

# INGENIERIA DE LAS EDIFICACIONES

## NAVE LAZARETO

### 1.- PARAMETROS FUNDAMENTALES

La nave lazareto se proyecta a un agua.

Las dimensiones de la nave son:

- Luz de la nave: 3 m
- Longitud: 15 m
- Altura de pilares: 2 y 2,5 m
- Pendiente de la cubierta: 16,6 %
- Cubierta de acero galvanizado.

Para el comienzo del cálculo de la estructura metálica debemos tener en cuenta las acciones que se producen en la nave.

Las acciones se clasifican como sigue:

1. Acciones gravitatorias: Son debidas al peso propio de los elementos constructivos y de la nieve de la cubierta, estas acciones se dividen a su vez en:

- Concargas: Magnitud y posición constante en el tiempo excepto en el caso de reforma esta acción se divide en:
  - Peso propio: carga debida al peso del elemento resistente que en nuestro caso son pórticos.
  - Cargas permanentes: debido al peso de los elementos de construcción que conforman la nave.
- Sobrecargas: es la carga cuya magnitud o posición puede ser variable a lo largo del tiempo y puede ser de 2 tipos:
  - De uso: debido al peso de objetos que graviten sobre la estructura incluso durante la ejecución de la obra.
  - De nieve: debido al peso de la nieve sobre la superficie de la cubierta.  
La Norma NBE-AE 88 nos proporciona el valor de dicha sobrecarga sobre la superficie horizontal, que varia según la altitud a la que nos encontremos y el ángulo de la cubierta. En nuestro caso, para una altitud de 506 m.

Altitud 401 – 600 m → 60 kg/m<sup>2</sup>

Para una cubierta cuya inclinación con respecto a la horizontal es del 20%.

$$\operatorname{Tg} \acute{\alpha} = \left( \frac{0,5}{3} \right) = 0,16 \quad \acute{\alpha} = 9,46^\circ < 60^\circ$$

La sobrecarga característica de nieve por  $m^2$  en proyección horizontal que deberá tomarse es:

$$60 \cdot \operatorname{Cos} 9,46 = 59,18 \text{Kg} / m^2$$

2. Acción del viento: Son las producidas por las presiones y succiones que el viento origina sobre la cubierta y sobre los pilares. Se han establecido estas acciones según la Norma NTE-ECV en función de la situación, de la coronación y de la velocidad del viento, así como de la esbeltez del edificio proyectado.

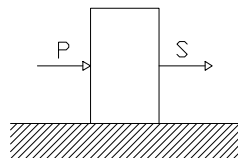
- Carga total del viento sobre el edificio:

Puesto que la altura de los pilares que componen la estructura es distinta, y la carga del viento depende de esta altura, tenemos distintas cargas del viento sobre el edificio.

Toledo se encuentra en la zona eólica X, situación topográfica normal:

La carga del viento en función de la altura de pilares es:

ALTURA	q (kg/m <sup>2</sup> )	BARLOVENTO (kg/m <sup>2</sup> )	SOTAVENTO (kg/m <sup>2</sup> )
3	60	40	20

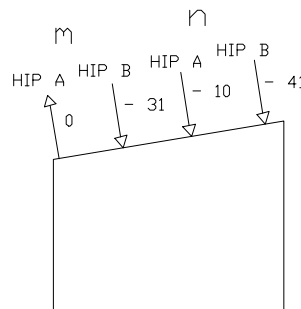


$$P = \frac{2}{3} q = \frac{2}{3} \cdot 60 = 40$$

$$S = \frac{1}{3} q = \frac{1}{3} \cdot 60 = 20$$

- Carga del viento sobre la cubierta:

Consideramos zona eólica X; altura de la nave hasta la cubierta 2,5 m y porcentaje de huecos inferior al 33%, se pueden establecer las siguientes hipótesis de viento:



Hipótesis A:

- Faldón a barlovento:  $m = 0 \text{ kg/m}^2$
- Faldón a sotavento:  $n = -10 \text{ kg/m}^2$

Hipótesis B:

- Faldón a barlovento:  $m = -31 \text{ kg/m}^2$
- Faldón a sotavento:  $n = -41 \text{ kg/m}^2$

Cojo la Hipótesis A.  $0 \text{ kg/m}^2$

3. Coeficiente de ponderación: Los coeficientes de mayoración que se aplican al cálculo de la estructura metálica son valores que se obtienen de la Norma NBE-EA 95.

En el caso de la nave que vamos a proyectar nos encontramos en el caso de acciones constantes y combinadas de 2 acciones independientes cuyos coeficientes son los siguientes:

- Coeficiente de mayoración de acciones constantes desfavorables: 1,33
- Coeficiente de mayoración para nieve desfavorable: 1,5
- Coeficiente de mayoración para viento desfavorable: 1,5

Todos estos coeficientes están comprendidos entre 1,33 – 1,5 y para simplificar los cálculos en vez de mayorar las cargas, optamos por minorar el límite elástico del acero dividiendo entre 1,5 (el más desfavorable entre 1,33 y 1,5), para quedarnos del lado de la seguridad.

Por tanto los valores de tensiones los vamos a comparar con  $1733 \text{ kg/cm}^2$ , que resulta de dividir  $2600 \text{ kg/cm}^2$  (límite elástico del acero A-42b) entre 1,5.

$$\frac{2600}{1,5} = 1733 \text{ Kg / cm}^2$$

Para la cimentación de las zapatas y teniendo en cuenta que el hormigón es procedente de planta y el control de ejecución normal consideraremos los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de minoración del hormigón:  $\tilde{\alpha}_c = 1,5$
- Coeficiente de mayoración de cargas:  $\tilde{\alpha}_c = 1,6$
- Coeficiente de minoración del acero:  $\tilde{\alpha}_c = 1,15$

Terminada la fijación de los valores de las acciones, hipótesis y establecimiento de coeficientes comenzamos el cálculo de los diferentes elementos que constituyen la nave.

## **2.- CALCULO DE LAS CORREAS**

Las correas las vamos a dimensionar con un perfil Z y van a ir montadas cada 2 vanos. La separación máxima entre correas es de 1,5 (al ser acero galvanizado).

Vamos a tener en cuenta las siguientes consideraciones geométricas:

$$\operatorname{tg} a = \frac{0,5}{3} = 0,16$$

$$a = \operatorname{arctg} 0,16 \longrightarrow a = 9,46^\circ$$

$$\operatorname{tg} a = \frac{H}{Luz} \quad H = \operatorname{tg} 9,46^\circ \cdot 3 = 0,5 \text{ m}$$

$$F = \text{Faldón de la cubierta}; \quad F = \frac{Luz}{\operatorname{Cos} a} = \frac{3}{\operatorname{Cos} 9,46^\circ} = 3,041 \text{ m}$$

Se divide la longitud del faldón entre la separación máxima de las correas para determinar el número de vanos, del cual cogemos el inmediatamente superior en valor entero.

$$N^\circ \text{ vanos} = \frac{3,041}{1,5} = 2,03 \longrightarrow 3 \text{ vanos}$$

$$\text{Separación entre correas} = \frac{3,041}{3 \text{ vanos}} = 1,01 \text{ m}$$

Por tanto la separación quedara como sigue:

- 4 correas separadas 1,01 m

Vamos a calcular las sollicitaciones que tienen las correas, para ello antes vamos a predimensionar el perfil de la correa que será:

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm <sup>2</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )
Z-145x2	3,96	5,05	21,07	4,32

Cargas permanentes:

- Peso propio de la correa 3,96 kg/m
- Peso de la cubierta: Espesor 0,6 mm En el peso de la cubierta consideramos:  
Tornillos, material de sujeción, solapes, etc.  $\rightarrow 15 \text{ kg/m}^2$   
 $15 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1,01 \text{ m} = 15,15 \text{ Kg/m}$

Cargas variables:

- Peso de la nieve:  $59,18 \cdot (1,01 \cdot \operatorname{Cos} 9,46^\circ) = 58,96 \text{ Kg/m}$
- Viento: 0 kg/m

El peso total tiene 2 componentes P<sub>x</sub> y P<sub>y</sub>, a ésta última hay que añadirle el valor de la carga del viento.

$$P_x = (3,96 + 15,15 + 58,96) \cdot \operatorname{Sen} 9,46^\circ = 12,83 \text{ Kg/m}$$

$$P_y = (3,96 + 15,15 + 58,96) \cdot \operatorname{Cos} 9,46^\circ = 77 \text{ Kg/m}$$

Las correas van montadas como vigas continuas cada dos vanos, por tanto los momentos producidos serán:

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot P_y \cdot L^2 \qquad M_y = \frac{1}{8} \cdot P_x \cdot L^2$$

En el eje Y coloco tirantillas en el plano medio de la cubierta por tanto se reduce a  $\frac{L}{2}$ .

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot 77 \cdot 5^2 = 240,63 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \frac{1}{8} \cdot 12,83 \cdot \left(\frac{5}{2}\right)^2 = 10,02 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

- Comprobación a resistencia.

$$s = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} < s_{adm} = 1733 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$s = \frac{24063}{21,07} + \frac{1002}{4,32} = 1373,99 \text{ Kg} / \text{cm}^2 < 1733 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

ADMISIBLE

- Comprobación a flecha.

Según la norma EA – 95 la flecha máxima admisible para este tipo de vigas, siendo l la longitud del vano:

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}$$

Nuestra flecha será:

$$f_{(mm)} = 0,415 \cdot \frac{13,74 \cdot 5^2}{14,5} = 9,83 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{ADMISIBLE.}$$

### **3.- CALCULO DEL PORTICO**

#### **Cálculo de la jácena inclinada:**

Se proyecta un IPE – 100.

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm <sup>2</sup> )	Wx (cm <sup>3</sup> )	Wy (cm <sup>3</sup> )	ix (cm)	iy (cm)
IPE - 100	8,10	10,3	34,2	5,79	4,07	1,24

**ACCIONES:**

Peso propio de la viga	8,10 kg/m	
Peso de la cubierta	15 kg/m <sup>2</sup>	
Sobrecarga de nieve	59,18 kg/m <sup>2</sup>	
Sobre carga de viento	0 kg/m <sup>2</sup>	
Peso de la correa	3,96 kg/m <sup>2</sup>	→ $3,96 \cdot \frac{1}{1,01} = 3,92 \text{ Kg/m}^2$

El cálculo de la carga uniforme por metro lineal de viga debe realizarse teniendo en cuenta que sobre la jácena repercuten la mitad de la cubierta existente entre esta y la jácena adyacente, separadas 5 m.

- Comprobación a flexión:

$$q = (15 + 59,18 + 3,92) \cdot 5 \cdot \text{Cos}9,46 + 8,10 = 393,28 \text{ Kg/m}$$

La jácena esta montada en un vano, tendrá una longitud de 3,041 m.

$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 393,28 \cdot (3,041)^2 = 454,62 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$s = \frac{M}{W} = \frac{45462}{34,2} = 1329,3 \text{ Kg/cm}^2 < 1733 \text{ Kg/cm}^2$$

- Comprobación a flecha:

Según la norma EA – 95 la flecha máxima admisible para este tipo de vigas, siendo l la longitud del vano:

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{3041}{250} = 12,164 \text{ mm}$$

Nuestra flecha será:

$$f_{(mm)} = 0,415 \cdot \frac{13,293 \cdot (3,041)^2}{10} = 5,10 \text{ mm} < 12,164 \text{ mm} \implies \text{ADMISIBLE.}$$

**Cálculo del pilar 1:**

Se proyecta con perfil HEB – 100.

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm <sup>2</sup> )	Wx (cm <sup>3</sup> )	Wy (cm <sup>3</sup> )	ix (cm)	iy (cm)
HEB - 100	20,4	26,0	90	33	5,16	2,53

- Peso propio del pilar  $20,4 \cdot 2,5 = 51Kg$
- Reacción Jácena  $q \cdot \frac{l}{2} = 393,28 \cdot \frac{3,041}{2} = 597,98Kg$
- Peso de la viga de atado IPN-80  $5,95Kg / m \cdot 5m = 29,75Kg$
- Reacción axial carga total:  $678,73 kg$

- Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar:

El pilar es empotrado – articulado en los dos ejes:

$$M_{max} = \left( \frac{13}{48} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} \right) \cdot h$$

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

$$c = (0 - (-10)) \cdot 5 \cdot 0,5 \cdot \text{sen } 9,46 = 4,10Kg$$

$$M_{max} = \left( \frac{13}{48} \cdot 60 \cdot 5 \cdot 2,5 + \frac{4,10}{2} \right) \cdot 2,5 = 512,94Kg \cdot m$$

- Cálculo del esfuerzo cortante en la base del pilar:

$$Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} - \frac{1}{16} \cdot q \cdot s \cdot h$$

$$Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot 60 \cdot 5 \cdot 2,5 + \frac{4,10}{2} - \frac{1}{16} \cdot 60 \cdot 5 \cdot 2,5 = 455,17Kg$$

- Comprobación a flexocompresión del pilar:

El pilar es empotrado – articulado en los dos ejes por tanto  $b = 0,7$ .

Pandeo alrededor del eje x:

- Longitud  $L_g = 250 \text{ cm}$

- Longitud de pandeo  $L_{KX} = b \cdot L_g = 0,7 \cdot 250 = 175cm$

- Esbeltez  $I_x = \frac{L_{KX}}{i_x} = \frac{175}{4,16} = 42,06 \longrightarrow 43 \iff w = 1,09$

Pandeo alrededor del eje y:

- Longitud  $L_g = 250 \text{ cm}$

- Longitud de pandeo  $L_{KY} = b \cdot L_g = 0,7 \cdot 250 = 175cm$

- Esbeltez  $I_y = \frac{L_{KY}}{i_y} = \frac{175}{2,53} = 69,17 \longrightarrow 70 \iff \underline{w = 1,34}$

$$s = \frac{N \cdot w}{A} + \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{678,73 \cdot 1,34}{26} + \frac{51293}{90} = 604,90 \text{ Kg} / \text{cm}^2 < 1733 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

ADMISIBLE

Por tanto adoptamos para el pilar: HEB – 100

**Cálculo de la placa de anclaje (pilar 1):**

Para el comienzo del cálculo de la placa de anclaje partimos de los siguientes datos:

- Carga axial del pilar: HEB – 100

N = Reacción + Peso propio del pilar.

$$N = 678,73 \text{ kg}$$

- Momento flector máximo en la base del pilar:

$$M = 512,94 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Excentricidad de cálculo:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{512,94}{678,73} = 0,75 \text{ m} = 75 \text{ cm}$$

- Predimensionamiento de la basa:

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

$$b = 20 \text{ cm}$$

Para ver el tipo de flexión, tenemos que comprobar:

$$\frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} < e = 75 \text{ cm}$$

$$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 30}{8} = 11,25 \text{ cm} < e = 75 \text{ cm}$$

Se cumple que  $\frac{a}{6} < e > \frac{3 \cdot a}{8}$   $\Rightarrow$  Placa a Flexión Compuesta.

