



## ÍNDICE

1.-	PREDISEÑO. ....	2
1.1.-	Introducción. ....	2
1.2.-	Ficha de prediseño. ....	3
1.3.-	Materiales. ....	4
1.4.-	Coeficientes de simultaneidad.....	4
1.5.-	Acciones. ....	5
1.6.-	Secciones. ....	12
2.-	ESFUERZOS. ....	17
2.1.-	Cálculo de esfuerzos. ....	17
2.2.-	Combinación de esfuerzos. ....	26
3.-	DIMENSIONAMIENTO EN ROTURA.....	31
4.-	DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA. ....	34
4.1.-	Criterios de ejecución y armado. ....	34
4.2.-	Tablas resumen de geometría y armado. ....	35
4.3.-	Longitudes de anclaje y solape. ....	37
4.4.-	Armadura transversal.....	38
4.5.-	Cimentación tipo cáliz. ....	39
4.6.-	Croquis de armado de la estructura.....	43



## **1.- PREDISEÑO.**

### **1.1.- Introducción.**

Para el diseño de la estructura, se han tenido en cuenta distintas Ordenanzas y normativas sobre marquesinas de paradas de autobús. Algunas de las consideraciones adoptadas para el diseño son las siguientes:

- Altura mínima libre: 2,20 m.
- En su espacio interior admitirá la inscripción de un cilindro libre de obstáculos con un diámetro de 150 cm.

Con estas condiciones, además de otras estéticas y de funcionalidad, en el siguiente apartado se incluye una ficha de predimensionamiento de los pescantes que conformarán la estructura principal de nuestra parada de autobús.

Se dimensionan los pescantes de hormigón armado convencional previendo su ejecución en taller, montándose en obra la marquesina con los pescantes prefabricados, habiendo ejecutado previamente la cimentación mediante zapatas aisladas rectangulares de tipo cáliz.



## 1.2.- Ficha de prediseño.

1. Forma y dimensiones de la marquesina (metros y grados sexagesimales)							
						L1= 0 m	
						L2= 2,50 m	
						H1= 2,50 m	
						H2= 2,72 m	
						$\alpha= 90^{\circ}$	
						$\beta= 5^{\circ}$	
						Intereje= 2,5 m	
2.- Materiales (MPa)							
Acero	B500S	Justificación en hojas posteriores (ver punto 1.3.).					
Hormigón	HA-25/B/20/IIa	Justificación en hojas posteriores (ver punto 1.3.).					
3.- Acciones (KN y m)							
Acción	Tipo	Valor	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Justific. (*)	
1.- Peso propio	Peso ppio.	3760 N	-	-	-	Permanentes	
2.- Peso cubierta	Carg.muerta	194 N/m	-	-	-	Permanente	
3.- Viento horizontal	Sobrecarga	1300N/m	0,6	0,5	0	Variables	
4.- Viento vertical	Sobrecarga	1300N/m+2600N/m	0,6	0,5	0	Variables	
5.- Nieve	Sobrecarga	500N/m	0,5	0,2	0	Variable	
6.- Sobrecarga uso	Sobrecarga	1000 N+1000 N/m	0	0	0	Variables	
(*) Ver justificaciones con más detalle en hojas posteriores (ver puntos 1.4. y 1.5.).							
4.- Secciones transversales (cm)							
Empotramiento de la pila en la zapata	Cabeza de la pila	Arranque del dintel	Extremo del dintel				
<b>Pa</b>  <b>Pb</b>	<b>Pa</b>  <b>Pb</b>	<b>Da</b>  <b>Db</b>	<b>Da</b>  <b>Db</b>				

### 1.3.- Materiales.

#### HORMIGÓN

Se prevé ejecutar la estructura con un hormigón: **HA-25/B/20/IIa**.

- Ambiente IIa, debido a que se trata de una estructura exterior situada en una zona de humedad alta.
- Resistencia característica del hormigón 25 MPa debido a las recomendaciones mínimas en función de los requisitos de durabilidad (ver tabla 37.3.2.b de la EHE-08).

#### CEMENTO

Se elige un cemento CEM I, según la tabla A.4.2 del Anejo 4 de la EHE-08: "Recomendaciones para la selección del tipo de cemento a emplear en hormigones estructurales".

#### ACERO

Se emplean armaduras longitudinales de acero B500S, con un recubrimiento mecánico de 40 mm y uno geométrico mínimo de 25 mm (ver apartado 4.1. del presente documento: "Criterios de ejecución y armado").

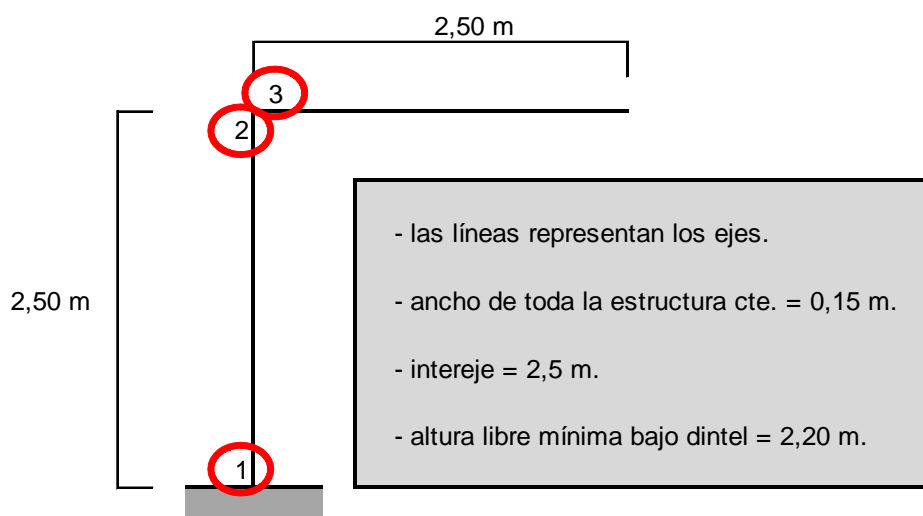
### 1.4.- Coeficientes de simultaneidad.

En cuanto a las acciones que van a actuar en la estructura que se proyecta, se ha consultado el Código Técnico de la Edificación, concretamente la tabla 4.2. del Documento Básico de Seguridad Estructural, adoptando los siguientes coeficientes de simultaneidad:

- Peso propio: al ser una carga permanente no habrá coeficiente de simultaneidad.
- Peso cubierta: al ser una carga muerta, de carácter permanente, no habrá coeficiente de simultaneidad.
- Viento:  $\psi_0=0,6$ ;  $\psi_1=0,5$ ;  $\psi_2=0$ .
- Nieve:  $\psi_0=0,5$ ;  $\psi_1=0,2$ ;  $\psi_2=0$  (altitud < 1000m).
- Sobrecarga de uso:  $\psi_0=0$ ;  $\psi_1=0$ ;  $\psi_2=0$  (cubierta sólo accesible para mantenimiento).

## 1.5.- Acciones.

Para el cálculo de las distintas acciones se simplifica el perfil de la estructura, adoptando las siguientes dimensiones:



Se predimensionan las secciones para calcular el peso propio:

- Empotramiento de la pila en la zapata: 15x25 cm.
- Cabeza de la pila: 15x20 cm.
- Arranque del dintel: 15x20 cm.
- Extremo del dintel: 15x15 cm.

Se estima una densidad del hormigón armado de 2500 kg/m<sup>3</sup> (ver artículo 10.2 de la EHE-08).

### 1.5.1.- Peso propio.

Primero calculamos el peso propio de la pila, teniendo en cuenta que es de canto variable (de 25 a 20 cm):

$$PP_{pila} \text{ (puntual)} = 2500 \text{ kg/m}^3 \times (0,225 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}) \times 2,5 \text{ m} = 210,9 \text{ kg} \rightarrow 2109 \text{ N}$$

Ahora calcularemos el peso propio del dintel descomponiéndolo en dos partes, ya que es de canto variable (de 20 a 15 cm):

$$PP_{dintel1} = 2500 \text{ kg/m}^3 \times (0,15 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}) \times 2,5 \text{ m} = 140,6 \text{ kg} \rightarrow 1406 \text{ N}$$

$$PP_{dintel2} = 0,5 \times 2500 \text{ kg/m}^3 \times (0,15 \text{ m} \times 0,05 \text{ m}) \times 2,5 \text{ m} = 23,4 \text{ kg} \rightarrow 234 \text{ N}$$

$$PP_{dintel} \text{ (puntual)} = PP_{dintel1} + PP_{dintel2} = 1640 \text{ N}$$

Para obtener los Momentos de cálculo tendremos que obtener el punto de aplicación (pa) de la "carga puntual" equivalente al peso propio del dintel (desde el empotramiento del dintel en horizontal):

$$Dist(pa)_{dintel} = ((1,25m \times 1406 \text{ N}) + (1/3 \times 2,5m \times 234 \text{ N})) / 1640 \text{ N} = 1,19 \text{ m}$$

Estos cálculos nos sirven sólo para el predimensionamiento de las secciones, ya que para el cálculo de los esfuerzos no se tendrán en cuenta estas simplificaciones y se obtendrá el peso propio exacto, muy próximo a esta simplificación inicial.

### 1.5.2.- Peso cubierta.

Para el cálculo del peso de la cubierta se considera la instalación de planchas planas celulares de Policarbonato protegido U.V. de pared múltiple.

Considerando el viento de succión que es la carga más desfavorable, elegimos planchas de 16 mm de espesor de 2,50 x 1 m, que irán montadas perpendicularmente a las correas, y que tienen un peso de unos 2,70 kg/m<sup>2</sup>.



