DOCUMENTO I

ANEJOS A LA MEMORIA

ANEJO I: INGENIERIA DE LAS EDIFICACIONES

INDICE

	PAGINA
NAVE ADAPTACION, CEBO Y ALMACEN	
1.- Parámetros fundamentales	71
2.- Cálculo de las correas	74
3.- Cálculo del pórtico principal	76
4.- Cálculo del muro hastial	89
NAVE RECRIA	
1.- Parámetros fundamentales	111
2.- Cálculo de las correas	113
3.- Cálculo del pórtico principal	115
NAVE HENIL	
1.- Parámetros fundamentales	143
2.- Cálculo de las correas	145
3.- Cálculo del pórtico principal	148
NAVE LAZARETO	
1.- Parámetros fundamentales	160
2.- Cálculo de las correas	162
3.- Cálculo del pórtico principal	164
OFICINA Y VESTUARIO	
1.- Parámetros fundamentales	186
2.- Cálculo de la vigueta	188
RESUMEN	189

INGENIERIA DE LAS EDIFICACIONES

NAVE DE ADAPTACION, CEBO Y ALMACEN

1.- PARAMETROS FUNDAMENTALES:

Las 2 naves de adaptación (una para añojo y otra para ternera) y las 4 naves de cebo (2 para añojo y 2 para ternera) son de iguales características. Se proyecta una nave a 2 aguas, formadas por pórticos biempotrados a la misma altura.
Las dimensiones de la nave son:

- Luz de la nave: 10m
- Longitud: 40m
- Altura de pilares: 4m
- Pendiente de la cubierta: 20%
- 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:

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.

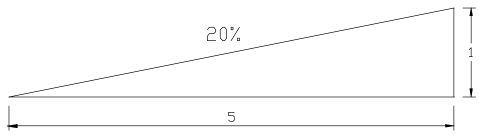
    - Sobrecargas: es la carga cuya magnitud o posición puede ser variable a lo largo del tiempo y puede ser de 2 tipos:

        - 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^2

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

$$\text{Tg á} = \left(\frac{1}{5}\right) = 0{,}2 \qquad \text{á} = 11{,}31º < 60º$$



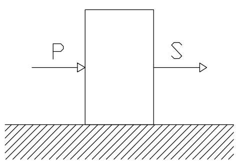
La sobrecarga característica de nieve por m^2 en proyección horizontal que deberá tomarse es:

$$60 \cdot Cos 11{,}31 = 58{,}83 Kg/m^2$$

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:

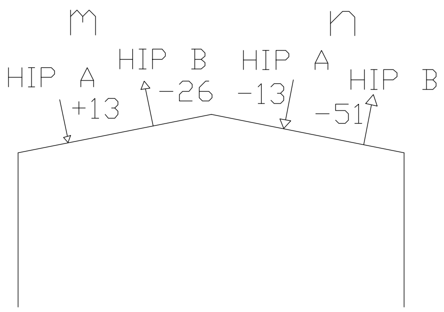
ALTURA	q (kg/m^2)	BARLOVENTO (kg/m^2)	SOTAVENTO (kg/m^2)
3	60	40	20
6	67	44,67	22,33



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

$$P = \frac{2}{3}q = \frac{2}{3}67 = 44{,}66 \qquad S = \frac{1}{3}q = \frac{1}{3}67 = 22{,}33$$

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



Hipótesis A:
- Faldón a barlovento: m = + 13 kg/m^2
- Faldón a sotavento: n = - 13 kg/m^2

Hipótesis B:
- Faldón a barlovento: m = - 26 kg/m^2
- Faldón a sotavento: n = -51 kg/m^2

Cojo la Hipótesis A porque es la que suma una carga. <u>+ 13 kg/m^2</u>

3. <u>Coeficiente de Ponderación</u>: 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 kg/cm^2, que resulta de dividir 2600 kg/cm^2 (límite elástico del acero A-42b) entre 1,5.

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

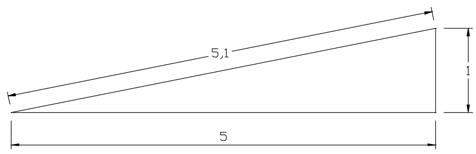
Por la cimentación de las zapatas y teniendo en cuenta que el hormigón es procedente de planta y el control de ejecución normal consideraremos los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de minoración del hormigón: ã$_c$ = 1,5
- Coeficiente de mayoración de cargas: ã$_c$ = 1,6
- Coeficiente de minoración del acero: ã$_c$ = 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.- CÁLCULO 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:

$$\mathrm{tg}\,a = \frac{1}{5} = 0{,}2$$

$$a = \mathrm{arctg}\,0{,}2 \longrightarrow a = 11{,}31^{\circ}$$

$$\mathrm{tg}\,a = \frac{H}{Semiluz} \qquad H = \mathrm{tg}\,11{,}31^{\circ}\cdot 5 = 1\ m$$

$$F = Faldón\ de\ la\ cubierta; \quad F = \frac{Semiluz}{Cos\,a} = \frac{5}{Cos\,11{,}31^{\circ}} = 5{,}1\ m$$

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

$$N^{\circ}\ vanos = \frac{5{,}1}{1{,}5} = 3{,}4 \longrightarrow 4\ vanos$$

$$Separación\ entre\ correas = \frac{5{,}1}{4\ vanos} = 1{,}275\ m$$

Por tanto la separación quedara como sigue:

- 5 correas separadas 1,275 m

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

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm^2)	W_x (cm^3)	W_y (cm^3)
Z-175x2	4,47	5,70	27,12	4,26

Cargas permanentes:

- Peso propio de la correa 4,47 kg/m
- Peso de la cubierta: Espesor 0,6 mm En el peso de la cubierta consideramos: Tornillos, material de sujeción, solapes, etc. → 15 kg/m²

$15\ Kg/m^2 \cdot 1{,}275\ m = 19{,}125\ Kg/m$

Cargas variables:

- Peso de la nieve: $58{,}83 \cdot (1{,}275 \cdot Cos\,11{,}31^{o}) = 73{,}55\ Kg/m$
- Viento: $13\ Kg/m^2 \cdot 1{,}275 = 16{,}575\ Kg/m$

Se toma como acción del viento el correspondiente al faldón más desfavorable para el cálculo de las correas. No consideramos la acción a sotavento ya que actúa en sentido contrario y por tanto resta peso.
El peso total tiene 2 componentes P_x y P_y, a ésta última hay que añadirle el valor de la carga del viento.

$$Px = (4{,}47 + 19{,}125 + 73{,}55) \cdot Sen\,11{,}31^{o} = 19{,}05\ Kg/m$$
$$Py = (4{,}47 + 19{,}125 + 73{,}55) \cdot Cos\,11{,}31^{o} + 16{,}575 = 111{,}83\ Kg/m$$

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 $\frac{L}{2}$.

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot 111{,}83 \cdot 5^2 = 349{,}47\ Kg \cdot m$$
$$M_y = \frac{1}{8} \cdot 19{,}05 \cdot \left(\frac{5}{2}\right)^2 = 14{,}88\ Kg \cdot m$$

- Comprobación a resistencia.

$$s = \frac{Mx}{Wx} + \frac{My}{Wy} < s_{adm} = 1733\ Kg/cm^2$$
$$s = \frac{34947}{27{,}12} + \frac{1488}{4{,}26} = 1288{,}6 + 349{,}3 = 1638 Kg/cm^2 < 1733\ Kg/cm^2$$

ADMISIBLE

- Comprobación a flecha.

