

ANEJO Nº 3: INGENIERÍA DE LAS OBRAS.

INGENIERÍA DE LAS OBRAS

3.- INGENIERÍA DE LAS OBRAS.

3.1.- Diseño.

- 3.1.1.- Cálculo del espacio necesario para almacenamiento del vino en botellas.**
- 3.1.2.- Cálculo del espacio necesario para almacén de botellas vacías, cartones y repuestos.**
- 3.1.3.- Cálculo del espacio necesario para crianza y reserva del vino.**
 - 3.1.3.1.- Barrica de 225 litros.**
 - 3.1.3.2.- Botellas de 0.75 litros.**

3.2.- Cálculo de elementos resistentes de la nave.

- 3.2.1.- Características.**
- 3.2.2.- Cálculo de las correas.**
- 3.2.3.- Cálculo de la cercha.**
- 3.2.4.- Cálculo del pilar 1.**
- 3.2.5.- Cálculo de la placa de anclaje del pilar 1.**
- 3.2.6.- Cálculo de la zapata 1**
- 3.2.7.- Cálculo del muro hastial.**
 - 3.2.7.1.- Cálculo de la jácena 1.**
 - 3.2.7.2.- Cálculo de la jácena 2.**
 - 3.2.7.3.- Cálculo del pilar 2.**
 - 3.2.7.4.- Cálculo de la placa de anclaje del pilar 2.**
 - 3.2.7.5.- Cálculo de la zapata 2.**
 - 3.2.7.6.- Cálculo del pilar 3.**
 - 3.2.7.7.- Cálculo de la placa de anclaje del pilar 3.**
 - 3.2.7.8.- Cálculo de la zapata 3.**
- 3.2.8.- Cálculo de las vigas de cerramiento.**

INGENIERÍA DE LAS OBRAS.

3.- INGENIERÍA DE LAS OBRAS.

3.1.- DISEÑO.

3.1.1.- Cálculo del espacio necesario para almacenamiento del vino en botellas.

Partimos de la base de que queremos almacenar en botella la producción anual de vino:

Vino joven	44625 litros.	}	Total: 89320 litros. \cong 120000 botellas.
Vino de crianza	22313 litros.		
Vino de reserva	22313 litros.		

Partiendo de los siguientes datos:

- Cajas de 12 botellas:

Alto: 0.32 m
Superficie: 0.096 m²

- Europalet de 50 cajas:

Alto: 0.32 m/caja \cdot 5 alturas = 1.60 m + 0.15 m/europalet = 1.75 m.
Superficie: 120 cm \cdot 80 cm = 0.96 m²

Las 120000 botellas se meten en un total de 10000 cajas.

En cada palet caben 50 cajas 200 europalet.

Se distribuirán en grupos de 3 alturas, con lo que ocupará la superficie de **67 palets**.

$$67 \text{ palets} \cdot 0.96 \text{ m}^2/\text{palet} = 64 \text{ m}^2.$$

$$\text{Altura total} = 1.75 \text{ m} \cdot 3 \text{ alturas} = 5.25 \text{ m de alto.}$$

3.1.2.- Cálculo del espacio necesario para almacén de botellas vacías, cartones y repuestos.

Datos:

-Palet:

Alto: 2.1 m
Superficie: 120 cm \cdot 100 cm = 1.2 m²

La cantidad de botellas vacías que necesitamos tener en el almacén serán las siguientes:

La embotelladora tiene un rendimiento de 2000 botellas/h, al día se necesitan 16000 botellas.

Calculamos para almacenar aproximadamente 70000 botellas. Un palet contiene 1561 botellas \cong 45 palets: Estos se apilan de tres en tres, resultando **15 palets**.

Destinaríamos otros **40 m²** para almacenamiento de cartones y repuestos.

Espacio para almacenar los cajones de las botellas.

Cajón capacidad 300 botellas.

$$\frac{120000 \text{ botellas}}{300} \cong 400 \text{ cajones.}$$

Agrupados en cinco alturas, quedan en un espacio para **80 cajones**.

3.1.3.- Cálculo del espacio necesario para crianza y reserva del vino.

3.1.3.1.- Barrica de 225 litros.

$$\frac{44625}{225} \cong 200 \text{ envases} + 10 \text{ de seguridad para trasiegos} = 210 \text{ envases.}$$

Se toma como dimensiones de la barrica: longitud 1 m y diámetro del vientre: 70 cm.

3.1.3.2.- Botellas de 0.75 litros.

Las botellas se dispondrán en botelleros en posición horizontal.

La producción anual:

Vino de crianza: 22313 litros.

Vino de reserva: 22313 litros · dos años = 44626 litros.

$$\text{El número de botellas será: } \frac{22313 + 44626}{0.75} = 89252. \cong 90000.$$

Contenedor metálico de 300 botellas de 1.2 m ancho · 1 m de fondo · 1 m de alto.

$\frac{90000 \text{ botellas}}{300 \text{ botellas / contenedor}} \cong 300$ contenedores, que se distribuirán en grupos de 3 alturas, lo que equivale a unos 100 contenedores.

3.2.- CÁLCULO DE ELEMENTOS RESISTENTES DE LA NAVE.