CARGAS POSIBLES (daN/m <sup>2</sup> ) PLANCHAS SUJETAS EN SUS 4 LADOS					
<b>6 mm</b>					
Longitud (m)	Ancho(m)				
	0,70	0,60	0,50	0,40	
1,00	50	80	105	120	
1,50	40	70	105	110	
2,00	45	85	100	110	
2,50	60	80	90	100	
3,00	55	80	90	100	
<b>10 mm</b>					
Longitud (m)	Ancho(m)				
	1,20	1,00	0,80	0,70	0,50
1,00	30	45	70	90	190
1,50	30	45	70	130	170
2,00	30	45	75	105	170
2,50	30	45	90	100	170
3,00	25	45	75	80	170
<b>16 mm</b>					
Longitud (m)	Ancho(m)				
	1,20	1,00	0,90	0,80	0,60
1,00	105	135	150	175	280
1,50	70	135	140	150	210
2,00	70	120	135	140	150
2,50	70	110	120	130	140
3,00	60	90	120	130	140
<b>16RDC</b>					
Longitud (m)	Ancho(m)				
	1,20	1,00	0,90	0,80	0,60
1,00	65	140	160	200	290
1,50	60	140	155	180	240
2,00	60	130	135	150	180
2,50	50	90	95	100	160
3,00	50	70	70	100	140
<b>20 mm</b>					
Longitud (m)	Ancho(m)				
	1,20	1,00	0,90	0,80	0,60
1,00	100	120	140	200	280
1,50	90	110	115	180	230
2,00	70	100	115	160	220
2,50	70	90	110	140	210
3,00	65	90	105	135	180
<b>20RDC</b>					
Longitud (m)	Ancho(m)				
	1,20	1,00	0,90	0,80	0,60
1,00	110	150	170	200	280
1,50	70	140	150	185	240
2,00	60	135	140	155	180
2,50	50	90	95	100	170
3,00	50	70	70	100	150
<b>25 mm</b>					
Longitud (m)	Ancho(m)				
	1,20	1,00	0,90	0,80	0,60
1,00	255	300	330	370	525
1,50	135	165	195	225	345
2,00	100	120	135	165	300
2,50	70	105	130	155	270
3,00	50	70	105	105	225
<b>32 mm</b>					
Longitud (m)	Ancho(m)				
	1,20	1,00	0,90	0,80	0,60
1,00	345	360	440	505	600
1,50	265	275	300	310	500
2,00	150	175	195	210	300
2,50	90	130	155	165	180
3,00	70	120	125	130	160

Además, para el peso de la cubierta tendremos que tener en cuenta las correas, las cuales se eligen del tipo "CF-60x2,0" (2,51 kg/m), que se disponen en un número de cinco (5) transversalmente a los dinteles de los pescantes, con un intereje resultante entre correas de 0,627 m (0,625 m medidos horizontalmente).

$$PC_{polycarb} = 2,70 \text{ kg/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 6,75 \text{ kg/m} \rightarrow 68 \text{ N/m}$$

$$PC_{correas} = 5 \times 2,51 \text{ kg/m} \times 2,5 \text{ m} / 2,5 \text{ m} = 12,55 \text{ kg/m} \rightarrow 126 \text{ N/m}$$

$$PC_{total} \text{ (unf. repartida)} = PC_{polycarb} + PC_{correas} = 194 \text{ N/m}$$

### 1.5.3.- Viento.

Para el cálculo del viento, aplicamos el CTE:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

siendo:

- $q_b$  la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m<sup>2</sup>.
- $c_e$  el coeficiente de exposición, que para nuestro caso, de altura menor de 3 metros y ubicado en zona urbana general, adoptamos un valor de 1,3.
- $c_p$  el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento:
  - VIENTO EN CERRAMIENTO: para el pilar, consideramos que la marquesina está completamente cerrada en su parte trasera y, según sus dimensiones, estimamos un  $c_p$  de 0,8.
  - VIENTO EN CUBIERTA: para el dintel, al tratarse de una marquesina a un agua, calculamos los  $c_p$  mediante la tabla D10 del Documento Básico SE-AE de la CTE.

#### VIENTO EN CERRAMIENTO:

$$q_e(\text{horizontal}) = q_b \times c_e \times c_p = 500 \text{ N/m}^2 \times 1,3 \times 0,8 = 520 \text{ N/m}^2$$

$q_e(\text{horizontal}) (\text{unif.repartida}) = q_e(\text{horizontal}) \times 2,5 \text{ m} = 1300 \text{ N/m}$
---

#### VIENTO EN CUBIERTA:

En nuestro caso, **para una cubierta con una inclinación de 5° y con un factor de obstrucción  $\phi = 1$** , obtendremos los siguientes valores de  $c_p$  para la cubierta/dintel:

	A	B	C
Viento hacia abajo	0,8	2,1	1,3
Viento hacia arriba	-1,6	-2,2	-2,5

A efectos del dimensionado de la estructura, según el Documento Básico SE-AE de la CTE, la resultante se supondría actuando a una distancia de  $d/4$ , medida desde el borde de barlovento. Para nuestros cálculos, simplificaremos teniendo en cuenta toda la superficie de la cubierta de la marquesina como zona A, aplicando la resultante en el centro de la carga uniformemente repartida.

$$q_e(\text{hacia abajo}) = q_b \times c_e \times c_p(h.\text{abajo}) = 500 \text{ N/m}^2 \times 1,3 \times 0,8 = 520 \text{ N/m}^2$$

$$q_e(\text{hacia abajo}) (\text{unif. repartida}) = q_e(\text{hacia abajo}) \times 2,5 \text{ m} = 1300 \text{ N/m}$$

$$q_e(\text{hacia arriba}) = q_b \times c_e \times c_p(h.\text{arriba}) = 500 \text{ N/m}^2 \times 1,3 \times 1,6 = 1040 \text{ N/m}^2$$

$$q_e(\text{hacia arriba}) (\text{unif. repartida}) = q_e(\text{hacia arriba}) \times 2,5 \text{ m} = 2600 \text{ N/m}$$

#### 1.5.4.- Nieve.

Para determinar la carga de nieve, aplicamos el CTE, en cuyo apartado 3.5.2. del Documento Básico SE-AE existe una tabla (*Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas*), en la que indica los valores de las sobrecargas para las capitales de provincia y ciudades autónomas.

En nuestro caso, como se trata de la población de Massamagrell, que no es capital de provincia, la carga de nieve se deducirá del Anejo E, en función de la zona y de la altitud topográfica del emplazamiento de la obra:

- Zona 5.
- Altitud <200 m.

Por tanto, adoptamos el valor de  $0,2 \text{ KN/m}^2$ . Así, tenemos que:

$$q_n (\text{unf. repartida}) = q_n \times \text{intereje} = 200 \text{ N/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 500 \text{ N/m}$$

### 1.5.5.- Sobrecarga de uso.

Para el cálculo de las sobrecargas de uso, aplicamos el CTE que, según la tabla 3.1 del Documento Básico SE-AE, nos aporta dos cargas, una concentrada y otra uniforme, para nuestro caso (cubiertas ligeras sobre correas sin forjado):

$$q_{su1} \text{ (puntual)} = 1000 \text{ N}$$

$$q_{su2} \text{ (unf. repartida)} = q_{su2} \times \text{intereje} = 400 \text{ N/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 1000 \text{ N/m}$$

### 1.5.6.- Combinación de acciones.

Según el apartado 4.2.2. del Documento Básico SE de la CTE, el valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ( $\gamma_G \times G_k$ ), incluido el pretensado ( $\gamma_P \times P$ ) que aquí descartaremos;
- una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ( $\gamma_Q \times Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ( $\gamma_Q \times \psi_0 \times Q_k$ ).

Se mayorarán por  $\gamma_G=1,35$  las cargas permanentes  $G_k$ , y por  $\gamma_Q=1,5$  las cargas variables  $Q_k$ , cuando sean desfavorables; y por  $\gamma_G=0,8$  las cargas permanentes  $G_k$  cuando sean favorables.

Representando las acciones que hemos calculado en el punto anterior, tenemos el siguiente esquema para obtener los momentos en un sentido:



## 1.6.- Secciones.

Para el dimensionamiento de las secciones transversales principales utilizamos el "Prontuario Informático del Hormigón Estructural 3.1".

### 1.6.1.- Empotramiento de la pila en la zapata.

Obtendremos los siguientes valores de Momento de cálculo en la sección transversal del empotramiento de la pila en la zapata, **en un sentido (Pa en tracción)**:

$$Md1(Pa) = 1,35 \times 1640 \text{ N} \times 1,19 \text{ m} + 1,35 \times 194 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} + 1,5 \times 1300 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} + 1,5 \times 1300 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} + 1,5 \times 0,5 \times 500 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} = 16812,5 \text{ Nxm}$$

$$Md1(Pa) \approx 16,81 \text{ KNxm}$$

En la combinación de acciones se ha tomado como valor de cálculo ( $\gamma_Q \times Q_k$ ) la variable del viento, sin aplicarle por tanto coeficientes  $\psi_0$  de reducción, por ser el más restrictivo entre las tres acciones variables consideradas (viento, nieve y sobrecarga de uso).

Para calcular  $Md1(Pa)$  no se han sumado los momentos debidos a las variables de sobrecarga de uso, porque el coeficiente de combinación correspondiente es nulo ( $\psi_0=0$ ) para una situación persistente o transitoria (ver apartado 1.4).