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

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

Nuestra flecha será:

$$f_{(mm)} = 0{,}415 \cdot \frac{16{,}38 \cdot 5^2}{17{,}5} = 9{,}71mm < 25mm \Longrightarrow \quad \text{ADMISIBLE.}$$

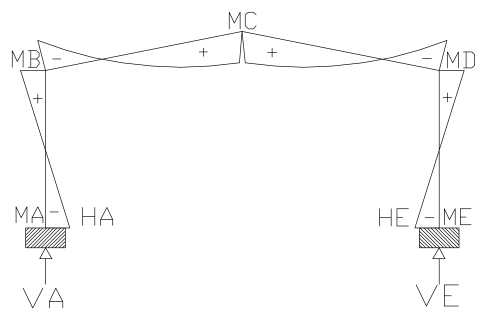
3.- CALCULO DEL PORTICO PRINCIPAL

El pórtico es biempotrado a la misma altura, dintel a dos aguas:

Vamos a calcular:

- Cargas axiales V_A y V_E en ambos pilares.
- Momentos que se producen en M_A , M_B , M_C , M_D y M_E al considerar que todos estos puntos los construimos como empotrados.
- Esfuerzos cortantes que se producen en H_A y H_E.

Todos estos valores se representan en la siguiente figura:



El cálculo de estos valores ha sido realizado mediante un programa informático de cálculo de pórticos biempotrados a la misma altura a dos aguas. El programa crea varias hipótesis de cálculo sobre cada uno de los valores de la carga axial, momento y esfuerzo cortante, por tanto para nuestro cálculo utilizaremos la acción de mayor magnitud.

Se introduce en este programa los datos referentes a nuestra nave y a continuación nos salen las hipótesis de cálculo que son las siguientes:

Hipótesis térmica:

Coeficiente de dilatación térmica: $1.2\cdot 10^{5}$ m/mºC

Variación de la temperatura en grados: 40ºC

	Hipótesis de cálculo			
Solicitaciones	**PP+PG+IT**	**PP+N+IT+PG**	**PP+V+PG+IT**	**PP+N+V+PG+IT**
V_A (kg)	997.50	3247.50	918.63	3168.63
H_A (kg)	527.11	1711.09	-630.70	3168.63
M_A (kg· m)	861.04	2786.24	728.59	2653.79
M_B (kg· m)	-1244.75	-4055.44	614.05	-2196.65
M_C (kg· m)	725.35	2355.68	67.69	1698.02
V_E (kg)	997.50	3247.50	1059.26	3309.26
H_E (kg)	527.11	1711.09	786.80	1970.77
M_E (kg· m)	861.04	2786.24	1470.94	3396.14
M_D (kg· m)	-1244.75	-4055.44	-1414.30	-4225.00

Solicitaciones mayoradas
P: Peso propio (cubierta + estructura)
PG: Puente grúa
V: Viento
N: Nieve
IT: Influencia térmica

Cálculo del Dintel:

Puesto que el pórtico dispone de cartelas, lo que hacemos será dimensionar el dintel teniendo en cuenta el momento en el Nudo C (Mc) ya que las cartelas absorben los momentos máximos $(M_B \ y \ M_D)$, producidos en los nudos B y D.

El perfil del dintel lo vamos a dimensionar con IPE – 160.

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm^2)	Wx (cm^3)	Wy (cm^3)	i_x (cm)	i_y (cm)
IPE - 160	15,8	20,1	109	16,7	6,58	1,84

Comprobamos:

$$s = \frac{Mc}{Wx} = \frac{235568}{109} = 2161{,}17 \ Kg/cm^2 < 2600 \ Kg/cm^2$$

Por tanto adoptamos para el dintel IPE – 160

Cálculo del Pilar:

De los datos informáticos elegidos, cogemos los valores mayores de las acciones, teniendo en cuenta que estos valores están mayorados, la tensión la comparamos en este caso con 2600 kg/cm^2.

La comprobación a realizar será:

$$s = \frac{N \cdot w}{A} + \frac{M_{max}}{W_X} < 2600\ Kg / cm^2$$

Se proyecta con perfil HEB – 140.

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm^2)	Wx (cm^3)	Wy (cm^3)	i_x (cm)	i_y (cm)
HEB - 140	33,7	43,0	216	79	5,93	3,58

- Cálculo de la carga axial:

$$V_E = N_E = 3309{,}26\ Kg$$
$$N = N_E + Peso\ propio\ pilar$$
$$N = 3309{,}26 + 33{,}7 \cdot 4 \cdot 1{,}33 = 3488{,}54\ Kg$$

- Momento flector.

$$M_D = M_B = 4225{,}00\ Kg \cdot m$$

- Comprobación a Flexocompresión del pilar propuesto:

El pilar es empotrado en la base y con respecto a los ejes de la nave estará:

- Alrededor del eje longitudinal x, el pilar es empotrado – empotrado con posibilidad de desplazamiento $b = 1$.
- Alrededor del eje transversal y, el pilar es empotrado – articulado ya que hay un arriostramiento que impide el desplazamiento por tanto $b = 0{,}7$.

Pandeo alrededor del eje x:

- Longitud Lg = 400 cm
- Longitud de pandeo $L_{KX} = b \cdot Lg = 1 \cdot 400 = 400 cm$
- Esbeltez $l_x = \frac{L_{KX}}{i_X} = \frac{400}{5{,}93} = 67{,}45 \longrightarrow 68 \Longrightarrow w = 1{,}31$

Pandeo alrededor del eje y:

- Longitud Lg = 400 cm
- Longitud de pandeo $L_{KY} = b \cdot Lg = 0{,}7 \cdot 400 = 280 cm$
- Esbeltez $l_Y = \frac{L_{KY}}{i_Y} = \frac{280}{3{,}58} = 78{,}21 \longrightarrow 79 \Longrightarrow w = 1{,}49$

$$s = \frac{N \cdot w}{A} + \frac{M_{max}}{W_X} = \frac{3488{,}54 \cdot 1{,}49}{43} + \frac{422500}{216} = 2076{,}9\ Kg/cm^2 < 2600\ Kg/cm^2$$

ADMISIBLE

Por tanto adoptamos para el pilar: HEB – 140

<u>Cálculo de la placa de anclaje</u>:

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

- Carga axial del pilar: HEB – 140

  N = Reacción + Peso propio del pilar.

  $$N = \frac{3309{,}26}{1{,}4} + 33{,}7 \cdot 4 = 2498.55\ Kg$$

- Momento flector máximo en la base del pilar:

  $$M = \frac{3396{,}14}{1{,}4} = 2425{,}81\ Kg \cdot m$$

  Hemos minorado las acciones para comparar a flexión con 1733 kg/cm^2.

- Excentricidad de Cálculo:

  $$e = \frac{M}{N} = \frac{2425{,}81}{2498{,}55} = 0{,}97 m = 97\ cm$$

- Predimensionamiento de la basa:

  a = 50 cm $b = 0{,}6 \cdot 0{,}50 = 0{,}30\ cm$

  b = 30 cm

  Para ver el tipo de flexión, tenemos que comprobar:

  $$\frac{a}{6} = \frac{50}{6} = 8{,}33\ cm < e = 97\ cm$$

  $$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 50}{8} = 18{,}75\ cm < e = 97\ cm$$

  Se cumple que $\frac{a}{6} < e > \frac{3 \cdot a}{8}$ $\Longrightarrow$ 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 $0{,}15\ a > g > 0{,}1\ a$

$$7{,}5 > g > 5$$

Adoptamos <u>g = 6 cm</u>

$$s = \frac{3}{4}a + \frac{a}{8} - g = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 50}{8} - 6 = 37{,}75cm$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 97 - \frac{3 \cdot 50}{8} = 78{,}25cm$$

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{2498{,}55 \cdot 78{,}25}{37{,}75} = 5179{,}11Kg$$

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{2498{,}55 \cdot (37{,}75 + 78{,}25)}{37{,}75} = 7677{,}66Kg$$

- Tensión admisible del hormigón de la zapata:

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

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

- Tensión a la que se somete el hormigón:

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{7677{,}66}{\frac{50}{4} \cdot 30} = 20{,}47Kg/cm^2 < s_{admH} = 104{,}2Kg/cm^2$$

- Cálculo del momento flector:

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

$$M = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4}\left(\frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2}\right) = \frac{20{,}47 \cdot 50 \cdot 30}{4}\left(\frac{3 \cdot 50}{8} - \frac{14}{2}\right) = 90195{,}93Kgcm$$

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:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 90195{,}93}{30 \cdot 1733}} = 3{,}22cm \longrightarrow$$ Adoptamos una placa de 35 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.

