

1. Descripción y justificación de la estructura

El proyecto cuenta con dos sistemas estructurales distintos, al tratarse de usos tan diferentes como el de oficina y aparcamiento público.

Para resolver la estructura del aparcamiento se ha optado por un forjado unidireccional de placas alveolares y vigas de canto de hormigón armado, y para el vivero de empresas un forjado de losa maciza.

1.1 Descripción de la estructura

Elementos horizontales:

- Aparcamiento. Forjado unidireccional de placas alveolares y vigas de canto cada 7.8 m que a su vez cubren vanos de hasta 10m. Permite una alta prefabricación del mismo, y resuelve las grandes luces requeridas por el uso de aparcamiento. La repetición de las vigas en un espacio predominantemente longitudinal dota de carácter al interior del aparcamiento.

Se ha adaptado el contorno del forjado al módulo definido por el ancho de la placa alveolar para resolver las irregularidades del forjado sin necesidad de cortar ninguna placa. El borde del forjado se maciza dejando el frente visto, integrado en la posterior fachada.

- Vivero de empresas. Losa maciza de hormigón, de luces 7,8 x 4,7 m con vuelos simétricos a ambos lados. Permite dejar vista la cara inferior de la losa en planta baja donde el programa es más público y instalar falso techo sería más comprometido ya que algunos espacios no se protegen de la intemperie.

También queda vista la cara inferior de la losa en las zonas de comunicación reservando el falso techo para la banda entre pilares.

Se dispondrán juntas de dilatación dadas las grandes dimensiones del proyecto, siendo las distancias entre éstas siempre inferiores a los 40 m establecidos por la normativa. Se procura que estén situadas a 0,2L de los pilares, coincidiendo así con los puntos de momento nulo.

Elementos verticales:

- Pilares de hormigón de 0,6 x 0,3 m en el aparcamiento, y de 0,3 x 0,3 m en el resto de plantas del edificio. En el caso de la losa maciza se introducen armaduras antipunzonamiento para asegurar la estructura contra el punzonamiento.

- Muros de hormigón armado de 0,3 m de espesor.

Cimentación:

- Losa continua de hormigón armado.

1.2 Materiales

Hormigón

El hormigón utilizado en el proyecto es:

Denominación HA - 25 / B / 20 / IIa

Hormigón armado con una resistencia característica a compresión a 28 días $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Consistencia blanda. Tamaño máximo del árido 20mm

Ambiente IIa

Relación A/C 0,6 para hormigón armado

Contenido mínimo de cemento 275 kg/m³

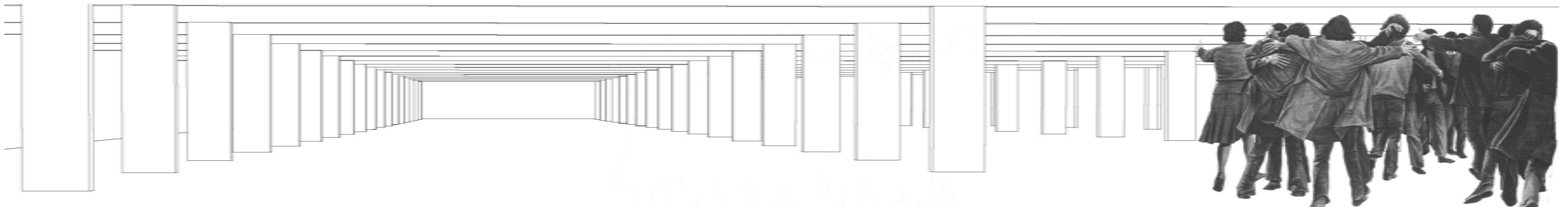
Acero

El acero utilizado en el proyecto es:

Acero estructural S275

Denominación para el armado B500S

Barras corrugadas de límite elástico $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$



1.3 Recubrimiento de las armaduras

El recubrimiento nominal tiene que cumplir las siguientes especificaciones:

$$R_{nom} > R_{min} + \Delta c$$

Según la EHE - 08, el R_{min} no ha de ser inferior a:

- Diámetro máximo de la barra : 25 mm
- 1,25 veces TMA: $1,25 \times 20 = 25$ mm
- 25 mm, dato extraído de la tabla 37.2.4.1b de la EHE-08 para hormigón armado y clase de exposición ambiente IIa.

$\Delta c = 10$ mm, elementos fabricados in situ con control normal de ejecución.

$$R_{min} + \Delta c = 35 \text{ mm} < R_{nom} = 35 \text{ mm}$$

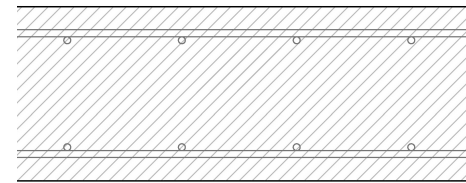
2. Estimación de cargas

2.1 Acciones permanentes

Cargas superficiales:

FT. Forjado tipo

- Losa maciza e = 30 cm 7,5 kN/m²
- HA-25 / B / 20 / IIa fcd = 16,67 N/mm²
- B 500 SD fyd = 434,78 N/mm²
- P específico h. armado = 25kN/m³
- 25kN/m³ x 0,3m = 7,5kN/m²



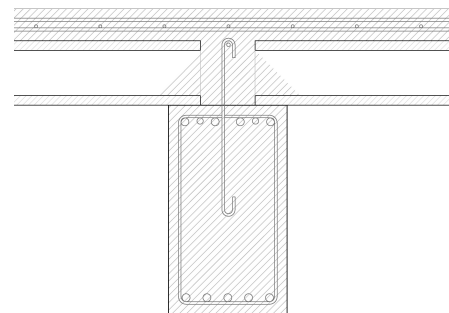
- Pavimento tarima de madera sobre rastreles e= 1cm 1kN/m²
- Falso techo de panel de madera 1kN/m²
- Tabiquería de panel de madera 1kN/m²

FC. Forjado cubierta

- Losa maciza e=30 cm 7,5 kN/m²
- HA-25 / B / 20 / IIa fcd = 16,67 N/mm²
- B 500 SD fyd = 434,78 N/mm²
- Cubierta plana no transitable con chapa de zinc 2,5 kN/m²
- Falso techo de panel de madera 1kN/m²

FA. Forjado aparcamiento

- Placa alveolar 7.8m e=20cm 3.32 kN/m lineal
- Pavimento de hormigón e=10cm 1,5kN/m²
- o
- Capa de tierra e=15cm 3,15kN/m²



P específico t. mojada = 21kN/m³

$$21\text{kN/m}^3 \times 0,15\text{m} = 3,5\text{kN/m}^2$$

Cargas lineales:

C1. Cerramiento acristalado + pieza de hormigón

- Vidrio incluido carpintería h=2,85m 0,25kN/m² x 2.85m = 0,71kN/m
- Pieza prefabricada de hormigón 0,18 x 0.4 x 2.85m 2,69kN/m
- P específico h. aligerado = 18kN/m³
- V = 0,18 x 0,4 x 2,85 = 0,205m³
- 18kN/m³ x 0,205m³ = 3,69kN colocados cada 0,95m 2,69kN/m

C2. Cerramiento de panel de madera

- Dos hojas Thermochip 0,38kN/m
- P Thermochip (9-50-19mm) 0,95 x 0,078 x 2,85m = 37,5kg 0,375kN/m

2.2 Acciones variables.

Sobrecargas de uso

- C1 Zonas de acceso al público con mesas y sillas 3 KN/m²
- G Cubiertas accesibles para conservación, con inclinación inferior a 20° 1KN/m²
- Zonas de acceso y evacuación de ocupantes: Sobrecarga de zona servida +1KN/m²

Nieve

La nieve se calcula por unidad de superficie en proyección horizontal, según el apartado 3.5 del

CTE-SE-AE, se calcula como:

$$Q_n = s_k \cdot \mu = 0,20 \cdot 1 = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

Siendo $\mu = 1$ por ser una cubierta de faldones con inclinación menor a 30° .