**Y en el sentido contrario (Pb en tracción):**

$$Md1(Pb) = -0,8 \times 1640 \text{ N} \times 1,19 \text{ m} - 0,8 \times 194 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} + 1,5 \times 2600 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} + 1,5 \times 1300 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} = 16234,97 \text{ Nxm}$$

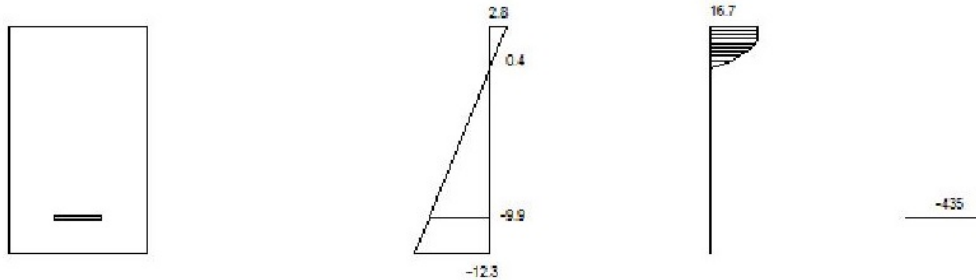
$$Md1(Pb) \approx 16,23 \text{ KNxm}$$

En la combinación de acciones no se han mayorado las acciones permanentes por ser favorables.

Para calcular  $Md1(Pb)$  no se han sumado los momentos debidos a las variables de sobrecarga de uso, por el mismo motivo que en  $Md1(Pa)$ , y tampoco se ha tenido en cuenta la variable de nieve porque es estabilizadora en este sentido.

Obtenemos la siguiente **armadura de tracción (As1(Pa)) ≈ (As1(Pb))**:

$$M_d \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 16.81$$



Plano de deformación de agotamiento

$$\begin{aligned} x \text{ [m]} &= 0.046 \\ 1/r \text{ [1/m]} \cdot 1.E-3 &= 60.2 \\ \epsilon_s \cdot 1.E-3 &= 2.8 \\ \epsilon_i \cdot 1.E-3 &= -12.3 \end{aligned}$$

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm <sup>2</sup> ]	Deformación ·1.E <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.040	0.0	0.4	0.0
0.210	2.0	-9.9	434.8

$$A_{t\_est} \text{ [cm}^2\text{]} = 2.0$$

$\phi$ [mm]	12	14	16	20	25
n° $\phi$	2	2	2	2	2
n° capas	1	1	1	1	1
At [cm <sup>2</sup> ]	2.3	3.1	4.0	6.3	9.8
wk [mm]	0.30	0.21	0.15	0.09	0.06

**Elegimos colocar dos barras Ø12 para As1(Pa) y As1(Pb), teniendo simetría de armadura en la sección.**

### 1.6.2.- Cabeza de la pila.

Según la sección de hormigón y la simplificación establecidas en el punto 1.5., obtendremos los siguientes valores de Momento de cálculo en la sección de la cabeza de la pila, **en un sentido (Pa en tracción)**:

$$Md2(Pa) = 1,35 \times 1640 \text{ N} \times 1,19 \text{ m} + 1,35 \times 253 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} + 1,5 \times 1300 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} + 1,5 \times 0,5 \times 500 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} = 10718,74 \text{ Nxm}$$

$$Md2(Pa) \approx 10,72 \text{ KNxm}$$

En la combinación de acciones se ha tomado como valor de cálculo ( $\gamma_Q \times Q_k$ ) la variable del viento, sin aplicarle por tanto coeficientes  $\psi_0$  de reducción, por ser el más restrictivo entre las tres acciones variables consideradas (viento, nieve y sobrecarga de uso).

Para calcular  $Md2(Pa)$  no se han sumado los momentos debidos a las variables de sobrecarga de uso, igual que en el punto anterior, pero además en esta sección no influye el viento horizontal.

#### Y en el sentido contrario (Pb en tracción):

$$Md2(Pb) = -0,8 \times 1640 \text{ N} \times 1,19 \text{ m} - 0,8 \times 253 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} + 1,5 \times 2600 \text{ N/m} \times 2,5 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} = 10141,25 \text{ Nxm}$$

$$Md2(Pb) \approx 10,14 \text{ KNxm}$$

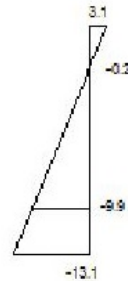
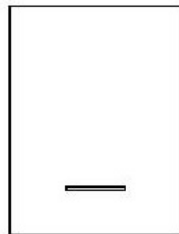
En la combinación de acciones no se han mayorado las acciones permanentes por ser favorables.

Para calcular  $Md2(Pb)$  no se han sumado los momentos debidos a las variables de sobrecarga de uso, por el mismo motivo que en  $Md2(Pa)$ , y tampoco se ha tenido en cuenta la variable de nieve porque es estabilizadora en este sentido. En esta sección no influye el viento horizontal.



Obtenemos la siguiente **armadura de tracción (As2(Pa)) ≈ (As2(Pb))**:

$$M_d \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 10.72$$



Plano de deformación de agotamiento

$$x \text{ [m]} = 0.038$$

$$1/r \text{ [1/m]} \cdot 1.E-3 = 80.8$$

$$\epsilon_s \cdot 1.E-3 = 3.1$$

$$\epsilon_i \cdot 1.E-3 = -13.1$$

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Armadura [cm <sup>2</sup> ]	Deformación ·1.E <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.040	0.0	-0.2	0.0
0.160	1.7	-9.9	434.8

$$A_{t\_est} \text{ [cm}^2\text{]} = 1.7$$

$\phi$ [mm]	12	14	16	20	25
n° $\phi$	2	2	2	2	2
n° capas	1	1	1	1	1
At [cm <sup>2</sup> ]	2.3	3.1	4.0	6.3	9.8
wk [mm]	0.23	0.16	0.12	0.07	0.05

Elegimos colocar dos barras Ø12 para As2(Pa) y As2(Pb), por lo que se continuará en esta sección con la misma armadura pasiva que en la sección del empotramiento de la pila en la zapata.

### 1.6.3.- Arranque del dintel.

Según la sección de hormigón y la simplificación establecidas en el punto 1.5., tendremos los mismos momentos que en la cabeza de la pila:

$$\mathbf{Md3(Da) = Md2(Pa) \approx 10,72 \text{ KNxm}}$$

$$\mathbf{Md3(Db) = Md2(Pb) \approx 10,14 \text{ KNxm}}$$

Por lo que dispondremos la misma armadura en el arranque del dintel que en la cabeza de la pila.

### 1.6.4.- Extremo del dintel.

La sección del extremo del dintel no tiene esfuerzos, así que inicialmente diseñamos una solución compatible con la del arranque del dintel, disponiendo dos barras Ø12 en la armadura superior y dos barras Ø12 en la armadura inferior.

## 2.- ESFUERZOS.

### 2.1.- Cálculo de esfuerzos.

#### 2.1.1.- Metodología. Criterio de signos

Para el cálculo de esfuerzos se han seleccionado cinco secciones:

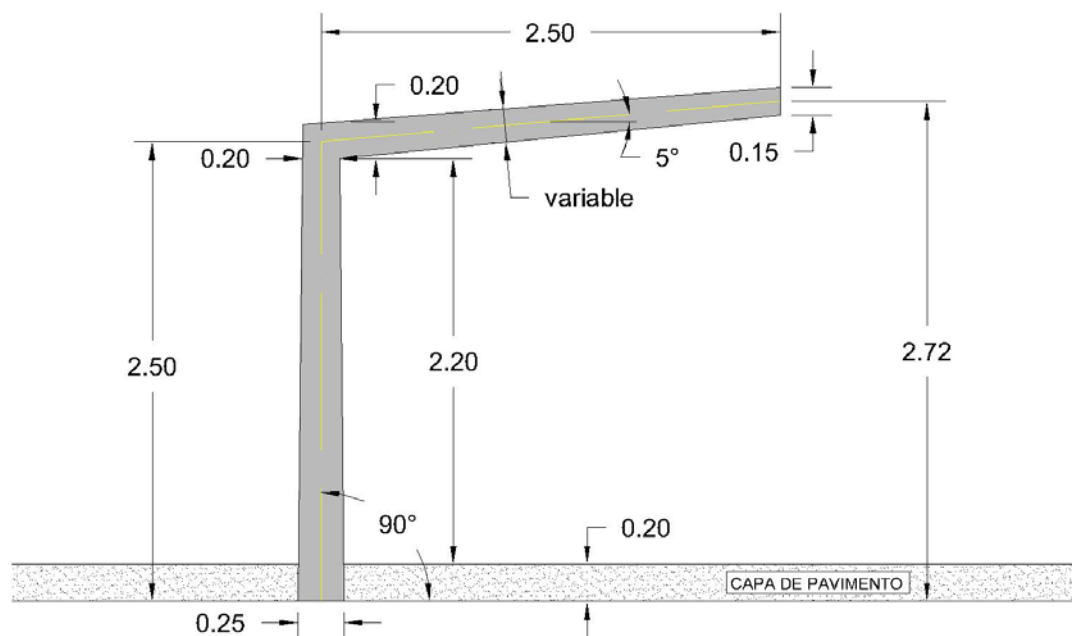
- 2 secciones en el dintel, equidistantes entre sí. No se ha considerado la sección del extremo por no tener esfuerzos.
- 3 secciones en la pila, incluyendo:
  - Sección de empotramiento de la pila con la cimentación.
  - Sección de empotramiento con el dintel.
  - Sección intermedia entre las dos anteriores.