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

$$M = \frac{s_{ch} \cdot l^2}{2} = \frac{20,47 \cdot (8)^2}{2} = 655,04 Kgcm$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot b}{8}(b - 4 \cdot l) = \frac{20,47 \cdot 30}{8}(30 - 4 \cdot 8) = -153,52 Kgcm$$

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

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 655,04}{1733}} = 1,5cm \longrightarrow \underline{18 \text{ mm}}$$

El espesor de la placa sigue siendo excesivo desde el punto de vista de compatibilidad a soldadura, por lo que desdoblamos la placa en una placa superior de 8 mm y otra inferior de 10 mm dándole a esta ultima 1 cm más a cada lado para facilitar la soldadura con la placa superior.

- Placa Inferior 52 x 32 (10 mm de espesor).
- Placa Superior 50 x 30 (8 mm de espesor).

- Espesor de las cartelas:

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

$\frac{a}{4} > \frac{a-c}{2}$ $\frac{50}{4} > \frac{50-14}{2}$ 12,5 cm < 18 cm

Por tanto utilizamos las siguientes expresiones:

$$R = \frac{s_{ch} \cdot b \cdot a}{8} = \frac{20,47 \cdot 30 \cdot 50}{8} = 3838,13 Kg$$

El espesor de la cartela es:

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{(a-c) \cdot s_{adm}} = \frac{2 \cdot 3838,13}{(50-14) \cdot 1733} = 0,123cm$$

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

- Compatibilidad a Soldadura:

		GARGANTA	**A**
PIEZA	**ESPESOR (mm)**	**Valor máximo (mm)**	**Valor mínimo (mm)**
ALA HEB 140	12	8	4
ALMA HEB 140	7	4,5	2,5
PLACA SUPERIOR	8	5,5	3
PLACA INFERIOR	10	7	4
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 fyk = 4100 kg/cm^2:

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

T = 5179,11 kg debe ser vencida por los pernos de anclaje por tanto:

$$T \le n\frac{pf^2}{4} s_{adm} \quad \Longrightarrow \quad 5179{,}11 \le 2\frac{pf^2}{4}\cdot\frac{4100}{1{,}15} \qquad \text{despejando Ø}$$

$$f = \sqrt{\frac{2\cdot 5179{,}11}{p}\cdot\frac{1{,}15}{4100}} = 0{,}96cm$$

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.

$$Ap = 2‰ \cdot a\cdot b = 2‰ \cdot 52\cdot 32 = 3{,}33cm^2$$

Con 2 Ø 12 mm se cubre una superficie de 2,26 cm^2, por tanto no cubre la cuantía geométrica mínima y aumentamos el número de redondos a 3 Ø 12 mm.

3 Ø 12 mm $\longrightarrow$ 3,39 cm^2 $\longrightarrow$ Cumple

La placa llevara por tanto 8 Ø 12 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:

$$s = \frac{a-2\cdot g}{2} = \frac{50-2\cdot 6}{2} = 19cm$$

$$s' = \frac{b-2\cdot g}{2} = \frac{30-2\cdot 6}{2} = 9cm$$

- 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:

$$Lb = m \cdot f^{2} \triangleleft \frac{fyk}{20} f$$

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

$$Lb = 12 \cdot 1{,}2^{2} = 17{,}28cm \triangleleft \frac{410}{20} \cdot 1{,}2 = \underline{24{,}6cm}$$

Por tanto como Lb = 24,6 cm

$$Lb\,neta = Lb \cdot b \cdot \frac{As}{As\ \ real} = 24{,}6 \cdot 0{,}7 \cdot \frac{3{,}33}{3{,}39} = \underline{16{,}92cm}$$

Lb neta debe de cumplir:

$\geq 10\,f = 10 \cdot 1{,}2 = 12cm$

$\geq 15cm$

$\geq \frac{2}{3} \cdot Lb = \frac{2}{3} \cdot 24{,}6 = 16{,}4cm$ $\longrightarrow$ Para facilitar el montaje adoptaremos una longitud de redondos de <u>50 cm.</u>

<u>Cálculo de la zapata</u>:

- Datos del terreno:

  - Habiendo realizado el estudio geotecnico correspondiente (Norma Tecnológica NTE-CEG) llegamos a la conclusión de que el suelo sobre el que se asientan las edificaciones objeto, es de tipo arcilloso semiduro sobre roca granítica, de gran consistencia y resistencia característica (s_{adm}) no inferior a 2 kg/cm^2 = 200 kN/m^2.
  - El ángulo de rozamiento interno del terreno (Ø) es de 30º.
  - El peso especifico del terreno (g_t) es de 1800 kg/m^3.

- Datos del Hormigón y Acero utilizados:

  - El peso especifico del hormigón (gh) se considera 2500 kg/m^3.
  - Hormigón HA – 250 kg/cm^2 .
  - Acero B 400S de fyk = 4100 kg/cm^2.

- Coeficiente a utilizar:

- Coeficiente de minoración del hormigón: $g_c = 1{,}5$
- Coeficiente de mayoración de cargas: $g_f = 1{,}6$
- Coeficiente de minoración del acero: $g_s = 1{,}15$

- Cargas en la base del pilar:

  - Placa de anclaje 50 x 30 cm con un perfil HEB – 140
  - No = 2498,55 kg
  - Mo = 2425,81 kg m
  - $Vo = \dfrac{3169\ Kg}{1{,}5} = 2113\ Kg$

- Dimensión de la Zapata:

  - Se prevé una zapata excéntrica de 1,5 m de largo, en el eje transversal de la nave, 1,2 m de ancho, en el eje longitudinal de la nave y 1 m de canto o profundidad con 10 cm de hormigonado de limpieza. El pilar se colocara excéntrico, a una distancia de 1 m desde su eje hasta el borde exterior de la zapata. La excentricidad física $e_f = 25\,cm$.

    L = 1,50 m B = 1,20 m H = 1,00 m

- Cargas en la base de la Zapata:

  - $N = No + B \cdot L \cdot h \cdot g_h = 2498{,}55 + 1{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 2500 = \underline{6998{,}55 Kg}$
  - $N = 70 KN$
  - $M = Mo + Vo \cdot h = 2425{,}81 + 2113 \cdot 1 \underline{= 4538{,}81 Kg \cdot m}$
  - $M = 45{,}39 KN \cdot m$
  - $V = Vo = 2113 Kg = \underline{21{,}13 KN}$

- <u>Comprobación a realizar</u>:

1. Comprobación de estabilidad:

   1.1. Seguridad a vuelco:

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

$$Csv = \frac{70 \cdot \left(\frac{1{,}5}{2} + 0{,}25 \right)}{45{,}39} = 1{,}54 > 1{,}5 \Longrightarrow \text{VALIDO}$$

   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:

$$e_m = \frac{M}{N} = \frac{45,39}{70} = 0,65m$$

$$e = e_m - e_f \qquad e = 0,65 - 0,25 = 0,4\ m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1,50}{6} = 0,25m$$

Por tanto $e > \frac{L}{6}$ 0,4 m > 0,25 m y la distribución de cargas en el terreno corresponde a una <u>distribución triangular de tensiones</u>, 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:

$$s_{max} = \frac{4N}{3(l-2e)\cdot B} = \frac{4\cdot 70}{3(1,5-2\cdot 0,4)\cdot 1,2} = 111,11KN/m^2$$

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

$111,11KN/m^2 \leq 1,25 \cdot 200KN/m^2 = 250KN/m^2 \Longrightarrow$ 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:

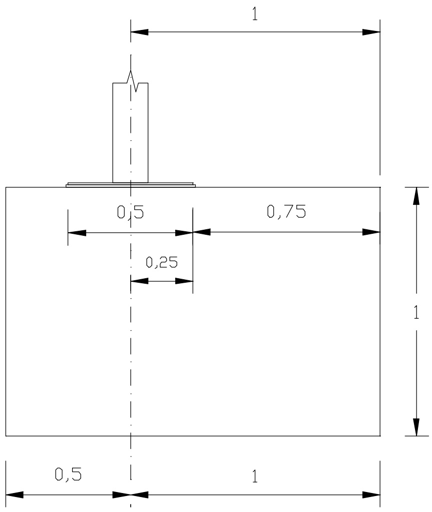
$$V = \frac{L-a}{2} + e_f = \frac{1,50-0,50}{2} + 0,25 = 0,75m$$

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

$$2 \cdot h = 2 \cdot 1 = 2m$$

V < 2h por tanto según la instrucción EHE se trata de una
0,75 m < 2 m ZAPATA RIGIDA.