Siendo el valor de la carga característica de nieve para la población de Valencia de $0,20 \text{ kN/m}^2$

Viento

La acción de viento, fuerza perpendicular a la superficie, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo:

- q_b Presión dinámica del viento

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot V_b^2$$

Siendo a su vez la densidad del aire ($1,25 \text{ kg/m}^3$) y V_b el valor básico de la velocidad del viento. El proyecto está situado en Bétera, por lo que está situado en la zona A. De tal forma que $V_b = 26 \text{ m/s}$

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 26^2$$

$$q_b = 0,42$$

- c_e Coeficiente de exposición

De la tabla 3.4 para un grado de aspereza del entorno IV y una altura de 9 m obtenemos que $c_e = 1,7$

- c_p Coeficiente de presión exterior

Se obtiene de las tablas D.3 del Anexo D del DB de Acciones en la edificación.

Siendo $A > 10 \text{ m}^2$ y $h/d = 1$

$$\text{NE} \quad C_p = 0,7$$

$$C_s = -0,5$$

$$\text{SO} \quad C_p = 0,7$$

$$C_s = -0,5$$

En el apartado 3.3.4 se especifica que en edificios con cubierta plana la acción del viento sobre la misma, generalmente de succión, opera habitualmente del lado de la seguridad, y se puede despreciar.

Por lo tanto q_e

$$q_b = 0,42 \cdot 1,7 \cdot 0,7 = 0,5$$

$$q_b = 0,42 \cdot 1,7 \cdot -0,5 = -0,357$$

Debido a la poca superficie que representan los testeros respecto de las fachadas principales, tendremos en cuenta la acción del viento exclusivamente sobre éstas.

Sismo

Según la Norma de Construcción Sismorresistente, el valor de la aceleración básica de cálculo en Bétera es de $0,06 \text{ g}$, siendo el coeficiente de contribución (k) $1,00$. La edificación se clasifica como de importancia normal.

Según el artículo 1.2.3., en aquellas construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones, cuando la aceleración sísmica básica a_b sea menor de $0,08 \text{ g}$, como es el caso del proyecto, la norma no será de aplicación.

Acciones térmicas y reológicas

El edificio cuenta con juntas de dilatación dispuestas a una distancia menor de 40 m . Estas juntas absorben las tensiones producidas por los cambios de humedad y temperatura del ambiente, por lo que las acciones térmicas no se tendrán en cuenta para el dimensionado de la estructura.

3. Combinaciones de cálculo

Según el CTE DB-SE 3.2: Se denominan estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido. Se distinguen dos tipos de Estados Límite:

Estados Límite Últimos (ELU): Son los que de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque una puesta fuera de servicio del edificio o por el colapso total o parcial del mismo.

Estados Límite de Servicio (ELS): Son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción.

Hipótesis de carga

1. Permanente
2. Variable. Uso.
3. Variable. Nieve.
4. Variable. Viento norte
5. Variable. Viento sur
6. Permanente. Empuje terreno

La combinación de acciones se realizará siguiendo el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

G_k | Acción permanente

Q_k | Acción variable

γ_{Gj} | Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

γ_{Q1} | Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

γ_{Qi} | Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables (i > 1) para situaciones no sísmicas

ψ_{p1} | Coeficiente de combinación de la acción variable principal

ψ_{ai} | Coeficiente de combinación de las acciones variables (i > 1) para situaciones no sísmicas

Combinaciones de hipótesis

ELU

Persistente 1: (1,35 x Peso propio) + (1,50 x Uso) + (0,75 x Nieve) + (0,90 x Viento norte) + (1,35 x Empuje terreno)

Persistente 2: (1,35 x Peso propio) + (1,05 x Uso) + (0,75 x Nieve) + (1,50 x Viento norte) + (1,35 x Empuje terreno)

Persistente 3: (1,35 x Peso propio) + (1,05 x Uso) + (1,50 x Nieve) + (0,90 x Viento norte) + (1,35 x Empuje terreno)

Persistente 4: (1,35 x Peso propio) + (1,50 x Uso) + (0,75 x Nieve) + (0,90 x Viento sur) + (1,35 x Empuje terreno)

Persistente 5: (1,35 x Peso propio) + (1,05 x Uso) + (0,75 x Nieve) + (1,50 x Viento sur) + (1,35 x Empuje terreno)

Persistente 6: (1,35 x Peso propio) + (1,05 x Uso) + (1,50 x Nieve) + (0,90 x Viento sur) + (1,35 x Empuje terreno)

ELS

Característica 1: (1,00 x Peso propio) + (1,00 x Uso) + (0,50 x Nieve) + (0,60 x Viento norte) + (1,00 x Empuje terreno)

Característica 2: (1,00 x Peso propio) + (0,70 x Uso) + (0,50 x Nieve) + (1,00 x Viento norte) + (1,00 x Empuje terreno)

Característica 3: (1,00 x Peso propio) + (0,70 x Uso) + (1,00 x Nieve) + (0,60 x Viento norte) + (1,00 x Empuje terreno)

Característica 4: (1,00 x Peso propio) + (1,00 x Uso) + (0,50 x Nieve) + (0,60 x Viento sur) + (1,00 x Empuje terreno)

Característica 5: (1,00 x Peso propio) + (0,70 x Uso) + (0,50 x Nieve) + (1,00 x Viento sur) + (1,00 x Empuje terreno)

Característica 6: (1,00 x Peso propio) + (0,70 x Uso) + (1,00 x Nieve) + (0,60 x Viento sur) + (1,00 x Empuje terreno)

Frecuente 1: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,50 \times \text{Uso}) + (0,00 \times \text{Nieve}) + (0,00 \times \text{Viento norte}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Frecuente 2: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,30 \times \text{Uso}) + (0,00 \times \text{Nieve}) + (0,50 \times \text{Viento norte}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Frecuente 3: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,30 \times \text{Uso}) + (0,20 \times \text{Nieve}) + (0,00 \times \text{Viento norte}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Frecuente 4: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,50 \times \text{Uso}) + (0,00 \times \text{Nieve}) + (0,00 \times \text{Viento sur}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Frecuente 5: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,30 \times \text{Uso}) + (0,00 \times \text{Nieve}) + (0,50 \times \text{Viento sur}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Frecuente 6: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,30 \times \text{Uso}) + (0,20 \times \text{Nieve}) + (0,00 \times \text{Viento sur}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Casi permanente 1: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,30 \times \text{Uso}) + (0,00 \times \text{Nieve}) + (0,00 \times \text{Viento norte}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Casi permanente 2: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,30 \times \text{Uso}) + (0,00 \times \text{Nieve}) + (0,00 \times \text{Viento sur}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