Como se ha diseñado el dintel con 5° de inclinación con respecto a la horizontal y con un canto variable de la pila y del dintel, se ha decidido utilizar el programa de diseño informático AUTOCAD, con el cual se han obtenido las distancias y ángulos necesarios para el cálculo de los esfuerzos en las secciones de referencia.

Para el cálculo de esfuerzos se ha tenido en cuenta el siguiente criterio de signos:

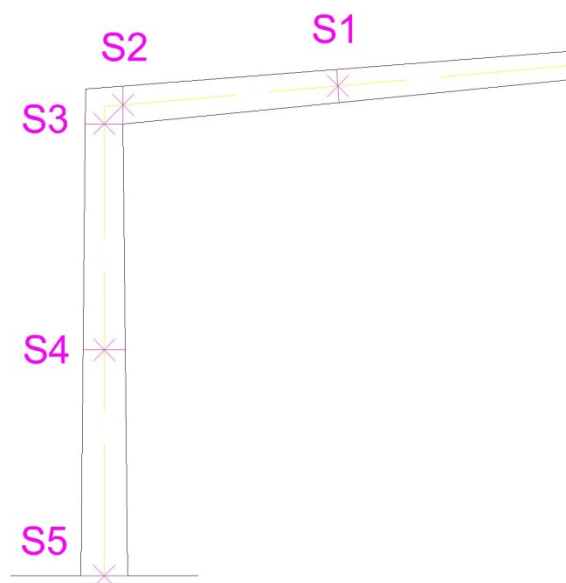


### 2.1.2.- Definición geométrica.



*Definición geométrica del alzado del pescante (ancho=0,15m)*

### 2.1.3.- Secciones de referencia.



*Definición de secciones (S1-S5)*

Disponiendo el origen de coordenadas ( $x=0$ ,  $y=0$ ) en el centro de la sección de empotramiento de la pila con la zapata (S5), se obtienen las siguientes coordenadas de los centros de las secciones de referencia (en metros):

sección	Coord. centro sección	
	x	y
S1	1,2485	2,6099
S2	0,1	2,5088
S3	0	2,4084
S4	0	1,2042
S5	0	0

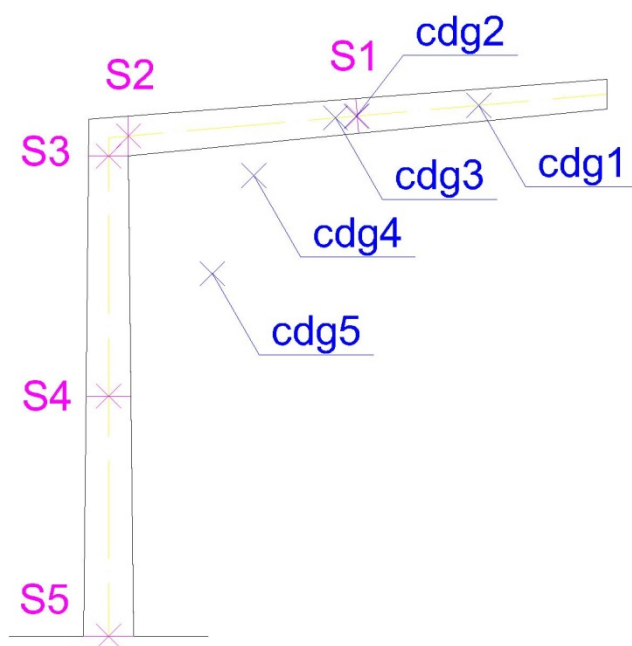
Y sus dimensiones, también en metros, son:

sección	Dimensiones	
	b	h
S1	0.150	0.175
S2	0.150	0.200
S3	0.150	0.200
S4	0.150	0.225
S5	0.150	0.250

### 2.1.4.- Centros de gravedad.

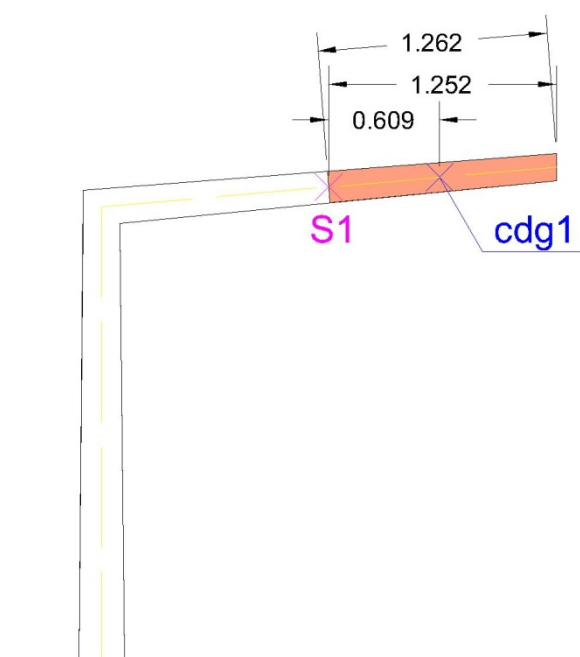
Para la obtención de los centros de gravedad de cada porción de estructura se utilizan los comandos "REGION" y "PROPFIS" de AUTOCAD, con el siguiente resultado (en metros):

sección	Coord. centro gravedad	
	x	y
S1	1,8576	2,6635
S2	1,2429	2,6092
S3	1,1388	2,6004
S4	0,7287	2,3107
S5	0,5204	1,8195

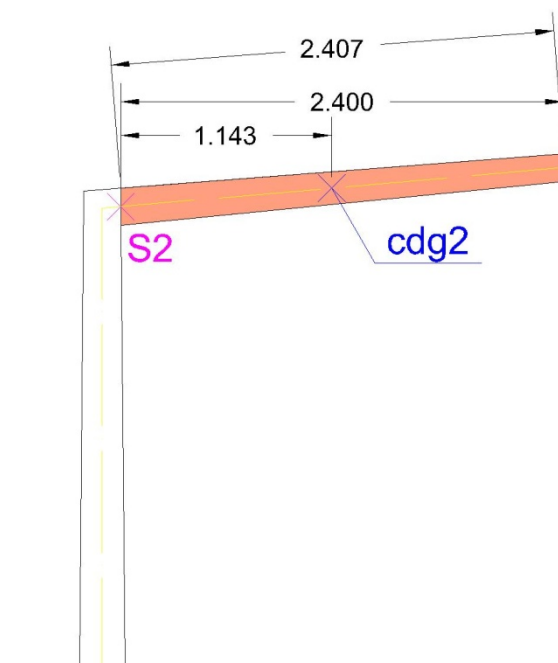


*Obtención de Centros de Gravedad (cdg1-cdg5)*

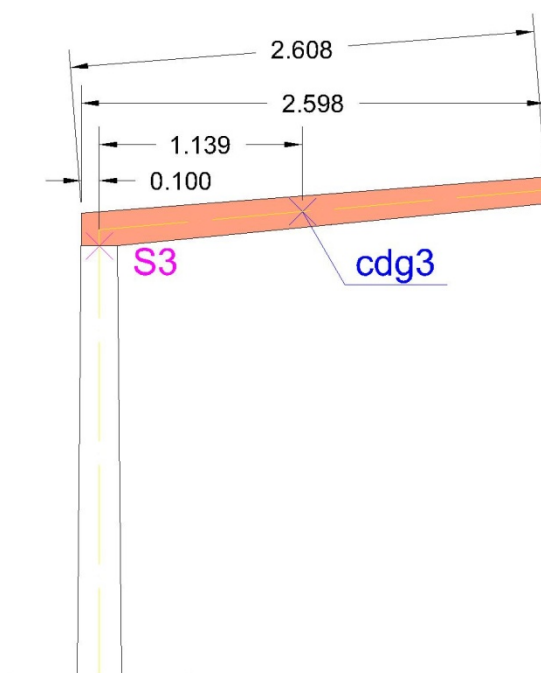
### 2.1.5.- Detalles de cada sección.



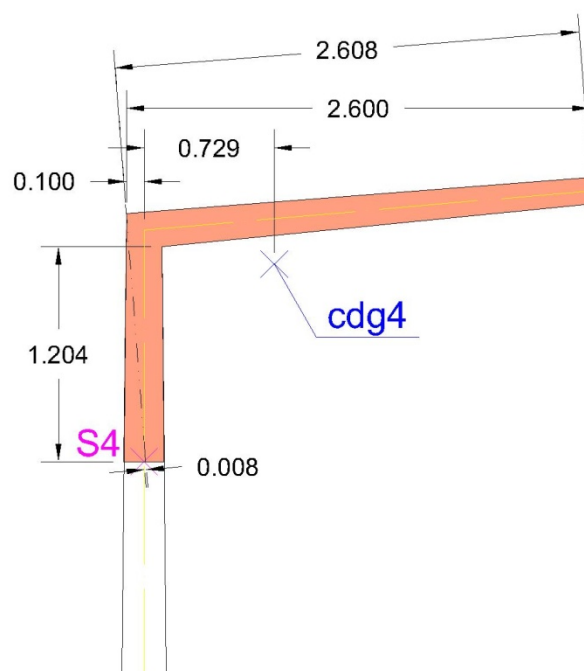
SECCIÓN 1



SECCIÓN 2

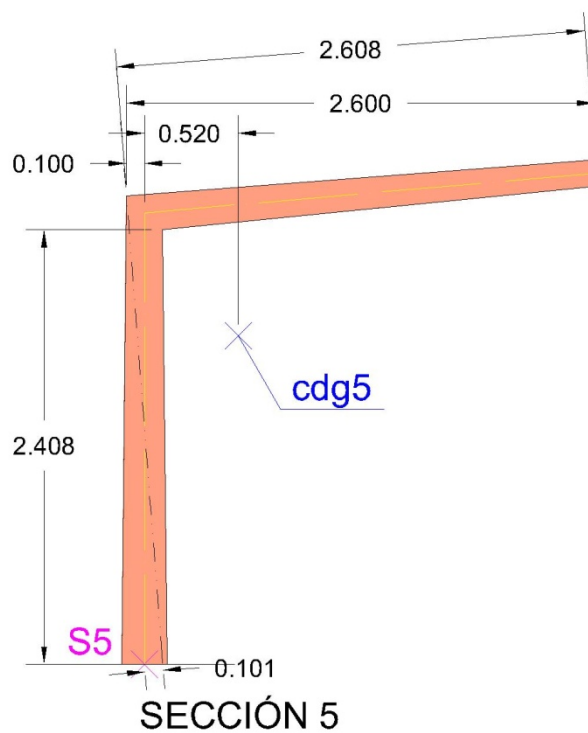


SECCIÓN 3



SECCIÓN 4







## 2.1.6.- Tablas de esfuerzos por secciones.

Ver Hoja de "ESFUERZOS" del Libro Excel adjunto (tablas.xlsx).