- Cálculo de los parámetros fundamentales:

Denominamos : g = distancia desde el borde de la placa al perno de anclaje y debe estar comprendida entre  $0,15 a > g > 0,1 a$ 

$$4,5 > g > 3$$

Adoptamos g = 4 cm

$$s = \frac{3}{4}a + \frac{a}{8} - g = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 30}{8} - 4 = 22,25 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 75 - \frac{3 \cdot 30}{8} = 63,75 \text{ cm}$$

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{678,73 \cdot 63,75}{22,25} = 1944,67 \text{ Kg}$$

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{678,73 \cdot (22,25 + 63,75)}{22,25} = 2623,4 \text{ Kg}$$

- Tensión admisible del hormigón de la zapata:

Nuestra zapata es de hormigón armado con resistencia característica  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$  ya que según la EHE no se admiten para hormigones armados de resistencias inferiores a  $25 \text{ N/mm}^2$ .

$$s_{adm} = \frac{f_{ck}}{g_c \cdot g_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,2 \text{ Kg/cm}^2$$

- Tensión a la que se somete el hormigón:

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{2623,4}{\frac{30}{4} \cdot 20} = 17,49 \text{ Kg/cm}^2 < s_{admH} = 104,2 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo del momento flector:

El momento flector máximo al que se somete la placa en el borde del pilar viene dado por la expresión:

$$M = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \left( \frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{17,49 \cdot 30 \cdot 20}{4} \left( \frac{3 \cdot 30}{8} - \frac{10}{2} \right) = 16396,29 \text{ Kgcm}$$

donde  $c$  es el canto del pilar en la dirección que actúa el momento.

- Cálculo del espesor de placa "t".

El espesor de placa se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 16396,29}{20 \cdot 1733}} = 1,68 \text{ cm} \longrightarrow \text{Adoptamos una placa de 18 mm.}$$

El espesor es excesivo, siendo imposible de soldar con el resto de los elementos. Por ello, habrá que buscar otras soluciones, como por ejemplo desdoblarse la placa y colocar cartelas.

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{s_{adm}}} \quad \text{donde } M \text{ es el mayor de los siguientes momentos:}$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot l^2}{2} = \frac{17,49 \cdot (5)^2}{2} = 218,62 \text{Kgcm}$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot b}{8} (b - 4 \cdot l) = \frac{17,49 \cdot 20}{8} (20 - 4 \cdot 5) = 0 \text{Kgcm}$$

$$\text{siendo} \quad l = \frac{b - c}{2} = \frac{20 - 10}{2} = 5 \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 218,62}{1733}} = 0,87 \text{cm} \longrightarrow \underline{9 \text{ mm}}$$

- Espesor de las cartelas:

$$e > \frac{a}{6} \quad \text{debemos comprobar que:}$$

$$\frac{a}{4} > \frac{a - c}{2} \quad \frac{30}{4} > \frac{30 - 10}{2} \quad 7,5 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Por tanto utilizamos las siguientes expresiones:

$$R = \frac{s_{ch} \cdot b \cdot a}{8} = \frac{17,49 \cdot 20 \cdot 30}{8} = 1311,75 \text{Kg}$$

El espesor de la cartela es:

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot s_{adm}} = \frac{2 \cdot 1311,75}{(30 - 10) \cdot 1733} = 0,075 \text{cm}$$

Como espesores tan pequeños no existen comercialmente y en el caso de que existiesen, no sería compatible por soldadura con placa y perfil, adoptamos una cartela con un espesor de  $e_1 = 6 \text{ mm}$

- Compatibilidad a Soldadura:

PIEZA	ESPESOR (mm)	GARGANTA A	
		Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)
ALA HEB 100	10	7	4
ALMA HEB 100	6	4	2,5
PLACA	9	6	3,5
CARTELA	6	4	2,5

Se comprueba que todas las piezas son soldables.

- Diámetro y posición de los redondos de anclaje.

Se van a utilizar barras corrugadas de acero B 400S de  $f_yk = 4100 \text{ kg/cm}^2$ :

$$s_{adm} = \frac{f_yk}{g_s} = \frac{4100}{1,15}$$

$T = 1944,67 \text{ kg}$  debe ser vencida por los pernos de anclaje por tanto:

$$T \leq n \frac{p f^2}{4} s_{adm} \implies 1944,67 \leq 2 \frac{p f^2}{4} \cdot \frac{4100}{1,15} \quad \text{despejando } \emptyset$$

$$f = \sqrt{\frac{2 \cdot 1944,67 \cdot 1,15}{p} \cdot \frac{4100}{4100}} = 0,58 \text{ cm}$$

Ahora vemos si cumple la cuantía geométrica mínima. En el tema de placas se establece que la cuantía geométrica mínima es del  $2\%$  en cada una de las armaduras, longitudinal y transversal.

$$Ap = 2\% \cdot a \cdot b = 2\% \cdot 30 \cdot 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Con  $2 \emptyset 10 \text{ mm}$  se cubre una superficie de  $1,57 \text{ cm}^2$ .  $\longrightarrow$  Cumple.

La placa llevara por tanto  $4 \emptyset 10 \text{ mm}$  con lo que se consigue además cumplir la norma de que la separación entre ejes de redondos no debe ser superior a  $30 \text{ cm}$ .

La separación entre redondos será:

$$s = \frac{a - 2 \cdot g}{2} = \frac{30 - 2 \cdot 4}{2} = 11 \text{ cm}$$

$$s' = \frac{b - 2 \cdot g}{2} = \frac{20 - 2 \cdot 4}{2} = 6 \text{ cm}$$

- Cálculo de la longitud de anclaje de los redondos:

Los redondos de anclaje se proyectan con terminación en patilla; Para que las barras estén en Posición I se debe cumplir:

$$Lb = m \cdot f^2 < \frac{f_yk}{20} f$$

Donde  $m = 12$  para hormigón de resistencia característica  $250 \text{ kg/cm}^2$  y para un acero B 400S, de resistencia característica  $410 \text{ N/mm}^2$ .

$$Lb = 12 \cdot 1,0^2 = 12 \text{ cm} < \frac{410}{20} \cdot 1,0 = \underline{\underline{20,5 \text{ cm}}}$$

Por tanto como  $L_b = 20,5 \text{ cm}$

$$L_{b \text{ neta}} = L_b \cdot b \cdot \frac{A_s}{A_s \text{ real}} = 20,5 \cdot 0,7 \cdot \frac{1,2}{1,57} = \underline{10,96 \text{ cm}}$$

$L_b$  neta debe de cumplir:

$$\geq 10 f = 10 \cdot 1,0 = 10 \text{ cm}$$

$$\geq 15 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{2}{3} \cdot L_b = \frac{2}{3} \cdot 20,5 = 13,67 \text{ cm} \longrightarrow$$

Para facilitar el montaje adoptaremos una longitud de redondos de 50 cm.