3.2.1.- Características

- ▶ Localización de la nave.....Cáceres.
- ▶ Luz de la nave.....25 m
- ▶ Longitud de la nave.....30 m
- ▶ Separación entre pilares.....5 m
- ▶ Separación máxima entre correas...1.5 m
- ▶ Altura de los pilares.....7 m

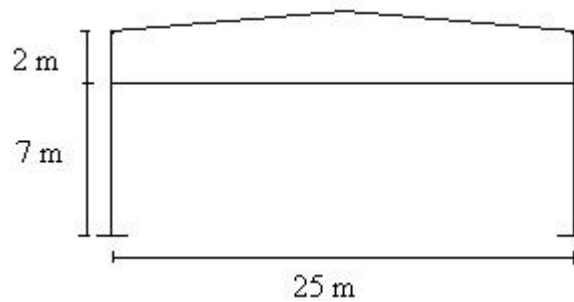
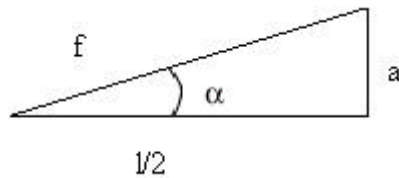


Figura 1: Esquema de fachada.

La nave se proyectará con una cercha tipo Pratt a dos aguas, con una inclinación de cubierta del 8% y con un canto inicial de 2 m, material de cubierta placa galvanizada tipo sándwich, peso 25 kg/m².

A.- Consideraciones geométricas.



$$\text{Pendiente} = \text{tg}\alpha = 0.08; \quad \alpha = 4.57$$

$$f = \frac{\frac{l}{2}}{\cos \alpha} = 12.54 \text{ m}; \quad a = \frac{l}{2} \cdot \text{tg} \alpha = 1 \text{ m}$$

Si la separación máxima entre correas es 1.5 m.

$$n^{\circ} \text{ vanos} = \frac{f}{1.5} = 8.36 \cong 9 \text{ vanos} \rightarrow 10 \text{ correas}$$

La separación real entre correas será:

$$S_c = \frac{f}{n^{\circ} \text{ vanos}} = \frac{12.54}{9 \text{ vanos}} = 1.39$$

La separación en proyección horizontal:

$$S_h = S_c \cdot \cos \alpha = 1.38m$$

B.- Cálculo de las acciones.

En lugar de mayorar las acciones, se minorará el límite elástico del acero con el coeficiente 1.5, según la NBE EA-95, de manera que la tensión admisible del acero A-42b, en lugar de 2600 kg/cm² será 1733 kg/cm².

b.1.- Acciones gravitatorias.

Son las debidas a la sobrecarga de la nieve, al peso de la correa y al peso de la cubierta y accesorios.

1.- Sobrecarga de nieve.

Según la altura topográfica, en el caso de Cáceres es 440 m corresponde a una carga de 60 kg/m².

Para una cubierta cuya inclinación con respecto a la horizontal es del 8% $\rightarrow \alpha = 4.57$ es < 60 .

$$P_n = 60 \text{ kg/m}^2 \cdot \cos \alpha = 59.81 \text{ kg/m}^2$$

Lo que equivale a una carga por metro lineal de:

$$P_n = 59.81 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.38m = 82.6 \text{ kg/m}.$$

2.- Peso de la propia correa.

$$\text{Perfil IPN 120} \quad P_c = 11.2 \text{ kg}$$

3.- Peso de la cubierta y accesorios.

El valor estimado oscila entre 20 y 30 kg/m², por lo que se toma un valor medio de 25 kg/m², a metros lineales .

$$P_{ca} = 25 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.39 \text{ m} = 34.75 \text{ kg/m}.$$

b.2.- Acciones 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 la esbeltez del edificio proyectado.

1 Carga total del viento sobre el edificio.

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

Cáceres pertenece a la zona eólica X.

La situación topográfica es normal.

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

<i>Altura (m)</i>	<i>q (kg/m²)</i>	<i>barlovento (kg/m²)</i>	<i>sotavento (kg/m²)</i>
9.8	79	52.67	26.33

Estas consideraciones se tendrán en cuenta más adelante en el cálculo de pilares.

2 Carga del viento sobre la cubierta.

Considerando < 33% huecos. La zona eólica X y la altura total de la nave:
 $h_t = 7 \text{ m} + 2 \text{ m} + 1 \text{ m} = 10 \text{ m}$. Existen dos hipótesis:

Hipótesis A:

Faldón a barlovento $m = 0 \text{ kg/m}^2$
 Faldón a sotavento $n = -16 \text{ kg/m}^2$

Hipótesis B:

Faldón a barlovento $m = -47 \text{ kg/m}^2$
 Faldón a sotavento $n = -63 \text{ kg/m}^2$

Al ser todas las cargas signo negativo no se considera la acción del viento.

3.2.2.- Cálculo de las correas.

El tipo de correa a emplear es perfil IPN, para de la que cálculo se sigue la normativa NEB EA-95.

Se tantea con un perfil IPN 120.

<i>Perfil</i>	<i>Peso(kg/m²)</i>	<i>Sección(cm²)</i>	<i>W_x(cm³)</i>	<i>W_y(cm³)</i>	<i>i_x(cm)</i>	<i>i_y(cm)</i>
IPN 120	11.2	14.2	54.7	7.41	4.81	1.34

La carga total en la vertical será de:

$$P_T = P_n + P_c + P_{ca} = 82.6 + 11.2 + 34.75 = 128.6 \text{ kg/m.}$$

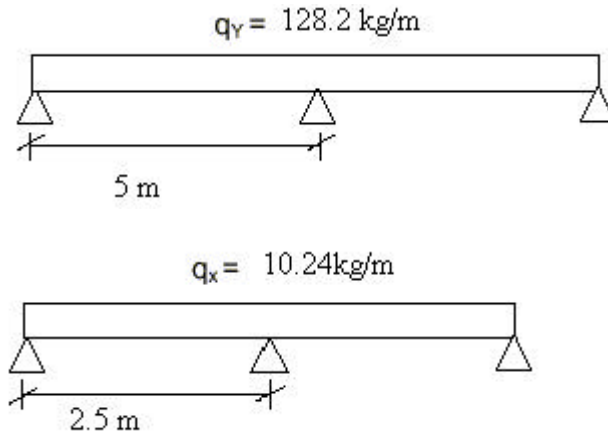
Las cargas en sentido de la cubierta y perpendiculares a ésta, serán respectivamente.

$$P_x = 128.6 \cdot \text{sen}\alpha = 10.24 \text{ kg/m}$$

$$P_y = 128.6 \cdot \text{cos}\alpha = 128.2 \text{ kg/m}$$

1. Comprobación a flexión.

Para comprobar las correas a flexión, se considera que las correas son vigas continuas montadas cada dos vanos y cargadas con una carga uniforme.