PESO PROPIO								
sección	superficie (m <sup>2</sup> )	volumen (m <sup>3</sup> )	carga (kN)	ángulo	distancia (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
S1	0.204	0.031	0.765	5	0.609	-0.466	0.067	0.762
S2	0.420	0.063	1.575	5	1.143	-1.800	0.137	1.569
S3	0.458	0.069	1.719	90	1.139	-1.958	1.719	0.000
S4	0.716	0.107	2.685	90	0.729	-1.958	2.685	0.000
S5	1.003	0.150	3.760	90	0.520	-1.955	3.760	0.000

CARGAS MUERTAS							
sección	longitud (m)	carga (kN)	ángulo	distancia (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
S1	1.252	0.243	5	0.626	-0.152	0.021	0.242
S2	2.400	0.466	5	1.200	-0.559	0.041	0.464
S3	2.600	0.504	90	1.200	-0.605	0.504	0.000
S4	2.600	0.504	90	1.200	-0.605	0.504	0.000
S5	2.600	0.504	90	1.200	-0.605	0.504	0.000

0.194 kN/m

NIEVE							
sección	longitud (m)	carga (kN)	ángulo	distancia (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
S1	1.252	0.626	5	0.626	-0.392	0.055	0.624
S2	2.400	1.200	5	1.200	-1.440	0.105	1.195
S3	2.600	1.300	90	1.200	-1.560	1.300	0.000
S4	2.600	1.300	90	1.200	-1.560	1.300	0.000
S5	2.600	1.300	90	1.200	-1.560	1.300	0.000

0.5 kN/m

VIENTO HACIA ABAJO (PRESIÓN)							
sección	longitud (m)	carga (kN)	ángulo	distancia (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
S1	1,262	1,641	0	0,631	-1,035	0,000	1,641
S2	2,407	3,129	0	1,204	-3,766	0,000	3,129
S3	2,608	3,390	95	1,304	-4,421	3,377	0,295
S4	2,608	3,390	95	1,384	-4,692	3,377	0,295
S5	2,608	3,390	95	1,405	-4,764	3,377	0,295

1,3 kN/m

VIENTO HACIA ARRIBA (SUCCIÓN)							
sección	longitud (m)	carga (kN)	ángulo	distancia (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
S1	1,262	-3,281	0	0,631	2,070	0,000	-3,281
S2	2,407	-6,258	0	1,204	7,532	0,000	-6,258
S3	2,608	-6,781	95	1,304	8,842	-6,755	-0,591
S4	2,608	-6,781	95	1,384	9,385	-6,755	-0,591
S5	2,608	-6,781	95	1,405	9,527	-6,755	-0,591

-2,6 kN/m



VIENTO HACIA "DERECHA" (PRESIÓN)							
sección	longitud (m)	carga (kN)	ángulo	distancia (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
S1	0,000	0,000	5	0,000	0,000	0,000	0,000
S2	0,000	0,000	5	0,000	0,000	0,000	0,000
S3	0,000	0,000	90	0,000	0,000	0,000	0,000
S4	1,204	1,565	90	0,602	-0,942	0,000	1,565
S5	2,408	3,130	90	1,204	-3,769	0,000	3,130

1,3 kN/m

VIENTO HACIA "IZQUIERDA" (SUCCIÓN)							
sección	longitud (m)	carga (kN)	ángulo	distancia (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
S1	0,000	0,000	5	0,000	0,000	0,000	0,000
S2	0,000	0,000	5	0,000	0,000	0,000	0,000
S3	0,000	0,000	90	0,000	0,000	0,000	0,000
S4	1,204	-1,565	90	0,602	0,942	0,000	-1,565
S5	2,408	-3,130	90	1,204	3,769	0,000	-3,130

-1,3 kN/m

SOBRECARGA DE USO * (carga uniformemente repartida)							
sección	longitud (m)	carga (kN)	ángulo	distancia (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
S1	1,252	1,252	5	0,626	-0,784	0,109	1,247
S2	2,400	2,400	5	1,200	-2,880	0,209	2,391
S3	2,600	2,600	90	1,200	-3,120	2,600	0,000
S4	2,600	2,600	90	1,200	-3,120	2,600	0,000
S5	2,600	2,600	90	1,200	-3,120	2,600	0,000

1 kN/m

SOBRECARGA DE USO * (carga puntual)							
sección	longitud (m)	carga (kN)	ángulo	distancia (m)	M (kN*m)	N (kN)	V (kN)
S1	1,252	1,000	5	1,252	-1,252	0,087	0,996
S2	2,400	1,000	5	2,400	-2,400	0,087	0,996
S3	2,600	1,000	90	2,500	-2,500	1,000	0,000
S4	2,600	1,000	90	2,500	-2,500	1,000	0,000
S5	2,600	1,000	90	2,500	-2,500	1,000	0,000

1 kN

(\*) Según la tabla 3.1. del DB SE-AE del CTE, al tratarse de cubiertas ligeras sobre correas sin forjado, estas sobrecargas de uso no se consideran concomitantes con el resto de acciones variables.

## 2.2.- Combinación de esfuerzos.

### 2.2.1.- Consideraciones previas.

Para la combinación de esfuerzos en Servicio (E.L.S.) y en Rotura (E.L.U.) se tiene en cuenta todo lo dispuesto en los artículos 12 y 13 de la EHE-08, además de las siguientes consideraciones:

- Los axiles en el dintel por la acción del viento se consideran nulos, ya que el ángulo que forma el plano de la cubierta con respecto al eje del dintel es casi despreciable.
- Según la tabla 3.1. del DB SE-AE del CTE, al tratarse de cubiertas ligeras sobre correas sin forjado, las sobrecargas de uso, aunque las hemos calculado en el punto anterior, no se consideran concomitantes con el resto de acciones variables.

## 2.2.2.- Combinaciones más desfavorables en Servicio.

Ver Hoja de "COMBINACIONES" del Libro Excel adjunto (tablas.xlsx).

COMBINACIONES DE ESFUERZOS MÁS DESFAVORABLES EN SERVICIO (POCO PROBABLE)								
sección	N máximo		N mínimo		M máximo		M mínimo	
	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)
S1	0.142	-1.631	0.088	-1.653	0.088	1.453	0.115	-1.849
S2	0.282	-6.058	0.178	-6.125	0.178	5.173	0.230	-6.845
S3	6.251	-7.764	-4.532	6.279	-4.532	6.279	6.251	-7.764
S4	7.217	-8.977	-3.565	7.764	-3.565	7.764	7.217	-8.977
S5	8.292	-11.873	-2.491	10.736	-2.491	10.736	8.292	-11.873

COMBINACIONES DE ESFUERZOS MÁS DESFAVORABLES EN SERVICIO (CUASIPERMANENTE)								
sección	N máximo		N mínimo		M máximo		M mínimo	
	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)
S1	0.088	-0.618	0.088	-0.618	0.088	-0.618	0.088	-0.618
S2	0.178	-2.359	0.178	-2.359	0.178	-2.359	0.178	-2.359
S3	2.223	-2.563	2.223	-2.563	2.223	-2.563	2.223	-2.563
S4	3.190	-2.563	3.190	-2.563	3.190	-2.563	3.190	-2.563
S5	4.264	-2.560	4.264	-2.560	4.264	-2.560	4.264	-2.560

Para el cálculo de las combinaciones de esfuerzos más desfavorables en E.L.S., que se incluyen en la hoja anterior, se han adoptado los siguientes criterios:

- **Se calcula una tabla para la comprobación de flechas con la situación POCO PROBABLE ( $\psi_0$ ) y otra tabla para la fisuración con la situación CUASIPERMANENTE ( $\psi_2$ ), por lo que en esta última situación sólo se tienen en cuenta las cargas permanentes.**
- En todos los casos los coeficientes parciales de seguridad para las acciones permanentes es la unidad, tanto para efectos favorables como desfavorables.
- Cuando las acciones variables tienen efectos favorables no se tienen en cuenta (en la situación POCO PROBABLE, claro, como los siguientes criterios indicados en el presente apartado).
- AXIL MAXIMO (EN DINTEL): se calcula con la acción determinante de la nieve y la acción variable del viento de presión.
- AXIL MAXIMO (EN PILAR): se calcula con la acción determinante del viento de presión y la acción variable de la nieve.
- AXIL MINIMO (EN DINTEL): se calcula con la acción determinante del viento de presión sin tener en cuenta la variable de la nieve.
- AXIL MINIMO (EN PILAR): se calcula con la acción determinante del viento de succión sin tener en cuenta la variable de la nieve.
- MOMENTO MAXIMO: se calcula con la acción determinante del viento de succión sin tener en cuenta la variable de la nieve.
- MOMENTO MINIMO: se calcula con la acción determinante del viento de presión y la acción variable de la nieve.
- Se aplican los coeficientes de simultaneidad de las cargas variables según el Código Técnico de la Edificación.