CIM

Cimentación 1: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (1,00 \times \text{Uso}) + (0,50 \times \text{Nieve}) + (0,60 \times \text{Viento norte}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Cimentación 2: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,70 \times \text{Uso}) + (0,50 \times \text{Nieve}) + (1,00 \times \text{Viento norte}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Cimentación 3: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,70 \times \text{Uso}) + (1,00 \times \text{Nieve}) + (0,60 \times \text{Viento norte}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Cimentación 4: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (1,00 \times \text{Uso}) + (0,50 \times \text{Nieve}) + (0,60 \times \text{Viento sur}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Cimentación 5: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,70 \times \text{Uso}) + (0,50 \times \text{Nieve}) + (1,00 \times \text{Viento sur}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

Cimentación 6: $(1,00 \times \text{Peso propio}) + (0,70 \times \text{Uso}) + (1,00 \times \text{Nieve}) + (0,60 \times \text{Viento sur}) + (1,00 \times \text{Empuje terreno})$

4 Modelización y dimensionado

Las solicitaciones de la estructura han sido obtenidas a través del programa *Architrave*. Para la obtención de dichas solicitaciones, se ha modelizado la estructura aplicando los siguientes criterios:

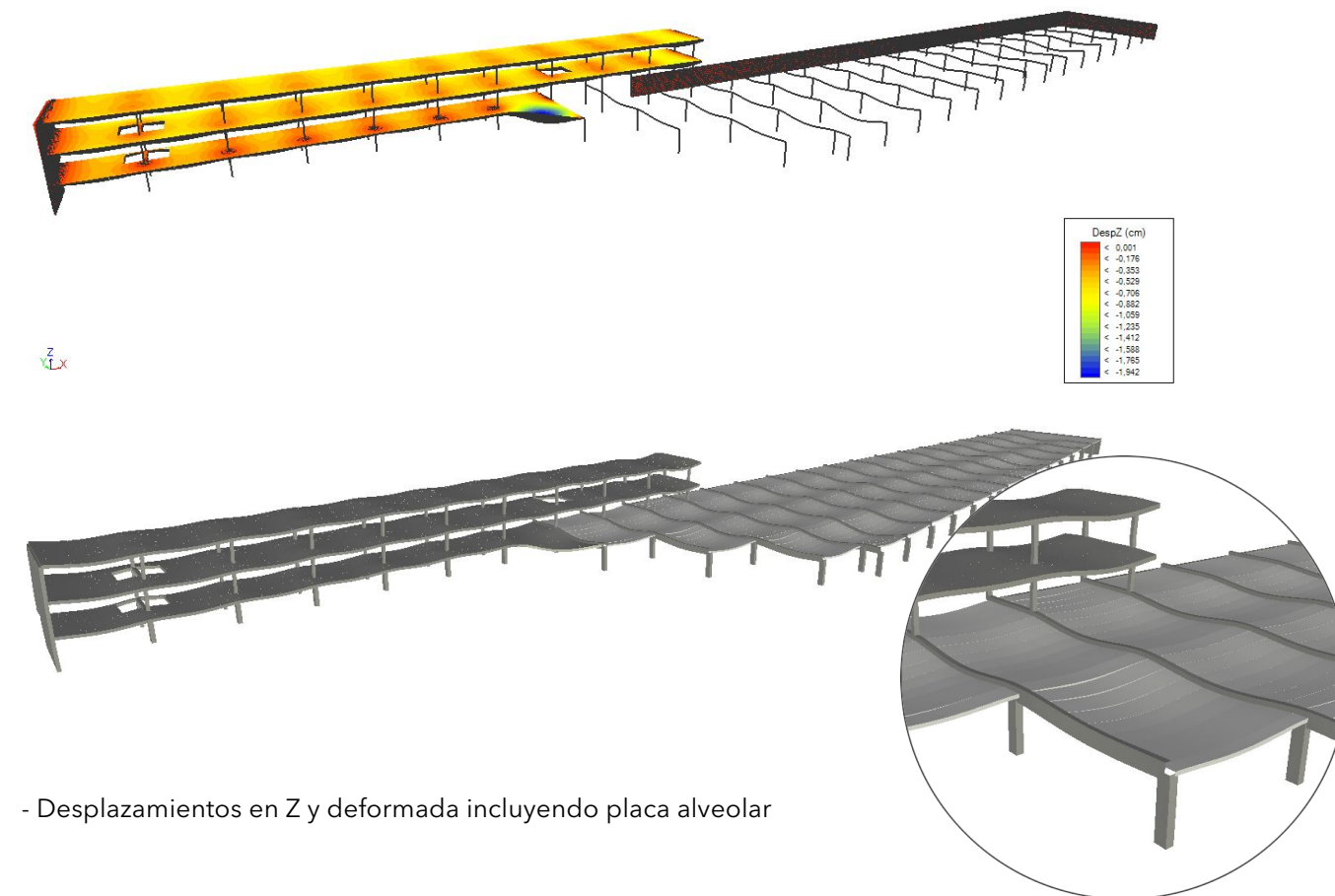
- Forjado unidireccional. Aparcamiento.

Buscando la simplificación en el cálculo de un forjado unidireccional, no se han introducido las placas alveolares en el modelo, pero sí su peso, obtenido del catálogo del fabricante, como una carga uniforme aplicada sobre la viga. No obstante, para tener una visión general de la estructura, se pueden visualizar en el modelo de la deformada. El cálculo de la placa alveolar se emplaza a los manuales del fabricante.

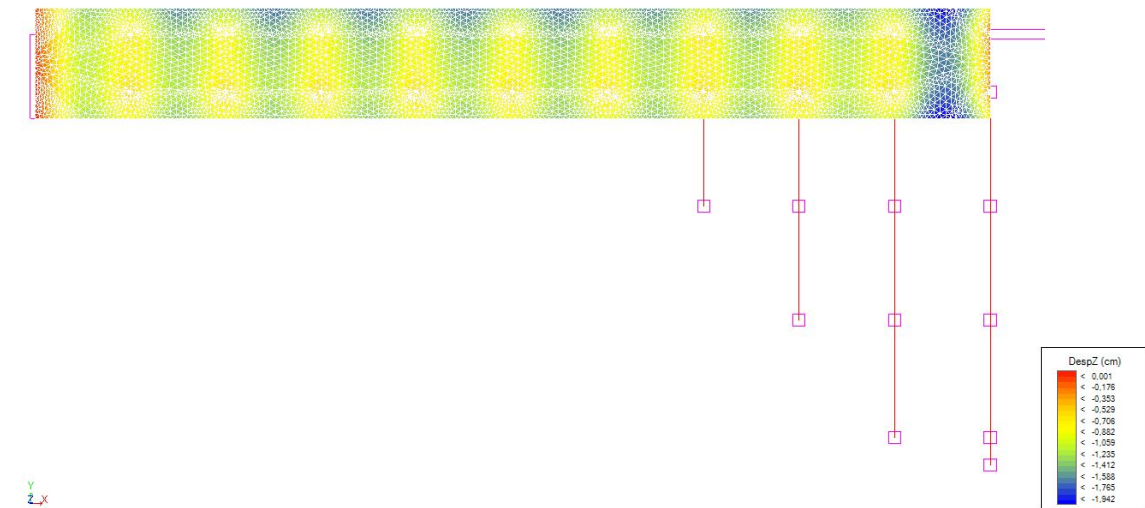
- Forjado bidireccional. Vivero y serv. públicos.