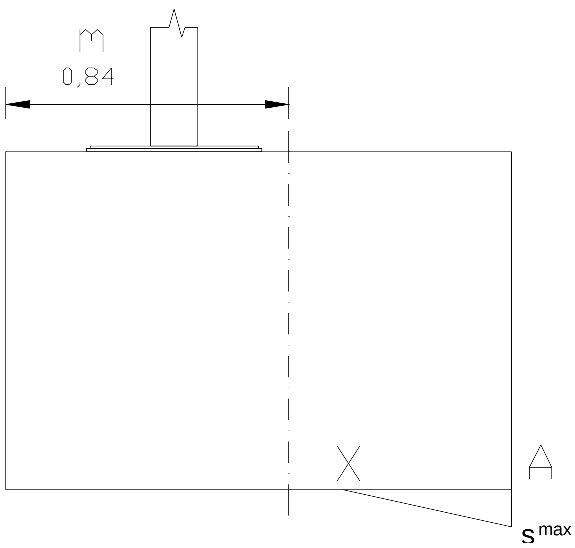
Al tratarse de una zapata rígida hay que realizar la comprobación a flexión en una sección S_1.



2.2. Cálculo a Flexión:

- Vuelo de Cálculo:

$$m = V + \frac{L\acute{} - c}{4} = 750 + \frac{500 - 140}{4} = 840mm$$



$$\frac{s_{max}}{AX} = \frac{s_m}{\overline{AX} - m} \qquad \overline{AX} = \frac{3 \cdot L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 1{,}5}{2} - 3 \cdot 0{,}4 = \underline{1{,}05m}$$

$$s_m = \frac{\overline{AX} - m}{\overline{AX}} s_{max} \qquad s_m = \frac{1{,}05 - 0{,}840}{1{,}05} \cdot 111{,}11 = \underline{22{,}22 KN/m^2}$$

- Obtención de las tensiones de cálculo:

$$s_{Zapata} = h \cdot g_h = 1 \cdot 25 = 25 KN/m^2$$
$$s_{Calculo} = s_{max} - s_{Zapata} = 111{,}11 - 25 = 86{,}11 KN/m^2$$
$$s_1 = s_{med} - s_{Zapata} = 22{,}22 - 25 = 0 KN/m^2$$

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

$$R1d = \frac{s_c + s_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{86{,}66 + 0}{2} \cdot 1{,}2 \cdot \frac{1{,}5}{2} = 38{,}75 KN$$

$$X_1 = \frac{\left(\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot s_c + s_1}{6}\right) \cdot B}{R1d} = \frac{\left(\frac{(1{,}5)^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 86{,}11 + 0}{6}\right) \cdot 1{,}2}{38{,}75} = \underline{0{,}5 m}$$

Al tener hormigón de limpieza adoptamos d´ = 50 mm

$$d = h - d´ = 1000 - 50 = 950 mm$$

a = 140 mm (anchura del pilar)

$$Td = g_f \cdot \frac{R1d}{0{,}85 \cdot d}\left(X_1 - 0{,}25 \cdot a\right)$$
$$Td = 1{,}6 \cdot \frac{38750}{0{,}85 \cdot 950}\left(500 - 0{,}25 \cdot 140\right) = \underline{35702{,}78 KN} \Rightarrow 35{,}7 \text{ KN}$$

Con esta capacidad:

$$A = \frac{35{,}7}{\frac{41}{1{,}15}} = 1 \longrightarrow \underline{100 mm^2}$$

- Cuantía geométrica mínima:

$$As \geq 2 \text{‰} \cdot b \cdot d \qquad As \geq 2 \text{‰} \cdot 1200 \cdot 950 = 2280 mm^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$As \geq 0{,}04 \cdot b \cdot d \cdot \frac{fcd}{fyd} \qquad As \geq 0{,}04 \cdot 1200 \cdot 950 \cdot \frac{\frac{25}{1{,}5}}{\frac{410}{1{,}15}} = 2131{,}7mm^2$$

Por tanto $As \geq 2280mm^2 \longrightarrow \underline{22{,}8cm^2}$

Utilizamos barras de diámetro 20 mm.

$$2280 = n\frac{p \cdot 20^2}{4} \qquad n = \frac{2280 \cdot 4}{20^2 \cdot p} = 7{,}25 \longrightarrow 8$$

8 Ø 20 mm

Utilizamos 8 Ø 20 mm con un área: A = 25,14 cm^2
La separación entre redondos será:

$$S = \frac{B - 2 \cdot d'}{7} = \frac{1200 - 2 \cdot 50}{7} = 157{,}14mm \Longrightarrow 15{,}7 \text{ cm.}$$

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

8 Ø 20 mm separadas 15,7 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:

$$\geq 10\,f = 10 \cdot 2 = 20cm$$
$$\geq 15cm$$
$$\geq \frac{1}{3} \cdot Lb \qquad \text{siendo } Lb = m \cdot f^2 \triangleleft \frac{fyk}{20} f$$

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

$$Lb = 12 \cdot 2^2 = \underline{48cm} \triangleleft \frac{410}{20} \cdot 2 = 41cm$$
$$\geq \frac{1}{3} \cdot 48 = 16cm$$

Por lo que adoptamos $Lbneta = 20cm$

- 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.

0,75 m < 0,950 m

- Comprobación a Fisuración.

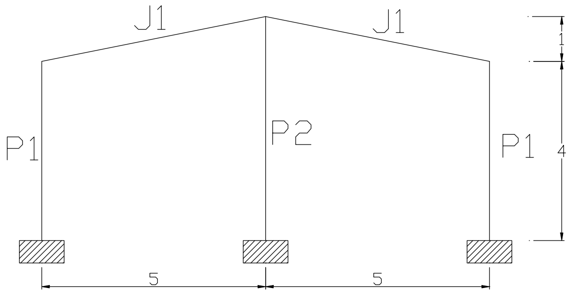
Para la comprobación a fisuración vamos a utilizar las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC – 2, que son muy útiles a nivel del proyecto y son muy útiles a nivel del proyecto y nos permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y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

$$s_s = \frac{Td}{As} = \frac{35702{,}78}{\frac{1{,}6}{2514}} = 8{,}87\, N/mm^2$$

Por tanto las barras de Ø 20 mm con una separación de 15,7 cm cumplen con creces las restricciones de las tablas de la EC – 2, no siendo necesaria la comprobación a Fisuración.

4. <u>CALCULO DEL MURO HASTIAL</u>

El muro hastial lo vamos a diseñar de acuerdo con el siguiente dibujo:



<u>Cálculo de la jácena (J_1):</u>

Se proyecta un perfil IPE – 140

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm^2)	Wx (cm^3)	Wy (cm^3)	i_x (cm)	i_y (cm)
IPE – 140	12,9	16,4	77,3	12,3	5,74	1,65

Las cargas que se producen en la jácena son:

- Peso de la cubierta: 15 kg/m^2
- Sobrecarga de la nieve: 58,83 kg/m^2
- Sobrecarga del viento 13 kg/m^2

- Peso de la correa Z-175 x 2 4,47 kg/m

Para el cálculo de la carga uniforme debemos tener en cuenta que sobre la jácena repercute la mitad de la cubierta existente entre ésta y el pórtico adyacente, separadas 5 m.