### Cálculo de la zapata (pilar 1):

- Cargas en la base del pilar:

- Placa de anclaje 30 x 20 cm con un perfil HEB – 100
- $N_o = 678,73 \text{ kg}$
- $M_o = 512,94 \text{ kg m}$
- $V_o = 455,17 \text{ kg}$

- Dimensión de la zapata:

- Se prevé una zapata de 1,0 m de largo, en el eje transversal de la nave, 1,0 m de ancho, en el eje longitudinal de la nave y 0,8 m de canto o profundidad con 10 cm de hormigonado de limpieza.

$$L = 1,00 \text{ m} \quad B = 1,00 \text{ m} \quad H = 0,80 \text{ m} \quad e_f = 0$$

- Cargas en la base de la Zapata:

- $N = N_o + B \cdot L \cdot h \cdot g_h = 678,73 + 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 2500 = \underline{2678,73 \text{ Kg}}$
- $N = 26,78 \text{ KN}$
- $M = M_o + V_o \cdot h = 512,94 + 455,17 \cdot 0,8 = \underline{877,07 \text{ Kg} \cdot \text{m}}$
- $M = 8,77 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- $V = V_o = 455,17 \text{ Kg} = \underline{4,55 \text{ KN}}$

- Comprobaciones a realizar:

1. Comprobación de estabilidad:

- 1.1. Seguridad a vuelco:

$$C_{sv} = \frac{N \cdot \left( \frac{L}{2} + e_f \right)}{M} \geq 1,5$$

$$C_{sv} = \frac{26,78 \cdot \left(\frac{1}{2} + 0\right)}{8,77} = 1,52 > 1,5 \implies \text{VALIDO}$$

### 1.2. Comprobación a deslizamiento:

En nuestro caso no es necesario puesto que las zapatas irán arriostradas mediante un zuncho de atado.

### 1.3. Comprobación a hundimiento:

Debemos calcular la excentricidad para conocer el tipo de distribución de tensiones que tenemos:

$$e_m = \frac{M}{N} = \frac{8,77}{26,78} = 0,32m$$

$$e = e_m - e_f \quad e = e_m = 0,32m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1}{6} = 0,16m$$

Por tanto  $e > \frac{L}{6}$   $0,32 \text{ m} > 0,16 \text{ m}$  y la distribución de cargas

en el terreno corresponde a una distribución triangular de tensiones, con una zona comprimida y otra traccionada.

Como no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno, se acepta que se produce una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos.

La tensión máxima resultante es:

$$s_{max} = \frac{4N}{3(l - 2e) \cdot B} = \frac{4 \cdot 26,78}{3(1 - 2 \cdot 0,32) \cdot 1} = 99,18 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Comprobamos que:  $s_{max} \leq 1,25 \cdot s_{adm}$

$$99,18 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 1,25 \cdot 200 \text{ KN} / \text{m}^2 = 250 \text{ KN} / \text{m}^2 \implies \text{ADMISIBLE}$$

## 2. Cálculo estructural de la zapata.

### 2.1. Determinación del tipo de zapata:

El vuelo físico de la zapata (distancia desde el borde de la placa hasta el final de la zapata) es:

$$V = \frac{L - a}{2} + e_f = \frac{1 - 0,3}{2} + 0 = 0,35m$$

Calcular el intervalo en el que se encuentra comprimida el vuelo:

$$2 \cdot h = 2 \cdot 0,8 = 1,6m$$

$$\begin{array}{l} V < 2h \\ 0,35 \text{ m} < 1,6 \text{ m} \end{array} \quad \text{por tanto según la instrucción EHE se trata de una} \\ \text{ZAPATA RIGIDA.}$$

Al tratarse de una zapata rígida hay que realizar la comprobación a flexión en una sección  $S_1$ .

## 2.2. Cálculo a Flexión:

- Vuelo de cálculo:

$$m = V + \frac{L'-c}{4} = 350 + \frac{300-100}{4} = 400mm$$

$$\begin{array}{l} \frac{s_{max}}{AX} = \frac{s_m}{AX - m} \\ s_m = \frac{AX - m}{AX} s_{max} \end{array} \quad \begin{array}{l} \overline{AX} = \frac{3 \cdot L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 1}{2} - 3 \cdot 0,32 = \underline{0,54m} \\ s_m = \frac{0,54 - 0,4}{0,54} \cdot 99,18 = \underline{25,71KN / m^2} \end{array}$$

- Obtención de las tensiones de cálculo:

$$s_{Zapata} = h \cdot g_h = 0,8 \cdot 25 = 20KN / m^2$$

$$s_{Calculo} = s_{max} - s_{Zapata} = 99,18 - 20 = 79,18KN / m^2$$

$$s_1 = s_{med} - s_{Zapata} = 25,71 - 20 = 5,71KN / m^2$$

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

$$\begin{array}{l} R1d = \frac{s_c + s_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{79,18 + 5,71}{2} \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} = 21,22KN \\ X_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot s_c + s_1}{6} \right) \cdot B}{R1d} = \frac{\left( \frac{1^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 79,18 + 5,71}{6} \right) \cdot 1}{21,22} = \underline{0,32m} \end{array}$$

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

$$d = h - d' = 800 - 50 = 750mm$$

$a = 100 \text{ mm}$  (anchura del pilar)

$$Td = g_f \cdot \frac{R1d}{0,85 \cdot d} (X_1 - 0,25 \cdot a)$$

$$Td = 1,6 \cdot \frac{21,22}{0,85 \cdot 750} (320 - 0,25 \cdot 100) = \underline{15,71KN}$$

Con esta capacidad:

$$A = \frac{15,71}{\frac{41}{1,15}} = 0,44 \longrightarrow \underline{45mm^2}$$

- Cuantía geométrica mínima:

$$As \geq 2 \text{‰} \cdot b \cdot d \qquad As \geq 2 \text{‰} \cdot 1000 \cdot 750 = 1500mm^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$As \geq 0,04 \cdot b \cdot d \cdot \frac{fcd}{fyd} \qquad As \geq 0,04 \cdot 1000 \cdot 750 \cdot \frac{\frac{25}{1,15}}{\frac{410}{1,15}} = 1402,44mm^2$$

$$\text{Por tanto} \quad As \geq 1500mm^2 \longrightarrow \underline{15cm^2}$$

Utilizamos barras de diámetro 20mm.

$$1500 = n \frac{p \cdot 20^2}{4} \qquad n = \frac{1500 \cdot 4}{20^2 \cdot p} = 4,77 \longrightarrow 5$$

5 Ø 20 mm

Utilizamos 5 Ø 20 mm con un área:  $A = 15,71 \text{ cm}^2$

La separación entre redondos será:

$$S = \frac{B - 2 \cdot d'}{4} = \frac{1000 - 2 \cdot 50}{4} = 225mm \quad \Longrightarrow \quad 22,5 \text{ cm.}$$

- La Armadura Transversal: se pondrá la misma en un ancho igual a B, por tanto tendrá la misma separación entre redondos.

5 Ø 20 mm separadas 22,5 cm.

- Cálculo de la Longitud de Anclaje:

La longitud de anclaje es la prolongación de las armaduras desde el extremo de la zapata hacia la superficie. Se tomará como longitud neta de anclaje el primer múltiplo de 5 superior al mayor de los siguientes valores:

$$\geq 10 f = 10 \cdot 2 = 20cm$$

$$\geq 15cm$$

$$\geq \frac{1}{3} \cdot Lb \quad \text{siendo } Lb = m \cdot f^2 < \frac{f_{yk}}{20} f$$

Donde  $m = 12$  para hormigón de resistencia característica  $250 \text{ kg/cm}^2$  y para un acero B 400S, de resistencia característica  $410 \text{ N/mm}^2$ .

$$Lb = 12 \cdot 2^2 = 48 \text{ cm} < \frac{410}{20} \cdot 2 = 41 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{1}{3} \cdot 48 = 16 \text{ cm}$$

Por lo que adoptamos  $Lb_{\text{neto}} = 20 \text{ cm}$

- Comprobación a Esfuerzo Cortante

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

$$0,35 \text{ m} < 0,750 \text{ m}$$

- Comprobación a Fisuración.

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

$$s_s = \frac{Td}{A_s} = \frac{15710}{\frac{1,6}{1571}} = 6,25 \text{ N/mm}^2$$

Por tanto las barras de  $\varnothing 20 \text{ mm}$  con una separación de  $22,5 \text{ cm}$  cumplen con creces las restricciones de las tablas de la EC – 2, no siendo necesaria la comprobación a Fisuración.