Las losas y muros que componen el edificio de vivero de empresas se han modelizado como conjuntos de elementos finitos.

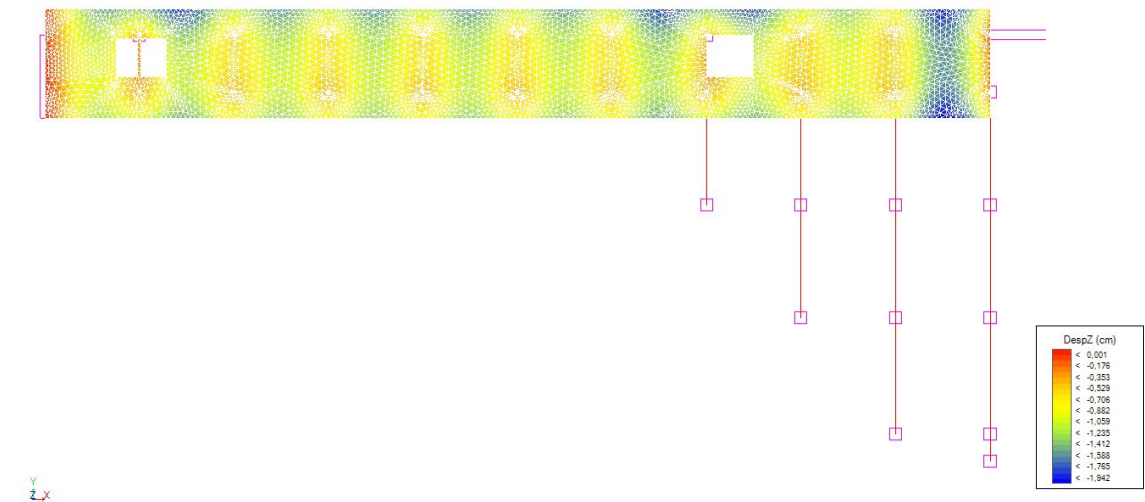
A continuación se muestran algunos de los resultados obtenidos.



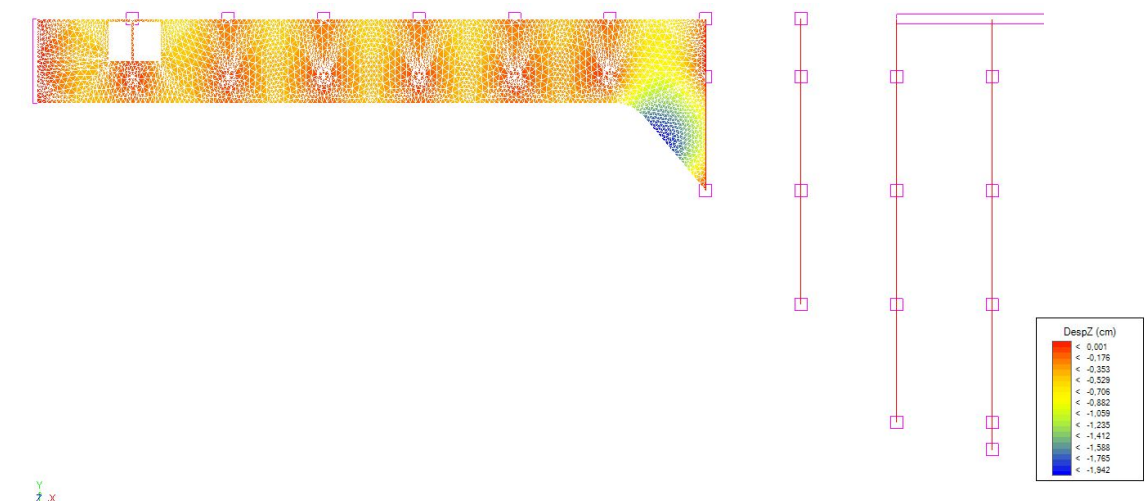
- Losa planta segunda. Desplazamientos en Z.



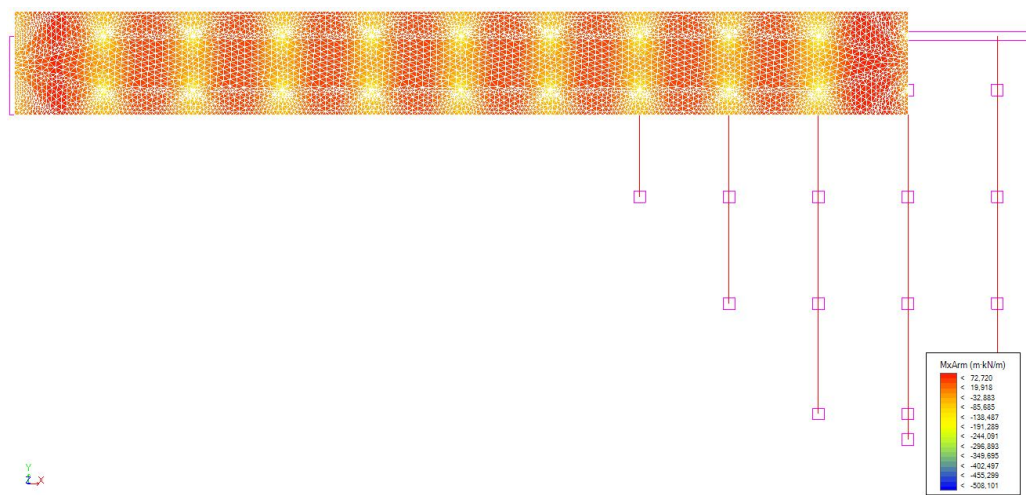
- Losa planta primera. Desplazamientos en Z.



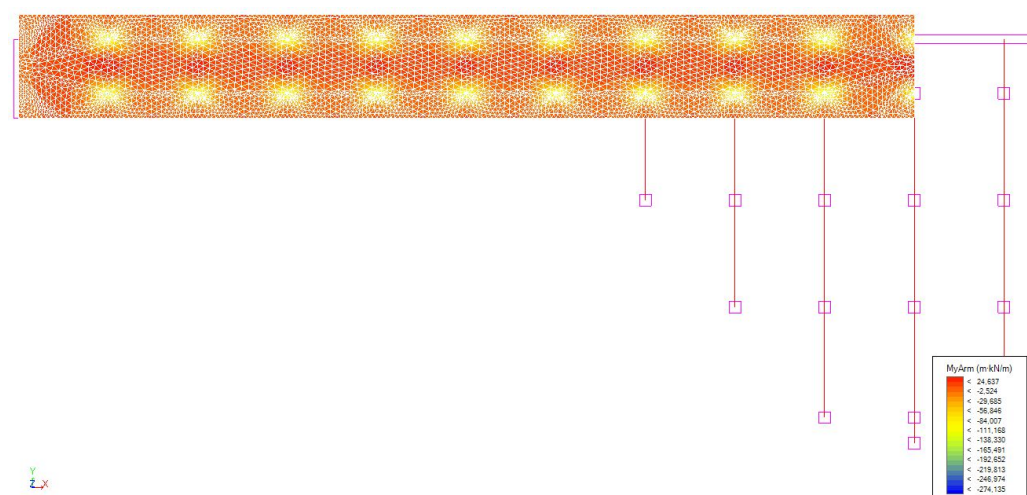
- Losa planta baja. Desplazamientos en Z.