Determinación de la carga uniforme por metro lineal:

$$q = (15 + 58{,}83 + 4{,}47) \cdot \frac{5}{2} \cdot Cos 11{,}31 + 13 \cdot \frac{5}{2} + 12{,}9 = 237{,}35\ Kg/m$$

Se considera una viga biapoyada. El momento producido será:

$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 \longrightarrow M = \frac{1}{8} \cdot 237{,}35 \cdot (5{,}1)^2 = 771{,}68\ Kg \cdot m$$

- La comprobación resistencia:

$$s = \frac{M}{Wx} = \frac{77168}{77{,}3} = 998{,}3\ Kg/cm^2 < 1733\ Kg/cm^2 \Longrightarrow \text{ADMISIBLE}$$

- Comprobación a flecha:

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

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{5100}{250} = 20{,}4mm$$

Nuestra flecha será:

$$f_{(mm)} = 1 \cdot \frac{9{,}983 \cdot (5{,}1)^2}{14} = 18{,}54\ mm < 20{,}4\ mm \Longrightarrow \text{ADMISIBLE}$$

- La carga total de la jácena es:

$$Q_{TOTAL} = 237{,}35 \cdot 5{,}1 = 1210{,}5\ Kg$$

- La reacción en los pilares (2 pilares) será:

$$\frac{1210{,}5}{2} = 605{,}25\ Kg = R_1 = R_2$$

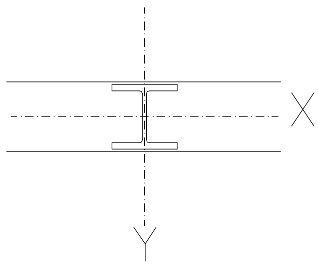
Cálculo del pilar (P_1)

Se proyecta con un perfil HEB – 100.

PERFIL	**Peso (kg/m)**	**Sección (cm^2)**	**Wx (cm^3)**	**Wy (cm^3)**	**i_x (cm)**	**i_y (cm)**
HEB – 100	20,4	26,0	90	33	4,16	2,53

- Cálculo de la carga axial:
  - Peso de la viga de atado IPN – 100 = $8{,}32 \cdot \dfrac{5}{2} = 20{,}8\ Kg$
  - Peso propio del pilar HEB – 100 = $20{,}4 \cdot 4 = 81{,}6\ Kg$
  - Reacción de la jácena = 605,25 Kg
  - Reacción axial carga total = 20,8 + 81,6 + 605,25 = 707,65 Kg

- <u>Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar</u>:



El pilar es empotrado – articulado en los dos planos, uno por el arriostramiento lateral y el otro por el propio muro hastial.
El pilar será Intranslacional con respecto al eje x, por la cruz de San Andrés.
El pilar será Translacional con respecto al eje y.
El momento máximo al que se va a someter una nave va a ser por el viento.

- Alrededor del eje x, el momento es:

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

Siendo: q = carga del viento sobre el cerramiento.
s = separación entre pilares.
h = altura del pilar.
c = carga del viento sobre la cubierta.
f = altura máxima del pilar del pórtico.

$$c = (m - n) \cdot s \cdot f$$

$$c = (13 - (-13)) \cdot \frac{5}{2} \cdot 1 = 65\ Kg$$

$$Mx = \left(\frac{13}{48} \cdot 67 \cdot \frac{5}{2} \cdot 4 + \frac{65}{2} \right) \cdot 4 = 856\ Kg \cdot m$$

El momento es máximo para $x = \dfrac{3}{8} l$ $\qquad x = \dfrac{3}{8} \cdot 4 = 1{,}5 m$

- Alrededor del eje y, el momento es:

$$My = \frac{1}{8} \cdot p \cdot \frac{s}{2} \cdot h^2$$ Siendo: p = presión a barlovento.

s = separación entre pilares del muro.

h = altura a cabeza de pilares.

$$My = \frac{1}{8} \cdot 44{,}67 \cdot \frac{5}{2} \cdot 4^2 = 223{,}35\ Kg \cdot m$$

- <u>Cálculo del esfuerzo cortante máximo</u>:

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

$$Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot 67 \cdot \frac{5}{2} \cdot 4 + \frac{65}{2} - \frac{1}{16} \cdot 67 \cdot \frac{5}{2} \cdot 4 = 437{,}3\ Kg$$

- <u>Comprobación del pilar propuesto</u>:

<u>Resistencia</u>:

$$s_x = \frac{N}{A} + \frac{Mx}{Wx} = \frac{707{,}65}{26} + \frac{85600}{90} = 978{,}33\ Kg/cm^2 < 1733\ Kg/cm^2$$

$$s_y = \frac{N}{A} + \frac{My}{Wy} = \frac{707{,}65}{26} + \frac{22335}{33} = 704{,}03\ Kg/cm^2 < 1733\ Kg/cm^2$$

ADMISIBLE

<u>Pandeo</u>:

Comprobación a Flexocompresión del pilar propuesto.
El pilar es empotrado – articulado en los dos ejes por tanto $b = 0{,}7$.
Vamos a calcular el pandeo:

<u>Pandeo alrededor del eje x</u>:

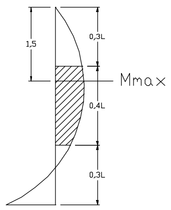
- Longitud Lg = 400 cm
- Longitud de pandeo $L_{KX} = b \cdot Lg = 0{,}7 \cdot 400 = 280cm$
- Esbeltez $l_x = \frac{L_{KX}}{i_X} = \frac{280}{4{,}16} = 67{,}3 \longrightarrow 68 \quad \Longrightarrow \quad w = 1{,}31$

<u>Pandeo alrededor del eje y</u>:

- Longitud Lg = 400 cm
- Longitud de pandeo $L_{KY} = b \cdot Lg = 0{,}7 \cdot 400 = 280cm$
- Esbeltez $l_Y = \frac{L_{KY}}{i_Y} = \frac{280}{2{,}53} = 110{,}67 \longrightarrow 111 \quad \Longrightarrow \quad \underline{w = 2{,}35}$

$$s = \frac{N \cdot w}{A} + \frac{Mx^*}{Wx}$$ Mx^* Nudo Intranslacional por la cruz de San Andrés.

$$Mx^* = M_{max}(40\%)$$



$$\left.\begin{array}{ll} 4\,m & 100 \\ x & 40 \end{array}\right\rangle \quad x = 1{,}6\,m$$

$$M_{max} \quad x = 1{,}5m$$

$$s = \frac{707{,}65 \cdot 2{,}35}{26} + \frac{85600}{90} = 1015{,}07\ Kg/cm^2 < 1733 Kg/cm^2$$

ADMISIBLE

$$s = \frac{N \cdot w}{A} + \frac{My^*}{Wy}$$

My^* Nudo Intranslacional

$$My^* = M_{max}$$

$$s = \frac{707{,}65 \cdot 2{,}35}{26} + \frac{22335}{33} = 740{,}8\ Kg/cm^2 < 1733\ Kg/cm^2$$

ADMISIBLE

<u>Cálculo placa de anclaje del pilar 1 (P_1)</u>

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 = 707,65 Kg

- Momento flector máximo en la base del pilar:

  M = 856 Kgm

- Excentricidad de cálculo:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{856}{707{,}65} = 1{,}20m \longrightarrow \quad 12cm$$

- Predimensionamiento de la basa:

  a = 0,30 m
  b = 0,30 m

Basa: 30 x 30 cm^2

Para ver que tipo de flexión tenemos que comprobar:

$$\frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5cm < e = 12cm$$
$$\frac{3a}{8} = \frac{3 \cdot 30}{8} = 11{,}25cm < e = 12cm$$

Se cumple que $\frac{a}{6} < e > \frac{3a}{8}$ $\Longrightarrow$ 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

$$s = \frac{3}{4}a + \frac{a}{8} - g = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 30}{8} - 4 = 22{,}25cm$$
$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 12 - \frac{3 \cdot 30}{8} = 0{,}75cm$$
$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{707{,}65 \cdot 0{,}75}{22{,}25} = 23{,}85Kg$$
$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{707{,}65 \cdot (22{,}25 + 0{,}75)}{22{,}25} = 731{,}5Kg$$

- Tensión admisible del hormigón de la zapata:

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

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

- Tensión a la que se somete el hormigón:

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{731{,}5}{\frac{30}{4} \cdot 30} = 3{,}25Kg/cm^2 < s_{admH} = 104{,}2Kg/cm^2$$

- Cálculo del momento flector:

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

$$M = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4}\left(\frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2}\right) = \frac{3{,}25 \cdot 30 \cdot 30}{4}\left(\frac{3 \cdot 30}{8} - \frac{10}{2}\right) = 4570{,}3Kgcm$$

donde c = canto del pilar en le dirección que actúa el momento.