### Cálculo del pilar 2:

Se proyecta con perfil HEB – 100.

PERFIL	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)
HEB - 100	20,4	26,0	90	33	5,16	2,53

- Peso propio del pilar  $20,4 \cdot 2 = 40,8 \text{ Kg}$
- Reacción jácena  $q \cdot \frac{l}{2} = 393,28 \cdot \frac{3,041}{2} = 597,98 \text{ Kg}$

- Peso de la viga de atado IPN-80  $5,95Kg / m \cdot 5m = 29,75Kg$
- Reacción axial carga total:  $668,53 \text{ kg}$

- Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar:

El pilar es empotrado – articulado en los dos ejes:

$$M_{max} = \left( \frac{13}{48} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} \right) \cdot h$$

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

$$c = (0 - (-10)) \cdot 5 \cdot 0,5 \cdot \text{sen } 9,46 = 4,10Kg$$

$$M_{max} = \left( \frac{13}{48} \cdot 60 \cdot 5 \cdot 2 + \frac{4,10}{2} \right) \cdot 2 = 329,1Kg \cdot m$$

- Cálculo del esfuerzo cortante en la base del pilar:

$$Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} - \frac{1}{16} \cdot q \cdot s \cdot h$$

$$Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot 60 \cdot 5 \cdot 2 + \frac{4,10}{2} - \frac{1}{16} \cdot 60 \cdot 5 \cdot 2 = 364,55Kg$$

- Comprobación a flexocompresión del pilar:

El pilar es empotrado – articulado en los dos ejes por tanto  $b = 0,7$ .

Pandeo alrededor del eje x:

- Longitud  $L_g = 200 \text{ cm}$

- Longitud de pandeo  $L_{KX} = b \cdot L_g = 0,7 \cdot 200 = 140cm$

- Esbeltez  $I_x = \frac{L_{KX}}{i_x} = \frac{140}{4,16} = 33,65 \longrightarrow 34 \iff w = 1,05$

Pandeo alrededor del eje y:

- Longitud  $L_g = 200 \text{ cm}$

- Longitud de pandeo  $L_{KY} = b \cdot L_g = 0,7 \cdot 200 = 140cm$

- Esbeltez  $I_y = \frac{L_{KY}}{i_y} = \frac{140}{2,53} = 55,33 \longrightarrow 56 \iff \underline{w = 1,18}$

$$s = \frac{N \cdot w}{A} + \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{668,53 \cdot 1,18}{26} + \frac{32910}{90} = 396 \text{ Kg/cm}^2 < 1733 \text{ Kg/cm}^2$$

ADMISIBLE

Por tanto adoptamos para el pilar: HEB – 100

**Cálculo de la placa (pilar 2):**

Para el comienzo del cálculo de la placa de anclaje partimos de los siguientes datos:

- Carga axial del pilar: HEB – 100

$N = \text{Reacción} + \text{Peso propio del pilar.}$

$$N = 668,53 \text{ kg}$$

- Momento flector máximo en la base del pilar:

$$M = 329,1 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Excentricidad de cálculo:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{329,1}{668,53} = 0,5\text{m} = 50 \text{ cm}$$

- Predimensionamiento de la basa:

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

$$b = 20 \text{ cm}$$

Para ver el tipo de flexión, tenemos que comprobar:

$$\frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} < e = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 30}{8} = 11,25 \text{ cm} < e = 50 \text{ cm}$$

Se cumple que  $\frac{a}{6} < e > \frac{3 \cdot a}{8} \implies$  Placa a Flexión Compuesta.

- Cálculo de los parámetros fundamentales:

Denominamos :  $g$  a la distancia desde el borde de la placa al perno de anclaje y debe estar comprendida entre

$$0,15 a > g > 0,1 a$$

$$4,5 > g > 3$$

Adoptamos  $\underline{g = 4 \text{ cm}}$

$$s = \frac{3}{4}a + \frac{a}{8} - g = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 30}{8} - 4 = 22,25\text{cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 50 - \frac{3 \cdot 30}{8} = 38,75\text{cm}$$

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{668,53 \cdot 38,75}{22,25} = 1164,29 \text{ Kg}$$

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{668,53 \cdot (22,25 + 38,75)}{22,25} = 1832,82 \text{ Kg}$$

- Tensión admisible del hormigón de la zapata:

Nuestra zapata es de hormigón armado con resistencia característica  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$  ya que según la EHE no se admiten para hormigones armados de resistencias inferiores a  $25 \text{ N/mm}^2$ .

$$s_{adm} = \frac{f_{ck}}{g_c \cdot g_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,2 \text{ Kg/cm}^2$$

- Tensión a la que se somete el hormigón:

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{1832,82}{\frac{30}{4} \cdot 20} = 12,22 \text{ Kg/cm}^2 < s_{admH} = 104,2 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo del momento flector:

El momento flector máximo al que se somete la placa en el borde del pilar viene dado por la expresión:

$$M = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \left( \frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{12,22 \cdot 30 \cdot 20}{4} \left( \frac{3 \cdot 30}{8} - \frac{10}{2} \right) = 11456,25 \text{ Kgcm}$$

donde  $c$  es el canto del pilar en la dirección que actúa el momento.

- Cálculo del espesor de placa "t".

El espesor de placa se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 11456,25}{20 \cdot 1733}} = 1,4 \text{ cm} \longrightarrow \text{Adoptamos una placa de 14 mm.}$$

El espesor es excesivo, siendo imposible de soldar con el resto de los elementos. Por ello, habrá que buscar otras soluciones, como por ejemplo desdoblar la placa y colocar cartelas.

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{s_{adm}}} \quad \text{donde } M \text{ es el mayor de los siguientes momentos:}$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot l^2}{2} = \frac{12,22 \cdot (5)^2}{2} = 152,75 \text{ Kgcm}$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot b}{8} (b - 4 \cdot l) = \frac{12,22 \cdot 20}{8} (20 - 4 \cdot 5) = 0 \text{Kgcm}$$

siendo  $l = \frac{b - c}{2} = \frac{20 - 10}{2} = 5 \text{cm}$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 152,75}{1733}} = 0,72 \text{cm} \longrightarrow \underline{8 \text{ mm}}$$

- Espesor de las cartelas:

$$e > \frac{a}{6} \quad \text{debemos comprobar que:}$$

$$\frac{a}{4} > \frac{a - c}{2} \quad \frac{30}{4} > \frac{30 - 10}{2} \quad 7,5 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Por tanto utilizamos las siguientes expresiones:

$$R = \frac{s_{ch} \cdot b \cdot a}{8} = \frac{12,22 \cdot 20 \cdot 30}{8} = 916,5 \text{Kg}$$

El espesor de la cartela es:

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot s_{adm}} = \frac{2 \cdot 916,5}{(30 - 10) \cdot 1733} = 0,05 \text{cm}$$

Como espesores tan pequeños no existen comercialmente y en el caso de que existiesen, no sería compatible por soldadura con placa y perfil, adoptamos una cartela con un espesor de  $e_1 = 6 \text{ mm}$

- Compatibilidad a Soldadura:

PIEZA	ESPESOR (mm)	GARGANTA A	
		Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)
ALA HEB 100	10	7	4
ALMA HEB 100	6	4	2,5
PLACA	8	5,5	3
CARTELA	6	4	2,5

Se comprueba que todas las piezas son soldables.

- Diámetro y posición de los redondos de anclaje.