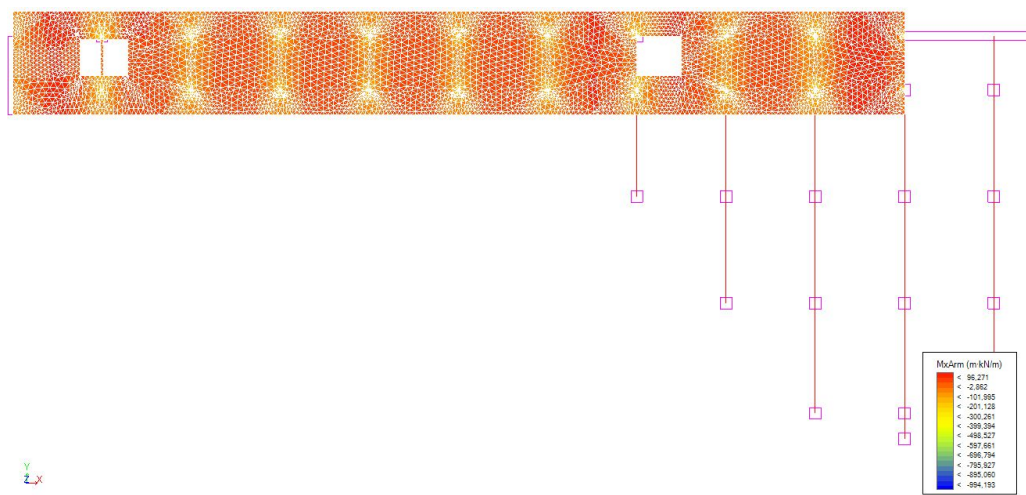
- Losa planta segunda. Momentos en X.



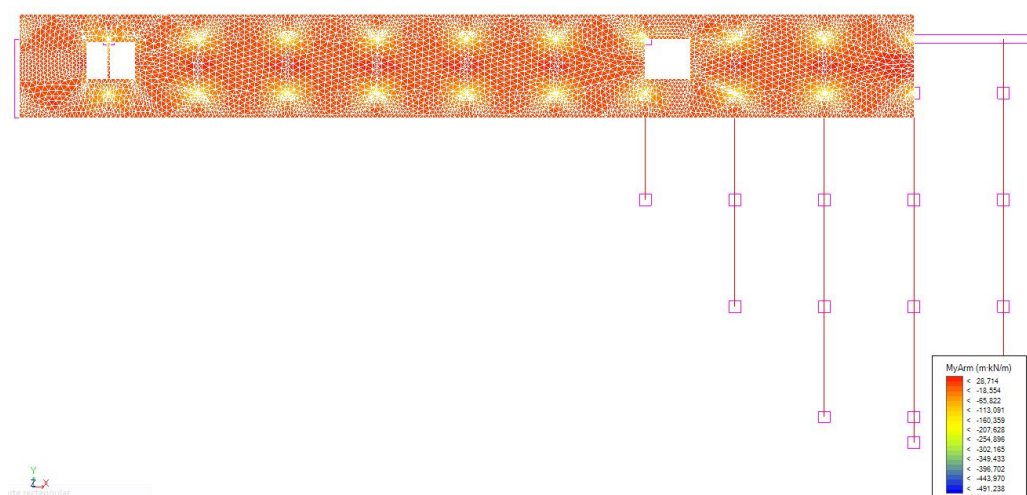
- Losa planta segunda. Momentos en Y.



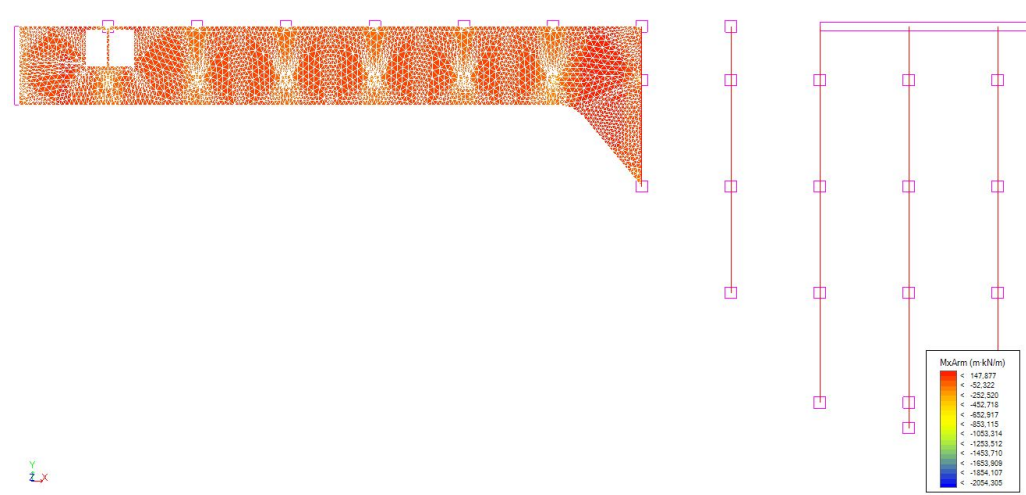
- Losa planta primera. Momentos en X.



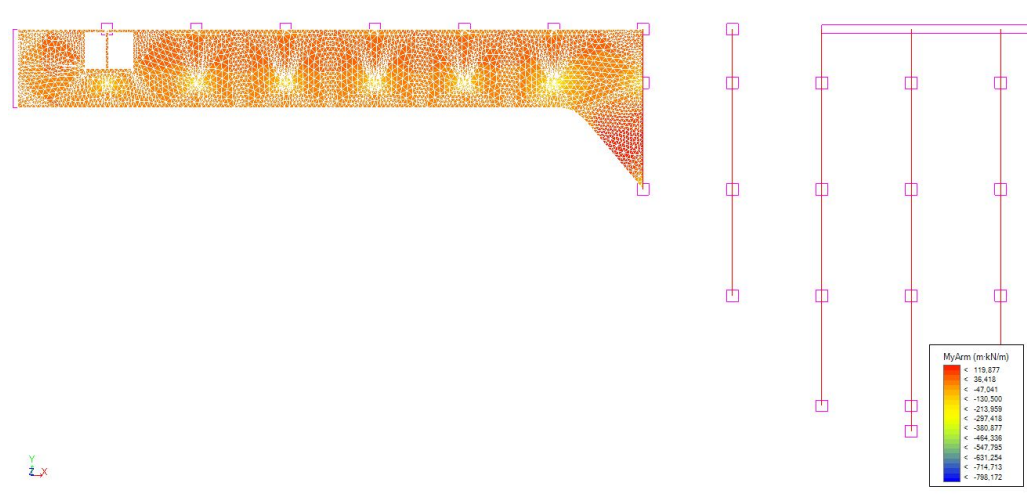
- Losa planta primera. Momentos en Y.