Para que la correa resista a flexión debe cumplir:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{\text{admisible menorada}} = 1733 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot P_y \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 128.2 \cdot 5^2 = 400 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \frac{1}{8} \cdot P_x \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 10.24 \cdot 2.5^2 = 8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{40.000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{54.7 \text{ cm}^3} + \frac{3200 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{7.41 \text{ cm}^3} = 1163 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} \rightarrow \text{Admisible.}$$

2. Comprobación a flecha.

La flecha máxima admisible para vigas y viguetas de cubierta según la norma NBE-EA-95 es, $l/250$ siendo l la longitud del vano.

La flecha admisible es:

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

Para calcular la flecha producida,

$$f = a \cdot \frac{s \text{ (kg/mm}^2\text{)} \cdot l^2 \text{ (m}^2\text{)}}{h \text{ (cm)}}$$

$$f = 0.415 \cdot \frac{11.63 \cdot 5^2}{12} = 10 \text{ mm} \quad \text{El perfil propuesto es admisible a flecha.}$$

3.2.3.- Cálculo de la cercha

La cercha es de tipo Pratt a dos aguas, con dos metros de canto inicial, 25 m de luz, 8% de pendiente. La separación entre nudos de 1,39 m, 9 vanos y 10 correas por faldón, que tiene una longitud de 12.54 m.

A. Cálculo del peso por nudo.

Para el cálculo de la carga en cada nudo, además de las acciones ya consideradas, se ha de tener en cuenta el peso de la cercha, que se estimara en el 70% de la luz, y el de conducciones que albergará en su interior, que se considera de unos 25 kg/m².

$$P_{\text{cercha}} = 0.7 \cdot 25 = 17.5 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 17.5 \text{ kg/m}^2 \cdot 5 \text{ m} \cdot 25 \text{ m} = 2187.5 \text{ kg}$$

El valor de la carga uniforme por metro lineal de correa es:

$$128.6 \text{ kg/m} \cdot 5 \text{ m} = 643 \text{ kg}$$

Y el correspondiente al cableado y otros elementos de conducción:

$$P_{\text{nudo}} = 643 + 172.5 + \frac{2187 \text{ kg}}{18 \text{ nudos}} = 938 \text{ kg / nudo}$$

B. Cálculo de las reacciones.

Las reacciones R_A y R_B tienen el mismo valor debido a la simetría geométrica y de cargas. Este valor es:

$$R_A = R_B = \frac{938 \cdot 18}{2} = 8442 \text{ kg}$$

C. 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.

La tensión admisible minorada se reducirá un 10% por la suposición de partida de que la estructura de la cercha es isostática, cuando en realidad existe cierta rigidez en los nudos por las soldaduras.

$$s_{adm} = 0.90 \cdot \frac{2600kg/cm^2}{1.5} = 1560kg/cm^2$$

Cálculo de esfuerzos

Lo vamos a realizar por el método gráfico de Cremona.

- Cuadro con el esfuerzo, longitudinal y barras del diagrama de Cremona.

	BARRA	LONGITUD	ESFUERZO	
			Tipo	Valor (kg)
PAR	2	10.2	Compresión	10000
	3	13.6	Compresión	13600
	4	16.0	Compresión	16000
	5	17.5	Compresión	17500
	6	18.5	Compresión	18500
	7	18.9	Compresión	18900
	8	18.2	Compresión	18200
	9	18.3	Compresión	18300
TIRANTE	10	-	Tracción	-
	11	5.6	Tracción	5600
	12	10.1	Tracción	10100
	13	13.5	Tracción	13500
	14	15.9	Tracción	15900
	15	17.5	Tracción	17500
	16	18.4	Tracción	18400
	17	18.8	Tracción	18800
18	18.9	Tracción	18600	
MONTANTE	19	9.0	Compresión	9000
	20	7.9	Compresión	7900
	21	6.5	Compresión	6500
	22	5.1	Compresión	5100
	23	4.0	Compresión	4000
	24	2.8	Compresión	2800
	25	1.7	Compresión	1700
	26	0.6	Compresión	600
27	0.3	Tracción	300	
DIAGONALES	28	9.8	Tracción	9800
	29	7.9	Tracción	7900
	30	6.2	Tracción	6200
	31	4.6	Tracción	4600
	32	3.2	Tracción	3200
	33	2.0	Tracción	2000
	34	0.7	Tracción	700
	35	0.3	Compresión	300
	36	0.9	Compresión	900

D. Comprobación a tracción.

En los cálculos de las barras de la cercha emplearemos como tensión admisible 1560 kg/cm^2 . Este valor se obtiene al disminuir la tensión admisible minorada del acero A-42b (1733 kg/cm^2) un 10%, pues la hipótesis de cálculo considera que los esfuerzos secundarios 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.

Para que sea admisible debe cumplirse:

$$\sigma_{m \text{ máx}} = \frac{N}{A} \leq \sigma_{\text{adm}} = 1560 \text{ kg / cm}^2$$

a) Tirante.

