}{1,15}} = 364,63 \text{ mm}^2$$

♠ Cuantía geométrica mínima

$$1,5 \text{ ‰} \times B \times h = 1,5/1000 \times 1500 \times 800 = 1800 \text{ mm}^2 > 364,63 \text{ mm}^2$$

♠ Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0,04 \cdot A_s \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1500 \cdot 800 \frac{16,66}{356,52} = 2243,9 \text{ mm}^2$$

Por tanto,  $A_s = 2243,9 \text{ mm}^2$

Utilizando barras del 16 mm:

$$n = \frac{4 \times 2243,9}{\pi \times 16^2} = 11,16 \rightarrow 12 \phi 16$$

La distancia entre ejes de la armadura longitudinal será:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{(n - 1)} + \phi = \frac{1500 - 2 \cdot 70 - 12 \cdot 16}{(12 - 1)} + 16 = 134,4 \text{ mm} \quad (\text{r} = \text{recubrimiento lateral})$$

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 12  $\phi 16$  separados entre ejes 134,4 mm

♠ Armadura transversal

$$b' \neq a + 2 \cdot h = 600 + 2 \cdot 800 = 2200 \text{ mm}$$

Como supera la longitud de la zapata, distribuiremos la armadura transversal uniformemente.

$$\frac{L - 2 \cdot r}{300} = \frac{1800 - 2 \cdot 70}{300} = 5,5 \rightarrow 6 \text{ vanos} \rightarrow 7 \phi 16 \text{ mm}$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{1800 - 2 \cdot 70 - 7 \cdot 16}{6} + 16 = 274 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow \text{Admisible}$$

Por tanto la armadura transversal está compuesta por 7  $\phi$  16 separados entre ejes 274 mm

4.9.3.2.4.- Anclajes

♠ Armadura longitudinal

$$l_{b \text{ neta}} = \beta \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$$

$$A_{s, \text{real}} (8\phi 16) = 12 \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 2412,7 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 1,6 = 32,8 \text{ cm} \end{array} \right\} L_b = 32,8 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ neta}} = 1 \cdot 32,8 \cdot \frac{2244}{2412,7} = 30,50 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = \frac{1800}{4} - 70 = 380 \text{ mm} = 38 \text{ cm}$$

$$0,7 \times l_{b.neta} = 0,7 \times 30,50 = 21,35 \text{ cm}$$

$$0,7 \times l_{b.neta} < \frac{L}{4} - 70 \rightarrow \text{Terminación en patilla}$$

#### ♠ Armadura transversal

$$l_{b.neta\ tr} = 0,6 \cdot l_{b.neta} = 0,6 \cdot 305 = 183 \text{ mm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 = \frac{1500}{4} - 70 = 305 \text{ mm} > l_{b.neta\ tr} \rightarrow \text{prolongación recta}$$

#### 4.9.3.3.- Comprobación a esfuerzo cortante

Como  $v < d$ , la sección de referencia queda fuera del cimiento y por lo tanto no es necesario realizar la comprobación a cortante.

#### 4.9.3.4.- Comprobación a fisuración

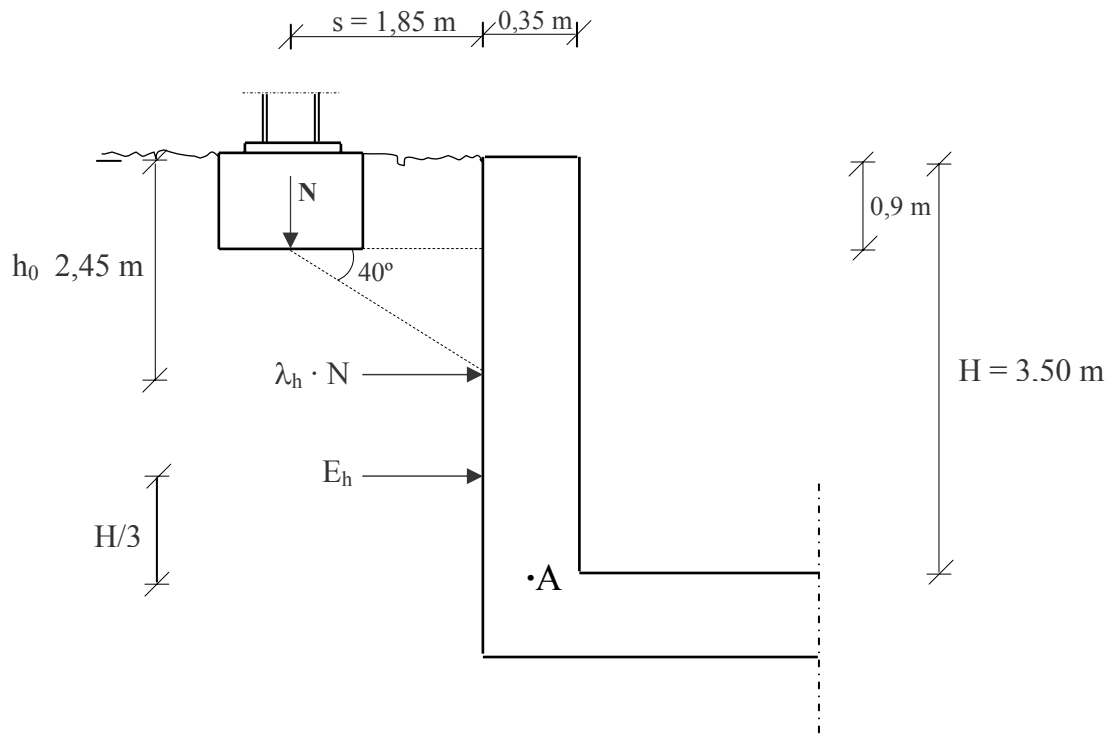
Para la comprobación a fisuración se utilizan las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, que son muy útiles en el ámbito de proyecto y permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{129999,81}{2412,7} = 36,67 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio  $\sigma_s = 36,67 \text{ N/mm}^2$ , obtenemos que el diámetro máximo permitido como armadura para no realizar la comprobación a fisuración es 32 mm, y en nuestro caso, como hemos empleado 16mm, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 134,4mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

## 5.- CÁLCULO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE LA CUEVA DE CRIANZA Y DEPÓSITOS DE FERMENTACIÓN



El muro soportará el empuje del terreno y la carga transmitida por las zapatas debido a su proximidad. Se calculará el caso más desfavorable por metro lineal de muro.

\* Peso específico del terreno  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

\*  $\varphi$  terreno =  $30^\circ$   
 \*  $\rho = 2/3 \times 30^\circ$   
 \*  $\beta = 0^\circ$

$$\left. \begin{array}{l} * \varphi \text{ terreno} = 30^\circ \\ * \rho = 2/3 \times 30^\circ \\ * \beta = 0^\circ \end{array} \right\} \lambda_H = 0,28; \lambda_V = 0,10$$

$$E_h = \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \cdot \lambda_h = \left( \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 3,50^2 \right) \cdot 0,28 = 30,87 \text{ kN}$$

$$\lambda_h \cdot N = 164 \cdot 0,28 = 45,92 \text{ kN}$$

### 5.1.-Cálculo del momento producido en el punto A

$$M_A = E_h \cdot \frac{H}{3} + \lambda_h \cdot N \cdot (H - h_0) = 30,87 \cdot \frac{3,50}{3} + 0,28 \cdot 164 \cdot (3,50 - 2,45) = 84,23 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

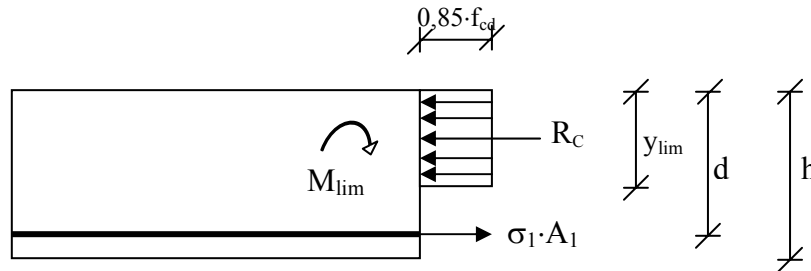
Las solicitaciones:

$$M_{Ad} = \gamma_f \times M_A = 1,6 \times 84,231 = 134,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{Ad} = \gamma_f \times V_A = (E_h + \lambda_h \cdot N) \cdot 1,6 = 122,864 \text{ kN}$$

## 5.2.- Cálculos a flexión

Obtenemos el momento límite con objeto de saber en que secciones es necesario colocar armadura de compresión desde el punto de vista estricto de cálculo.



$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 350 - 50 = 300 \text{ mm}$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y_{lim} \left( d - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$\frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_{lim}} = \frac{\varepsilon_{cd}}{x_{lim}}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{f_{yk}}{E} = \frac{1,15}{2 \cdot 10^5} = 1,78 \text{ ‰}$$

$$\frac{1,78}{300 - x_{lim}} = \frac{3,5}{x_{lim}} \Rightarrow x_{lim} = \frac{3,5 \cdot 300}{3,5 + 1,78} = 198,86 \text{ mm}$$

$$y_{lim} = 0,8 \cdot x_{lim} = 159 \text{ mm}$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 1000 \cdot 159 \left( 300 - \frac{159}{2} \right) = 496676250 \text{ N} \cdot \text{mm} = 496,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{Ad} < M_{lim} \Rightarrow$  No es necesaria la armadura de compresión

$$\sum M_{A1} = 0$$

$$M_{Ad} - 0,85 f_{cd} \cdot y \cdot b \cdot \left( d - \frac{y}{2} \right) = 0$$

$$134,76 \cdot 10^6 - 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot y \cdot 1000 \cdot \left(300 - \frac{y}{2}\right) = 0$$

$$7083 y^2 + 4250000 y - 134,76 \cdot 10^6 = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} y = 550,5 \text{ mm} \\ y = 33,58 \text{ mm} \end{array} \right\} y = 33,58 \text{ mm}$$

$$y = 0,8x \Rightarrow x = 41,98 \text{ mm}$$

$0 < x < 0,259d \rightarrow$  La sección se encuentra trabajando en el dominio 2

$$\sum F_N = 0$$

$$\sigma_1 \cdot A_1 - 0,85 f_{cd} \cdot y \cdot b = 0$$

$$A_1 = \frac{475716,66}{\frac{410}{1,15}} = 1334,32 \approx 1335 \text{ mm}^2; A_2 = 0$$

### 5.3.- Comprobaciones geométricas

#### ♠ Cuantía mecánica mínima

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_c = b \cdot h = 1000 \cdot 350 = 350000 \text{ mm}^2$$

$$0,04 \cdot 350000 \cdot \frac{\frac{25}{1,5}}{1,15} = 654,47 \text{ mm}^2 < A_c \equiv A_1$$

#### ♠ Cuantía geométrica mínima

##### ✓ Armadura vertical

$$\text{Cara externa de tracción} = 1,2 \cdot \frac{b \times h}{1000} = 1,2 \cdot \frac{1000 \times 350}{1000} = 420 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cara interna de compresión} = 30\% \text{ C.G.M (tracción)} = 30\% \cdot 420 = 120 \text{ mm}^2$$

✓ Armadura horizontal

$$4\text{‰} \times b \times h = 0,004 \cdot 1000 \cdot 350 = 1400 \text{ mm}^2 = 1400 \text{ mm}^2$$

	<b>Armadura vertical</b>	<b>Armadura horizontal</b>
<b>Cara externa (tracción)</b>	$A_1 = 1335 \text{ mm}^2$ $7\phi 16$ ( $A_{s,\text{real}} = 1407,43 \text{ mm}^2$ )	50% C.G.M (horizontal) = $1400 \text{ mm}^2$ $7\phi 12$ ( $A_{s,\text{real}} = 792 \text{ mm}^2$ )
<b>Cara interna (compresión)</b>	30% $A_1 = A_2 = 400,5 \text{ mm}^2$ $4\phi 12$ ( $A_{s,\text{real}} = 452,4 \text{ mm}^2$ )	50% C.G.M (horizontal) = $1400 \text{ mm}^2$ $7\phi 12$ ( $A_{s,\text{real}} = 792 \text{ mm}^2$ )

♠ Distancia entre las armaduras verticales

$$\text{Cara interna: } s = \frac{B - 2r - n\phi}{n - 1} + \phi = \frac{1000 - 2 \cdot 70 - 7 \cdot 16}{7 - 1} + 16 = 140,66 \text{ mm}$$

$$\text{Cara externa: } s = \frac{B - 2r - n\phi}{n - 1} + \phi = \frac{1000 - 2 \cdot 70 - 4 \cdot 12}{4 - 1} + 12 = 282,66 \text{ mm}$$

♠ Distancia entre las armaduras verticales

Cara interna y externa:

$$s = \frac{B - 2r - n\phi}{n - 1} + \phi = \frac{1000 - 2 \cdot 70 - 7 \cdot 12}{7 - 1} + 12 = 141,3 \text{ mm}$$

✓ Anclajes (Barras en posición I)

$$L_b = m_1 \times \phi^2 = 12 \times 1,6^2 = 30,72 \text{ cm} \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi = 32,8 \text{ cm}$$

$$L_b = 16 \text{ cm}$$

**5.4.- Comprobación a esfuerzo rasante**

$$Z_{md} \leq \beta \cdot f_{ct,d} + \mu \cdot \left( \frac{A_{st}}{s \cdot p} \cdot f_{yd} + \sigma_{cd} \right) \leq 0,25 \cdot f_{cd}$$

$$Z_{md} = \frac{V}{p \cdot z} = \frac{E_h + (\lambda_h \cdot N)}{p \cdot z} = \frac{30,87 + 45,92}{0,35 \cdot 2,8} = 27,42 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,27 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$z = \text{brazo mecánico} = 0,8 \cdot h = 0,8 \cdot 350 = 2,80 \text{ m}$$

$$\beta \cdot f_{ct,d} = 0$$

$$\mu = 0,6$$

$$A_{st} = 1859,83 \text{ mm}^2$$

$$s = 140,66 \text{ mm}$$

$$p = b \times h = 350 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = 410/1,5 = 356,52 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$0,25 \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot 25/1,5 = 4,16 \text{ N/mm}^2$$

$$0,27 \text{ N/mm}^2 \leq 3,75 \text{ N/mm}^2 \leq 4,16 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Admisible}$$

### 5.5.- Comprobación a fisuración

$$W_K \leq W_{m\acute{a}x}$$

La anchura máxima permitida de fisura para este caso es:  $W_{m\acute{a}x} = 0,4 \text{ mm}$

La anchura característica de la fisura viene dada por la siguiente expresión:

$$W_K = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

$\beta$ : Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico, y vale en este caso 1,7

$S_m$ : Separación medida entre fisuras, expresada en mm

$$S_m = 2 \cdot c + 0,2s + 0,4 \cdot K_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,efic}}{A_s}$$

$K_1$ : Coeficiente del diagrama de tracciones = 0,125

$A_{c,efic}$ : Área de hormigón de la zona de recubrimiento

$$A_{c,efic} = h/4 \times 15\phi = 350/4 \times 15 \cdot 16 = 21000 \text{ mm}^2$$

$c$ : Recubrimiento de hormigón = 30 mm

$s$ : Distancia entre barras longitudinales = 140,60 mm

$A_s$ : Sección total de las armaduras situadas en el  $A_{c,efic} \Rightarrow A_s = 201,06 \text{ mm}$

$$S_m = 2 \cdot 30 + 0,2 \cdot 140,60 + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{16 \cdot 210000}{201,06} = 171,67 \text{ mm}$$

$\varepsilon_{sm}$ : Alargamiento medio de las armaduras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - k_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\sigma_s$ : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s = \frac{M}{0,8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{84,23 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{0,8 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 201,06 \text{ mm}^2} = 1745,52 \text{ N/mm}^2$$

$\varepsilon_{sr}$ : Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en el que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la sección de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor  $f_{ctm}$ .

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{b \cdot h^2 \cdot f_{ct,m}}{M} = \frac{1000 \cdot 350^2 \cdot 2,56}{84,23 \cdot 10^6} = 3,72$$

$E_s$  = Módulo de deformación longitudinal del acero. =  $2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

$K_2$ : coeficiente de valor = 0,5.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{1745,52}{2 \cdot 10^5} \left[ 1 - 0,5 \cdot (3,72)^2 \right] = -0,051 < 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 3,49 \cdot 10^{-3}$$

$$W_k = 1,7 \cdot 137,06 \cdot 3,49 \cdot 10^{-3} = 0,31 \text{ mm}$$

$W_k < W_{max} \rightarrow \text{Admisible}$

## 6.- CÁLCULO DE LAS JÁCENAS QUE SOPORTAN EL FORJADO

- ♣ Luz de cálculo = 7,35 m
- ♣ Separación entre jácenas = 1,10 m
- ♣ Perfil = IPN-180  $\rightarrow W_x = 542 \text{ cm}^3$
- ♣ Peso propio y sobrecarga =  $500 \text{ Kg/m}^2$
- ♣ Carga por ml  $\Rightarrow q = 500 \text{ Kg/m}^2 \times 1,10 \text{ m} = 550 \text{ Kg/ml}$

$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 550 \cdot 7,35^2 = 3714,04 \text{ Kg} \cdot \text{m} = 371404,69 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{371404,69}{542} = 685,25 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1733 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f(\text{mm}) = \alpha \cdot \frac{\sigma \times l^2}{h} = 1 \cdot \frac{6,85 \times 7,35^2}{28} = 13,22 \text{ mm} < f(\text{adm}) = \frac{7350}{500} \rightarrow \text{Admisible}$$