### 2.2.3.- Combinaciones más desfavorables en Rotura.

Ver Hoja de "COMBINACIONES" del Libro Excel adjunto (tablas.xlsx).

COMBINACIONES DE ESFUERZOS MÁS DESFAVORABLES EN ROTURA (PERMANENTE)														
sección	N máximo		N mínimo		M máximo		M mínimo		V máximo			V mínimo		
	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	N (kN)	M (kN*m)	V (kN)	N (kN)	M (kN*m)	V (kN)
S1	0.200	-2.354	0.088	-2.171	0.088	2.488	0.160	-2.681	0.160	-2.681	4.284	0.088	2.488	-3.918
S2	0.397	-8.734	0.178	-8.008	0.178	8.939	0.319	-9.913	0.319	-9.913	8.335	0.178	8.939	-7.354
S3	9.043	-11.262	-7.909	10.700	-7.909	10.700	9.043	-11.262	9.043	-11.262	0.443	-7.909	10.700	-0.886
S4	10.347	-13.082	-6.943	12.927	-6.943	12.927	10.347	-13.082	10.347	-13.082	2.791	-6.943	12.927	-3.234
S5	11.798	-17.425	-5.868	17.384	-5.868	17.384	11.798	-17.425	11.798	-17.425	5.139	-5.868	17.384	-5.582



Para el cálculo de las combinaciones de esfuerzos más desfavorables en E.L.U., que se incluyen en la hoja anterior, se han adoptado los siguientes criterios:

- Según cada caso, los coeficientes parciales de seguridad para las acciones permanentes se toman con valor=1 para efectos favorables y con valor=1,35 para efectos desfavorables.
- Cuando las acciones variables tienen efectos desfavorables, se mayoran multiplicándolas por 1,5.
- Cuando las acciones variables tienen efectos favorables no se tienen en cuenta.
- AXIL MAXIMO (EN DINTEL): se calcula con la acción determinante de la nieve y la acción variable del viento de presión, ambas mayoradas.
- AXIL MAXIMO (EN PILAR): se calcula con la acción determinante del viento de presión y la acción variable de la nieve, ambas mayoradas.
- AXIL MINIMO (EN DINTEL): se calcula con la acción determinante del viento de presión mayorada sin tener en cuenta la variable de la nieve.
- AXIL MINIMO (EN PILAR): se calcula con la acción determinante del viento de succión mayorada sin tener en cuenta la variable de la nieve.
- MOMENTO MAXIMO: se calcula con la acción determinante del viento de succión mayorada sin tener en cuenta la variable de la nieve.
- MOMENTO MINIMO: se calcula con la acción determinante del viento de presión y la acción variable de la nieve, ambas mayoradas.
- CORTANTE MAXIMO: se calcula con la acción determinante del viento de presión y la acción variable de la nieve, ambas mayoradas.
- CORTANTE MINIMO: se calcula con la acción determinante del viento de succión mayorada sin tener en cuenta la acción variable de la nieve.
- Se aplican los coeficientes de simultaneidad de las cargas variables según el Código Técnico de la Edificación.

### 3.- DIMENSIONAMIENTO EN ROTURA.

Ver Hoja de "DIMENSIONAMIENTO" del Libro Excel adjunto (tablas.xlsx).

Se han mantenido las mismas secciones de cálculo de esfuerzos para calcular la armadura necesaria (ver apartado 2.1.1. "Metodología. Criterio de signos"), ya que se consideran suficientes para definir la disposición de armado.

La citada **Hoja de "DIMENSIONAMIENTO"** contiene tres tablas: "Datos de las secciones", "Cálculo de armaduras por flexo compresión" y "Cálculo de armaduras por cortante":



	Datos Secciones									
	Sección 1		Sección 2		Sección 3		Sección 4		Sección 5	
b(m)	0.150		0.150		0.150		0.150		0.150	
h(m)	0.175		0.200		0.200		0.225		0.250	
r min(m)	0.015		0.015		0.015		0.015		0.015	
r mec(m)	0.040		0.040		0.040		0.040		0.040	
d(m)	0.135		0.160		0.160		0.185		0.210	
d'(m)	0.040		0.040		0.040		0.040		0.040	
fck(MPa)	25.000		25.000		25.000		25.000		25.000	
γc	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
fcd(MPa)	16.667		16.667		16.667		16.667		16.667	
fyk(MPa)	500.000		500.000		500.000		500.000		500.000	
γs	1.150		1.150		1.150		1.150		1.150	
fyd(MPa)	434.783		434.783		434.783		434.783		434.783	
xlim(m)	0.084		0.099		0.099		0.114		0.130	
M1,-∞(kN*m)	0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
M1lim(kN*m)	17.037		23.790		23.790		31.805		40.982	
M2lim(kN*m)	1.101		0.103		0.103		-1.289		-3.061	
M2,+∞(kN*m)	-20.916		-30.000		-30.000		-40.781		-53.125	

	Cálculo de armaduras por flexo compresión																			
	Sección 1				Sección 2				Sección 3				Sección 4				Sección 5			
Variables s/combinación	Nd,máx Md,conc	Nd,min Md,conc	Nd,conc Md,máx	Nd,conc Md,min	Nd,máx Md,conc	Nd,min Md,conc	Nd,conc Md,máx	Nd,conc Md,min	Nd,máx Md,conc	Nd,min Md,conc	Nd,conc Md,máx	Nd,conc Md,min	Nd,máx Md,conc	Nd,min Md,conc	Nd,conc Md,máx	Nd,conc Md,min	Nd,máx Md,conc	Nd,min Md,conc	Nd,conc Md,máx	Nd,conc Md,min
Nd (kN)	0.200	0.088	0.088	0.160	0.397	0.178	0.178	0.319	9.043	-7.909	-7.909	9.043	10.347	-6.943	-6.943	10.347	11.798	-5.868	-5.868	11.798
Md (kN*m)	-2.354	-2.171	2.488	-2.681	-2.354	-8.008	8.939	-9.913	-11.262	10.700	10.700	-11.262	-13.082	12.927	12.927	-13.082	-17.425	17.384	17.384	-17.425
Md  (kN*m)	2.354	2.171	2.488	2.681	2.354	8.008	8.939	9.913	11.262	10.700	10.700	11.262	13.082	12.927	12.927	13.082	17.425	17.384	17.384	17.425
M1d (kN*m)	2.363	2.175	2.492	2.689	2.378	8.018	8.949	9.932	11.805	10.225	10.225	11.805	13.832	12.424	12.424	13.832	18.428	16.885	16.885	18.428
M2d (kN*m)	2.344	2.167	2.484	2.673	2.330	7.997	8.928	9.894	10.719	11.175	11.175	10.719	12.332	13.431	13.431	12.332	16.422	17.882	17.882	16.422
Dominio	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Cara arm. tracción	Arriba	Arriba	Bajo	Arriba	Arriba	Arriba	Bajo	Arriba	Arriba	Bajo	Bajo	Arriba	Arriba	Bajo	Bajo	Arriba	Arriba	Bajo	Bajo	Arriba
As(a), nec (cm2)	0.38	0.35	0.00	0.44	0.33	1.15	0.00	1.42	1.49	0.00	0.00	1.49	1.53	0.00	0.00	1.53	1.85	0.00	0.00	1.85
As(b), nec (cm2)	0.00	0.00	0.41	0.00	0.00	0.00	1.28	0.00	0.00	1.65	1.65	0.00	0.00	1.75	1.75	0.00	0.00	2.08	2.08	0.00
As(a) mín.m (cm2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.46	0.46	0.01	0.01	0.52	0.52	0.01	0.01	0.58	0.58	0.01
As(b) mín.m (cm2)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.46	0.46	0.01	0.01	0.52	0.52	0.01	0.01	0.58	0.58	0.01
As(a) mín.g (cm2)	0.74	0.74	0.22	0.74	0.84	0.84	0.25	0.84	0.60	0.60	0.60	0.60	0.68	0.68	0.68	0.68	0.75	0.75	0.75	0.75
As(b) mín.g (cm2)	0.22	0.22	0.74	0.22	0.25	0.25	0.84	0.25	0.60	0.60	0.60	0.60	0.68	0.68	0.68	0.68	0.75	0.75	0.75	0.75
As(a) disp. (cm2)	0.74	0.74	0.22	0.74	0.84	1.15	0.25	1.42	1.49	0.60	0.60	1.49	1.53	0.68	0.68	1.53	1.85	0.75	0.75	1.85
As(b) disp. (cm2)	0.22	0.22	0.74	0.22	0.25	0.25	1.28	0.25	0.60	1.65	1.65	0.60	0.68	1.75	1.75	0.68	0.75	2.08	2.08	0.75
As(a) total (cm2)	0.74				1.42				1.49				1.53				1.85			
As(b) total (cm2)	0.74				1.28				1.65				1.75				2.08			
Dif As(a-b) (cm2)	0.00				0.14				-0.16				-0.22				-0.23			