La barra más desfavorable es la nº 17, que será la que se estudie y con la que se dimensionará el tirante completo. $N = 18\ 800 \text{ kg}$

Se tantea con un perfil 2L 50· 7

Perfil	Peso (kg/m)	Sección (cm ²)
L 50· 7	5.15	6.56

$$s = \frac{N}{2 \cdot A} = \frac{18800 \text{ kg}}{2 \cdot 6.56} = 1433 \text{ Kg / cm}^2 \leq s_{\text{admisible}}$$

b) Diagonal.

Se verá la barra más desfavorable y se dimensionarán todas las demás según ésta, que es la nº 28. $N = 9800 \text{ kg}$.

Se tantea con un perfil 2L 40· 5

Perfil	Peso (kg/m)	Sección (cm ²)
L 40· 5	2.97	3.79

$$s = \frac{N}{2 \cdot A} = \frac{9800 \text{ kg}}{2 \cdot 3.79 \text{ cm}^2} = 1293 \text{ Kg / cm}^2 \leq s_{\text{admisible}}$$

c) Montante nº 27.

La barra nº 27; a diferencia del resto de los montantes, trabaja a tracción, pero al ser el esfuerzo al que está sometida sensiblemente inferior al que soporta el montante más cargado, y además, por ser el dimensionado a compresión más exigente que el de tracción, se dimensionarán todos según el montante más cargado a compresión.

E. Comprobación a compresión.

La condición de seguridad que debe cumplirse es:

$$\sigma_{m \text{ máx}} = \frac{N}{A} \cdot \omega \leq \sigma_{adm} = 1560 \text{ kg / cm}^2$$

donde ω es el coeficiente de pandeo en función de la esbeltez (λ) del perfil

a) Par.

La barra más desfavorable es la nº 7.

$$N = 18\,900 \text{ kg} \quad l_k \cdot b = 1 \cdot 138 \text{ cm} = 138 \text{ cm}$$

Se tanea con un perfil: 2L 60· 8

Perfil	Peso(kg/m)	Sección(cm ²)	i _x
L 60· 8	7.09	9.03	1.8

$$I = \frac{l_k}{i_x} = \frac{138}{1.8} = 77 \rightarrow w = 1.46$$

$$s = \frac{N}{A \cdot 2} \cdot w = \frac{18900 \text{ kg}}{2 \cdot 9.03 \text{ cm}^2} \cdot 1.46 = 1528 \text{ Kg / cm}^2 \leq s_{adm} \rightarrow \text{Admisible.}$$

b) Montante.

La barra más desfavorable es la nº 19.

$$N = 9\,000 \text{ kg} \quad l_k = b \cdot l = 0.8 \cdot 200 = 160 \text{ cm}$$

Se tanea con dos perfil: 2L 50· 7

Perfil	Peso (kg/m)	Sección(cm ²)	i _x (cm)
L 50· 7	5.15	6.56	1.49

$$I = \frac{l_k}{i_x} = \frac{169}{1.49} = 107.3 \rightarrow w = 2.01$$

$$s = \frac{N}{2 \cdot A} \cdot w = \frac{9000 \text{ kg}}{2 \cdot 6.56} \cdot 2.01 = 1379 \text{ Kg / cm}^2 \leq s_{adm} \rightarrow \text{Admisible.}$$

El montante extremo se realizara con perfiles UPN a fin de facilitar el montaje.

$$N = 9\,000 \text{ kg: } l_k = b \cdot l = 0.8 \cdot 2.11 = 169 \text{ cm}$$

Se prueba con dos perfiles UPN 80:

Perfil	Peso (kg/m)	Sección(cm ²)	i _x (cm)
UPN 80	8.64	11.0	3.10

$$I = \frac{l_k}{i_x} = \frac{169}{3.10} = 54.5 \rightarrow w = 1.51$$

$$s = \frac{N}{2 \cdot A} \cdot w = \frac{9000kg}{2 \cdot 11.0} \cdot 1.17 = 480Kg / cm^2 \leq s_{adm} \rightarrow Admisible.$$

c) **Las diagonales a compresión.**

Las diagonales nº 35 y nº 36 trabajan a compresión, mas por soportar un esfuerzo inferior al cálculo para las diagonales a tracción, se dimensionan como la diagonal más desfavorable a tracción.

$$N = 900 \text{ kg}; l_k = b \cdot l = 0.8 \cdot 302 = 241cm$$

Se tantea con un perfil 2L 40 5

Perfil	Peso (kg/m)	Sección (cm ²)
L 40· 5	2.97	3.79

$$I = \frac{l_k}{i_x} = \frac{241}{1.2} = 199 \rightarrow w = 6.78$$

$$s = \frac{N}{2 \cdot A} \cdot w = \frac{900.kg}{2 \cdot 3.79} \cdot 6.78 = 811Kg / cm^2 \leq s_{adm} \rightarrow Admisible.$$

F. Comprobación a flecha de la cercha.

Para tal comprobación se realizará la suposición de que la cercha es una viga de cordones paralelos y de 2 m de canto. La carga uniforme que actuará sobre esta supuesta cercha será:

$$q = \frac{18 \cdot P_n}{luz}$$

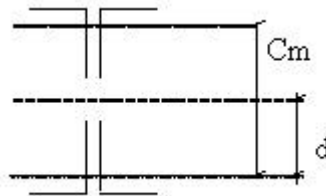
P_n es la carga por nudo real, es decir, la que es debida al peso real de la cercha, no al supuesto:

$$P_n = \text{Acciones de cubierta} + \text{Conducciones} + \text{Peso cercha} / \text{nudo.}$$

$$P_n = 752.05kg + 172.5kg + \frac{1747.5kg}{18nudos} = 1022kg.$$

$$Q = \frac{18 \cdot 1022 \text{ kg}}{2 \text{ m}} = 735.84 \text{ k / g} = 7.36 \text{ kg / cm}$$

Se calcula el momento de inercia únicamente considerando los cordones superior e inferior.



$$C_m = C_f - C_{cs} - C_{ci} = 200 \text{ cm} - 1.97 \text{ cm} - 1.69 \text{ cm} = 196.34 \text{ cm}$$

C_m : canto mecánico.