- Losa planta baja. Momentos en X.

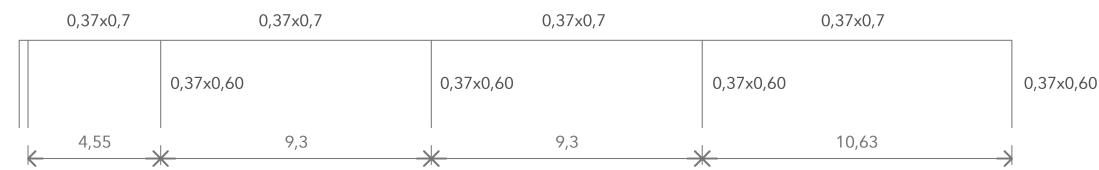


- Losa planta baja. Momentos en Y.

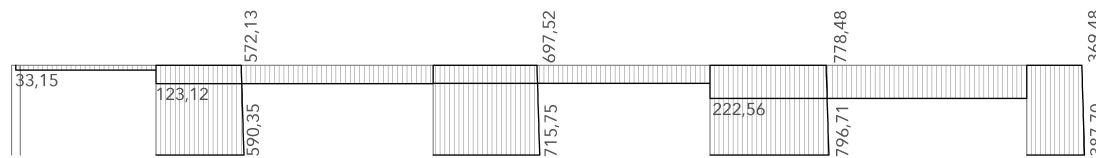


4.1 Viga continua

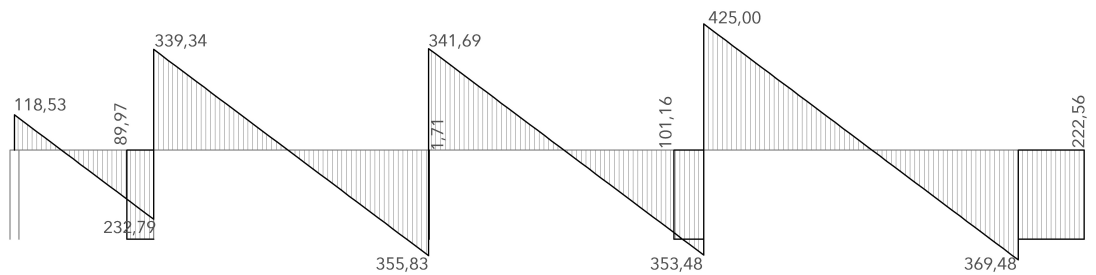
Obtenidas las solicitaciones del conjunto de vigas del aparcamiento, se procede a dimensionar la más solicitada, correspondiente al eje de estructura 12. Se observa también, que es la que cubre el vano de mayor luz de todo el aparcamiento. Se muestran los diagramas de axiles, cortantes y momentos de dicha viga.



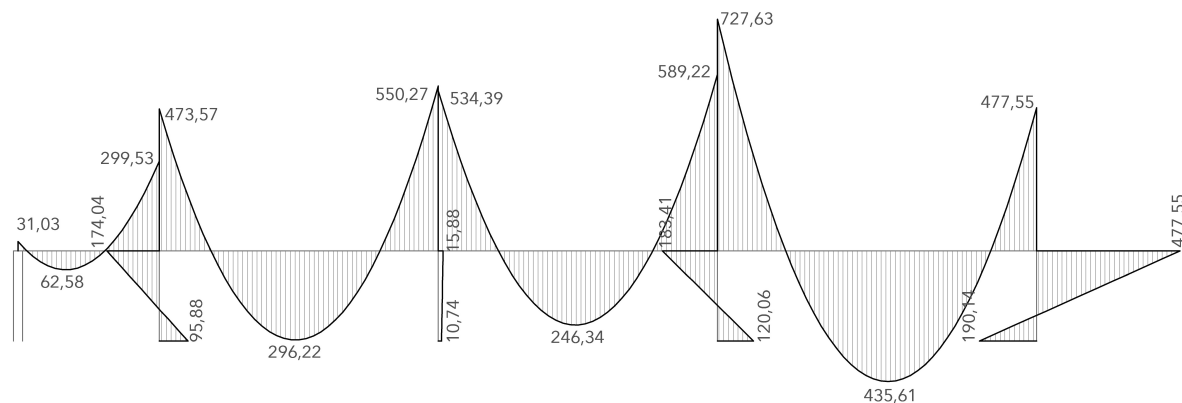
- Diagrama de axiles (kN)



- Diagrama de flectores Vy (kN)