- Cálculo del espesor de placa "t".

El espesor de placa se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 4570{,}3}{30 \cdot 1733}} = 0{,}72cm \longrightarrow$$ Adoptamos una placa de <u>8 mm</u> de espesor.

- Compatibilidad a Soldadura:

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

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 fyk = 4100 kg/cm^2:

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

T = 23,85 Kg debe ser vencida por los pernos de anclaje por tanto:

$$T \leq n\frac{pf^2}{4}s_{adm} \Longrightarrow 23{,}85 \leq 2\frac{pf^2}{4} \cdot \frac{4100}{1{,}15}$$ despejando Ø

$$f = \sqrt{\frac{2 \cdot 23{,}85}{p} \cdot \frac{1{,}15}{4100}} = 0{,}07cm$$

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.

$$Ap = 2‰ \cdot a \cdot b = 2‰ \cdot 30 \cdot 30 = \underline{1{,}8cm^2}$$

Adoptamos 2 Ø 14 mm se cubre una superficie 3,08 cm^2

La placa llevara por tanto 4 Ø 14 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:

$$s = (a - 2g) = (30 - 2 \cdot 4) = 22cm$$
$$s' = (b - 2g) = (30 - 2 \cdot 4) = 22cm$$

- 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:

$$Lb = m \cdot f^2 \lhd \frac{fyk}{20} f$$

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

$$Lb = 12 \cdot 1{,}4^2 = 23{,}52cm \lhd \frac{410}{20} \cdot 1{,}4 = \underline{28{,}7cm}$$

Por tanto como Lb = 28,7 cm

$$Lb\,neta = Lb \cdot b \cdot \frac{As}{As\ \ real} = 28{,}7 \cdot 0{,}7 \cdot \frac{1{,}8}{3{,}08} = 11{,}74cm$$

Lb neta debe de cumplir:

$$\geq 10\ f = 10 \cdot 1{,}4 = 14cm$$
$$\geq 15cm$$
$$\geq \frac{2}{3} \cdot Lb = \frac{2}{3} \cdot 28{,}7 = 19{,}13cm \longrightarrow$$

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

Cálculo de la zapata (P_1)

- Cargas en la base del pilar:

  - Placa de anclaje 30 x 30 cm con un perfil HEB – 100
  - No = 707,65 kg
  - Mo = 856 kg m
  - *Vo* = 437,3 *Kg*

- Dimensión de la Zapata:

  - Se prevé una zapata de 1,20 m de largo, en el eje transversal de la nave, 1,0 m en el eje longitudinal de la nave y 0,80 m de canto o profundidad con 10 cm de hormigonado de limpieza. El pilar se colocara centrado, donde $e_f = 0$.

L = 1,20 m B = 1,00 m H = 0,80 m

- Cargas en la base de la Zapata:

  - $N = No + B \cdot L \cdot h \cdot g_h = 707{,}65 + 1 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}8 \cdot 2500 = 3108Kg$
  - $N = 31{,}08KN$
  - $M = Mo + Vo \cdot h = 856 + 437{,}3 \cdot 0{,}8 = 1206Kg \cdot m$
  - $M = 12{,}06Kg \cdot m$
  - $V = Vo = 437{,}3Kg = 43{,}73KN$

- Comprobación a realizar:

1. Comprobación de estabilidad:

1.1. Seguridad a vuelco:

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

$$Csv = \frac{31{,}08 \cdot \left(\frac{1{,}2}{2} + 0 \right)}{12{,}06} = 1{,}54 > 1{,}5 \implies \text{VALIDO}$$

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:

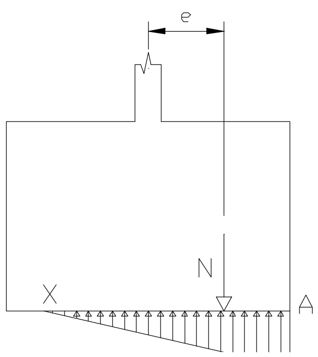
Debemos calcular la excentricidad para conocer el tipo de distribución de tensiones que tenemos:

$$e_m = \frac{M}{N} = \frac{12{,}06}{31{,}08} = 0{,}39m$$

$$e = e_m - e_f \qquad\qquad e = e_m = 0{,}39m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1{,}20}{6} = 0{,}20m$$

Por tanto $e > \frac{L}{6}$ 0,39 m > 0,20 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:

$$s_{max} = \frac{4N}{3(l-2e)\cdot B} = \frac{4\cdot 31{,}08}{3(1{,}2-2\cdot 0{,}39)\cdot 1} = 98{,}67 KN/m^2$$

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

$98{,}67 KN/m^2 \leq 1{,}25\cdot 200 KN/m^2 = 250 KN/m^2 \Longrightarrow$ 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:

$$V = \frac{L-a}{2} + e_f = \frac{1{,}20-0{,}30}{2} = 0{,}45m$$

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
0,45 m < 1,6 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:

$$m = V + \frac{L'-c}{4} = 450 + \frac{300-100}{4} = 500mm$$

$$\frac{s_{max}}{AX} = \frac{s_m}{\overline{AX} - m} \qquad \overline{AX} = \frac{3 \cdot L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 1{,}2}{2} - 3 \cdot 0{,}39 = \underline{0{,}63m}$$

$$s_m = \frac{\overline{AX} - m}{\overline{AX}} s_{max} \qquad s_m = \frac{0{,}63 - 0{,}5}{0{,}63} \cdot 98{,}67 = \underline{20{,}36KN / m^2}$$

- Obtención de las tensiones de cálculo:

$$s_{Zapata} = h \cdot g_h = 0{,}8 \cdot 25 = 20KN / m^2$$
$$s_{Calculo} = s_{max} - s_{Zapata} = 98{,}67 - 20 = 78{,}67KN / m^2$$
$$s_1 = s_{med} - s_{Zapata} = 20{,}36 - 20 = 0{,}36KN / m^2$$

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

$$R1d = \frac{s_c + s_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{78{,}67 + 0{,}36}{2} \cdot 1 \cdot \frac{1{,}2}{2} = 23{,}7KN$$

$$X_1 = \frac{\left(\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot s_c + s_1}{6}\right) \cdot B}{R1d} = \frac{\left(\frac{(1{,}2)^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 78{,}67 + 0{,}36}{6}\right) \cdot 1}{23{,}7} = \underline{0{,}4m}$$

Al tener hormigón de limpieza adoptamos d´ = 50 mm

$$d = h - d´ = 1000 - 50 = 950mm$$

a = 100 mm (anchura del pilar)

$$Td = g_f \cdot \frac{R1d}{0{,}85 \cdot d}\left(X_1 - 0{,}25 \cdot a\right)$$
$$Td = 1{,}6 \cdot \frac{23{,}7}{0{,}85 \cdot 950}\left(400 - 0{,}25 \cdot 100\right) = \underline{17{,}61KN}$$