C_f : canto físico de la cercha.

C_{cs} : distancia desde la cara externa del perfil del cordón superior a su centro de gravedad.

C_{ci} : ídem del cordón inferior.

En cuanto a la posición del eje de gravedad de la cercha, vendrá dado por d :

$$A_{cs} \cdot c_m = (A_{cs} + A_{ci}) \cdot d$$

A_{cs} : área de los perfiles del cordón superior.

A_{ci} : ídem de los perfiles del cordón inferior.

$$d = \frac{A_{cs} \cdot c_m}{A_{cs} + A_{ci}} = \frac{18.8 \cdot 196.34}{18.8 + 13.82} = 113.16 \text{ cm}$$

El momento de inercia I_0 :

$$I_0 = A_{cs} \cdot (c - d)^2 + A_{ci} \cdot d^2$$

$$I_0 = 18.8 \cdot (196.34 \text{ cm} - 113.16 \text{ cm})^2 + 13.82 \cdot 113.16 \text{ cm}^2 = 307043 \text{ cm}^4$$

El momento de inercia I será del 75% del calculado.

$$I = 0.75 \cdot I_0 = 230282.25 \text{ cm}^4$$

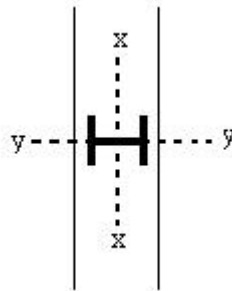
La flecha que produce:

$$f = \frac{5 \cdot L^4}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot .36kg \text{ cm} \cdot (2500)^4}{384 \cdot .110^6} = 4 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{luz}{250} = 10cm \Rightarrow f < f_{adm}$$

BARRAS	PERFIL	PESO(kg/m)	LONGITUD(m)	PESO (kg)
<i>Cordón Superior</i>	2 L 60· 8	14.18	12.50	177.6
<i>Cordón inferior</i>	2 L 50.7	10.30	12.50	128.75
<i>Montante extremo</i>	2 UPN 80	17.28	2.00	34.54
<i>Resto de montante</i>	2 L 50· 7	10.30	19.96	254.69
<i>Diagonal</i>	2L 40 5	5.94	25.25	149.985
<i>Peso barras semicercha.....</i>				759.8
<i>Peso cartela, chapas, etc (15%)....</i>				113.97
<i>Peso de la semicercha.....</i>				873.77
<i>Peso total de la cercha.....</i>				1747.54

3.2.4.-



Se proyecta un perfil HEB 220

Perfil	Peso(kg/m ²)	Sección(cm)	x(cm)	y(cm)	x(cm)	i _y
HEB 220	71.5		736	258		5.59

a) Carga axial

El valor de la carga axial será:

$$R_A = R_B = 8442kg$$

$$N = \text{Re acciòn} + P_{propio} \text{ pilar} = 8442kg + 71.5kg / m \cdot 7m = 8942.5kg$$

b) Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar

Debido a que el pilar transmite parte del momento ocasionado por el viento, por medio de la cercha que sustenta, al pilar de sotavento, tendremos un momento flector máximo en la base de los pilares a barlovento en la situación más desfavorable de:

$$c = (m - n) \cdot s \cdot f \cdot \text{sen} \alpha = (0 + 16) \cdot 5 \text{ m} \cdot 12.54 \text{ m} \cdot \text{sen} 4.57^\circ = 80 \text{ kg}$$

$$M_{\text{m}\ddot{a}\text{x}} = \left(\frac{13}{48} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} \right) \cdot h = \left(\frac{13}{48} \cdot 79 \cdot 5 \cdot 9 + \frac{80}{2} \right) \cdot 9 = 9016.3 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Siendo :

m: Carga de viento en el faldón a barlovento (hipótesis A) = 0

n : Carga de viento en el faldón a sotavento (hipótesis A) = -16

s : Separación entre cerchas = 5 m

f : Longitud del faldón de cubierta = 12,54 m

q : Carga de viento sobre el edificio = 79 kg/m

h : Altura en cabeza de pilar + cercha = (7+2) m

h_{cercha}: Canto de la cercha = 2 m

c) Cálculo del esfuerzo cortante máximo en la base del pilar

La tensión absorbida X por la cercha, que transmite al pilar del lado de sotavento es:

$$X = \frac{1}{16} q \cdot s \cdot h = \frac{1}{16} 79 \cdot 5 \cdot 9 = 223 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante máximo en la base de pilares es:

$$Q_{\text{m}\ddot{a}\text{x}} = \frac{2}{3} q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} - X = \frac{2}{3} 79 \cdot 5 \cdot 9 + \frac{80}{2} - 223 = 2187 \text{ kg}$$

d) Comprobación a pandeo

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 de eje XX:*

– Tipo de vinculación: empotrado-libre

$$l_{\text{kx}} = \beta \cdot L = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ cm} ; I_x = \frac{l_{\text{kx}}}{i_x} = \frac{1400 \text{ cm}}{9.43 \text{ cm}} \cong 149 \Rightarrow \mathbf{v} = 3.91$$

- *Pandeo alrededor de eje YY:*

– Tipo de vinculación: empotrado-articulado

$$l_{ky} = \beta \cdot L = 0.7 \cdot 700\text{cm} = 490\text{cm} \quad I_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{490}{5.59} \cong 88$$

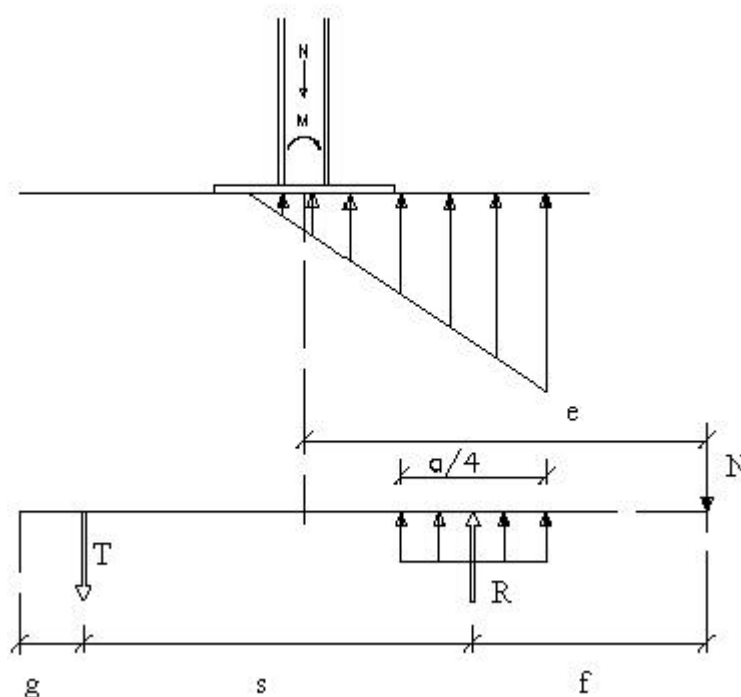
$$s = \frac{N}{A} \cdot v + \frac{M_x}{W_x} = \frac{8942.5\text{kg}}{91\text{cm}^2} \cdot 3.91 + \frac{901630\text{kg} \cdot \text{cm}}{7.36} = 1609\text{kg/cm}^2 < 1733\text{kg/cm}^2$$

Por tanto, $\sigma \leq s_{adm}$, siendo admisible el pilar.

3.2.5.- Cálculo de la placa de anclaje del pilar 1

- Carga axial del pilar: $N = 8\,942.5\text{ kg}$
- Momento máximo en la base: $M = 9\,016.3\text{ kg}\cdot\text{m}$
- Excentricidad: $e = \frac{M}{N} = \frac{901630\text{cm}}{8942.5\text{kg}} = 100\text{cm}$
- Predimensionado de la placa: $a \times b = 60 \times 40\text{ cm}$

$$\frac{a}{6} = \frac{60\text{cm}}{6} = 10\text{cm} < e \Rightarrow \text{Flexión compuesta}$$



- **Parámetros fundamentales**

- **Tracción de la placa**

$$T = \frac{N \cdot f}{s}$$

siendo:

$$\left. \begin{array}{l} - g = 0.1 \cdot a = 0.1 \cdot 60 = 6cm \\ - g = 0.15 \cdot a = 0.15 \cdot 60 = 9cm \end{array} \right\} \text{ Adoptamos } g = 6 \text{ cm}$$

$$- s = \frac{7}{8}a - g = 46.5cm$$

$$- f = e - \frac{3}{8}a = 80 - \frac{3}{8}60 = 57.5cm$$

$$T = \frac{8942.5kg \cdot 57.5cm}{46.5} = 11058kg$$

- **Compresión de la placa**

$$R = \frac{N(s + f)}{s} = \frac{8942.5kg(46.5 + 57.5)cm}{46.5cm} = 20000kg.$$

- **Tensión a la que se somete el hormigón de las zapatas**

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a \cdot b}{4}} = \frac{20000kg}{\frac{60cm \cdot 40cm}{4}} = 33.63kp/cm^2$$

$$s_{admH} = \frac{f_{ck}}{g_c \cdot g_f} = \frac{250}{1.5 \cdot 1.6} = 104.17kp/cm^2$$

$\sigma_{ch} < \sigma_{admH}$ admisibles.

- **El momento flector máximo de la placa**

En el borde del pilar será:

$$M_c = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \left(\frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{33.63kg/cm^2 \cdot 60cm \cdot 40cm}{4} \left(\frac{3 \cdot 60cm}{8} - \frac{22}{2} \right) = 232047kg \cdot cm$$

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

□ **El espesor de la placa**

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 232047 \text{kg} \cdot \text{cm}}{40 \text{cm} \cdot 1733 \text{kg} / \text{cm}^2}} = 4.48 \text{cm}$$

El espesor calculado es excesivo, por lo cual colocamos cartelas a fin de rebajarlo.

El nuevo espesor de la placa viene dado por la expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{s_{adm}}}$$

En donde M es el mayor de los siguientes momentos:

$$M = \frac{s_{ch} \cdot l^2}{2} = \frac{33.63 \text{kg} / \text{cm}^2 \cdot 10^2 \text{cm}^2}{2} = 1681.5 \text{Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot b}{8} \cdot (b - 4 \cdot l) = \frac{33.63 \text{kg} / \text{cm}^2 \cdot 40 \text{cm}}{8} \cdot (40 - 4 \cdot 10) \text{cm} = 0$$

$$l = \frac{b - c'}{2} = 10 \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 1681.5 \text{kg}}{1733 \text{kg} / \text{cm}^2}} = 2.4 \text{cm} \rightarrow 24 \text{mm}$$

El espesor sigue siendo excesivo, por lo que desdoblamos la basa en una placa superior de 12 mm y otra inferior de 12 mm de espesor, dándole a esta ultima 1 cm más a cada lado para facilitar la soldadura. La dimensión final de la placa inferior es 62 x 42.

□ **Espesor de las cartelas**

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot s_{adm}}$$

$$R = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{8} = \frac{33.63 \text{kg} / \text{cm}^2 \cdot 60 \text{cm} \cdot 40 \text{cm}}{8} = 10089 \text{kg}$$

$$e_1 = \frac{2 \cdot 10089 \text{kg}}{(60 - 24) \cdot 1733 \text{kg} / \text{cm}^2} = 0.32 \text{cm} \rightarrow 3.2 \text{mm}$$

Por seguridad y para que las soldaduras sean compatibles, se toma $e_1 = 8 \text{ mm}$.

□ Comprobación de la compatibilidad de soldaduras

Pieza	Espesor (mm)	Garganta a:	
		Valor máximo(mm)	Valor mínimo(mm)
<i>Ala HEB 220</i>	16	11	5.5
<i>Alma HEB 220</i>	9.5	6.5	3.5
<i>Placa superior</i>	12	8.0	4.0
<i>Placa inferior</i>	12	8.0	4.0
<i>Cartela</i>	8	5.5	3.0

Todas las piezas son soldables, por consiguiente, la comprobación es satisfactoria.

□ Diámetro y posición de los redondos de anclaje

$$T = n \cdot \frac{p \cdot f^2}{4} \cdot s_u$$

$$s_u [B - 400s] = \frac{4000}{1.15} = 3478.3kp / cm^2$$

$$11157 = n \cdot \frac{p \cdot f^2}{4} \cdot \frac{4000}{1.15}$$

$$\text{Si } f = 20mm \quad n = \frac{11157 \cdot 4 \cdot 1.15}{p \cdot 4000 \cdot 2^2} = 1.6 \rightarrow 2f20$$

$$a = 3f20$$

$$b = 2f20$$

□ Longitud de anclaje de los pernos

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

$$l_b = m_1 \cdot f^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} f$$

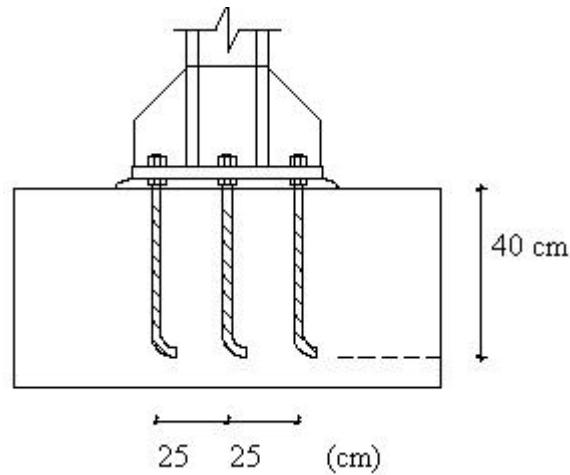
Al ser acero B 400S y hormigón H-25, $m = 12$

$$\left. \begin{aligned} 12 \cdot 2^2 &= 48 \text{ cm} \\ \frac{400}{20} \cdot 2 &= 40 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

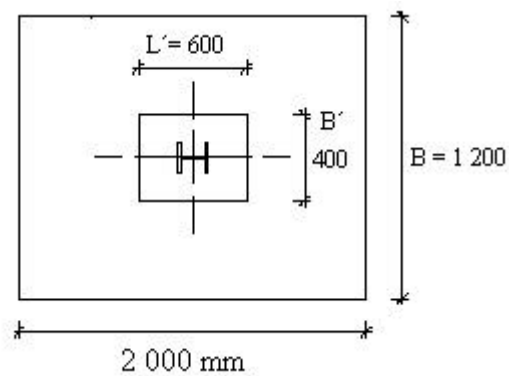
$$l_b = 48 \text{ cm}$$

Terminación en patilla:

$$0.7 \cdot l_b = 0.7 \cdot 48 = 33.6 \text{ cm Adoptamos como mínimo } 40 \text{ cm.}$$



3.2.6.- Cálculo de la zapata 1



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

Datos del terreno:

- ▶ Resistencia característica: $\sigma_{adm} = 20 \text{ kN/m}^3$
- ▶ Ángulo de rozamiento interno: $f = 30^\circ$
- ▶ Peso específico: $\gamma_{terreno} = 18 \text{ kN/m}^3$

Datos de los materiales:

- ▶ Peso específico del hormigón: $\gamma_h = 25 \text{ kN/m}^3$
- ▶ Hormigón HA-25 $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- ▶ Acero B400S

Coefficientes de ponderación a utilizar:

- ▶ Coeficiente de minoración del hormigón, $\gamma_c = 1.5$
- ▶ Coeficiente de minoración del acero, $\gamma_s = 1.15$

- ▀ Coeficiente de minoración de las cargas, $\gamma_f = 1.6$

A. Comprobación de la estabilidad estructural

a) Cargas en la base del pilar:

$$N_o = 89.43 \text{ kN} \quad M_o = 90.16 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_o = 21.87 \text{ kN}$$

b) Cargas en la base de la zapata:

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

$$N = N_o + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_h = 89.43 \text{ kN} + 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 144 \text{ kN}$$

$$M = M_o + V_o \cdot h = 90.16 \text{ kN} + 21.87 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m} = 112 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

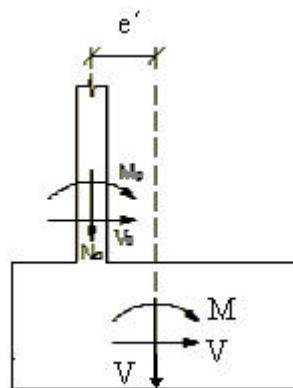
$$V = V_o = 21.87 \text{ kN}$$

A.1. Vuelco

Zapata con excentricidad física del pilar ($e' = e_{\text{física}} = 0.3 \text{ m}$)

$$C_{sv} = \frac{N \cdot \left(\frac{L}{2} + e' \right)}{M} \geq 1.5$$

$$C_{sv} = \frac{144 \text{ kN} \cdot \left(\frac{2}{2} + 0.3 \right)}{112 \text{ kN} \cdot \text{m}} = 1.67 \geq 1.5 \rightarrow \text{La zapata es admisible a vuelco.}$$



A.2. Hundimiento

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

$$e = \frac{M}{N} - e' = \frac{112kN \cdot m}{144kN} - 0.3m = 0.47cm$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2}{6} = 0.33cm$$

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

$$N = \frac{s_{\max} \cdot \overline{AX}}{2} \cdot B$$

$$\overline{AC} = \frac{\overline{AX}}{3} = \frac{L}{2} - e \rightarrow \overline{AX} = \frac{3L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 2}{2} - 3 \cdot 0.47 = 1.59.m$$

$$s_{\max} = \frac{4N}{3 \cdot (L - 2e) \cdot B} \leq 1,25 \cdot s_{Adm \cdot Terreno}$$

$$s_{\max} = \frac{4 \cdot 144kN}{3(2 - 2 \cdot 0.47)m \cdot 1.2m} = 151kN / m^2 = 0.151N / mm^2 \leq 1.25 \cdot s_{Adm \cdot Terreno}$$

B. Cálculo de la zapata como elemento estructural

b.1. Clasificación de la zapata según EHE.

- *Vuelo físico (zapata excéntrica)*

$$V_{\max} = \frac{L}{2} + e' - \frac{L'}{2} = \frac{2}{2} + 0.3 - \frac{0.22}{2} = 1.2m \rightarrow 1200mm$$

$$2 \cdot h = 2 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm}$$

Tipo de zapata.

$V_{\max} < 2h \rightarrow$ Zapata Rígida. (El vuelo físico será menor que dos veces el canto)

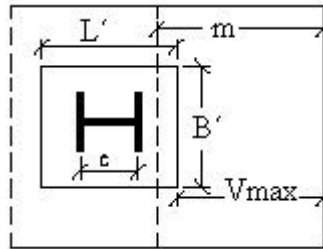
b.2. Flexión

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.

$$m = V_{\max} + \frac{L' - c}{4} = 1200mm + \frac{600mm - 220mm}{4} = 1105mm$$



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 1105 mm de largo (vuelo mecánico) y 1200 mm de ancho (lado menor de la zapata).

Obtención de la tensión de cálculo.

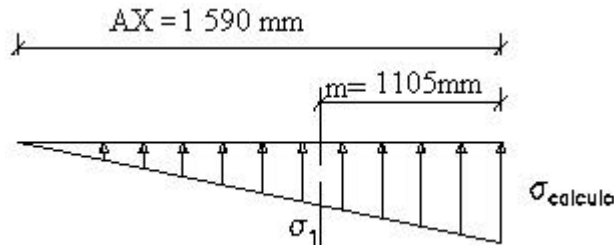
Es necesario descontar a la tensión máxima la tensión uniformemente distribuida debida al peso del cemento.

- La tensión a descontar:

$$s_{zapata} = h \cdot g_z + (D - h) \cdot g_t = 1m \cdot 25kN / m^3 + (1 - 1) \cdot 2 = 25kN / m^2$$

$$s_{calculo} = s_{m\acute{a}x} - s_{zapata} = 0.151 - 0.025 = 0.126N / mm^2$$

Por triangulación puede calcular el valor de la tensión a una distancia $m = 1105$ mm.



La tensión de cálculo, descontando la tensión uniforme producida por el peso del cemento y de la tierra situada sobre él, viene dada por la expresión:

$$\frac{s_1}{AX - m} = \frac{s_{calculo}}{AX} \rightarrow \frac{s_1}{1590 - 1105} = \frac{0.126}{1590} \rightarrow s_1 = 0.039N / mm^2$$

Método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{s_{m\acute{a}x} + s_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0.151 + 0.39}{2} \cdot 1200 \cdot \frac{2000}{2} = 112660N$$

$$x_1 = \frac{\left(\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot s_{\max} + s_1}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}} = \frac{\left(\frac{2000^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0.151 + 0.039}{6} \right) \cdot 1200}{113600} = 600 \text{ mm}$$

$$T_d = g_f \frac{R_{1d}}{0.85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0.25 \cdot a)$$

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

$$d = h - d' = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$$

$a = 220 \text{ mm}$ (anchura del soporte)

$$T_d = 1.6 \cdot \frac{113660}{0.85 \cdot 950} (600 - 0.25 \cdot 220) = 122738.7 \text{ N} \cong 122.7387 \text{ kN}$$

$$\text{Con esta capacidad: } A = \frac{122738.7 \text{ N}}{\frac{410}{1.15}} = 344.3 \text{ mm}^2$$

Comprobación de cuantía.

- **Cuantía geométrica mínima** Siendo la recomendación de J. Calavera, se adopta el 1.5‰

$$1.5\text{‰} \cdot 1200 \cdot 1000 = 1800 \text{ mm}^2$$

- **Cuantía mecánica mínima:**

$$A_s \geq 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$0.04 \cdot 1200 \cdot 1000 \cdot \frac{25/1.5}{410/1.15} = 2243.9 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, $A_s = 2243.9 \text{ mm}^2$. Utilizando barras de diámetro 16mm:

$$2243.9 = n \cdot \frac{p \cdot 16^2}{4} \rightarrow n = 11.16 \Rightarrow 12 \text{ f}16$$

La armadura longitudinal:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot f}{(n-1)} + f = \frac{1200 - 2 \cdot 70 - 12 \cdot 16}{(12-1)} + 16 = 94.9 \text{ mm } 9.49 \text{ cm}$$