Cálculo de armaduras por cortante					
	Secc. 1	Secc. 2	Secc. 3	Secc. 4	Secc. 5
$ V_d _{\max}$ (kN)	4.28	8.33	0.89	3.23	5.58
$V_{u1}$ (kN)	101.55	120.00	120.00	138.75	157.50
$V_{u2}$ mín. (kN)	6.95	11.39	12.39	13.91	15.84
$\zeta$	2.00	2.00	2.00	2.00	1.98
$\rho$	0.0020	0.0053	0.0069	0.0063	0.0066
$V_{cu}$ (kN)	6.95	11.39	12.39	13.91	15.84
$V_{su}$ nec. (kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$A_{sa}$ nec. (cm <sup>2</sup> /m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma a_{ay}$ mín. (cm <sup>2</sup> /m)	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
Arm. cort. (cm <sup>2</sup> /m)	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
St máx. (m)	0.10	0.12	0.12	0.14	0.16

esfuerzo cortante agotamiento por compresión del alma  
esfuerzo cortante agotamiento por tracción del alma  
(Armadura mínima de cortante)  
(Separación máxima pq.  $V_d < 1/5 \cdot V_{u1}$ )

En el cálculo de flexo compresión se comprueba que todas las secciones se encuentran en el Dominio 2 y se obtienen las armaduras resultantes de la formulación correspondiente, comparándolas con las mínimas mecánicas y geométricas, obteniéndose los siguientes resultados:

	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4	Sección 5
As(a) total (cm <sup>2</sup> )	0,74	1,42	1,49	1,53	1,85
As(b) total (cm <sup>2</sup> )	0,74	1,28	1,65	1,75	2,08

As(a) es la armadura de la parte de arriba, y As(b) es la armadura de la parte de bajo, según el criterio establecido en el apartado 1.2. "Ficha de prediseño", criterio que se ha mantenido en todo el documento.

La armadura transversal resultante es:

	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4	Sección 5
Arm. cort. (cm <sup>2</sup> /m)	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28
St máx. (m)	0,10	0,12	0,12	0,14	0,16

## 4.- DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA.

### 4.1.- Criterios de ejecución y armado.

Los pescantes que conforman la estructura principal de la marquesina se realizarán prefabricados, en una sola fase de hormigonado.

Tenemos que tener en cuenta para el armado, lo dispuesto en el artículo 65 de la EHE-08 sobre **"elementos con empuje al vacío"**. En aquellos elementos en los que se produce un cambio en la dirección de las fuerzas debido a la geometría del elemento, pueden aparecer tracciones transversales que es necesario absorber con armadura para evitar la rotura del recubrimiento. Esto nos podría suceder en el nudo entre pilar y dintel, por lo que para evitarlo se prevé cruzar la armadura inferior con la superior en dicho nudo.

Elegimos armaduras simétricas de Ø12 en la pila, ya que se trata de un elemento sometido principalmente a flexión con valores absolutos de momentos similares en ambos sentidos. Se ha decidido hacer la sección variable en la pila, de 15x25 cm en la base a 15x20 cm en la cabeza, para mantener el Ø12 de armadura longitudinal, ya que en la base haría falta disponer Ø16 si mantuviéramos la sección de 15x20 cm en todo la pila. Esto se debe al viento sobre el paramento vertical de cerramiento de la marquesina. El ancho de la sección, de 15 cm, no nos permite poner tres redondos en la misma fila de armado, por lo que si subiéramos a Ø16 tendríamos mucha más sección de armado de la necesaria, pasando de 2,08 cm<sup>2</sup> (arm. necesaria) a 4,02 cm<sup>2</sup> (2 Ø16), lo que supone un incremento del 193%. Aumentando la sección a 15x25 cm, disponemos 2,26 cm<sup>2</sup> (2 Ø12) en vez de los 2,08 cm<sup>2</sup> (arm. necesaria), lo que supone un incremento del 109%, por lo que se considera una mejor solución.

En el dintel, de sección variable (de 15x20cm a 15x15cm), también elegimos un armado simétrico con armaduras de Ø12 en toda su longitud, por no considerarse un ahorro justificado el pasar de Ø12 a Ø8 desde la sección S1 al extremo del dintel, aunque por cálculos pudiera hacerse (ver justificación en apartado 4.3. del presente documento).

**De lo anterior, es interesante destacar que en marquesinas que sólo lleven cubierta, sin cerramiento en su parte trasera, los pescantes podrían mantener una sección constante en la pila, de 15x20 cm en toda su longitud.**

El recubrimiento nominal o geométrico será igual a 25 mm, que es la suma del mínimo de 15 mm (ver tabla 37.2.4.1.a de la EHE-08), más un incremento de 10 mm (debido a que no se prevé control intenso de la ejecución).

Disponiendo una armadura transversal de Ø6 cada 10 ó 12 cm (según sea en el dintel o en la pila), que cumple la armadura mínima transversal a disponer, con una armadura longitudinal de Ø12, tenemos un recubrimiento mecánico de 37 mm, considerando 40 mm para todos los cálculos.

Con una sección de 150 mm de ancho, al disponer 2 redondos de Ø12 en cada cara, tendremos una separación de 58 mm que cumple lo dispuesto en el artículo 69.4.1.1. de la EHE-08, ya que es mayor de los 25 mm que serían obligatorios (con TMA de 20 mm).

No se dispone armadura de piel, ya que con los recubrimientos indicados y las características geométricas de la estructura no hay más de 30 cm entre las filas de armado en ningún caso.

## **4.2.- Tablas resumen de geometría y armado.**

En las tablas de la página siguiente se incluyen las características geométricas y de armado por secciones:

#### 4.2.1.- Geometría.

SECCION	COORDENADAS (m)		ESCUADRIA (m)		CANTO UTIL (m)	
	X	Y	h	b	d	d'
1	1.249	2.610	0.175	0.150	0.135	0.040
2	0.100	2.509	0.200	0.150	0.160	0.040
3	0.000	2.408	0.200	0.150	0.160	0.040
4	0.000	1.204	0.225	0.150	0.185	0.040
5	0.000	0.000	0.250	0.150	0.210	0.040

#### 4.2.2.- Armadura por flexión.

SECCION	As, necesaria (cm <sup>2</sup> )		As, mín. mecán. (cm <sup>2</sup> )		As, mín. geom. (cm <sup>2</sup> )		As, a disponer (cm <sup>2</sup> )	
	sup/izq (a)	inf/dcha (b)	sup/izq (a)	inf/dcha (b)	sup/izq (a)	inf/dcha (b)	sup/izq (a)	inf/dcha (b)
1	0.44	0.41	0.00	0.00	0.74	0.74	0.74	0.74
2	1.42	1.28	0.00	0.00	0.84	0.84	1.42	1.28
3	1.49	1.65	0.46	0.46	0.60	0.60	1.49	1.65
4	1.53	1.75	0.52	0.52	0.68	0.68	1.53	1.75
5	1.85	2.08	0.58	0.58	0.75	0.75	1.85	2.08

#### 4.2.3.- Armadura por cortante.

SECCION	Asα nec. (cm <sup>2</sup> /m)	Asα mín. (cm <sup>2</sup> /m)	Asα a disponer (cm <sup>2</sup> /m)	St máx. (m)
1	0.00	1.28	1.28	0.10
2	0.00	1.28	1.28	0.12
3	0.00	1.28	1.28	0.12
4	0.00	1.28	1.28	0.14
5	0.00	1.28	1.28	0.16



### 4.3.- Longitudes de anclaje y solape.

Para Ø12 tenemos que:

$$lb_I = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi; \quad 1,5 \cdot 144 \geq \frac{500}{20} \cdot 12; \quad 216 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$$

$$lb_{II} = 1'4 \cdot m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi; \quad 303 \text{ mm} \geq 429 \text{ mm}$$

$$lb_I (\text{Ø12}) = 0,30 \text{ m} \quad lb_{II} (\text{Ø12}) = 0,43 \text{ m}$$

#### Longitud de anclaje y solapo Ø12 del pescante.

Para las longitudes de anclaje y solapo del pescante, al hormigonarse en una única fase por ser prefabricados, consideraremos todas las armaduras en posición II, quedándonos del lado de la seguridad.

Para evitar el empuje al vacío en el nudo entre pila y dintel cruzamos la armadura inferior con la superior, por lo que dispondremos un Ø12 de refuerzo exteriormente con la siguiente longitud de solapo:

$$lb_{neta}(S2) = lb \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s_{real}}} = 0,43 \cdot 1 \cdot \frac{1,42}{2,26} = 0,270 \text{ m}$$

$$lb_{neta}(S3) = lb \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s_{real}}} = 0,43 \cdot 1 \cdot \frac{1,49}{2,26} = 0,283 \text{ m}$$

$$l_s(S2 \text{ y } S3) \approx \alpha \cdot lb_{neta}(S3) = 2 \cdot 0,283 = 0,566 \text{ m}$$

Dispondremos de 580 mm en prolongación recta desde las secciones S2 y S3 para el solape de la armadura de refuerzo de Ø12.