Se van a utilizar barras corrugadas de acero B 400S de  $f_{yk} = 4100 \text{ kg/cm}^2$ :

$$s_{adm} = \frac{f_{yk}}{g_s} = \frac{4100}{1,15}$$

$T = 1164,29$  kg debe ser vencida por los pernos de anclaje por tanto:

$$T \leq n \frac{p f^2}{4} s_{adm} \implies 1164,29 \leq 2 \frac{p f^2}{4} \cdot \frac{4100}{1,15} \quad \text{despejando } \emptyset$$

$$f = \sqrt{\frac{2 \cdot 1164,29}{p} \cdot \frac{1,15}{4100}} = 0,45 \text{ cm}$$

Ahora vemos si cumple la cuantía geométrica mínima. En el tema de placas se establece que la cuantía geométrica mínima es del 2‰ en cada una de las armaduras, longitudinal y transversal.

$$A_p = 2‰ \cdot a \cdot b = 2‰ \cdot 30 \cdot 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Con 2  $\emptyset$  10 mm se cubre una superficie de 1,57 cm<sup>2</sup>.  $\longrightarrow$  Cumple.

La placa llevara por tanto 4  $\emptyset$  10 mm con lo que se consigue además cumplir la norma de que la separación entre ejes de redondos no debe ser superior a 30 cm.

La separación entre redondos será:

$$s = \frac{a - 2 \cdot g}{2} = \frac{30 - 2 \cdot 4}{2} = 11 \text{ cm}$$

$$s' = \frac{b - 2 \cdot g}{2} = \frac{20 - 2 \cdot 4}{2} = 6 \text{ cm}$$

- Cálculo de la longitud de anclaje de los redondos:

Los redondos de anclaje se proyectan con terminación en patilla; Para que las barras estén en Posición I se debe cumplir:

$$L_b = m \cdot f^2 < \frac{f_y k}{20} f$$

Donde  $m = 12$  para hormigón de resistencia característica 250 kg/cm<sup>2</sup> y para un acero B 400S, de resistencia característica 410 N/mm<sup>2</sup>.

$$L_b = 12 \cdot 1,0^2 = 12 \text{ cm} < \frac{410}{20} \cdot 1,0 = \underline{\underline{20,5 \text{ cm}}}$$

Por tanto como  $L_b = 20,5$  cm

$$L_{b \text{ neta}} = L_b \cdot b \cdot \frac{A_s}{A_s \text{ real}} = 20,5 \cdot 0,7 \cdot \frac{1,2}{1,57} = \underline{\underline{10,96 \text{ cm}}}$$

$L_b$  neta debe de cumplir:

$$\geq 10 f = 10 \cdot 1,0 = 10 \text{ cm}$$

$$\geq 15 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{2}{3} \cdot Lb = \frac{2}{3} \cdot 20,5 = 13,67 \text{ cm} \longrightarrow \text{Para facilitar el montaje adoptaremos una longitud de redondos de } \underline{50 \text{ cm.}}$$

### Cálculo de la zapata (pilar 2):

- Cargas en la base del pilar:

- Placa de anclaje 30 x 20 cm con un perfil HEB – 100
- No = 668,53 kg
- Mo = 329,1 kg m
- Vo = 364,55 kg

- Dimensión de la zapata:

- Se prevé una zapata de 1,0 m de largo, en el eje transversal de la nave, 1,0 m de ancho, en el eje longitudinal de la nave y 0,8 m de canto o profundidad con 10 cm de hormigonado de limpieza.

$$L = 1,00 \text{ m} \quad B = 1,00 \text{ m} \quad H = 0,80 \text{ m} \quad e_f = 0$$

- Cargas en la base de la zapata:

- $N = N_o + B \cdot L \cdot h \cdot g_h = 668,53 + 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 2500 = 2668,53 \text{ Kg}$
- $N = 26,68 \text{ KN}$
- $M = M_o + V_o \cdot h = 329,1 + 364,55 \cdot 0,8 = 620,74 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
- $M = 6,21 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- $V = V_o = 364,55 \text{ Kg} = 3,64 \text{ KN}$

- Comprobación a realizar:

1. Comprobación de estabilidad:

- 1.1. Seguridad a vuelco:

$$C_{sv} = \frac{N \cdot \left( \frac{L}{2} + e_f \right)}{M} \geq 1,5$$

$$C_{sv} = \frac{26,68 \cdot \left( \frac{1}{2} + 0 \right)}{6,21} = 2,15 \Rightarrow \text{VALIDO}$$

- 1.2. Comprobación a deslizamiento:

En nuestro caso no es necesario puesto que las zapatas irán arriostradas mediante un zuncho de atado.

### 1.3. Comprobación a hundimiento:

Debemos calcular la excentricidad para conocer el tipo de distribución de tensiones que tenemos:

$$e_m = \frac{M}{N} = \frac{6,21}{26,68} = 0,23m$$

$$e = e_m - e_f \quad e = e_m = 0,23m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1}{6} = 0,16m$$

Por tanto  $e > \frac{L}{6}$   $0,23 \text{ m} > 0,16 \text{ m}$  y la distribución de cargas en el terreno corresponde a una distribución triangular de tensiones, con una zona comprimida y otra traccionada.

Como no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno, se acepta que se produce una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos.

La tensión máxima resultante es:

$$s_{max} = \frac{4N}{3(l-2e) \cdot B} = \frac{4 \cdot 26,68}{3(1-2 \cdot 0,23) \cdot 1} = 65,88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Comprobamos que:  $s_{max} \leq 1,25 \cdot s_{adm}$

$$65,88 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 1,25 \cdot 200 \text{ KN} / \text{m}^2 = 250 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{ADMISIBLE}$$

## 2. Cálculo estructural de la Zapata.

### 2.1. Determinación del tipo de zapata:

El vuelo físico de la zapata (distancia desde el borde de la placa hasta el final de la zapata) es:

$$V = \frac{L-a}{2} + e_f = \frac{1-0,3}{2} + 0 = 0,35m$$

Calcular el intervalo en el que se encuentra comprimida el vuelo:

$$2 \cdot h = 2 \cdot 0,8 = 1,6m$$

$V < 2h$  por tanto según la instrucción EHE se trata de una  
 $0,35 \text{ m} < 1,6 \text{ m}$  ZAPATA RIGIDA.

Al tratarse de una zapata rígida hay que realizar la comprobación a flexión en una sección  $S_1$ .

## 2.2. Cálculo a Flexión:

- Vuelo de cálculo:

$$m = V + \frac{L' - c}{4} = 350 + \frac{300 - 100}{4} = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{s_{max}}{AX} = \frac{s_m}{AX - m} \quad \overline{AX} = \frac{3 \cdot L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 1}{2} - 3 \cdot 0,23 = 0,81 \text{ m}$$

$$s_m = \frac{AX - m}{AX} s_{max} \quad s_m = \frac{0,81 - 0,4}{0,81} \cdot 65,88 = 33,34 \text{ KN / m}^2$$

- Obtención de las tensiones de cálculo:

$$s_{Zapata} = h \cdot g_h = 0,8 \cdot 25 = 20 \text{ KN / m}^2$$

$$s_{Calculo} = s_{max} - s_{Zapata} = 65,88 - 20 = 45,88 \text{ KN / m}^2$$

$$s_1 = s_{med} - s_{Zapata} = 33,34 - 20 = 13,34 \text{ KN / m}^2$$

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

$$R1d = \frac{s_c + s_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{45,88 + 13,34}{2} \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} = 14,8 \text{ KN}$$

$$X_1 = \frac{\left( \frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot s_c + s_1}{6} \right) \cdot B}{R1d} = \frac{\left( \frac{1^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 45,88 + 13,34}{6} \right) \cdot 1}{14,8} = 0,3 \text{ m}$$