Con esta capacidad:

$$A = \frac{17{,}61}{\frac{41}{1{,}15}} = 0{,}49 \longrightarrow \underline{50mm^2}$$

- Cuantía geométrica mínima:

$$As \geq 2 ‰ \cdot b \cdot d \qquad As \geq 2 ‰ \cdot 1000 \cdot 950 = 1900mm^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$As \geq 0{,}04 \cdot b \cdot d \cdot \frac{fcd}{fyd} \qquad As \geq 0{,}04 \cdot 1000 \cdot 950 \cdot \frac{\frac{25}{1{,}5}}{\frac{410}{1{,}15}} = 1776{,}42mm^2$$

Por tanto $As \geq 1900mm^2 \longrightarrow \underline{19cm^2}$

Utilizamos barras de diámetro 20mm.

$$1900 = n\frac{p \cdot 20^2}{4} \qquad n = \frac{1900 \cdot 4}{20^2 \cdot p} = 6{,}04 \longrightarrow 7$$

7 Ø 20 mm

Utilizamos 7 Ø 20 mm con un área: A = 21,99 cm^2

La separación entre redondos será:

$$S = \frac{B - 2 \cdot d'}{6} = \frac{1000 - 2 \cdot 50}{6} = 150mm \Longrightarrow 15 \text{ cm.}$$

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

  7 Ø 20 mm separadas 15 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:

  $$\geq 10\, f = 10 \cdot 2 = 20cm$$
  $$\geq 15cm$$
  $$\geq \frac{1}{3} \cdot Lb \qquad \text{siendo } Lb = m \cdot f^2 \lhd \frac{fyk}{20} f$$

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

  $$Lb = 12 \cdot 2^2 = \underline{48cm} \lhd \frac{410}{20} \cdot 2 = 41cm$$
  $$\geq \frac{1}{3} \cdot 48 = 16cm$$

  Por lo que adoptamos $Lbneta = 20cm$

- 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.

  0,45 m < 0,950 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.

$$s_s = \frac{Td}{As} = \frac{17610}{\frac{1,6}{2199}} = 5N/mm^2$$

  Por tanto las barras de Ø 20 mm con una separación de 15 cm cumplen con creces las restricciones de las tablas de la EC – 2, no siendo necesaria la comprobación a Fisuración.

Cálculo del pilar 2 (P_2)

Se proyecta con un perfil HEB – 100.

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm^2)	Wx (cm^3)	Wy (cm^3)	i_x (cm)	i_y (cm)
HEB – 100	20,4	26,0	90	33	4,16	2,53

Altura del pilar: 4 + 1 = 5m

- Cálculo de la carga axial:

  - Peso propio del pilar HEB – 100 = $20,4 \cdot 5 = 102\ Kg$
  - Reacción de la Jácena (jácena 2 lados) = 1210,5 kg
  - Reacción axial carga total = 102 + 1210,5 = 1312,5 kg

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

  El pilar es empotrado – articulado en los dos planos, uno por el arriostramiento lateral y el otro por el propio muro hastial.
  El momento máximo al que se va a someter una nave va a ser por el viento.

$$Mx = \frac{1}{8} \cdot p \cdot \frac{s}{2} \cdot h^2$$

Siendo: p = presión a barlovento.

s = separación entre pilares del muro.
h = altura a cabeza de pilares.

$$Mx = \frac{1}{8} \cdot 44{,}67 \cdot 5 \cdot 5^2 = 697{,}97\ Kg \cdot m$$

- <u>Cálculo del esfuerzo cortante máximo</u>:

$$Q_{max} = \frac{5}{8} \cdot p \cdot s \cdot h$$

$$Q_{max} = \frac{5}{8} \cdot 44{,}67 \cdot 5 \cdot 5 = 698\ Kg$$

- <u>Comprobación a Flexocompresión del pilar propuesto</u>.

El pilar es empotrado – articulado en los dos ejes por tanto $b = 0{,}7$.
Vamos a calcular el pandeo:

<u>Pandeo alrededor del eje x</u>:

- Longitud Lg = 500 cm
- Longitud de pandeo $L_{KX} = b \cdot Lg = 0{,}7 \cdot 500 = 350cm$
- Esbeltez $l_x = \frac{L_{KX}}{i_X} = \frac{350}{4{,}16} = 85 \Longrightarrow w = 1{,}62$

<u>Pandeo alrededor del eje y</u>:

- Longitud Lg = 500 cm
- Longitud de pandeo $L_{KY} = b \cdot Lg = 0{,}7 \cdot 500 = 350cm$
- Esbeltez $l_Y = \frac{L_{KY}}{i_Y} = \frac{350}{2{,}53} = 139 \Longrightarrow \underline{w = 3{,}45}$

La comprobación a realizar será:

$$s = \frac{N \cdot w}{A} + \frac{Mx}{Wx}$$

$$s = \frac{1312{,}5 \cdot 3{,}45}{26} + \frac{69797}{90} = 949{,}68\ Kg/cm^2 < 1733 Kg/cm^2$$

ADMISIBLE

<u>Cálculo placa de anclaje del pilar 2 (P_2)</u>

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 = 1312,5 kg

- Momento flector máximo en la base del pilar:

M = 697,97 kg· m

- Excentricidad de cálculo:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{697{,}97}{1312{,}5} = 0{,}53m \longrightarrow \quad 53cm$$

- Predimensionamiento de la basa:

a = 0,40 m
b = 0,40 m

Basa: 40 x 40 cm^2

Para ver que tipo de flexión tenemos que comprobar:

$$\frac{a}{6} = \frac{40}{6} = 6{,}7cm < e = 53cm$$
$$\frac{3a}{8} = \frac{3 \cdot 40}{8} = 15cm < e = 53cm$$

Se cumple que $\frac{a}{6} < e > \frac{3a}{8}$ $\Longrightarrow$ 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 $0{,}15\, a > g > 0{,}1\, a$

$$6 > g > 4$$

Adoptamos g = 5 cm

$$s = \frac{3}{4}a + \frac{a}{8} - g = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 40}{8} - 5 = 30cm$$
$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 53 - \frac{3 \cdot 40}{8} = 38cm$$
$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{1312{,}5 \cdot 38}{30} = 1662{,}5Kg$$
$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{1312{,}5 \cdot (30 + 38)}{30} = 2975Kg$$

- Tensión admisible del hormigón de la zapata:

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

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

- Tensión a la que se somete el hormigón:

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{2975}{\frac{40}{4} \cdot 40} = 7{,}44 Kg/cm^2 < s_{admH} = 104{,}2 Kg/cm^2$$

- Cálculo del momento flector:

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

$$M = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \left(\frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{7{,}44 \cdot 40 \cdot 40}{4} \left(\frac{3 \cdot 40}{8} - \frac{10}{2} \right) = 29760 Kgcm$$

donde *c* es el canto del pilar en le dirección que actúa el momento.

- Cálculo del espesor de placa "t".

El espesor de placa se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 29760}{40 \cdot 1733}} = 1{,}60 cm$$

El espesor de la placa es excesivo desde el punto de vista a compatibilidad a soldadura, por lo que desdoblamos la placa en una placa superior de 8 mm, y otra inferior de 10 mm dándole a esta última 1 cm más a cada lado para facilitar la soldadura con la placa superior.