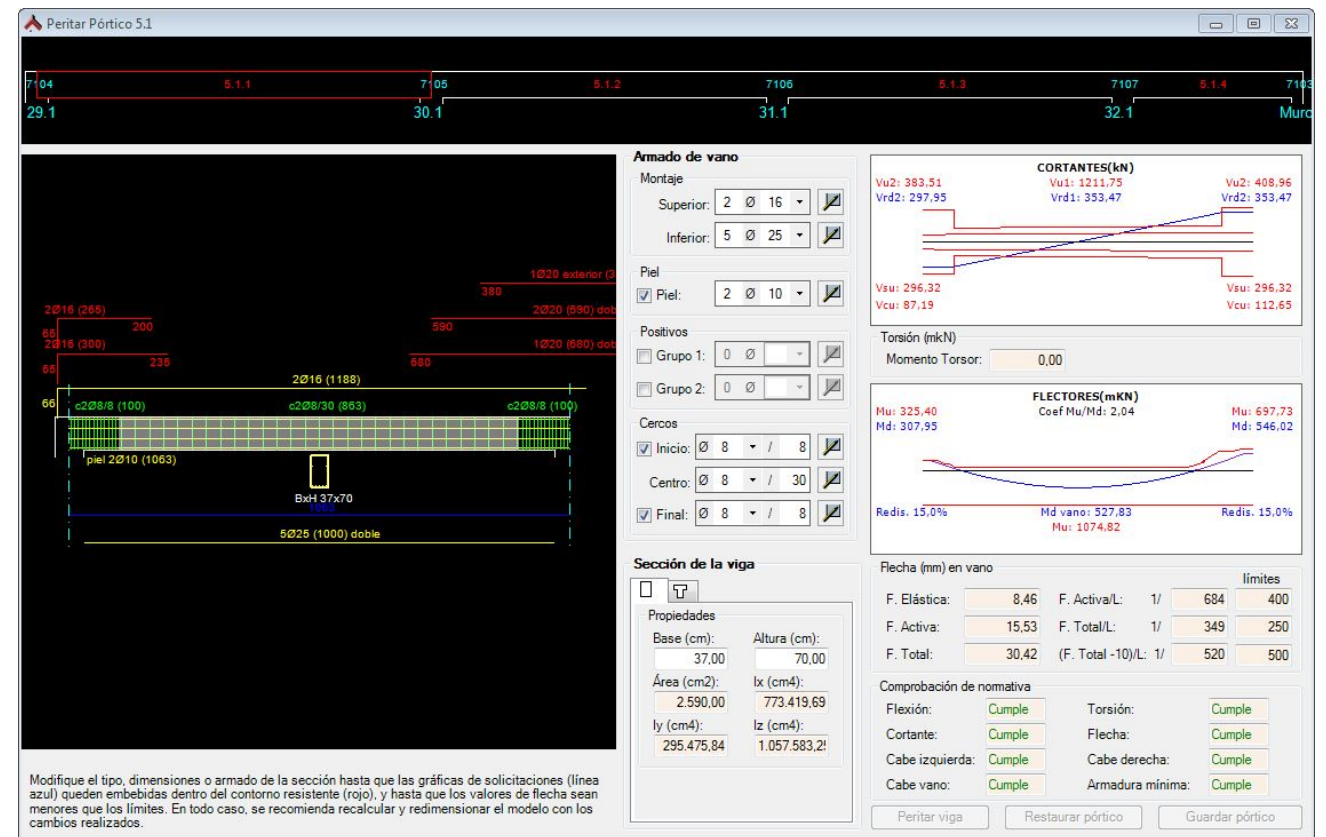


- Diagrama de flectores Mz (kN.m)

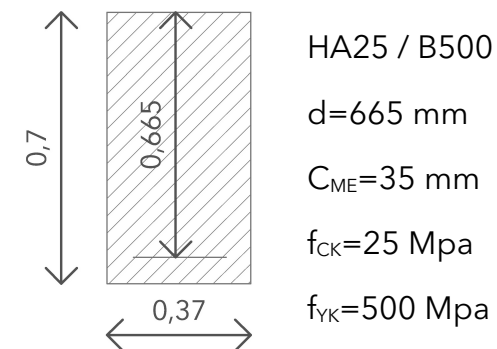


* Se ha realizado la redistribución de momentos del 15%.

El programa de cálculo Architrave permite obtener las armaduras necesarias que constituyen la viga, así como sus secciones y longitudes.



No obstante, con la intención de unificar los diámetros de las armaduras y reducir el número de familias utilizadas, dimensionaremos la viga mediante los ábacos adimensionales.



Cálculo de armaduras longitudinales de la viga

- Valores de cálculo:

Para entrar en el ábaco hay que determinar previamente el momento relativo μ , a partir del cual se obtiene la capacidad mecánica relativa ω :

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_{sl} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

siendo:

$$b \cdot d \cdot f_{cd} = 370 \cdot 665 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 4100,83 kN$$

$$b \cdot d \cdot f_{cd}^2 = 370 \cdot 665^2 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 2727054,17 kNmm = 2727,05 kNm$$

- Limitaciones de cálculo

- Lim. mecánica

$$A_s \cdot f_{yd} > 4\% A_c \cdot f_{cd}$$

$$0,04 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0,04 \cdot 370 \cdot 700 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 172,66 kN$$

$$U_s > 172,66 kN$$

- Lim. geométrica

$$A_s \cdot f_{yd} > 3,5\% A_c \cdot f_{cd}$$

$$U_s > 151,08 kN$$

- Cálculo de armadura longitudinal

- Armadura de compresión

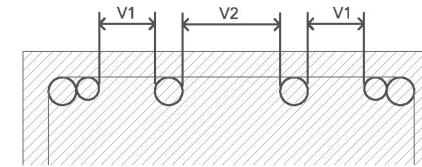
A partir de un valor de momento flector (M_{lim} momento límite) se hace necesario, disponer armadura de compresión.

$$M_{lim} = 0,32 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{lim} = 0,32 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} \cdot 370 \cdot 665^2 = 872657,33 kN \cdot mm = 872,657 kN \cdot m$$

M_d en vano 3-4 y 4-5 > M_{lim} por lo que colocaremos armadura de compresión en esos vanos.

Separación armaduras



Espacio restante entre armaduras:


$$30 - (3 \cdot 2,5) - (2 \cdot 2) = 18,5 \text{ cm}$$

$$V1 = 5 \text{ cm}$$

$V2 = 8,5 \text{ cm} > 6 \text{ cm}$ ventana suficiente para compactar correctamente el hormigón.

Cálculo de la flecha total y activa

- Flecha instantánea



$$F = \frac{5qL^4}{384EI}$$

siendo:

 $q = q_k$ $E = 275000 \text{ kg/cm}^2$ para HA25 $I =$ inercia equivalente

- cuantía de armaduras

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100 [\%]$$

$$5\phi 25 \rightarrow A_s = 24,54 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{24,54}{37 \cdot 70} \cdot 100 = 0,95\%$$

- momento de fisuración

$$M_f = \frac{f_{ck}}{10} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$M_f = \frac{250}{10} \cdot \frac{0,37 \cdot 0,7^2}{6} [10] = 7,55 \text{ Tm} = 75,54 \text{ kNm}$$

- momento actuante

$$M_a = 435,61 \text{ kNm} \text{ facilitado por Architrave}$$

puesto que $1\% < \rho < 2\%$ y $M_a > 2M_f \rightarrow K = 0,4$

$$I = 0,4 \left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \right)$$

$$I = 0,4 \left(\frac{1}{12} \cdot 37 \cdot 70^3 \right) = 423033,33 \text{ cm}^4$$

retomando:

$$F = \frac{5qL^4}{384EI} \quad F = \frac{5 \cdot 59,09 \cdot 10^{-2} \cdot 1063^4}{384 \cdot 27500 \cdot 10^{-2} \cdot 423033,33} = 8,45 \text{ cm}$$

$$F_i = 0,2F = 1,69 \text{ cm}$$

- Flecha diferida:

$$f_{DIF} = 1,5 f_{INST}$$

$$f_{DIF} = 2,53 \text{ cm}$$

- Flecha total:

$$f_{TOT} = f_{INST} + f_{DIF} = 1,69 + 2,5 = \underline{4,22 \text{ cm}}$$

- Flecha activa:

$$f_{ACT} = f_{TOT} - f_{INST PP}$$

siendo $f_{INST PP}$ = flecha instantánea referida únicamente al peso propio, en nuestro caso, repitiendo el proceso se obtiene $f_{INST PP} = 2,3$

$$f_{ACT} = f_{TOT} - f_{INST PP} = 4,22 - 2,3 = \underline{1,92 \text{ cm}}$$

- Limitaciones de flecha

$$f_{TOT} < L/250$$

$$\underline{4,22 \text{ cm} < 4,25 \text{ cm}}$$

$$f_{ACT} < L/400$$

$$\underline{1,92 \text{ cm} < 2,65 \text{ cm}} \text{ por lo que las comprobaciones resultan satisfactorias.}$$

4.2 Losa maciza (dirección x)

Obtenidas las solicitaciones de las losas a través de un conjunto de elementos finitos, se procede a su dimensionado a mano, tomando para ello los valores más desfavorables de las tres losas.

Para analizar la flexión en la losa se utiliza el método de los pórticos virtuales siguiendo los ejes x e y. Asimismo ese pórtico virtual se divide en dos bandas:

- Banda de pilares: ancho igual a la mitad del pórtico.

- Banda central: de ancho igual a la mitad del ancho total, dividida en dos a ambos lados de la banda de pilares.