*Para todos los diámetros de doblado se tiene que cumplir lo dispuesto en la tabla 69.3.4. de la EHE-08.*

### Reducción de la armadura en el dintel de Ø12 a Ø8.

A partir de la sección S1 hasta el extremo del dintel se podría reducir el diámetro de las armaduras de flexión de Ø12 a Ø8, ya que se necesitan  $0,74 \text{ cm}^2 < 1 \text{ cm}^2$  (sección equivalente a 2Ø8):

$$lb_{neta}(S1) = lb \cdot \beta \cdot \frac{As}{As_{real}} = 0,43 \cdot 1 \cdot \frac{0,74}{1,00} = 0,318m$$

$$l_s(S1) \approx \alpha \cdot lb_{neta}(S1) = 2 \cdot 0,318 = 0,636m \approx 0,64m$$

Veamos el ahorro que supondría reducir el diámetro de Ø12 a Ø8 a partir de la sección S1 hasta el extremo del dintel, o sea en unos 1,2 m aproximadamente:

- kg sin reducción considerando un único redondo:

$$1,2 \text{ m} \cdot 1,13 \text{ cm}^2 \cdot 0,789 \text{ kg/cm}^2/\text{m} = 1,07 \text{ kg}$$

- kg con reducción considerando un único redondo:

$$(1,2 + 0,64) \text{ m} \cdot 0,5 \text{ cm}^2 \cdot 0,789 \text{ kg/cm}^2/\text{m} = 0,73 \text{ kg}$$

- kg de diferencia considerando los cuatro redondos (ahorro por pescante):

$$(1,07 - 0,73) \text{ kg} \cdot 4 = 1,36 \text{ kg}$$

El ahorro de 1,36 kg de armadura pasiva por pescante se considera muy pequeño frente a los costes de elaboración de la ferralla que supondría la reducción de Ø12 a Ø8 en el dintel, por lo que se decide mantener toda la armadura longitudinal de la pieza en Ø12.

## 4.4.- Armadura transversal.

Tanto en la pila como en el dintel la armadura a disponer por cortante es la mínima ( $1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), siendo restrictiva la separación máxima de cercos porque el cortante de cálculo es menor que un quinto del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión del alma.

Para la pila tendremos una separación máxima de 12 cm, que disponiendo cercos de Ø6 equivale a una armadura de  $4,67 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $>1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Para el dintel tendremos una separación máxima de 10 cm, menor que en la pila por la reducción de sección hacia el extremo del dintel. Disponiendo en el este último cercos de Ø6 equivaldrá a una armadura de  $5,60 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $>1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

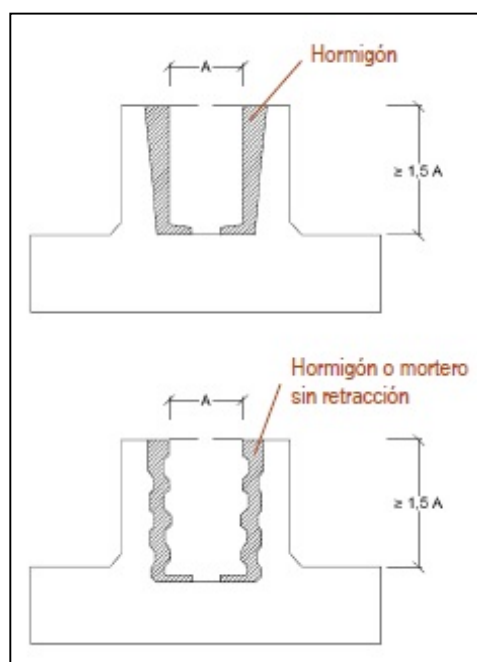
#### 4.5.- Cimentación tipo cáliz.

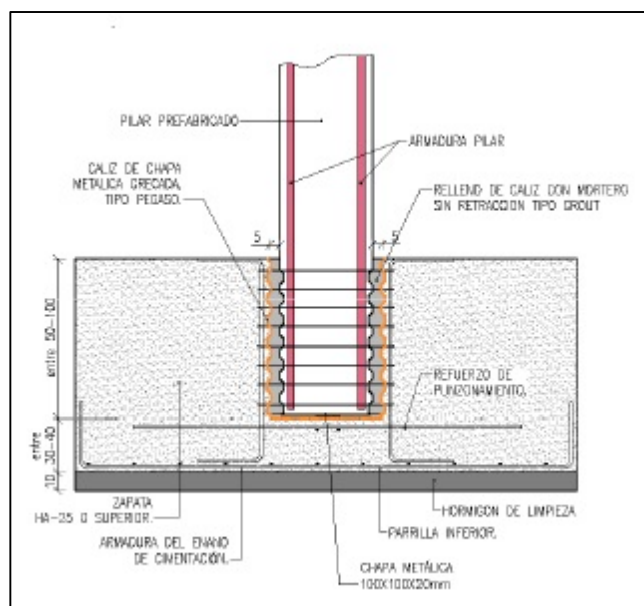
Para la cimentación de los pescantes se estudian las distintas alternativas (por cáliz, por vainas, atornillada o con chapa base), seleccionando el tipo cáliz porque permite un buen rendimiento de montaje, así como cierta tolerancia de ejecución de las zapatas.

En caso de que la ubicación de la marquesina pueda limitar el canto de la zapata deberán estudiarse otros métodos, como la cimentación por vainas, pero se requerirá mayor precisión en la ejecución de la misma.

La EHE en su artículo 59 "Estructuras construidas con elementos prefabricados", incluye la cimentación tipo cáliz (ver art. 59.1.4. de la EHE-08).

- Suele usarse el cajeadado en el caso de suelos buenos.
- Debe ser de la profundidad adecuada para una buena resistencia y de dimensiones correctas para un buen relleno.
- Superficies del soporte y del cajeadado:
  - Lisas: la carga vertical se transmite mayoritariamente por debajo del soporte.
  - Rugosas: se forman llaves de cortante. El momento y el cortante se transmiten por compresiones a diferentes alturas entre cajeadado y zapata.





Para el dimensionamiento de las zapatas tipo cáliz se adoptan las mismas dimensiones obtenidas con el CYPE en el cálculo de la marquesina con estructura metálica, añadiéndoles los cálices. Con el CYPE obteníamos:

- 2 ud x (130 x 180 x 40) cm, en las zapatas extremas.
- 1 ud x (155 x 205 x 45) cm, en la zapata intermedia.

Calculamos la armadura correspondiente a los cálices, dimensionándolos igual para las tres zapatas:

cimentación prefabricados marquesina

9/8/2014

### CALCULO DE DESPIECES DE FERRALLA (CALICES DE HORMIGON)

#### CALIZ OBRA 1

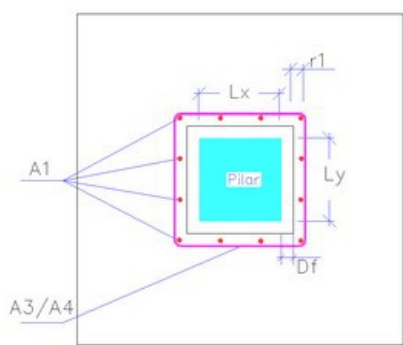
#### Datos de entrada

##### Datos generales

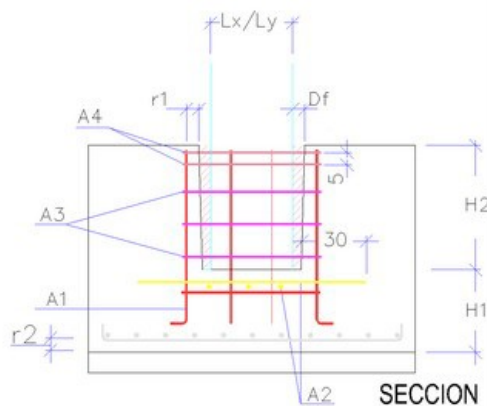
Recubr.(r1)	2 cm	Recubr. (r2)	8 cm	Lc cerco	7 cm	% desp.	3 %	caliz-pilar.	7.5cm
-------------	------	--------------	------	----------	------	---------	-----	--------------	-------

##### Dimensiones de los Elementos

Dimensiones generales							Armado									
							Armadura 1			Armadura 2			Armadura 3		Armadura 4	
id	Notas	N	H1	H2	Lx	Ly	n1	Ø1	p1	Ø2	dx2	dy2	Ø3	d3	n4	Ø4
1	caliz1	3	45	40	25	15	12	12	20	12	3	4	12	20	2	12



PLANTA



SECCION

#### CUANTIAS Y DESPIECES DE CALICES (CALIZ OBRA 1)

ID	Nota	N	Pieza	Armadura 1	Armadura 2	Armadura 3	Armadura 4	total Kg
1	caliz1	3	25x15 40x30x40	12 Ø 12 P(20)+77=97	3 Ø 12 en x 104 4 Ø 12 en y 94	3 Ø 12 c/ 20 44x34+(7)=170	2 Ø 12 44x34+(7)=170	65.46 kg
Total kg								65.46 kg
Despuntos 3 %								1.96 kg
TOTAL KG								67.42 kg

**Obtenemos un incremento de 67,42 kg de armadura**, que con respecto a los 106,86 kg calculados mediante el CYPE (ver apéndice correspondiente), suponen un aumento entorno al 60% y hacen un total de 174,28 kg.

**En cuanto al hormigón**, como vemos en la siguiente tabla, **obtenemos un incremento de 1,25 m<sup>3</sup>**, que con respecto a los 3,30 m<sup>3</sup> calculados mediante el CYPE, suponen un aumento entorno al 40% y hacen un total de 4,55 m<sup>3</sup>:

Zapatas	uds.	dimensiones sin caliz (m)			m3 sin caliz	<b>m3 del caliz</b>	m3 con caliz
extremas	2	1.30	1.80	0.40	1.87	0.70	2.57
intermedia	1	1.55	2.05	0.45	1.43	0.55	1.98
<b>totales</b>					3.30	<b>1.25</b>	4.55

#### 4.6.- Croquis de armado de la estructura.

Se acompaña croquis de armado en alzado, con el cual se entiende suficientemente detallada la ejecución de la estructura:

