

**ANEJO 7:**

**CÁLCULOS CONSTRUCTIVOS  
DE LA SALA DE CALDERAS**

## **ANEJO 7: CÁLCULOS CONSTRUCTIVOS DE LA SALA DE CALDERAS.**

- 1. Consideraciones previas.**
- 2. Cálculo de las correas.**
- 3. Cálculo de la cercha**
- 4. Cálculo del pilar 1.**
- 5. Cálculo de la placa de anclaje del pilar 1.**
- 6. Zapata del pilar 1.**
- 7. Cálculo del pilar 2.**
- 8. Cálculo de la placa de anclaje del pilar 2.**
- 9. Zapata del pilar 2.**
- 10. Cálculo del pilar 3.**
- 11. Placa de anclaje del pilar 3.**
- 12. Zapata del pilar 3.**

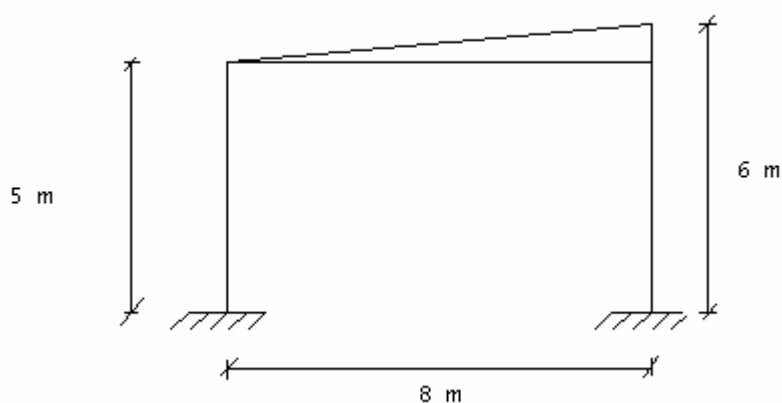
## ANEJO 7: CÁLCULOS CONSTRUCTIVOS DE LA SALA DE CALDERAS.

### 1.- Consideraciones previas.

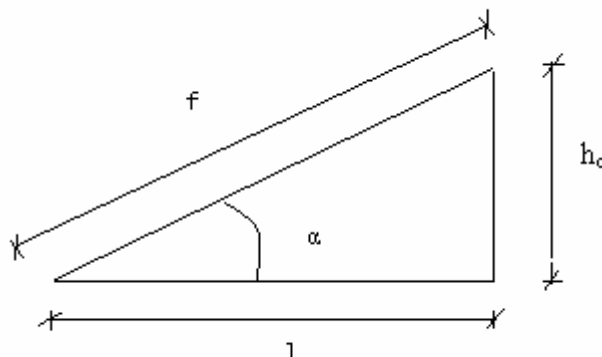
#### 1.1.- Características del edificio.

- Localización de la sala: Ciudad Real
- Luz: 8 m
- Longitud: 10 m
- Separación entre pilares longitudinales: 5 m
- Separación máxima entre correas: 1'5 m
- Separación máxima entre cerchas: 5 m
- Altura de pilares: 5 m
- Se empleará una cercha a un agua con una pendiente del 12'5%, la cubierta será de tipo sandwich de peso igual a 25 kg/m<sup>2</sup>.

Figura 7.1: Esquema de fachada.



## 1.2.- Consideraciones geométricas.



- Ángulo de inclinación:  $\operatorname{tg} \alpha = 12'5\% = 0'125$  ;  $\alpha = \operatorname{arctg} 0'125 = 7'12^\circ$

- Altura de la cercha:

$$h_c = 8 \text{ m} \times \operatorname{tg} 7'12^\circ = 1 \text{ m}$$

- Faldón de cubierta:  $f_c = \frac{8 \text{ m}}{\cos 7'12^\circ} = 8'062 \text{ m}$

- Separación entre correas (teniendo en cuenta que la separación máxima es de 1'5 m):

$$S_c = \frac{\text{faldón}}{\text{n}^\circ \text{ de vanos}}$$

$$\text{n}^\circ \text{ de vanos} = \frac{8'062 \text{ m}}{1'5 \text{ m}} = 5'37 \approx 6 \text{ vanos}$$

$$S_c = \frac{8'062 \text{ m}}{6} = 1'34 \text{ m}$$

- Separación entre correas en proyección horizontal:

$$S_{ch} = S_c \times \cos 7'12^\circ = 1'34 \text{ m} \times \cos 7'12^\circ = 1'33 \text{ m}$$

- Altura de la nave:

- Altura del pilar + canto máximo de la cercha = 5 m + 1 m = 6 m

## 2.- Cálculo de las correas.

### 2.1.- Cargas que soportan las correas:

En lugar de mayorar las acciones, se minorará el límite elástico del acero A-42b, en lugar de  $2.600 \text{ kg/cm}^2$  será  $1.733 \text{ kg/cm}^2$ .

#### a) Permanentes:

- Peso propio de la correa, suponemos un perfil Z-210 x 2'5, cuyo peso es de  $7'19 \text{ kg/m}$ .
- Peso de la cubierta: se utiliza una cubierta tipo sandwich de  $25 \text{ kg/m}^2$ .
- Sobrecargas por instalaciones: se toma el valor de  $15 \text{ kg/m}^2$ .

#### b) No permanentes:

- Carga de la nieve:

Altitud topográfica: 640 m

La sobrecarga de nieve a esta altitud es de  $80 \text{ kg/m}^2$ .

Para una inclinación de la cubierta con la horizontal de  $12'5\%$ ,  $\alpha = 7'12^\circ$ . Con lo cual  $\alpha < 60^\circ$

Peso de la nieve:  $P' = p \times \cos \alpha = 80 \text{ kg/m}^2 \times \cos 7'12^\circ = 79'38 \text{ kg/m}^2$

- Empuje del viento:

Se han establecido estas acciones según la norma NTE-ECV, en función de la situación, de la altura de coronación y de la velocidad del viento, así como de la esbeltez del edificio proyectado.

Situación de la nave: provincia de Ciudad Real.

Zona eólica: x

Altura: 6 m

Tipo de edificación: con  $< 33\%$  de huecos (hipótesis A)

Inclinación =  $7'12^\circ$

Faldón a barlovento:  $m = 0$  } Al ser las cargas nulas, no se considera carga del viento,  
 $q_v = 0 \text{ kg/m}^2$

#### - Cargas sobre los planos de cubierta:

Peso propio de la correa:  $7'19 \text{ kg/m}$

Peso de la cubierta:  $25 \text{ kg/m}^2 \times 1'34 \text{ m} = 33'5 \text{ kg/m}$

Sobrecarga por instalaciones:  $15 \text{ kg/m}^2 \times 1'34 \text{ m} = 20'1 \text{ kg/m}$

Sobrecarga por nieve:  $79'38 \text{ kg/m}^2 \times 1'34 \text{ m} = 106'37 \text{ kg/m}$

Sobrecarga por viento:  $0$

Suma de las cargas verticales:  $7'19 \text{ kg/m} + 33'5 \text{ kg/m} + 20'1 \text{ kg/m} + 106'37 \text{ kg/m} = 167'16 \text{ kg/m}$

- La carga total perpendicular a la cubierta, será:

$$P_y = 167'16 \text{ kg/m} \times \cos 7'12^\circ = 165'87 \text{ kg/m}$$

- La carga total en el sentido de la cubierta, será:

$$P_x = 167'16 \text{ kg/m} \times \sin 7'12^\circ = 20'72 \text{ kg/m}$$

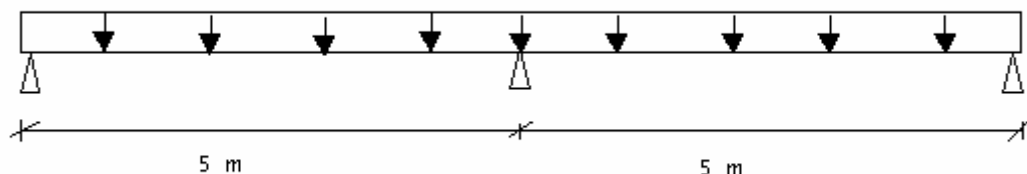
## 2.2.- Comprobaciones.

Tomamos como correa el perfil Z-210 x 2'5

Perfil	Peso(kg/cm <sup>2</sup> )	Sección (cm <sup>2</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>x</sub> (cm)	i <sub>y</sub> (cm)
Z-210 x 2'5	7'19	9'16	56'60	11'32	8'11	3'01

### 2.2.1.- Comprobación a flexión

La correa es una viga biapoyada con una carga uniforme repartida.



### - Momentos producidos.

$$M_x = \frac{1}{8} \times q_y \times l^2 = \frac{1}{8} \times 165'87 \text{ kg/m} \times (5 \text{ m})^2 = 518'34 \text{ kg} \times \text{m} = 51834 \text{ kg} \times \text{cm}.$$

$$M_y = \frac{1}{8} \times q_x \times l^2 = \frac{1}{8} \times 20'72 \text{ kg/m} \times (5 \text{ m})^2 = 64'75 \text{ kg} \times \text{m} = 6475 \text{ kg} \times \text{cm}.$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} < 1733$$

$$\sigma = \frac{51834 \text{ kg} \times \text{cm}}{56'60 \text{ cm}^3} + \frac{6475 \text{ kg} \times \text{cm}}{11'32 \text{ cm}^3} = 1487'79 \text{ kg/cm}$$

$$1487'79 \text{ kg/cm}^2 < 1733 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ADMISIBLE.}$$

### 2.2.2.- Comprobación a flecha.

Para comprobar el perfil a deformación se emplea el ábaco del fabricante, donde se comprueba que el punto del gráfico correspondiente a la luz de 5 m y una carga de 167'16 kg/m, queda por debajo de la curva determinada por el perfil elegido.

### 3.- Cálculo de la cercha.

La cercha es a un aguas, con una pendiente del 12'5%. La separación entre nudos es de 1'33 metros, con 6 vanos y 7 correas. El faldón tiene una longitud de 8'062 metros.

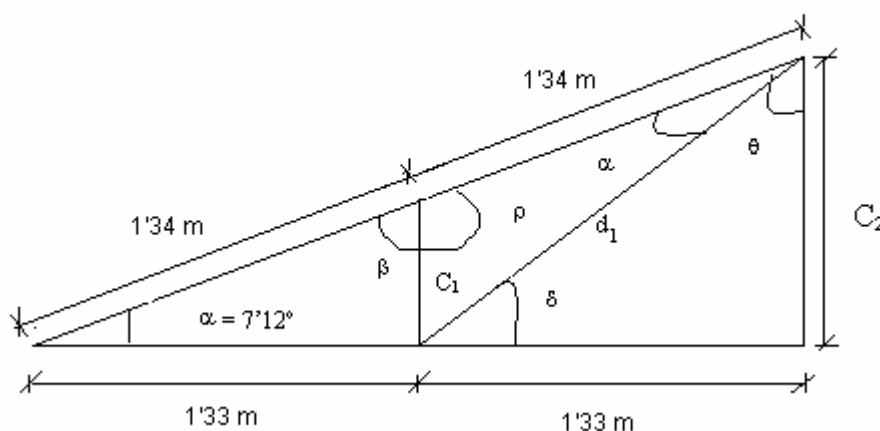
### 3.1.- Cálculo del peso por nudo.

Para el cálculo de la carga en cada nudo, se ha de tener en cuenta el peso de la cercha, estimado en un 70% de la luz, es decir:

- Peso de la cercha =  $0'7 \times 8 = 5'6 \text{ kg/m}^2$
- Por lo tanto, el peso supuesto de la cercha, será:  $5'6 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 8 \text{ m} = 224 \text{ kg}$
- El valor de la carga uniforme por metro lineal de correa es:  $167'16 \text{ kg/m}$
- De este modo podremos calcular la carga por nudo, que es:

$$P_{\text{nudo}} = 167'16 \text{ kg/m} \times 5 \text{ m} + \frac{224 \text{ kg}}{6} = 873'13 \text{ kg} \approx 875 \text{ kg}$$

### 3.2.- Cálculo de las longitudes de las barras:



$$\beta + \alpha + 90^\circ = 180^\circ \quad ; ; \quad \beta = 180^\circ - 90^\circ - 7'12^\circ = 82'88^\circ$$

$$\rho + \beta = 180^\circ \quad ; ; \quad \rho = 180^\circ - 82'88^\circ = 97'12^\circ$$

$$\beta = \alpha + \theta \quad ; ; \quad \theta = 82'88^\circ - 7'12^\circ = 75'76^\circ$$

$$\delta + \theta + 90^\circ = 180^\circ \quad ; ; \quad \delta = 180^\circ - 90^\circ - \theta = 180^\circ - 90^\circ - 75'76^\circ = 14'24^\circ$$

$$\text{sen} \alpha = \frac{C_1}{1'33} \quad ; ; \quad C_1 = 1'33 \text{ m} \times \text{sen } 7'12^\circ = 0'16 \text{ m}$$

$$\text{sen} \alpha = \frac{C_2}{2'66} \quad ; ; \quad C_2 = 2'66 \text{ m} \times \text{sen } 7'12^\circ = 0'32 \text{ m}$$

$$d_1 = \frac{1'33 \text{ m}}{\cos 14'24^\circ} = 1'37 \text{ m}$$

Si para el resto procedemos igual, se obtendrán todas las longitudes que definen la cercha.

### 3.3.- Método Cremona.

El método para calcular los esfuerzos a que se ven sometidas todas y cada una de las barras es el método gráfico de Cremona (plano).

**Tabla 7.1:**  
**Tabla con el esfuerzo, longitudinal y barras del diagrama de Cremona.**

	Barra	Longitud	Tracción o Compresión	Valor (kg)
<b>Par</b>	1	6'3	T	3.150
	4	6'3	T	3.125
	8	13'4	T	6.700
	12	20	T	10.000
	16	27	T	13.500
	20	33'5	T	16.750
<b>Tirante</b>	2	6'2	C	3.100
	6	7'1	C	3.550
	10	6'6	C	3.300
	14	6'95	C	3.475
	18	6'45	C	3.225
	22	6'7	C	3.350
<b>Diagonales</b>	5	7'3	T	3.650
	9	7'1	T	3.550
	13	7'8	T	3.900
	17	7'8	T	3.900
	21	8'5	T	4250
<b>Montantes</b>	3	1'8	C	900
	7	2'55	C	1.275
	11	3'45	C	1.725
	15	4'25	C	2.125
	19	5'15	C	2.575
<b>Reacciones</b>	V <sub>a</sub>	43 cm		21.500
	V	44'2 cm		22.100

### 3.3.1.- Dimensionado de la cercha.

La tensión empleada en los cálculos de la cercha, tiene el valor de  $1560 \text{ kg/cm}^2$ . Este valor se obtiene al disminuir la tensión admisible minorada del acero (A-42B) =  $1733 \text{ kg/cm}^2$  un 10%, pues originados por ser la cercha una estructura isostática imperfecta, debido a las uniones por soldadura y cartelas, no superan el 10% de los esfuerzos principales.

#### -Par:

La barra más desfavorable es la nº 20, que será la que se estudie y con la que se dimensionará el par completo.

Esfuerzo = 16750 kg

Se tantea con dos perfiles: L.50.6

Perfil	Peso (kg/m)	Sección (cm <sup>2</sup> )
L.50.6	4'47	5'69

$$\text{Comprobación: } \sigma = \frac{N}{2A} = \frac{16750 \text{ kg}}{2 \times 5'69 \text{ cm}^2} = 1471'88 \text{ kp/cm}^2$$

$$1471'88 \text{ kg/cm}^2 < 1560 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ADMISIBLE}$$

#### - Tirante:

La barra más desfavorable en la nº 6, que será la que se estudie y con la que se dimensionará el tirante completo.

Esfuerzo = 3.550 kg

Longitud = 1'33 m = 133 cm

Se tantea con dos perfiles: L.40.4

Perfil	Peso (kg/m)	Sección (cm <sup>2</sup> )	i <sub>x</sub>
L.40.4	2'42	3'08	1'21 cm

$$\text{Pandeo: } \lambda = \frac{l_k}{i_x} = \frac{\beta \times l}{i_x} = \frac{1 \times 133 \text{ cm}}{1'21 \text{ cm}} = 109'91$$

$$\text{Coeficiente de pandeo: } w = 2'32$$

$$\text{Comprobación: } \sigma = \frac{N}{2A} \times w = \frac{3550 \text{ kg}}{2 \times 3'08 \text{ cm}^2} \times 2'32 = 1337 \text{ kp/cm}^2$$

$$1337 \text{ kg/cm}^2 < 1560 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ADMISIBLE}$$

#### - Montante:

La barra más desfavorable es la nº 19, y se dimensionarán todas las demás según ésta.

$$\text{Esfuerzo} = 2575 \text{ kg}$$

$$\text{Longitud} = 0'82 \text{ m} = 82 \text{ cm}$$

Se tantea con dos perfiles : L.40.4

Perfil	Peso (kg/m)	Sección (cm <sup>2</sup> )	i <sub>x</sub> (cm)
L.40.4	2'42	3'08	1'21

$$\text{Pandeo: } \lambda = \frac{l_k}{i_x} = \frac{\beta \times l}{i_x} = \frac{0'8 \times 0'82 \text{ cm}}{1'21 \text{ cm}} = 54'2$$

$$\text{Coeficiente de pandeo: } W = 1'17$$

$$\text{Comprobación: } \sigma = \frac{N}{2A} \times w = \frac{2575 \text{ kg}}{2 \times 3'08 \text{ cm}^2} \times 1'17 = 489'08 \text{ kp/cm}^2$$

$$489'08 \text{ kg/cm}^2 < 1560 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ADMISIBLE}$$

#### - Diagonal:

La barra más desfavorable es la nº 21, y se dimensionarán todas las demás según ésta.

$$\text{Esfuerzo} = 4250 \text{ kg}$$

Longitud: 1'66 m

Se prueba con dos perfiles: L.40.4

Perfil	Peso (kg/m)	Sección (cm <sup>2</sup> )
L.40.4	2'42	3'08

$$\text{Comprobación: } \sigma = \frac{N}{2A} = \frac{4250 \text{ kg}}{2 \times 3'08 \text{ cm}^2} = 689'9 \text{ kp/cm}^2$$

$$689'9 \text{ kg/cm}^2 < 1560 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ADMISIBLE}$$

- Resumen.

**Tabla 7.2 :**  
**Perfiles**

Barra	Esfuerzo (kg)	Longi-tud (cm)	Perfil	Peso (kg)	Sección (cm)	i <sub>x</sub> (cm)	B	W	Tensión (kg/cm <sup>2</sup> )
Par	+16.750	134	2L.50.6	8'94	11'38				1471'88
Tirante	-3.550	133	2L.40.4	4'84	6'16	1'21	1	2'32	1337
Montante	-2.575	82	2L.40.4	4'84	6'16	1'21	0'8	1'21	489'08
Diagonal	+4.250	166	2L40.4	4'84	6'16				689'9

**Tabla 7.3:**  
**Peso de la cercha**

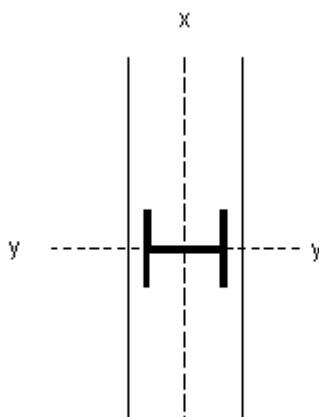
Barras	Perfil	Esfuerzo	Peso (kg/m)	Longitud (m)	Peso total	
Par	2L.50 x 6	+16.750	8'94	8'062	72'07	
Tirante	2L.40 x 4	-3550	4'84	8	38'72	
Montante	3	2L.40 x 4	-900	4'84	0'16	0'77
	7	2L.40 x 4	-1275	4'84	0'33	1'59
	11	2L.40 x 4	-1725	4'84	0'49	2'37
	15	2L.40 x 4	-2125	4'84	0'66	3'19
	19	2L.40 x 4	-2575	4'84	0'82	3'96
Diagonal	5	2L.40 x 4	+3650	4'84	1'37	6'63
	9	2L.40 x 4	+3550	4'84	1'41	6'82
	13	2L.40 x 4	+3900	4'84	1'48	7'16
	17	2L.40 x 4	+3900	4'84	1'56	7'55
	21	2L.40 x 4	+4250	4'84	1'66	8'03

Peso barras cercha: 158'35 kg

Peso de las cartelas, chapas (15%): 23'82 kg

Peso total de la cercha: 182'68 kg

#### 4.- Cálculo del pilar 1.



Los pilares han de soportar las cargas aportadas por la cercha, y la acción del viento.

Elegimos un perfil, con él realizamos los cálculos apropiados y comprobamos si es válido. Se prueba con un HEB-140, cuyas características son:

Peso (kg/m)	Sección (cm <sup>2</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>x</sub> (cm)	i <sub>y</sub> (cm)
33'7	43	216	79	5'93	3'58

#### 4.1.- Carga axial.

La carga de la cercha está soportada por el otro pilar, con lo cual, la carga axial que soporta este pilar es tan sólo la de su propio peso.

$$N = \text{peso propio del pilar} = 33'7 \text{ kg/m} \times 5 \text{ m} = 168'5 \text{ kg}$$

#### 4.2.- momento flector máximo.

Se producirá en la base del pilar y vendrá dado por la expresión:

$$M_{\text{máx}} = \left( \frac{13}{48} \times q \times s \times h + \frac{C}{2} \right) \times h$$

$$C = (m - n) \times s \times f \times \text{sen}\alpha + p \times s \times h_{\text{cercha}}$$

m: carga del viento en el faldón a barlovento (hipótesis A) = 0

n: carga del viento en el faldón a sotavento (hipótesis A) = -13 kg/m<sup>2</sup>

s: separación entre cerchas = 5 m

f: longitud del faldón de cubierta = 8'062 m

h: altura en cabeza de los pilares = 5 m

q: carga total del viento sobre la edificación = 67 Kg/m

p: presión del viento a barlovento:  $2/3 \times q = 2/3 \times 67 \text{ kg/m}^2 = 44'67 \text{ kg/m}^2$

$$C = (0 + 13) \times 5 \text{ m} \times 8'062 \text{ m} \times \text{sen } 7'12^\circ + 44'66 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 288'25 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx}} = \left( \frac{13}{48} \times 67 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 5 \text{ m} + \frac{288'25 \text{ kg}}{2} \right) \times 5 \text{ m} = 2988'86 \text{ kg} \times \text{m}$$

#### 4.3.- esfuerzo cortante máximo.

También se produce en la base del pilar. La tensión absorbida (x) por la cercha, que transmite al pilar del lado de sotavento es:

$$X = \frac{1}{16} \times q \times s \times h = \frac{1}{16} \times 67 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 104'69 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{máx}} = \frac{2}{3} \times q \times s \times h + \frac{C}{2} - x = \frac{2}{3} \times 67 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 5 \text{ m} + \frac{288'25 \text{ kg}}{2} - 104'69 \text{ kg} = 1156'10 \text{ kg}$$

#### 4.4.- Comprobación a flexocompresión:

La longitud equivalente de pandeo en el plano vertical y paralelo al eje longitudinal de la nave, es la de un pilar empotrado en la 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 casi perfectamente libre en su cabeza.

- Pandeo alrededor del eje x: Se trata de un pilar empotrado-libre.

$$L_{kx} = 2 \times l = 2 \times 5 \text{ m} = 10 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{1000 \text{ cm}}{5'93 \text{ cm}} = 168'63$$

$$\text{Coeficiente de pandeo: } w = 4'93$$

- Pandeo alrededor del eje y: Se trata de un pilar empotrado-articulado.

$$L_{ky} = 0'7 \times l = 0'7 \times 5 \text{ m} = 3'5 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_{ky}}{i_x} = \frac{350 \text{ cm}}{3'58 \text{ cm}} = 97'76$$

$$\text{Coeficiente de pandeo: } w = 1'95$$

- Comprobación.

Para que el perfil sea admisible, tiene que cumplir:

$$\sigma = \frac{N}{A} \times w + \frac{M}{W} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma = \frac{168'5 \text{ kg}}{43 \text{ cm}^2} \times 4'93 + \frac{298886 \text{ kg} \times \text{cm}}{216 \text{ cm}^3} = 1403'05 \text{ kg/cm}^2 < 1733 \text{ kg/cm}^2 \text{ ADMISIBLE}$$

**5.- Cálculo de la placa de anclaje del pilar 1.**

- Momento máximo en la base:  $M = 2988'86 \text{ kg} \times \text{m} = 2'98 \text{ T} \times \text{m}$

- Carga axial en el pilar:  $N = 168'5 \text{ kg} = 0'168 \text{ T}$

- Excentricidad:  $e = \frac{M}{N} = \frac{2988'86 \text{ kg} \times \text{m}}{168'5 \text{ kg}} = 17'73 \text{ m} = 1773 \text{ cm}$

Dimensiones de la placa según los datos anteriores:

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

$$n = b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{50 \text{ cm}}{6} = 8'33 \text{ cm} < 1773 \text{ cm} = e$$

Por lo cual es flexión compuesta.

**5.1.- Cálculo de la tracción en la placa.**

$$T = \frac{N \times f}{S}$$

$$S = \frac{7 \times a}{8} - g = \frac{7 \times 50 \text{ cm}}{8} - 5 \text{ cm} = 38'75 \text{ cm}$$

$$g = 0'1 \times a = 0'1 \times 50 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \times a}{8} = 1773 \text{ cm} - \frac{3 \times 50 \text{ cm}}{8} = 1754'25 \text{ cm}$$

$$T = \frac{168'5 \text{ kg} \times 1754'25 \text{ cm}}{38'75 \text{ cm}} = 7638 \text{ kg}$$

**5.2.- Cálculo de la compresión de la placa.**

$$R = \frac{N \times (S + f)}{S} = \frac{168'5 \text{ kg} \times (38'75 \text{ cm} + 1754'25 \text{ cm})}{38'75 \text{ cm}} = 7796'66 \text{ kg}$$

### 5.3.- cálculo de la tensión de la placa sobre el hormigón.

Tendrá que ser menor o igual a la admisible, para que las dimensiones adoptadas sean válidas.

$$\sigma_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \times b} = \frac{7796'66 \text{ kg}}{\frac{50 \text{ cm}}{4} \times 30 \text{ cm}} = 20'79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ch} < \sigma_{adm} \quad 20'79 \text{ kg/cm}^2 < 104'16 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ADMISIBLE}$$

### 5.4.- Cálculo del momento flector que produce la tensión de la placa sobre el hormigón.

El momento flector máximo de la placa se da en el borde del pilar y puede calcularse mediante la expresión:

$$M_c = \frac{\sigma_{ch} \times a \times b}{4} \left( \frac{3 \times a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{20'79 \text{ kg/cm}^2 \times 50 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}}{4} \left( \frac{3 \times 50 \text{ cm}}{8} - \frac{14 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$= 91605'94 \text{ kg x cm}$$

C = canto del pilar en la dirección en que actúa el momento = 14 cm

### 5.5.- Cálculo del espesor de la placa de anclaje.

$$t = \sqrt{\frac{6 \times M}{b \times \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \times 91605'94 \text{ kg x cm}}{30 \text{ cm} \times 1733 \text{ kg/cm}^2}} = 3'25 \text{ cm} = 32'5 \text{ mm}$$

El espesor es demasiado grande, por lo que se dispondrán cartelas a fin de rebajarlo. Así el nuevo espesor será:

$$M_1 = \frac{\sigma_{ch} \times l^2}{2} = \frac{20'79 \text{ kg} (8 \text{ cm})^2}{2} = 665'28 \text{ kg x cm}$$

$$M_2 = \frac{\sigma_{ch}}{8} \times b (b - 4l) = \frac{20'79 \text{ kg/cm}^2}{8} \times 30 \text{ cm} (30 \text{ cm} - 4 \times 8 \text{ cm}) = 0$$

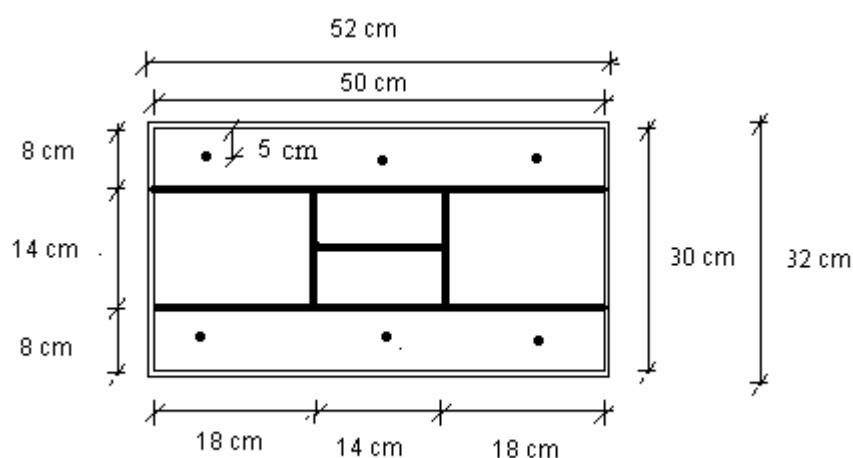
$$l = \frac{b - c'}{2} = \frac{30 \text{ cm} - 14 \text{ cm}}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times M}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \times 665'28 \text{ kg/cm}^2}{1733 \text{ kg/cm}^2}} = 1'51 \text{ cm} = 15'1 \text{ mm}$$

Al ser el espesor demasiado grande para soldar la placa al resto de los elementos, se optará por poner dos placas, con espesores:

$$t_1 = 8 \text{ mm}$$

$$t_2 = 8 \text{ mm}$$



y tendrá unas dimensiones de 52 cm x 32 cm.

## 5.6.- Cálculo del espesor de las cartelas.

$$e_1 = \frac{2 \times R}{\sigma_{adm} \times (a - c)}$$

$$\frac{a}{4} = \frac{50 \text{ cm}}{4} = 12'5 \text{ cm}$$

$$\frac{a - c}{2} = \frac{50 \text{ cm} - 14 \text{ cm}}{2} = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{4} < \frac{a - c}{2}$$

R, se calcula por la siguiente expresión:

$$R = \frac{\sigma_{chapa} \times a \times b}{8} = \frac{20'79 \text{ kg/cm}^2 \times 50 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}}{8} = 3898'12 \text{ kg}$$

$$e_1 = \frac{2 \times R}{\sigma_{adm} \times (a - c)} = \frac{2 \times 3898'12 \text{ kg}}{1733 \text{ kg/cm}^2 \times (50 \text{ cm} - 14 \text{ cm})} = 0'125 \text{ cm} \approx 1'25 \text{ mm}$$

Por seguridad y para que las soldaduras sean compatibles, se toma el valor de 8 mm.

### 5.7.- Compatibilidad de soldaduras.

PIEZA	ESPESOR (mm)	GARGANTA A	
		VALOR MÁXIMO	VALOR MÍNIMO
<b>Ala HEB 140</b>	12	8	4
<b>Alma HEB 140</b>	7	4'5	2'5
<b>Placa superior</b>	8	5'5	3
<b>Placa inferior</b>	8	5'5	3
<b>Cartela</b>	8	5'5	3

La placa superior es compatible con el ala y el alma del pilar, con la cartela y con la placa inferior. La cartela también es compatible con el alma del pilar. Luego todos los espesores son válidos.

### 5.8.- Diámetro y posición de los redondos de anclaje.

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

$$\sigma_u (\text{B-400S}) = \frac{4000}{1'15} = 3478'26 \text{ kp/cm}^2$$

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

$$N = \frac{T \times 4}{\pi \times \sigma_u \times \phi^2} = \frac{7638 \text{ kp} \times 4}{\pi \times 3478'26 \text{ kp/cm}^2 \times (1'6 \text{ cm})^2} = 1'092$$

Adoptamos 2. Además para no rebasar la distancia de 30 cm entre redondos, dispondremos de un tercer redondo en el centro de la placa, en su dimensión mayor.

### 5.9.- Longitud de anclaje de los pernos.

Los redondos serán corrugados y con terminación en gancho. La longitud de anclaje  $l_b$  será:

$$l_b = m_1 \times \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \times \phi$$

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

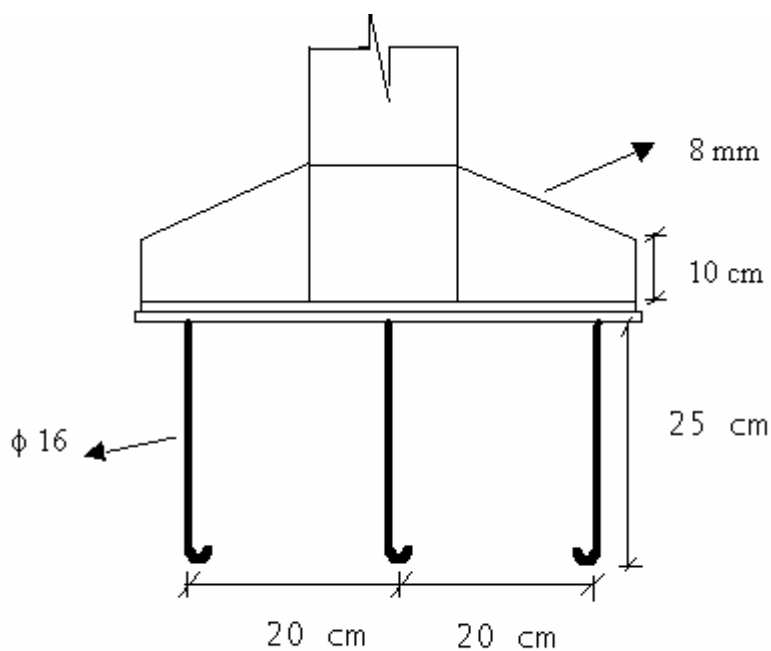
$$12 \times 1'6^2 = 30'72 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{20} \times 1'6 = 32 \text{ cm}$$

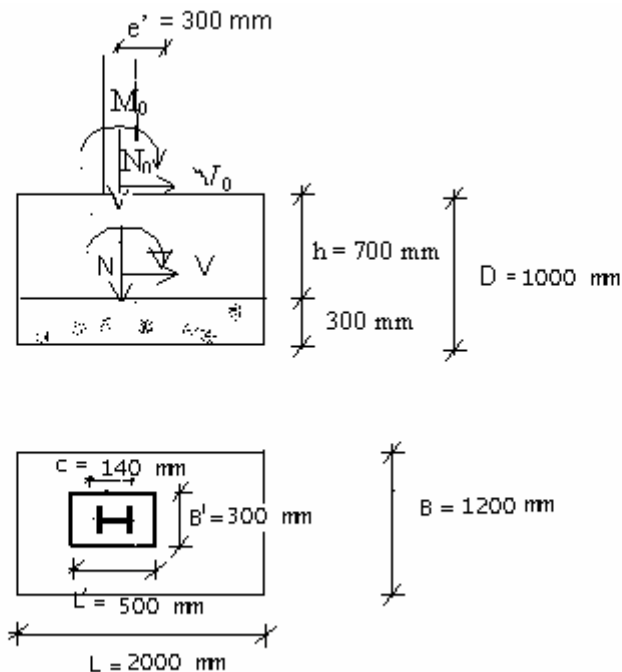
$$l_b = 32 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$0'7 \times l_b = 0'7 \times 32 = 22'4 \text{ cm}$ . Adoptamos la longitud de 25 cm.



### 6.- ZAPATA DEL PILAR 1.



#### - Dimensiones de la zapata.

La zapata se dimensiona con 2 m de largo, en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la nave, 1.2 m de ancho y 0'7 m de canto. Se dispondrán 300 mm de hormigón de limpieza. Dado que el pilar es metálico, no existirá material de relleno por encima de la zapata, sino que irá a ras del suelo.

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

##### - Cargas en la base del pilar:

$$N_o = 1'68 \text{ kN}$$

$$M_o = 29'88 \text{ kN x m}$$

$$V_o = 11'56 \text{ kN}$$

**- Cargas en la base de la zapata:**

$N = N_0 + \text{peso zapata} + \text{Peso terreno}$ . Como no existe terreno por encima de la zapata queda:

$$N = N_0 + B \times L \times h \times \gamma_h = 1'68 \text{ kN} + 1'2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 0'7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 48'72 \text{ kN}$$

$$M = M_0 + V_0 \times h = 29'88 \text{ kN} \times \text{m} + 11'56 \text{ kN} \times 0'7 \text{ m} = 37'97 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$V = V_0 = 11'56 \text{ kN}.$$

**a) Seguridad a Vuelco.**

$$C_{sv} = \frac{N(\frac{L}{2} + e')}{M} \geq 1'5$$

$$C_{sv} = \frac{48'72 \text{ kN}(\frac{2 \text{ m}}{2} + 0'3)}{37'97 \text{ kN} \times \text{m}} = 1'66 > 1'5 \quad \text{ADMISIBLE}$$

**b) Seguridad a deslizamiento.**

$$C_{sd} = \frac{N \times \text{tg } \phi}{V} \geq 1'5$$

$$C_{sd} = \frac{48'72 \text{ kN} \times \text{tg } 20^\circ}{11'56 \text{ kN}} = 1'53 > 1'5 \quad \text{ADMISIBLE}$$

$$\phi_d = 2/3 \phi = 2/3 \times 30^\circ = 20^\circ$$

**c) Seguridad a hundimiento.**

Calculamos la excentricidad para conocer el tipo de distribución de tensiones.

$$e = \frac{M}{N} - e' = \frac{37'97 \text{ kN} \times \text{m}}{48'72 \text{ kN}} - 0'3 = 0'48 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2 \text{ m}}{6} = 0'33 \text{ m}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \text{DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR}$$

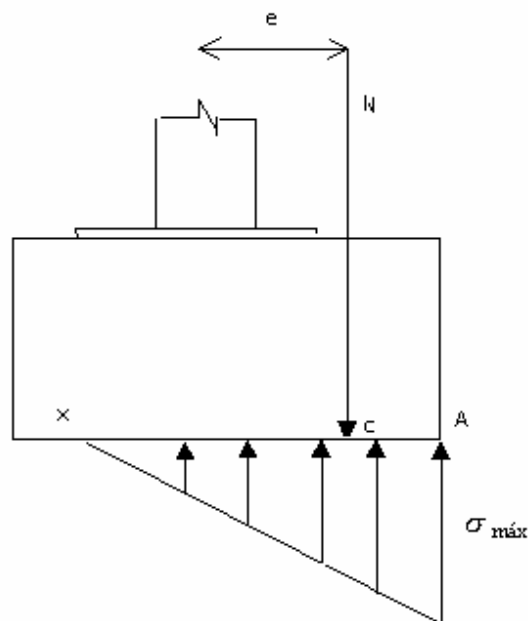
$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{4 \times N}{3(L - 2e)B} \leq 1'25 \sigma_{\text{adm terreno}}$$

$$\overline{AC} = \frac{\overline{AX}}{3} = \frac{1'56 \text{ m}}{3} = 0'52 \text{ m}$$

$$\overline{AX} = \frac{3 \times L}{2} - 3 \times e = \frac{3 \times 2 \text{ m}}{2} - 3 \times 0'48 \text{ m} = 1'56 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{4 \times 48'72 \text{ kN}}{3(2 \text{ m} - 2 \times 0'48 \text{ m}) 1'2 \text{ m}} = 52'05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0'052 \text{ N/mm}^2 < 1'25 \sigma_{\text{adm terreno}}$$



## 6.2.- Cálculo de la zapata como elemento estructural.

- Clasificación de la zapata según EHE.

- *Vuelo físico.*

$$V = \frac{L}{2} + e' - \frac{L'}{2} = \frac{2\text{ m}}{2} + 0'3 + \frac{0'5}{2} = 1'05\text{ m} = 1050\text{ mm}$$

$$2 \times h = 2 \times 700\text{ mm} = 1400\text{ mm}$$

$$2 \times h > V \quad \text{LA ZAPATA ES DE TIPO RÍGIDA.}$$

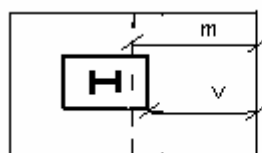
- **Flexión.**

Las tensiones que actúan sobre las zapatas son las que provienen de las cargas de la estructura, sin contar el peso del cemento ni de la tierra o cargas uniformemente repartidas que actúan directamente sobre él.

El cálculo a flexión se realiza en cada dirección principal respecto a una sección de referencia  $S_1$  que está retrasada respecto al soporte.

- *Vuelo de cálculo:* En el caso de un pilar metálico con placa.

$$m = V_{\text{físico}} + \frac{L' - C}{4} = 1050\text{ mm} + \frac{500\text{ mm} - 140\text{ mm}}{4} = 1140\text{ mm}$$



Siendo  $L'$  y  $B'$  las dimensiones de la placa y  $c$  el canto del perfil metálico del soporte. De este modo el cálculo del momento se realiza como una viga en voladizo de 1140 mm de largo (vuelo mecánico) y 1200 mm de ancho (lado menor de la zapata).

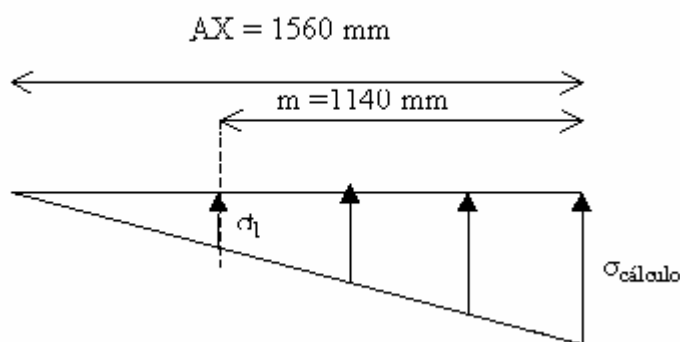
### - Obtención de la tensión de cálculo.

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

$$\sigma_{\text{zapata}} = h \times \gamma_h + (D - h) \times \gamma_t = 0,7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + (1 \text{ m} - 0,7 \text{ m}) \times 2 = 18,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{zapata}} = 52 \text{ kN/m}^2 - 18,1 \text{ kN/m}^2 = 33,9 \text{ kN/m}^2$$

Por triangulación se puede calcular el valor de la tensión a una distancia  $m = 1140 \text{ mm}$ .



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

$$\sigma_1 = \frac{33,9 \text{ kN/m}}{1,56 \text{ m}} (1,56 \text{ m} - 1,14 \text{ m}) = 9,1 \text{ kN/m}^2$$

### - Método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{\text{cál}} + \sigma_1}{2} \times B \times \frac{L}{2} = \frac{33,9 \text{ kN/m}^2 + 9,1 \text{ kN/m}^2}{2} \times 1,2 \text{ m} \times \frac{2 \text{ m}}{2} = 25,8 \text{ kN}$$

$$X_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \times \frac{2 \sigma_{\text{cálculo}} + \sigma_1}{6} \right) B}{R_{1d}} = \frac{\left( \frac{(2 \text{ m})^2}{4} \times \frac{2 \times 33,9 \text{ kN/m}^2 + 9,1 \text{ kN/m}^2}{6} \right) 1,2 \text{ m}}{25,8 \text{ kN}}$$

$$X_1 = 0,59 \text{ m}$$

$$T_d = \gamma_f \frac{R_{ld}}{0'85 \times d} (X_1 - 0'25 \times a) = 1'6 \frac{25'8 \text{ kN}}{0'85 \times 0'65 \text{ m}} (0'59 \text{ m} - 0'25 \times 0'14 \text{ m})$$

$$T_d = 41'46 \text{ kN}$$

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

$$d = h - d' = 700 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 650 \text{ mm}$$

$$\text{Con esta capacidad: } A = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{41460 \text{ N}}{\frac{410}{1'15} \text{ N/mm}^2} = 116'2 \text{ mm}^2$$

### - Comprobación de cuantía.

- Cuantía geométrica mínima:  $A > C_{gm}$

$$C_{gm} = \frac{1'5}{1000} \times B \times h = \frac{1'5}{1000} \times 1200 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} = 1260 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A_s \geq 0'04 \times A_c \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0'04 \times 1200 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} \times \frac{25/1'5}{410/1'15} = 1570'73 \text{ mm}^2$$

$$\text{Por lo tanto, } A_s = 1570'73 \text{ mm}^2$$

Utilizando barras de 16 mm de diámetro.

$$1570'73 \text{ mm}^2 = n \times \frac{\pi \times 16^2}{4}$$

$$n = 7'8 \quad ;; \quad 8 \phi 16$$

### - Disposiciones constructivas.

- La armadura longitudinal:

$$S = \frac{B - 2 \times 70 - n \times \phi}{(n-1)} + \phi = \frac{1200 \text{ mm} - 2 \times 70 - 8 \times 16 \text{ mm}}{(8-1)} + 16 = 149 \text{ mm}$$

$$10 \text{ cm} < S < 30 \text{ cm}$$

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 8  $\phi 16$  separados 14'9 cm entre

ejes.

- Armadura transversal:

$$b' > a + 2 \times h = 500 \text{ mm} + 2 \times 700 \text{ mm} = 1900 \text{ mm.}$$

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

$$\frac{2000 \text{ mm} - 2 \times 70}{300 \text{ mm}} = 6'2 \approx 7 \text{ vanos } ;; 8 \phi 16 \text{ mm}$$

La separación real entre ejes será:

$$S = \frac{L - 2 \times 70 - n \times \phi}{(n-1)} + \phi = \frac{2000 \text{ mm} - 2 \times 70 - 8 \times 16 \text{ mm}}{(8-1)} + 16 = 263 \text{ mm}$$

$$10 \text{ cm} < 26'3 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Se ponen 8  $\phi$  16 mm

Por tanto la armadura transversal está compuesta por 8  $\phi$  16 separados 26'3 cm entre ejes.

- **Anclajes**

- Armadura longitudinal.

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

$$A_{s \text{ real}} (8 \phi 16) = \frac{8 \times \pi (16 \text{ mm})^2}{4} = 1608'49 \text{ mm}^2$$

$$L_b = m \times \phi^2 > \frac{f_{yk}}{20} \times \phi$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \times (1'6 \text{ cm})^2 = 30'72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \times 1'6 \text{ cm} = 32'8 \text{ cm} \end{array} \right\} l_b = 32'8 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ neta}} = 1 \times 32'8 \text{ cm} \times \frac{1570'73 \text{ mm}^2}{1608'49 \text{ mm}^2} = 32'03 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{4} = \frac{2000 \text{ mm}}{4} = 500 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 \text{ mm} = \frac{2000 \text{ mm}}{4} - 70 \text{ mm} = 430 \text{ mm} > l_{b \text{ neta}}$$

Basta con prolongación recta.

- Armadura transversal.

$$l_{b \text{ neta}} = 0'6 \times l_{b \text{ neta}} = 0'6 \times 32'03 \text{ cm} = 23 \text{ cm} > l_{b \text{ neta}}$$

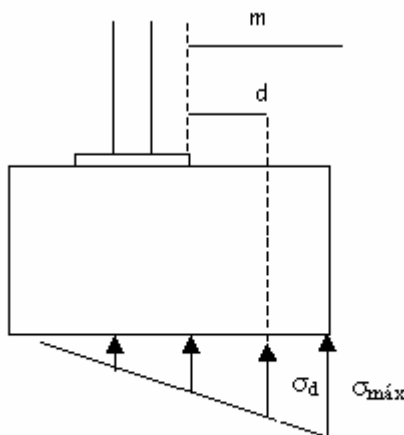
$$\frac{B}{4} = \frac{1200 \text{ mm}}{4} = 300 \text{ mm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 \text{ mm} = 300 \text{ mm} - 70 \text{ mm} = 230 \text{ mm} > l_{b \text{ neta}}$$

Basta con prolongación recta.

- **Comprobación a esfuerzo cortante.**

En primer lugar, hemos de obtener la tensión que actúa en la sección de referencia  $\sigma_d$ .



$$\frac{\sigma_{\text{máx}}}{AX} = \frac{\sigma_d}{AX - (m - d)} \quad \therefore$$

$$\frac{0'052 \text{ N/mm}^2}{1560 \text{ mm}} = \frac{\sigma_d}{1560 \text{ mm} - (1140 \text{ mm} - 650 \text{ mm})} \quad \therefore \sigma_d = 0'035 \text{ N/mm}^2$$

$$V_d = \gamma_f \times \sigma_d \times B (m - d)$$

$$V_d = 1'6 \times 0'035 \text{ N/mm}^2 \times 1200 \text{ mm} (1140 \text{ mm} - 650 \text{ mm}) = 32928 \text{ N}$$

$$V_{cu} = [0'12 \times \xi \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3}] B \times d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1'55$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s \text{ real}}}{B \times d} \leq 0'02$$

$$\rho_1 = \frac{1608'49 \text{ mm}^2}{1200 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}} = 0'00206$$

$$V_{cu} = [0'12 \times 1'55 \times (100 \times 0'00206 \times 25)^{1/3}] 1200 \text{ mm} \times 650 \text{ mm} = 250539'74 \text{ N}$$

$$V_d < V_{cu} \text{ ADMISIBLE}$$

### - Comprobación a fisuración

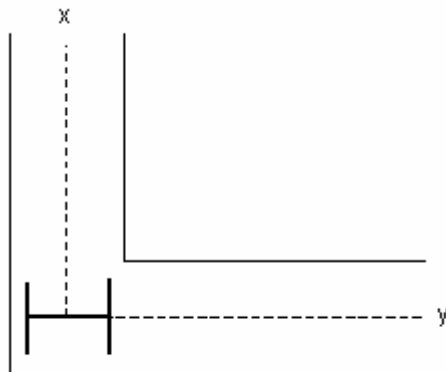
Para la comprobación a fisuración vamos a utilizar las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{41460 \text{ N}}{1570 \text{ mm}^2} = 16'5 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio igual a  $16'5 \text{ N/mm}^2$  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 16, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300 mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 263 mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

## 7.- Cálculo del pilar 2.



Se proyecta un perfil HEB 120.

Perfil	Peso(kg/m <sup>2</sup> )	Sección(cm <sup>2</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>x</sub> (cm)	i <sub>y</sub> (cm)
HEB-120	26'7	34	90	33	4'16	2'53

### 7.1.- Cálculo de la carga axial.

- **Acciones:**

- Peso propio del pilar: 26'7 kg/m x 5 m = 133'5 kg
- Peso IPE-100 en cabeza: 8'10 kg/m x 2'5 m = 20'25 kg

La carga axial será: N = 133'5 kg/m + 20'25 kg/m = 153'75 kg/m

### 7.2.- Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar.

Se dará en la base del pilar. Este pilar es empotrado en base y articulado en el plano "yy", por la cruz de San Andrés y empotrado-libre en el plano xx.

El momento debido al viento:

$$M_{x \text{ máx}} = \frac{p \times l^2}{2} \qquad M_{x \text{ máx real}} = \frac{9}{128} \times q \times l^2$$

p: presión del viento a barlovento:  $2/3 \times q = 2/3 \times 67 \text{ kg/m}^2 = 44'67 \text{ kg/m}^2$

q: Carga de viento sobre el edificio = 67 kg/m<sup>2</sup>

s: separación entre cerchas.

s': separación entre pilares transversales.

h: altura en cabeza de pilares.

Teniendo en cuenta que la separación entre cerchas es 5 m, se obtiene una carga uniforme de viento:

$$p \times \frac{s}{2} = 44'66 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m}/2 = 111'5 \text{ kg/m}$$

$$M_{x \text{ máx}} = \frac{111'5 \text{ kg/m} \times (5 \text{ m})^2}{2} = 1393'75 \text{ kg/m}$$

$$M_{x \text{ máx real}} = \frac{9}{128} \times 111'5 \text{ kg/m} \times (5 \text{ m})^2 = 195'99 \text{ kg/m}$$

Teniendo en cuenta que la separación entre pilares transversales es 8 m, se obtiene una carga uniforme de viento:

$$M_y = \frac{1}{8} \times p \times l^2 = \frac{1}{8} \times 178'4 \text{ kg/m} \times (5 \text{ m})^2 = 557'5 \text{ kg} \times \text{m}$$

$$p \times \frac{s'}{2} = 44'66 \text{ kg/m}^2 \times 8 \text{ m}/2 = 178'4 \text{ kg/m}$$

### 7.3.- Esfuerzo cortante máximo.

Se da en la base del pilar.

$$Q_{\text{máx}} = \frac{5}{8} \times p \times l = \frac{5}{8} \times 178'4 \text{ kg/m} \times 5 \text{ m} = 557'5 \text{ kg}$$

#### - Comprobación a flexocompresión.

- Pandeo alrededor del eje y:

Se trata de un pilar empotrado articulado.

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

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{350 \text{ cm}}{2'53 \text{ cm}} = 138'34$$

$$w = 3'40$$

- Pandeo alrededor del eje x:

empotrado-articulado.

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

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{1000 \text{ cm}}{4'16 \text{ cm}} = 240'38$$

$$w = 9'64$$

Al ser  $\lambda_x > \lambda_y$ , será el momento en torno al eje "x" el que se tendrá en cuenta. Sólo falta comprobar si  $\sigma < \sigma_{adm}$ .

$$\sigma = \frac{N}{A} \times w + \frac{M_y}{W_y} = \frac{153'75 \text{ kg}}{34 \text{ cm}^2} \times 9'64 + \frac{139375 \text{ kg} \times \text{cm}}{90 \text{ cm}^3} = 1592'2 \text{ kg/cm}^2$$

$$1592'2 \text{ kg/cm}^2 < 1733 \text{ kg/cm}^2$$

## 8.- Cálculo de la placa de anclaje del pilar 2.

- Momento máximo en la base:  $M = 1393'75 \text{ kg} \times \text{m} = 1'39 \text{ T} \times \text{m}$

- Carga axial en el pilar:  $N = 153'75 \text{ kg} = 0'153 \text{ T}$

- Excentricidad:  $e = \frac{M}{N} = \frac{1393'75 \text{ kg} \times \text{m}}{153'75 \text{ kg}} = 9'06 \text{ m} = 906 \text{ cm}$

Dimensiones de la placa según los datos anteriores:

$$m = a = 40 \text{ cm}$$

$$n = b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{40 \text{ cm}}{6} = 6'66 \text{ cm} < 906 \text{ cm} = e$$

Por lo cual es flexión compuesta

**8.1.- Cálculo de la tracción en la placa.**

$$T = \frac{N \times f}{S}$$

$$S = \frac{7 \times a}{8} - g = \frac{7 \times 40 \text{ cm}}{8} - 4 \text{ cm} = 31 \text{ cm}$$

$$g = 0'1 \times a = 0'1 \times 40 \text{ cm} = 4 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \times a}{8} = 906 \text{ cm} - \frac{3 \times 40 \text{ cm}}{8} = 891 \text{ cm}$$

$$T = \frac{153'75 \text{ kg} \times 891 \text{ cm}}{31 \text{ cm}} = 4419'07 \text{ kg}$$

**8.2.- Cálculo de la compresión de la placa.**

$$R = \frac{N \times (S + f)}{S} = \frac{153'75 \text{ kg} \times (31 \text{ cm} + 891 \text{ cm})}{31 \text{ cm}} = 4572'82 \text{ kg}$$

**8.3.- cálculo de la tensión de la placa sobre el hormigón.**

Tendrá que ser menor o igual a la admisible, para que las dimensiones adoptadas sean válidas.

$$\sigma_{\text{ch}} = \frac{R}{\frac{a}{4} \times b} = \frac{4572'82 \text{ kg}}{\frac{40 \text{ cm}}{4} \times 40 \text{ cm}} = 11'43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ch}} < \sigma_{\text{adm}} \quad 11'43 \text{ kg/cm}^2 < 104'16 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ADMISIBLE}$$

**8.4.- Cálculo del momento flector que produce la tensión de la placa sobre el hormigón.**

El momento flector máximo de la placa se da en el borde del pilar y puede calcularse mediante la expresión:

$$M_c = \frac{\sigma_{ch} \times a \times b}{4} \left( \frac{3 \times a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{11'43 \text{ kg/cm}^2 \times 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}}{4} \left( \frac{3 \times 40 \text{ cm}}{8} - \frac{12 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$= 41148 \text{ kg x cm}$$

C = canto del pilar en la dirección en que actúa el momento = 12 cm

### 8.5.- Cálculo del espesor de la placa de anclaje.

$$t = \sqrt{\frac{6 \times M}{b \times \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \times 41148 \text{ kg x cm}}{40 \text{ cm} \times 1733 \text{ kg/cm}^2}} = 1'88 \text{ cm} = 18'8 \text{ mm}$$

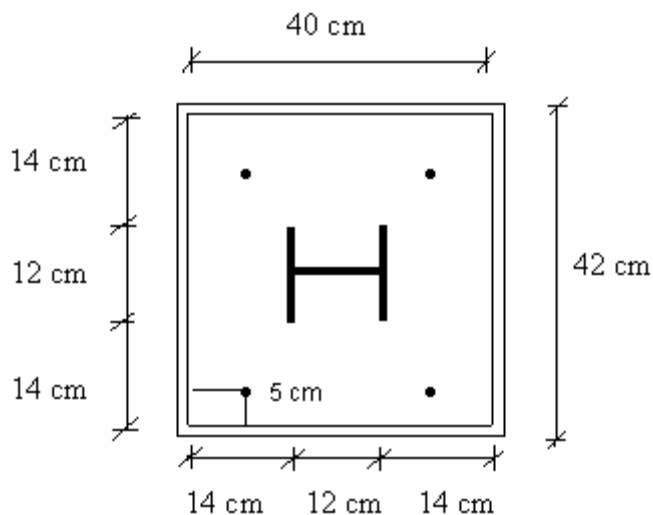
Desdoblamos la placa en dos espesores para hacer las soldaduras compatibles:

$$t_1 = 9 \text{ mm}$$

$$t_2 = 10 \text{ mm}$$

### 8.6.- Compatibilidad de soldaduras.

		GARGANTA A	
PIEZA	ESPESOR (mm)	VALOR MÁXIMO	VALOR MÍNIMO
Ala HEB 120	11	7'5	5
Alma HEB 120	6'5	4'5	3'5
Placa superior	9	6	3'5
Placa inferior	10	7	4



La placa superior es compatible con el ala y el alma del pilar y con la placa inferior. Luego todos los espesores son válidos.

### 8.7.- Diámetro y posición de los redondos de anclaje.

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

$$\sigma_u \text{ (B-400S)} = \frac{4000}{1.15} = 3478.3 \text{ kp/cm}^2$$

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

$$n = \frac{T \times 4}{\pi \times \sigma_u \times \phi^2} = \frac{4419.07 \text{ kp} \times 4}{\pi \times 3478.3 \text{ kp/cm}^2 \times (1.6 \text{ cm})^2} = 0.63$$

Adoptamos 2 redondos en cada una de los lados de la placa por cuestiones constructivas.

### 8.8.- Longitud de anclaje de los pernos.

Los redondos serán corrugados y con terminación en gancho. La longitud de anclaje  $l_b$  será:

$$l_b = m_1 \times \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \times \phi$$

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

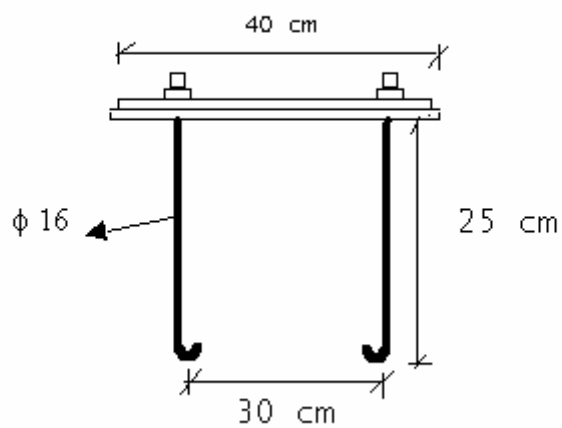
$$12 \times 1'6^2 = 30'72 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{20} \times 1'6 = 32 \text{ cm}$$

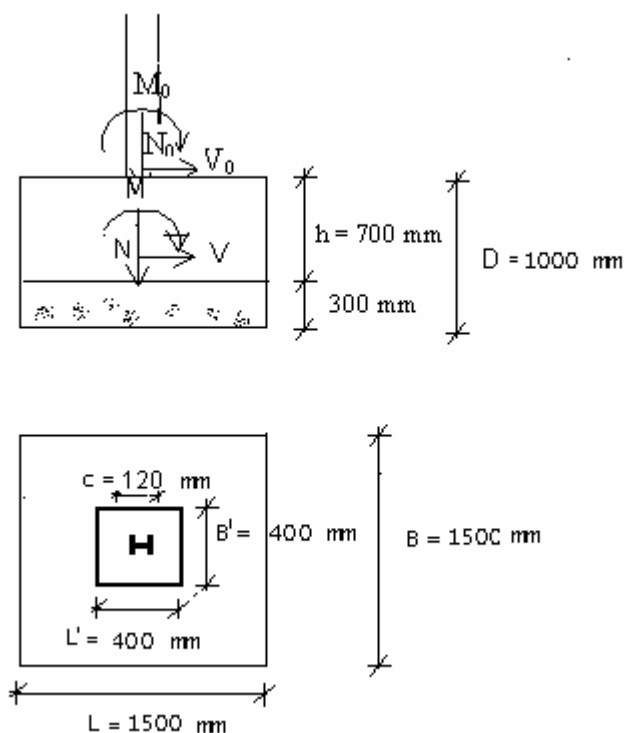
$$l_b = 32 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$0.7 \cdot l_b = 0.7 \times 32 = 22'4 \text{ cm}$ . Adoptamos la longitud de 25 cm.



## 9.- ZAPATA DEL PILAR 2.



### - Dimensiones de la zapata.

La zapata se dimensiona con 1'5 m de largo, en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la nave, 1'5 m de ancho y 0'7 m de canto. Se dispondrán 300 mm de hormigón de limpieza. Dado que el pilar es metálico, no existirá material de relleno por encima de la zapata, sino que irá a ras del suelo.

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

#### - Cargas en la base del pilar:

$$N_0 = 1'53 \text{ kN}$$

$$M_0 = 13'937 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$V_0 = 5'575 \text{ kN}$$

**- Cargas en la base de la zapata:**

$N = N_0 + \text{peso zapata} + \text{Peso terreno}$ . Como no existe terreno por encima de la zapata queda:

$$N = N_0 + B \times L \times h \times \gamma_h = 1'53 \text{ kN} + 1'5 \text{ m} \times 1'5 \text{ m} \times 0'7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 40'90 \text{ kN}$$

$$M = M_0 + V_0 \times h = 13'937 \text{ kN} \times \text{m} + 5'575 \text{ kN} \times 0'7 \text{ m} = 17'83 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$V = V_0 = 5'575 \text{ kN}.$$

**a) Seguridad a Vuelco.**

$$C_{sv} = \frac{N(\frac{L}{2})}{M} \geq 1'5$$

$$C_{sv} = \frac{40'90 \text{ kN} (\frac{1'5 \text{ m}}{2})}{17'83 \text{ kN} \times \text{m}} = 1'72 > 1'5 \quad \text{ADMISIBLE}$$

**c) Seguridad a deslizamiento.**

$$C_{sd} = \frac{N \times \text{tg } \phi}{V} \geq 1'5$$

$$C_{sd} = \frac{40'9 \text{ kN} \times \text{tg } 20^\circ}{5'575 \text{ kN}} = 2'67 > 1'5 \quad \text{ADMISIBLE}$$

$$\phi_d = 2/3 \phi = 2/3 \times 30^\circ = 20^\circ$$

**c) Seguridad a hundimiento.**

Calculamos la excentricidad para conocer el tipo de distribución de tensiones.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17'83 \text{ kN} \times \text{m}}{40'90 \text{ kN}} = 0'43 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1'5 \text{ m}}{6} = 0'25 \text{ m}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \text{DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{4 \times N}{3(L - 2e)B} \leq 1'25 \sigma_{\text{adm terreno}}$$

$$\overline{AC} = \frac{\overline{AX}}{3} = \frac{0'96 \text{ m}}{3} = 0'32 \text{ m}$$

$$\overline{AX} = \frac{3 \times L}{2} - 3 \times e = \frac{3 \times 1'5 \text{ m}}{2} - 3 \times 0'43 \text{ m} = 0'96 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{4 \times 40'9 \text{ kN}}{3(1'5 \text{ m} - 2 \times 0'43 \text{ m}) 1'5 \text{ m}} = 56'8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 0'056 \text{ N/mm}^2 < 1'25 \sigma_{\text{adm terreno}}$$

## 9.2.- Cálculo de la zapata como elemento estructural.

### - Clasificación de la zapata según EHE.

- *Vuelo físico.*

$$v = \frac{L - L'}{2} = \frac{1'5 \text{ m} - 0'4 \text{ m}}{2} = 0'55 \text{ m} = 550 \text{ mm}$$

$$2 \times h = 2 \times 700 \text{ mm} = 1400 \text{ mm}$$

$$2 \times h > v \quad \text{LA ZAPATA ES DE TIPO RÍGIDA.}$$

### - Flexión.

Las tensiones que actúan sobre las zapatas son las que provienen de las cargas de la estructura, sin contar el peso del cimiento ni de la tierra o cargas uniformemente repartidas que actúan directamente sobre él.

El cálculo a flexión se realiza en cada dirección principal respecto a una sección de

referencia S<sub>1</sub> que está retrasada respecto al soporte.

- *Vuelo de cálculo*: En el caso de un pilar metálico con placa.

$$m = V_{\text{físico}} + \frac{L' - C}{4} = 0'55 \text{ mm} + \frac{400 \text{ mm} - 120 \text{ mm}}{4} = 620 \text{ mm}$$

Siendo L' y B' las dimensiones de la placa y c el canto del perfil metálico del soporte. De este modo el cálculo del momento se realiza como una viga en voladizo de 620 mm de largo (vuelo mecánico) y 1500 mm de ancho (lado menor de la zapata).

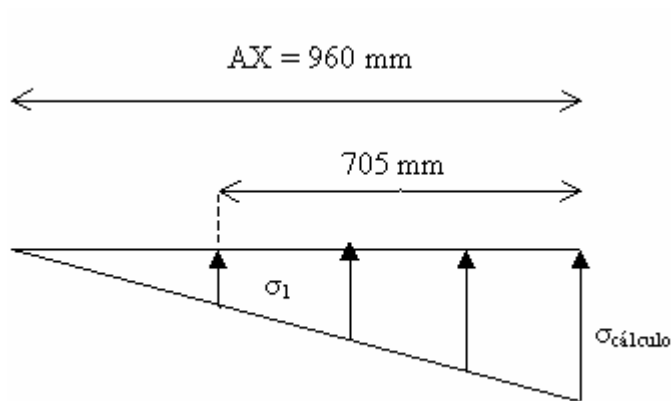
**- Obtención de la tensión de cálculo.**

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

$$\sigma_{\text{zapata}} = h \times \gamma_h + (D - h) \times \gamma_t = 0'7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + (1 \text{ m} - 0'7 \text{ m}) \times 2 = 18'1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{zapata}} = 56'8 \text{ kN/m}^2 - 18'1 \text{ kN/m}^2 = 38'7 \text{ kN/m}^2$$

Por triangulación se puede calcular el valor de la tensión a una distancia m = 620 mm.



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

$$\sigma_1 = \frac{38'7 \text{ kN/m}}{0'96 \text{ m}} (0'96 \text{ m} - 0'62 \text{ m}) = 13'7 \text{ kN/m}^2$$

**- Método de bielas y tirantes.**

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{cál} + \sigma_1}{2} \times B \times \frac{L}{2} = \frac{38'7 \text{ KN/m}^2 + 13'7 \text{ KN/m}^2}{2} \times 1'5 \text{ m} \times \frac{1'5 \text{ m}}{2} = 29'47 \text{ kN}$$

$$X_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \times \frac{2 \sigma_{cálculo} + \sigma_1}{6} \right) B}{R_{1d}} = \frac{\left( \frac{(1'5 \text{ m})^2}{4} \times \frac{2 \times 38'7 \text{ kN/m}^2 + 13'7 \text{ kN/m}^2}{6} \right) 1'2 \text{ m}}{29'47 \text{ kN}} =$$

$$X_1 = 0'43 \text{ m}$$

$$T_d = \gamma_f \frac{R_{1d}}{0'85 \times d} (X_1 - 0'25 \times a) = 1'6 \frac{29'47 \text{ kN}}{0'85 \times 0'65 \text{ m}} (0'43 \text{ m} - 0'25 \times 0'12 \text{ m})$$

$$T_d = 34'13 \text{ kN}$$

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

$$d = h - d' = 700 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 650 \text{ mm}$$

$$\text{Con esta capacidad: } A = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{34130 \text{ N}}{\frac{410}{1'15} \text{ N/mm}^2} = 95'70 \text{ mm}^2$$

**- Comprobación de cuantía.**

- Cuantía geométrica mínima:  $A > C_{gm}$

$$C_{gm} = \frac{1'5}{1000} \times B \times h = \frac{1'5}{1000} \times 1500 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} = 1575 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A_s \geq 0'04 \times A_c \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0'04 \times 1500 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} \times \frac{25/1'5}{410/1'15} = 1963'4 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto,  $A_s = 1963'4 \text{ mm}^2$

Utilizando barras de 16 mm de diámetro.

$$1963'4 \text{ mm}^2 = n \times \frac{\pi \times 16^2}{4}$$

$$n = 9'7 \quad ;; \quad 10 \phi 16$$

### - Disposiciones constructivas.

- La armadura longitudinal:

$$S = \frac{B - 2 \times 70 - n \times \phi}{(n-1)} + \phi = \frac{1500 \text{ mm} - 2 \times 70 - 10 \times 16 \text{ mm}}{(10-1)} + 16 = 149 \text{ mm}$$

$$10 \text{ cm} < S < 30 \text{ cm}$$

- Armadura transversal:

$$b' > a + 2 \times h = 400 \text{ mm} + 2 \times 700 \text{ mm} = 1800 \text{ mm.}$$

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

$$\frac{1500 \text{ mm} - 2 \times 70}{300 \text{ mm}} = 4'5 \approx 5 \text{ vanos} \quad ;; \quad 6 \phi 16 \text{ mm}$$

La separación real entre ejes será:

$$S = \frac{L - 2 \times 70 - n \times \phi}{(n-1)} + \phi = \frac{1500 \text{ mm} - 2 \times 70 - 6 \times 16 \text{ mm}}{(6-1)} + 16 = 324'8 \text{ mm} > 300$$

Se prueba con 7  $\phi$  16 mm

$$S = \frac{L - 2 \times 70 - n \times \phi}{(n-1)} + \phi = \frac{1500 \text{ mm} - 2 \times 70 - 7 \times 16 \text{ mm}}{(7-1)} + 16 = 224 \text{ mm}$$

$$10 \text{ cm} < S < 30 \text{ cm}$$

Por tanto la armadura transversal está compuesta por 7  $\phi$  16 separados 22'7 cm entre ejes.

### - Anclajes

- Armadura longitudinal.

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

$$A_{s \text{ real}} (10\phi 16) = \frac{10 \times \pi (16 \text{ mm})^2}{4} = 2010'6 \text{ mm}^2$$

$$L_b = m \times \phi^2 > \frac{f_{yk}}{20} \times \phi$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \times (1'6 \text{ cm})^2 = 30'72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \times 1'6 \text{ cm} = 32'8 \text{ cm} \end{array} \right\} l_b = 32'8 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ neta}} = 1 \times 32'8 \text{ cm} \times \frac{1963'4 \text{ mm}^2}{2010'6 \text{ mm}^2} = 32'029 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{4} = \frac{1500 \text{ mm}}{4} = 375 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 \text{ mm} = \frac{1500 \text{ mm}}{4} - 70 \text{ mm} = 305 \text{ mm}$$

$$0'7 l_{b \text{ neta}} < \frac{L}{4} - 70 < l_{b \text{ neta}}$$

Prolongación en patilla.

- Armadura transversal.

$$l_{b \text{ neta}} = 0'6 \times l_{b \text{ neta}} = 0'6 \times 32'029 \text{ cm} = 19'27 \text{ cm} > l_{b \text{ neta}}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{1500 \text{ mm}}{4} = 375 \text{ mm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 \text{ mm} = 375 \text{ mm} - 70 \text{ mm} = 305 \text{ mm} > l_{b \text{ neta}}$$

Basta con prolongación recta.

**- Comprobación a esfuerzo cortante.**

No es necesario hacer la comprobación ya que  $V < h$ .

### - Comprobación a fisuración

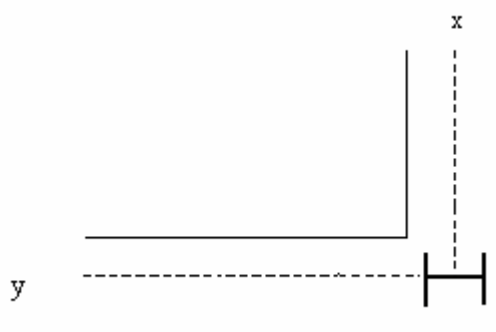
Para la comprobación a fisuración vamos a utilizar las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{34130 \text{ N}}{1963'4 \text{ mm}^2} = 10'86 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio igual a  $10'86 \text{ N/mm}^2$  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 16, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300 mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 149 mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

### 10.- Cálculo del pilar 3.



Se proyecta un perfil HEB 140.

Perfil	Peso(kg/m <sup>2</sup> )	Sección(cm <sup>2</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>x</sub> (cm)	i <sub>y</sub> (cm)
HEB-140	33'7	43	216	79	5'93	3'58

### 10.1.- Cálculo de la carga axial.

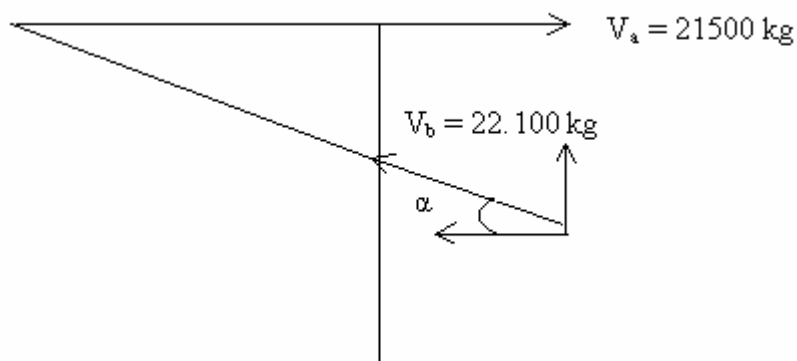
El pilar soporta la carga de la cercha más el peso propio del pilar.

#### - Acciones:

- Peso propio del pilar: 33'7 kg x 6 m = 202'20kg

- Reacción de la cercha: 5357'7 kg

La carga axial será:  $N = 202'2 \text{ kg} + 5357'7 \text{ kg} = 5559'9 \text{ kg}$



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{4} = 0'25 \quad ; ; \quad \alpha = 14'03^\circ$$

$$V_{bx} = 22100 \text{ kg} \times \cos 14'03^\circ = 21440'73 \text{ kg}$$

$$V_{by} = 22100 \text{ kg} \times \operatorname{sen} 14'03^\circ = 5357'7 \text{ kg}$$

$$P = V_a - V_{bx} = 21500 \text{ kg} - 21440'73 \text{ kg} = 59'27 \text{ kg}$$

$$M_y = P \times l = 59'27 \text{ kg} \times 6 \text{ m} = 355'62 \text{ kg} \times \text{m}$$

### 10.2.- Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar.

El momento debido al viento, se dará en la base del pilar.

$$q: \text{Carga de viento sobre el edificio} = 67 \text{ kg/m}^2$$

$$s: \text{separación entre cerchas} = 5 \text{ m}$$

$$h: \text{altura en cabeza de pilares} = 6 \text{ m}$$

$$p_1 = 2/3 q = 2/3 \times 67 \text{ kg/m}^2 = 44'66 \text{ kg/m}$$

$$p \times \frac{s}{2} = 44'66 \text{ kg/m}^2 \times \frac{8 \text{ m}}{2} = 178'4 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{1}{8} \times p \times \frac{s}{2} \times l^2 = \frac{1}{8} \times 178'4 \text{ kg/m} \times (6 \text{ m})^2 = 802'8 \text{ kg} \times \text{m}$$

### 10.3.- Esfuerzo máximo.

Se da en la base del pilar.

$$Q_{\text{máx}} = \frac{5}{8} \times p \times \frac{s}{2} \times l = \frac{5}{8} \times 356'8 \text{ kg/m} \times 6 \text{ m} = 1338 \text{ kg}$$

### 10.4.- Comprobación a flexocompresión.

- Pandeo alrededor del eje x:

Se trata de un pilar empotrado-libre.

$$L_{kx} = \beta \times l = 2 \times 600 \text{ cm} = 1200 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{1200 \text{ cm}}{5'93 \text{ cm}} = 202'36$$

$$w = 6'68$$

- Pandeo alrededor del eje y:

El pilar es empotrado-articulado.

$$L_{ky} = \beta \times l = 0'7 \times 600 \text{ cm} = 420 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{420 \text{ cm}}{3'58 \text{ cm}} = 117'3$$

$$w = 2'6$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \times w + \frac{M_x}{W_x} = \frac{5559'9 \text{ kg}}{43 \text{ cm}^2} \times 6'68 + \frac{80280 \text{ kg} \times \text{cm}}{216 \text{ cm}^3} = 1235'29 \text{ kg/cm}^2$$

$$1235'29 \text{ kg/cm}^2 < 1733 \text{ kg/cm}^2$$

### 11.- Cálculo de la placa de anclaje del pilar 3.

- Momento máximo en la base:  $M = 802'8 \text{ kg} \times \text{m} = 0'802 \text{ T} \times \text{m}$

- Carga axial en el pilar:  $N = 5559'9 \text{ kg} = 5'55 \text{ T}$

- Excentricidad:  $e = \frac{M}{N} = \frac{802'8 \text{ kg} \times \text{m}}{5559'9 \text{ kg}} = 0'14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$

Dimensiones de la placa según los datos anteriores:

$$m = a = 30 \text{ cm}$$

$$n = b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{30 \text{ cm}}{6} = 5 \text{ cm} < 14 \text{ cm} = e$$

Por lo cual es flexión compuesta

#### 11.1.- Cálculo de la tracción en la placa.

$$T = \frac{N \times f}{S}$$

$$S = \frac{7 \times a}{8} - g = \frac{7 \times 30 \text{ cm}}{8} - 3 \text{ cm} = 23'25 \text{ cm}$$

$$g = 0'1 \times a = 0'1 \times 30 \text{ cm} = 3 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \times a}{8} = 14 \text{ cm} - \frac{3 \times 30 \text{ cm}}{8} = 2'75 \text{ cm}$$

$$T = \frac{5559'9 \text{ kg} \times 2'75 \text{ cm}}{23'25 \text{ cm}} = 657'62 \text{ kg}$$

**11.2.- Cálculo de la compresión de la placa.**

$$R = \frac{N \times (S + f)}{S} = \frac{5559'9 \text{ kg} \times (23'25 \text{ cm} + 2'75 \text{ cm})}{23'25 \text{ cm}} = 6217'52 \text{ kg}$$

**11.3.- cálculo de la tensión de la placa sobre el hormigón.**

Tendrá que ser menor o igual a la admisible, para que las dimensiones adoptadas sean válidas.

$$\sigma_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \times b} = \frac{6217'52 \text{ kg}}{\frac{30 \text{ cm}}{4} \times 30 \text{ cm}} = 27'63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ch} < \sigma_{adm} \quad 27'63 \text{ kg/cm}^2 < 104'16 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ADMISIBLE}$$

**11.4.- Cálculo del momento flector que produce la tensión de la placa sobre el hormigón.**

El momento flector máximo de la placa se da en el borde del pilar y puede calcularse mediante la expresión:

$$M_c = \frac{\sigma_{ch} \times a \times b}{4} \left( \frac{3 \times a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{27'63 \text{ kg/cm}^2 \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}}{4} \left( \frac{3 \times 30 \text{ cm}}{8} - \frac{14 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$= 26421'18 \text{ kg} \times \text{cm}$$

C = canto del pilar en la dirección en que actúa el momento = 14 cm

**11.5.- Cálculo del espesor de la placa de anclaje.**

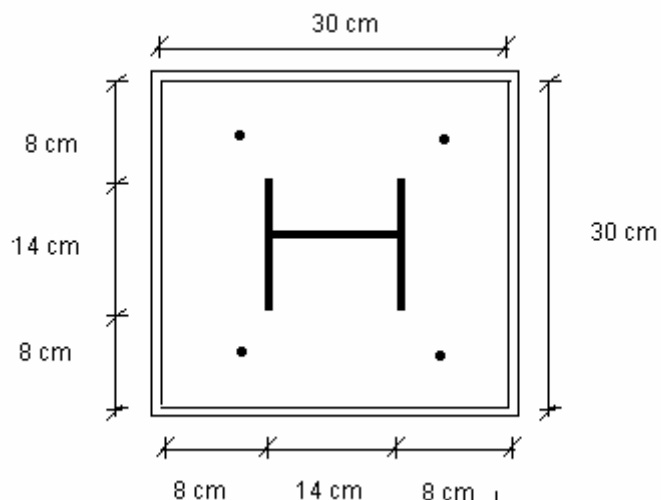
$$t = \sqrt{\frac{6 \times M}{b \times \sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \times 26421'18 \text{ kg} \times \text{cm}}{30 \text{ cm} \times 1733 \text{ kg/cm}^2}} = 1'75 \text{ cm} = 17'5 \text{ mm}$$

Al ser el espesor demasiado grande para soldar la placa al resto de los elementos, se optará por poner dos placas, con espesores:

$$t_1 = 9 \text{ mm}$$

$$t_2 = 9 \text{ mm}$$

y tendrá unas dimensiones de 32 cm x 32 cm.



### 11.6.- Compatibilidad de soldaduras.

PIEZA	ESPESOR (mm)	GARGANTA A	
		VALOR MÁXIMO	VALOR MÍNIMO
<b>Ala HEB 140</b>	12	8	4
<b>Alma HEB 140</b>	7	4'5	2'5
<b>Placa superior</b>	9	6	3'5
<b>Placa inferior</b>	9	6	3'5

La placa superior es compatible con el ala y el alma del pilar y con la placa inferior. Luego todos los espesores son válidos.

**11.7.- Diámetro y posición de los redondos de anclaje.**

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

$$\sigma_u (\text{B-400S}) = \frac{400}{1.15} = 3478.3 \text{ kp/cm}^2$$

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

$$N = \frac{T \times 4}{\pi \times \sigma_u \times \phi^2} = \frac{7638 \text{ kp} \times 4}{\pi \times 3478.3 \text{ kp/cm}^2 \times (1.6 \text{ cm})^2} = 1.092$$

Adoptamos 2 redondos para cada uno de los lados de la placa.

**11.8.- Longitud de anclaje de los pernos.**

Los redondos serán corrugados y con terminación en gancho. La longitud de anclaje  $l_b$  será:

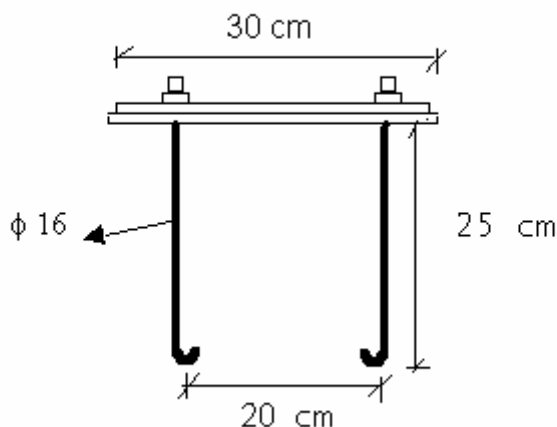
$$l_b = m_1 \times \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \times \phi$$

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

$$12 \times 1.6^2 = 30.72 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{20} \times 1.6 = 32 \text{ cm}$$

$$l_b = 32 \text{ cm}$$



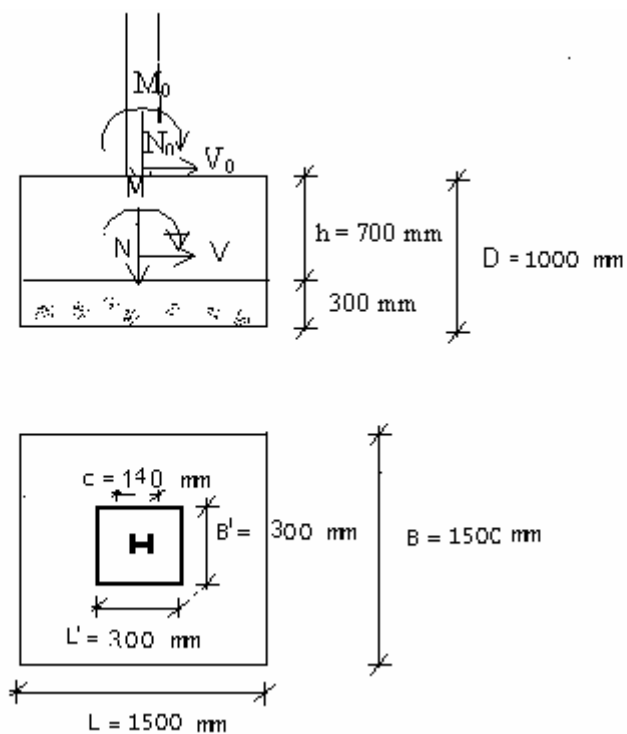
Terminación en patilla:

$0.7 \times l_b = 0.7 \times 32 = 22.4 \text{ cm}$ . Adoptamos la longitud de 25 cm.

### 12.- ZAPATA DEL PILAR 3.

#### - Dimensiones de la zapata.

La zapata se dimensiona con 1.5 m de largo, en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la nave, 1.5 m de ancho y 0.7 m de canto. Se dispondrán 300 mm de



hormigón de limpieza. Dado que el pilar es metálico, no existirá material de relleno por encima de la zapata, sino que irá a ras del suelo.

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

#### - Cargas en la base del pilar:

$$N_0 = 55'59 \text{ kN}$$

$$M_0 = 8'028 \text{ kN x m}$$

$$V_0 = 13'38 \text{ kN}$$

#### - Cargas en la base de la zapata:

$N = N_0 + \text{peso zapata} + \text{Peso terreno}$ . Como no existe terreno por encima de la zapata queda:

$$N = N_0 + B \times L \times h \times \gamma_h = 55'59 \text{ kN} + 1'5 \text{ m} \times 1'5 \text{ m} \times 0'7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 94'96 \text{ kN}$$

$$M = M_0 + V_0 \times h = 8'028 \text{ kN x m} + 13'38 \text{ kN} \times 0'7 \text{ m} = 17'39 \text{ kN x m}$$

$$V = V_0 = 13'38 \text{ kN.}$$

#### a) Seguridad a Vuelco.

$$C_{sv} = \frac{N \left( \frac{L}{2} \right)}{M} \geq 1'5$$

$$C_{sv} = \frac{94'96 \text{ kN} \left( \frac{1'5 \text{ m}}{2} \right)}{17'39 \text{ kN x m}} = 4'09 > 1'5 \quad \text{ADMISIBLE}$$

#### d) Seguridad a deslizamiento.

$$C_{sd} = \frac{N \times \text{tg } \phi}{V} \geq 1'5$$

$$C_{sd} = \frac{94'96 \text{ kN} \times \text{tg } 20^\circ}{13'38 \text{ kN}} = 2'58 > 1'5 \quad \text{ADMISIBLE}$$

$$\phi_d = 2/3 \phi = 2/3 \times 30^\circ = 20^\circ$$

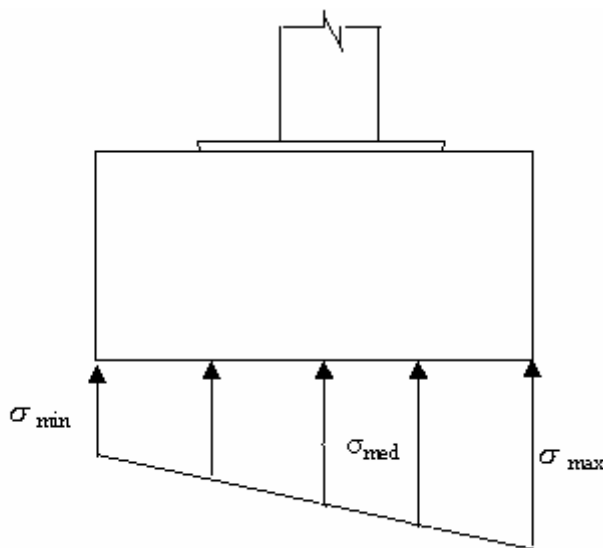
### c) Seguridad a hundimiento.

Calculamos la excentricidad para conocer el tipo de distribución de tensiones.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17'39 \text{ kN} \times \text{m}}{94'96 \text{ kN}} = 0'18 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1'5 \text{ m}}{6} = 0'25 \text{ m}$$

$$e < \frac{L}{6} \quad \text{DISTRIBUCIÓN TRAPEZIAL}$$



$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N}{L \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{94'96 \text{ kN}}{1'5 \times 1'5 \text{ m}} \left( 1 + \frac{6 \times 0'18}{1'5} \right) = 72'79 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{N}{L \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{94'96 \text{ kN}}{1'5 \times 1'5 \text{ m}} \left( 1 - \frac{6 \times 0'18}{1'5} \right) = 11'8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} \leq 1'25 \sigma_{\text{terreno}} = 1'25 \times 400 \text{ kN/m}^2 = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{med}} = \frac{\sigma_{\text{máx}} + \sigma_{\text{mín}}}{2} = \frac{72'79 \text{ kN/m}^2 + 11'8 \text{ kN/m}^2}{2} = 42'3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{med}} \leq \sigma_{\text{adm terreno}}$$

## 12.2.- Cálculo de la zapata como elemento estructural.

### - Clasificación de la zapata según EHE.

- *Vuelo físico.*

$$V = \frac{L - L'}{2} = \frac{1'5 \text{ m} - 0'3 \text{ m}}{2} = 0'6 \text{ m} = 600 \text{ mm}$$

$$2 \times h = 2 \times 700 \text{ mm} = 1400 \text{ mm}$$

$$2 \times h > V \quad \text{LA ZAPATA ES DE TIPO RÍGIDA.}$$

### - Flexión.

Las tensiones que actúan sobre las zapatas son las que provienen de las cargas de la estructura, sin contar el peso del cemento ni de la tierra o cargas uniformemente repartidas que actúan directamente sobre él.

El cálculo a flexión se realiza en cada dirección principal respecto a una sección de referencia  $S_1$  que está retrasada respecto al soporte.

- *Vuelo de cálculo:* En el caso de un pilar metálico con placa.

$$m = V_{\text{físico}} + \frac{L' - C}{4} = 600 \text{ mm} + \frac{300 \text{ mm} - 140 \text{ mm}}{4} = 640 \text{ mm}$$

Siendo  $L'$  y  $B'$  las dimensiones de la placa y  $c$  el canto del perfil metálico del soporte. De este modo el cálculo del momento se realiza como una viga en voladizo de 640 mm de largo (vuelo mecánico) y 1500 mm de ancho (lado menor de la zapata).

**- Obtención de la tensión de cálculo.**

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

$$\sigma_{zapata} = h \times \gamma_h + (D - h) \times \gamma_t = 0'7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + (1 \text{ m} - 0'7 \text{ m}) \times 2 = 18'1 \text{ kN/m}^2$$

**- Tensión de la zapata.**

$$\sigma' = \frac{\sigma_{\text{máxima}} - \sigma_{\text{min}}}{L} (L - m) = \frac{72'79 \text{ kN/m}^2 - 11'8 \text{ kN/m}^2}{1'5 \text{ m}} (1'5 \text{ m} - 0'64 \text{ m})$$

$$\sigma' = 34'96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{\text{min}} - \sigma_{zapata} = 34'96 \text{ kN/m}^2 + 11'8 - 18'1 = 28'66 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} - \sigma_{zapata} = 72'79 \text{ kN/m}^2 - 18'1 \text{ kN/m}^2 = 54'69 \text{ kN/m}^2$$

**- Método de bielas y tirantes.**

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{\text{cál}} + \sigma_1}{2} \times B \times \frac{L}{2} = \frac{54'69 \text{ kN/m}^2 + 28'66 \text{ kN/m}^2}{2} \times 1'5 \text{ m} \times \frac{1'5 \text{ m}}{2}$$

$$R_{1d} = 46'88 \text{ kN}$$

$$X_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \times \frac{2 \sigma_{\text{cálculo}} + \sigma_1}{6} \right) B}{R_{1d}} = \frac{\left( \frac{(1'5 \text{ m})^2}{4} \times \frac{2 \times 54'69 \text{ kN/m}^2 + 28'66 \text{ kN/m}^2}{6} \right) 1'5 \text{ m}}{46'88 \text{ kN}}$$

$$X_1 = 0'41 \text{ m}$$

$$T_d = \gamma_f \frac{R_{1d}}{0'85 \times d} (X_1 - 0'25 \times a) = 1'6 \frac{46'88 \text{ kN}}{0'85 \times 0'65 \text{ m}} (0'41 \text{ m} - 0'25 \times 0'14 \text{ m})$$

$$T_d = 50'91 \text{ kN}$$

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

$$d = h - d' = 700 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 650 \text{ mm}$$

$$\text{Con esta capacidad: } A = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{50910 \text{ N}}{\frac{410}{1'5} \text{ N/mm}^2} = 142'79 \text{ mm}^2$$

**- Comprobación de cuantía.**

- Cuantía geométrica mínima:  $A > C_{gm}$

$$C_{gm} = \frac{1'5}{1000} \times B \times h = \frac{1'5}{1000} \times 1500 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} = 1575 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A_s \geq 0'04 \times A_c \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0'04 \times 1500 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} \times \frac{25/1'5}{410/1'15} = 1963'4 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto,  $A_s = 1963'4 \text{ mm}^2$

Utilizando barras de 16 mm de diámetro.

$$1963'4 \text{ mm}^2 = n \times \frac{\pi \times 16^2}{4}$$

$$n = 9'7 \quad ;; \quad 10 \phi 16$$

**- Disposiciones constructivas.**

- La armadura longitudinal:

$$S = \frac{B - 2 \times 70 - n \times \phi}{(n - 1)} + \phi = \frac{1500 \text{ mm} - 2 \times 70 - 10 \times 16 \text{ mm}}{(10 - 1)} + 16 = 149 \text{ mm}$$

$$10 \text{ cm} < S < 30 \text{ cm}$$

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 10  $\phi$  16 separados 14'9 cm entre ejes.

- Armadura trasversal:

$$b' > a + 2 \times h = 300 \text{ mm} + 2 \times 700 \text{ mm} = 1700 \text{ mm.}$$

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

$$\frac{1500 \text{ mm} - 2 \times 70}{300 \text{ mm}} = 4'5 \approx 5 \text{ vanos} \quad ;; \quad 6 \phi 16 \text{ mm}$$

La separación real entre ejes será:

$$S = \frac{L - 2 \times 70 - n \times \phi}{(n-1)} + \phi = \frac{1500 \text{ mm} - 2 \times 70 - 6 \times 16 \text{ mm}}{(6-1)} + 16 = 324,8 \text{ mm} > 300$$

Se prueba con 7  $\phi$  16 mm

$$S = \frac{L - 2 \times 70 - n \times \phi}{(n-1)} + \phi = \frac{1500 \text{ mm} - 2 \times 70 - 7 \times 16 \text{ mm}}{(7-1)} + 16 = 224 \text{ mm}$$

$$10 \text{ cm} < S < 30 \text{ cm}$$

Por tanto la armadura transversal está compuesta por 7  $\phi$  16 separados 22,7 cm entre ejes.

### - Anclajes

- Armadura longitudinal.

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

$$A_{s \text{ real}} (10 \phi 16) = \frac{10 \times \pi (16 \text{ mm})^2}{4} = 2010,61 \text{ mm}^2$$

$$L_b = m \times \phi^2 > \frac{f_{yk}}{20} \times \phi$$

En posición I:

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

$$l_{b \text{ neta}} = 1 \times 32,8 \text{ cm} \times \frac{1963,4 \text{ mm}^2}{2010,61 \text{ mm}^2} = 32,02 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{4} = \frac{1500 \text{ mm}}{4} = 375 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 \text{ mm} = 375 \text{ mm} - 70 \text{ mm} = 305 \text{ mm} < l_{b \text{ neta}}$$

$$l_{b \text{ neta}} \times 0,7 = 22,41 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ neta}} > \frac{L}{4} - 70 > l_{b \text{ neta}} \times 0,7 \text{ Terminación en patilla.}$$

- Armadura transversal.

$$l_{b \text{ neta tr}} = 0'6 \times l_{b \text{ neta}} = 0'6 \times 32'02 \text{ cm} = 19'21 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{1500 \text{ mm}}{4} = 375 \text{ mm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 \text{ mm} = 370 \text{ mm} - 70 \text{ mm} = 305 \text{ mm} > l_{b \text{ neta}}$$

Basta con prolongación recta.

### - Comprobación a esfuerzo cortante.

Como  $v < h$ , no es necesario realizar la comprobación a cortante.

### - Comprobación a fisuración

Para la comprobación a fisuración vamos a utilizar las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{50910 \text{ N}}{1963'4 \text{ mm}^2} = 16'2 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio igual a  $16'2 \text{ N/mm}^2$  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 16, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300 mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 149 mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.