Placa Inferior 42 x 42 cm
Placa Superior 40 x 40 cm

- Compatibilidad a Soldadura:

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

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 fyk = 4100 kg/cm^2:

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

T = 1662,5 Kg debe ser vencida por los pernos de anclaje por tanto:

$$T \le n\frac{pf^2}{4}s_{adm} \Longrightarrow 1662{,}5 \le 2\frac{pf^2}{4}\cdot\frac{4100}{1{,}15} \qquad \text{despejando Ø}$$

$$f = \sqrt{\frac{2\cdot 1662{,}5}{p}\cdot\frac{1{,}15}{4100}} = 0{,}54cm$$

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.

$$Ap = 2‰\cdot a\cdot b = 2‰\cdot 40\cdot 40 = \underline{3{,}2cm^2}$$

Adoptamos 2 Ø 16 mm se cubre una superficie 4,02 cm^2

La placa llevara por tanto 4 Ø 16 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:

$$s = (a - 2g) = (40 - 2\cdot 5) = 30cm$$
$$s' = (b - 2g) = (40 - 2\cdot 5) = 30cm$$

- 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:

$$Lb = m\cdot f^2 \triangleleft \frac{fyk}{20}f$$

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

$$Lb = 12\cdot 1{,}6^2 = 30{,}72cm \triangleleft \frac{410}{20}\cdot 1{,}6 = \underline{32{,}8cm}$$

Por tanto como Lb = 32,8 cm

$$Lb\,neta = Lb \cdot b \cdot \frac{As}{As\ \ real} = 32{,}8 \cdot 0{,}7 \cdot \frac{3{,}2}{4{,}02} = 18{,}28cm$$

Lb neta debe de cumplir:

$\geq 10\ f = 10 \cdot 1{,}6 = 16cm$
$\geq 15cm$
$\geq \frac{2}{3} \cdot Lb = \frac{2}{3} \cdot 32{,}8 = 21{,}86cm \longrightarrow$ Para facilitar el montaje adoptaremos una longitud de redondos de 50 cm.

Cálculo de la zapata del pilar 2 (P_2)

- Cargas en la base del pilar:

  - Placa de anclaje 40 x 40 cm con un perfil HEB – 100
  - No = 1312,5 kg
  - Mo = 697,97 kg m
  - $Vo = 698\ Kg$

- Dimensión de la zapata:

  - Se prevé una zapata de 1,20 m de largo, en el eje transversal de la nave, 1,0 m en el eje longitudinal de la nave y 1,0 m de canto o profundidad con 10 cm de hormigonado de limpieza. El pilar se colocara centrado, donde $e_f = 0$.
    L = 1,20 m B = 1,00 m H = 1,00 m

- Cargas en la base de la Zapata:

  - $N = No + B \cdot L \cdot h \cdot g_h = 1312{,}5 + 1 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot 2500 = 4312{,}5Kg$
  - $N = 43{,}13KN$
  - $M = Mo + Vo \cdot h = 697{,}97 + 698 \cdot 1 = 1395{,}97Kg \cdot m$
  - $M = 13{,}96Kg \cdot m$
  - $V = Vo = 698Kg = 6{,}98KN$

- Comprobación a realizar:

1. Comprobación de estabilidad:

   1.1. Seguridad a vuelco:

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

$$Csv = \frac{43{,}13 \cdot \left(\frac{1{,}2}{2} \right)}{13{,}96} = 1{,}85 \geq 1{,}5 \quad \Longrightarrow \quad \text{VALIDO}$$

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:

$$e_m = \frac{M}{N} = \frac{13{,}96}{43{,}13} = 0{,}32m$$

$$e = e_m - e_f \qquad\qquad e = e_m = 0{,}32m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1{,}20}{6} = 0{,}20m$$

Por tanto $e > \frac{L}{6}$ 0,32 m > 0,20 m y la distribución de cargas en el terreno corresponde a una <u>distribución triangular de tensiones</u>, 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:

$$s_{max} = \frac{4N}{3(l - 2e) \cdot B} = \frac{4 \cdot 43{,}13}{3(1{,}2 - 2 \cdot 0{,}32) \cdot 1} = 102{,}7KN/m^2$$

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

$$102{,}7KN/m^2 \leq 1{,}25 \cdot 200KN/m^2 = 250KN/m^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{ADMISIBLE}$$

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:

$$V = \frac{L-a}{2} + e_f = \frac{1{,}20 - 0{,}40}{2} = 0{,}4m$$

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

$$2 \cdot h = 2 \cdot 1 = 2m$$

V < 2h por tanto según la instrucción EHE se trata de una
0,4 m < 2 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:

$$m = V + \frac{L' - c}{4} = 400 + \frac{400 - 100}{4} = 475mm$$

$$\frac{s_{max}}{AX} = \frac{s_m}{\overline{AX} - m} \qquad \overline{AX} = \frac{3 \cdot L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 1{,}2}{2} - 3 \cdot 0{,}32 = \underline{0{,}84m}$$

$$s_m = \frac{\overline{AX} - m}{\overline{AX}} s_{max} \qquad s_m = \frac{0{,}84 - 0{,}475}{0{,}84} \cdot 102{,}7 = \underline{44{,}62KN/m^2}$$

- Obtención de las tensiones de cálculo:

$$s_{Zapata} = h \cdot g_h = 1 \cdot 25 = 25KN/m^2$$

$$s_{Calculo} = s_{max} - s_{Zapata} = 102{,}7 - 25 = 77{,}7KN/m^2$$

$$s_1 = s_{med} - s_{Zapata} = 44{,}62 - 25 = 19{,}62KN/m^2$$

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

$$R1d = \frac{s_c + s_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{77{,}7 + 19{,}62}{2} \cdot 1 \cdot \frac{1{,}2}{2} = 29{,}2KN$$

$$X_1 = \frac{\left(\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot s_c + s_1}{6}\right) \cdot B}{R1d} = \frac{\left(\frac{(1{,}2)^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 77{,}7 + 19{,}62}{6}\right) \cdot 1}{29{,}2} = \underline{0{,}36m}$$

Al tener hormigón de limpieza adoptamos d´ = 50 mm

$$d = h - d' = 1000 - 50 = 950mm$$

a = 100 mm (anchura del pilar)

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

$$Td = 1{,}6 \cdot \frac{29{,}2}{0{,}85 \cdot 950}\left(360 - 0{,}25 \cdot 100\right) = \underline{19{,}4KN}$$

Con esta capacidad:

$$A = \frac{19{,}4}{\frac{41}{1{,}15}} = 0{,}54 \longrightarrow \underline{55mm^2}$$

- Cuantía geométrica mínima:

$$As \geq 2\text{‰} \cdot b \cdot d \qquad As \geq 2\text{‰} \cdot 1000 \cdot 950 = 1900mm^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$As \geq 0{,}04 \cdot b \cdot d \cdot \frac{fcd}{fyd} \qquad As \geq 0{,}04 \cdot 1000 \cdot 950 \cdot \frac{\frac{25}{1{,}5}}{\frac{410}{1{,}15}} = 1776{,}42mm^2$$

Por tanto $As \geq 1900mm^2 \longrightarrow \underline{19cm^2}$

Utilizamos barras de diámetro 20 mm.

$$1900 = n\frac{p \cdot 20^2}{4} \qquad n = \frac{1900 \cdot 4}{20^2 \cdot p} = 6{,}04 \longrightarrow 7$$

7 Ø 20 mm

Utilizamos 7 Ø 20 mm con un área: A = 21,99 cm^2

La separación entre redondos será:

$$S = \frac{B - 2 \cdot d'}{6} = \frac{1000 - 2 \cdot 50}{6} = 150mm \Longrightarrow 15 \text{ cm.}$$

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

  7 Ø 20 mm separadas 15 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:

$$\geq 10\,f = 10 \cdot 2 = 20cm$$
$$\geq 15cm$$

$$\geq \frac{1}{3} \cdot Lb \qquad \text{siendo } Lb = m \cdot f^{2} \lhd \frac{fyk}{20} f$$

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

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

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

Por lo que adoptamos $Lbneta = 20cm$

- 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.

0,4 m < 0,950 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.

$$s_{s} = \frac{Td}{As} = \frac{19400}{\frac{1,6}{2199}} = 5,51 N/mm^{2}$$

Por tanto las barras de Ø 20 mm con una separación de 15 cm cumplen con creces las restricciones de las tablas de la EC – 2, no siendo necesaria la comprobación a Fisuración.