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

$$d = h - d' = 800 - 50 = 750 \text{ mm}$$

$$a = 100 \text{ mm} \quad (\text{anchura del pilar})$$

$$Td = g_f \cdot \frac{R1d}{0,85 \cdot d} (X_1 - 0,25 \cdot a)$$

$$Td = 1,6 \cdot \frac{14,8}{0,85 \cdot 750} (300 - 0,25 \cdot 100) = 10,21 \text{ KN}$$

Con esta capacidad:

$$A = \frac{10,21}{\frac{41}{1,15}} = 0,29 \longrightarrow 30 \text{ mm}^2$$

- Cuantía geométrica mínima:

$$A_s \geq 2 \text{‰} \cdot b \cdot d \quad A_s \geq 2 \text{‰} \cdot 1000 \cdot 750 = 1500 \text{mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A_s \geq 0,04 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s \geq 0,04 \cdot 1000 \cdot 750 \cdot \frac{\frac{25}{1,5}}{\frac{410}{1,15}} = 1402,44 \text{mm}^2$$

$$\text{Por tanto} \quad A_s \geq 1500 \text{mm}^2 \longrightarrow \underline{15 \text{cm}^2}$$

Utilizamos barras de diámetro 20mm.

$$1500 = n \frac{p \cdot 20^2}{4} \quad n = \frac{1500 \cdot 4}{20^2 \cdot p} = 4,77 \longrightarrow 5$$

5 Ø 20 mm

Utilizamos 5 Ø 20 mm con un área:  $A = 15,71 \text{ cm}^2$

La separación entre redondos será:

$$S = \frac{B - 2 \cdot d'}{4} = \frac{1000 - 2 \cdot 50}{4} = 225 \text{mm} \implies 22,5 \text{ cm.}$$

- La Armadura Transversal: se pondrá la misma en un ancho igual a B, por tanto tendrá la misma separación entre redondos.

$$5 \text{ Ø } 20 \text{ mm} \quad \text{separadas} \quad 22,5 \text{ cm.}$$

- Cálculo de la Longitud de Anclaje:

La longitud de anclaje es la prolongación de las armaduras desde el extremo de la zapata hacia la superficie. Se tomará como longitud neta de anclaje el primer múltiplo de 5 superior al mayor de los siguientes valores:

$$\geq 10 f = 10 \cdot 2 = 20 \text{cm}$$

$$\geq 15 \text{cm}$$

$$\geq \frac{1}{3} \cdot L_b \quad \text{siendo} \quad L_b = m \cdot f^2 < \frac{f_{yk}}{20} f$$

Donde  $m = 12$  para hormigón de resistencia característica  $250 \text{ kg/cm}^2$  y para un acero B 400S, de resistencia característica  $410 \text{ N/mm}^2$ .

$$L_b = 12 \cdot 2^2 = 48 \text{cm} < \frac{410}{20} \cdot 2 = 41 \text{cm}$$

$$\geq \frac{1}{3} \cdot 48 = 16\text{cm}$$

Por lo que adoptamos  $L_{bneta} = 20\text{cm}$

- Comprobación a Esfuerzo Cortante

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

$$0,35 \text{ m} < 0,750 \text{ m}$$

- Comprobación a Fisuración.

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

$$s_s = \frac{Td}{A_s} = \frac{10210}{\frac{1,6}{1571}} = 4,06\text{N} / \text{mm}^2$$

Por tanto las barras de  $\varnothing 20 \text{ mm}$  con una separación de 22,5 cm cumplen con creces las restricciones de las tablas de la EC – 2, no siendo necesaria la comprobación a Fisuración.

# INGENIERIA DE LAS EDIFICACIONES

## OFICINA Y VESTUARIOS

### 1.- PARAMETROS FUNDAMENTALES:

Las dimensiones del edificio son:

- Luz: 4 m.
- Longitud: 6 m.
- Altura: 2.5 m.
- Pendiente de la cubierta: 50%
- Cubierta de Teja plana.

Para el comienzo del cálculo de la estructura metálica debemos tener en cuenta las acciones que se producen en la nave.

Las acciones se clasifican:

4. Acciones Gravitatorias: Son debido al peso propio de los elementos constructivos y de la nieve de la cubierta, estas acciones se dividen a su vez en:

- Concargas: Magnitud y posición constante en el tiempo excepto en el caso de reforma esta acción se divide en:
  - Peso propio: carga debida al peso del elemento resistente.
  - Cargas permanentes: debido al peso de los elementos de construcción que conforman la nave.
- Forjado con Bloques Cerámicos:  
Se considera para el cálculo una separación entre ejes de viguetas de 70 cm y capa de compresión de 3 cm. Altura de bovedilla 18 cm.  
Pondremos mallazo en la capa de compresión.

$$\text{Carga } G = 175 \text{ kg/m}^2.$$

- Faldón:  
Teja Plana, incluido tableros.  $a = 50\% \rightarrow 180 \text{ Kg} / \text{m}^2$ .  
Para el cálculo de G se ha considerado doble tablero de rasilla acabado con 1 cm de mortero. No se ha incluido el peso del material empleado para formar la pendiente del faldón.

En nuestro caso empleamos tabiquillos aligerados para formar la pendiente del faldón, el peso de éstos representa en proyección horizontal un aumento de 13 kg/m<sup>2</sup> de planta por cada 10 cm de altura media de tabiquillos.

$$\text{Total } 65 \text{ kg/m}^2.$$

- Sobrecargas: es la carga cuya magnitud o posición puede ser variable a lo largo del tiempo y puede ser de 2 tipos:

- De uso: debido al peso de objetos que graviten sobre la estructura incluso durante la ejecución de la obra.

- De nieve: debido al peso de la nieve sobre la superficie de la cubierta.

La Norma NBE-AE 88 nos proporciona el valor de dicha sobrecarga sobre la superficie horizontal, que varía según la altitud a la que nos encontremos y el ángulo de la cubierta. En nuestro caso, para una altitud de 506 m.

Altitud 401 – 600 m → 60 kg/m<sup>2</sup>

Para una cubierta cuya inclinación con respecto a la horizontal es del 25%

$$\text{Tg } \alpha = \left( \frac{1}{2} \right) = 0,5 \quad \alpha = 26,56^\circ < 60^\circ$$

La sobrecarga característica de nieve por m<sup>2</sup> en proyección horizontal que deberá tomarse es:

$$60 \cdot \text{Cos}26,56 = 53,2 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

5. Acción del viento: Son las producidas por las presiones y succiones que el viento origina sobre la cubierta y sobre los pilares. Se han establecido estas acciones según la Norma NTE-ECV en función de la situación, de la coronación y de la velocidad del viento, así como de la esbeltez del edificio proyectado.

- Carga total del viento sobre el edificio:

Toledo se encuentra en la zona eólica X, situación topográfica normal:

La carga del viento en función de la altura del edificio es:

ALTURA	q (kg/m <sup>2</sup> )	BARLOVENTO (kg/m <sup>2</sup> )	SOTAVENTO (kg/m <sup>2</sup> )
3	60	40	20

$$P = \frac{2}{3}q = \frac{2}{3} \cdot 60 = 40 \quad S = \frac{1}{3}q = \frac{1}{3} \cdot 60 = 20$$

- Carga del viento sobre la cubierta:

Consideramos zona eólica X; altura del edificio hasta la cubierta 2.5 m y porcentaje de huecos inferior al 0% (Sin huecos), se puede establecer la siguiente hipótesis de viento:

- Faldón a barlovento:  $m = 0 \text{ kg/m}^2$

- Faldón a sotavento:  $n = - 26 \text{ kg/m}^2$

Por lo que consideramos que no hay carga del viento sobre la cubierta.

## 2.- CALCULO DE LA VIGUETA.

Cargas permanentes:

- Peso del Faldón:  $180 \text{ Kg} / \text{m}^2 \cdot (0.7 \cdot \text{Cos} 26,56^\circ) = 112.7 \text{ Kg} / \text{m}$
- Peso Tabiquillos  $65 \text{ Kg} / \text{m}^2 \cdot 0.7 = 45.5 \text{ Kg} / \text{m}$ .
- Peso del Forjado (con bloques cerámicos)  $175 \text{ Kg} / \text{m}^2 \cdot 0.7 = 122.5 \text{ Kg} / \text{m}$ .

Cargas variables:

- Peso de la nieve:  $53,2 \cdot (0.7 \cdot \text{Cos} 26,56^\circ) = 33,31 \text{ Kg} / \text{m}$

La Carga Unifirme que debe de soportar es:

$$P_y = 314,01 \text{ kg/m.}$$

El Momento Flector Máximo es:

$$M_y = \frac{1}{8} P \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 314,01 \cdot 4^2 = 628 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El Esfuerzo cortante en los apoyos es:

$$Q_A = -Q_B = \frac{P \cdot L}{2} \quad Q_A = -Q_B = \frac{314,01 \cdot 4}{2} = 628,02 \text{ Kg}$$

La vigueta deberá cumplir estas solicitaciones.

**RESUMEN:****NAVES DE RECEPCIÓN Y CEBO\*\***

ELEMENTO		PERFIL	Nº	PLACA		ZAPATA		
				Dimensiones (cm)	Ø (mm)	Dimensiones (m)	e <sub>f</sub> (cm)	Ø (mm)*
Pórtico principal	Dintel	IPE 160	14					
	Pilar	HEB 140	14	52 x 32 10 mm 50 x 30 8 mm Cartela 6 mm	8 Ø 12 mm 50 cm	1,5 x 1,2 x 1	25	8 Ø 20 mm S = 15,7 cm Lbneto 20 cm
Muro hastial	Jácena	IPE 140	4					
	Pilar 2	HEB 100	4	30 x 30 8 mm	4 Ø 14 mm 50 cm	1,2 x 1 x 0,8	0	7 Ø 20 mm S = 15 cm Lbneto 20 cm
	Pilar 1	HEB 100	2	42 x 42 10 mm 40 x 40 8 mm	4 Ø 16 mm 50 cm	1,2 x 1 x 1	0	7 Ø 20 mm S = 15 Lbneto 20 cm
Correas		Z – 175 x 2	10	Longitud 40 m				
Cubierta		Ac. Galvanizado. Espesor 0,6 m.						

\* Armadura longitudinal. (pondremos una armadura transversal con el mismo nº de redondos que la armadura longitudinal)

\*\* Datos para una nave de recepción; la otra y las cuatro de cebo serán idénticas.

**NAVES DE RECRÍA\*\***

ELEMENTO		PERFIL	Nº	PLACA		ZAPATA		
				Dimensiones (cm)	Ø (mm)	Dimensiones (m)	e <sub>f</sub> (cm)	Ø (mm)*
Pórtico principal	Jácena	IPE 300	7					
	Pilar 2	HEB 120	7	42 x 27 7 mm 40 x 25 7 mm	8 Ø 14 mm 50 cm	1,5 x 1 x 1	0	7 Ø 20 mm S = 15 cm Lbneto 20 cm
	Pilar 1	HEB 140	7	52 x 32 9 mm 50 x 30 9 mm	8 Ø 14 mm 50 cm	1,5 x 1 x 1	0	7 Ø 20 mm S = 15 Lbneto 20 cm
Correas		Z – 175 x 2	9	Longitud 30 m				
Cubierta		Ac. Galvanizado. Espesor 0,6 m.						

\* Armadura longitudinal. (pondremos una armadura transversal con el mismo nº de redondos que la armadura longitudinal)

\*\* Datos para una nave de recría; las otras serán iguales.

\*\*\* El muro hastial es igual que el pórtico principal para futuras ampliaciones.

**NAVE HENIL**

ELEMENTO		PERFIL	N°	PLACA		ZAPATA		
				Dimensiones (cm)	Ø (mm)	Dimensiones (m)	e <sub>f</sub> (cm)	Ø (mm)*
Pórtico principal	Jácena	IPE 200	22					
	Pilar 2	HEB 180	11	62 x 42 12 mm 60 x 40 10 mm Cartela 8 mm	8 Ø 16 mm 50 cm	2,1 x 1,8 x 1	40	11 Ø 20 mm S = 17 cm Lbneto 20 cm
	Pilar 1	HEB 180	11	62 x 42 12 mm 60 x 40 10 mm Cartela 8 mm	8 Ø 16 mm 50 cm	2,1 x 1,8 x 1	40	11 Ø 20 mm S = 17 cm Lbneto 20 cm
Correas		Z – 185 x 2,5	14	Longitud 50 m				
Cubierta		Ac. Galvanizado. Espesor 0,6 m.						

\* Armadura longitudinal. (pondremos una armadura transversal con el mismo n° de redondos que la armadura longitudinal)

\*\* El muro hastial es igual que el pórtico principal para futuras ampliaciones.

**NAVE LAZARETO**

ELEMENTO		PERFIL	N°	PLACA		ZAPATA		
				Dimensiones (cm)	Ø (mm)	Dimensiones (m)	e <sub>f</sub> (cm)	Ø (mm)*
Pórtico principal	Jácena	IPE 100	4					
	Pilar 2	HEB 100	4	30 x 20 9 mm Cartela 6 mm	4 Ø 10 mm 50 cm	1 x 1 x 0,8	0	5 Ø 20 mm S = 22,5 cm Lbneto 20 cm
	Pilar 1	HEB 100	4	30 x 20 9 mm Cartela 6 mm	4 Ø 10 mm 50 cm	1 x 1 x 0,8	0	5 Ø 20 mm S = 22,5 cm Lbneto 20 cm
Correas		Z – 145 x 2	4	Longitud 15 m				
Cubierta		Ac. Galvanizado. Espesor 0,6 m.						

\* Armadura longitudinal. (pondremos una armadura transversal con el mismo n° de redondos que la armadura longitudinal)

**NAVE ALMACEN**

ELEMENTO		PERFIL	Nº	PLACA		ZAPATA		
				Dimensiones (cm)	Ø (mm)	Dimensiones (m)	e <sub>f</sub> (cm)	Ø (mm)*
Pórtico principal	Dintel	IPE 160	4					
	Pilar	HEB 140	4	52 x 32 10 mm 50 x 30 8 mm Cartela 6 mm	8 Ø 12 mm 50 cm	1,5 x 1,2 x 1	25	8 Ø 20 mm S = 15,7 cm Lbneta 20 cm
Muro hastial	Jácena	IPE 140	4					
	Pilar 2	HEB 100	4	30 x 30 8 mm	4 Ø 14 mm 50 cm	1,2 x 1 x 0,8	0	7 Ø 20 mm S = 15 cm Lbneta 20 cm
	Pilar 1	HEB 100	2	42 x 42 10 mm 40 x 40 8 mm	4 Ø 16 mm 50 cm	1,2 x 1 x 1	0	7 Ø 20 mm S = 15 Lbneta 20 cm
Correas		Z – 175 x 2	10	Longitud 15 m				
Cubierta		Ac. Galvanizado. Espesor 0,6 m.						

\* Armadura longitudinal. (pondremos una armadura transversal con el mismo nº de redondos que la armadura longitudinal)