$q = 13,5 \text{ kN/m}^2$

Luces: 4,7m / 7,8m

$h = 0,3\text{m}$

- Momentos de cálculo

Momento total positivo:

$$M_d^+ = 1,6 \frac{q \cdot \text{ancho} \cdot \text{luz}^2}{16}$$

$$M_d^+ = 1,6 \cdot \frac{13,5 \cdot 4,3 \cdot 7,8^2}{16} = 353,17 \text{ kNm}$$

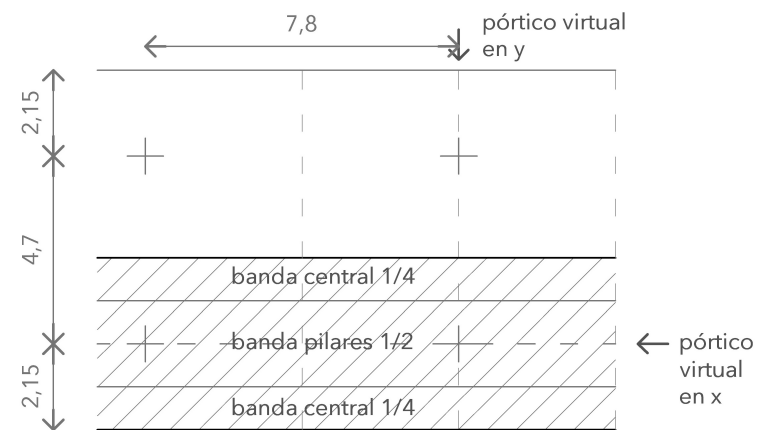
Momento total negativo:

$$M_d^- = 1,6 \frac{q \cdot \text{ancho} \cdot \text{luz}^2}{16}$$

$$M_d^- = 1,6 \cdot \frac{13,5 \cdot 4,3 \cdot 7,8^2}{10} = 565,08 \text{ kNm}$$

Reparto en bandas:

La banda de pilares siempre coge mucho más momento que la banda central. Del momento total, el 80% se va a la banda de pilares y el 30% a la central.



1/4	15%
1/2	80%
1/4	15%

en banda de pilares

$$M_d^- = 565,08 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{4,3/2} = 210,26 \text{ kNm}$$

$$M_d^+ = 353,17 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{4,3/2} = 131,41 \text{ kNm}$$

en banda central

$$M_d^- = 565,08 \cdot 0,15 \cdot \frac{1}{4,3/2} = 39,42 \text{ kNm}$$

$$M_d^+ = 353,17 \cdot 0,15 \cdot \frac{1}{4,3/2} = 24,63 \text{ kNm}$$

Armadura (A_s)

$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}} [10]$ Se calculará A_s^- y A_s^+ para banda central y de pilares.

en banda de pilares

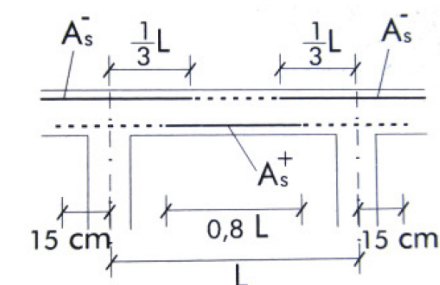
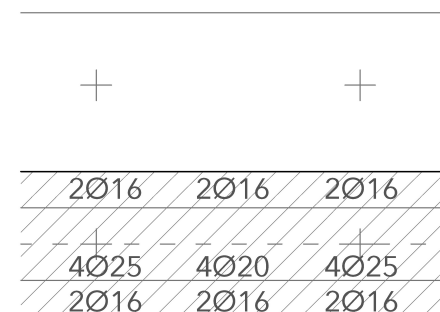
$$A_s^- = \frac{210,26}{0,8 \cdot 0,3 \cdot 500/1,15} \cdot 10 = 20,15 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 4 \varnothing 25/\text{m}$$

$$A_s^+ = \frac{131,41}{0,8 \cdot 0,3 \cdot 500/1,15} \cdot 10 = 12,59 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 4 \varnothing 20/\text{m}$$

en banda central

$$A_s^- = \frac{39,42}{0,8 \cdot 0,3 \cdot 500/1,15} \cdot 10 = 3,7 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2 \varnothing 16/\text{m}$$

$$A_s^+ = \frac{24,63}{0,8 \cdot 0,3 \cdot 500/1,15} \cdot 10 = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2 \varnothing 16/\text{m}$$



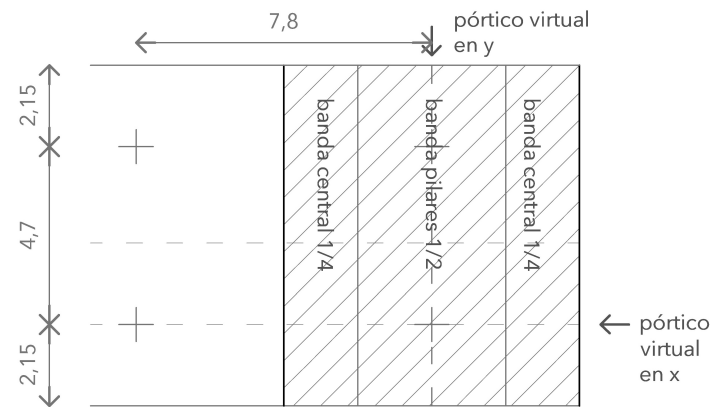
4.2 Losa maciza (dirección y)

Obtenidas las solicitaciones de las losas a través de un conjunto de elementos finitos, se procede a su dimensionado a mano, tomando para ello los valores más desfavorables de las tres losas.

Para analizar la flexión en la losa se utiliza el método de los pórticos virtuales siguiendo los ejes x e y. Asimismo ese pórtico virtual se divide en dos bandas:

- Banda de pilares: ancho igual a la mitad del pórtico.

- Banda central: de ancho igual a la mitad del ancho total, dividida en dos a ambos lados de la banda de pilares.



$$q = 13,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Luces: } 4,7 \text{ m} / 7,8 \text{ m}$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

- Momentos de cálculo

Momento total positivo:

$$M_d^+ = 1,6 \frac{q \cdot \text{ancho} \cdot \text{luz}^2}{16}$$

$$M_d^+ = 1,6 \cdot \frac{13,5 \cdot 7,8 \cdot 4,3^2}{16} = 194,69 \text{ kNm}$$

Momento total negativo:

$$M_d^- = 1,6 \frac{q \cdot \text{ancho} \cdot \text{luz}^2}{16}$$

$$M_d^- = 1,6 \cdot \frac{13,5 \cdot 7,8 \cdot 4,3^2}{10} = 311,51 \text{ kNm}$$

Reparto en bandas:

La banda de pilares siempre coge mucho más momento que la banda central. Del momento

1/4	15%
1/2	80%
1/4	15%

total, el 80% se va a la banda de pilares y el 30% a la central.

en banda de pilares

$$M_d^- = 311,51 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{7,8/2} = 63,89 \text{ kNm}$$

$$M_d^+ = 194,69 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{7,8/2} = 39,94 \text{ kNm}$$

en banda central

$$M_d^- = 311,51 \cdot 0,15 \cdot \frac{1}{7,8/2} = 11,98 \text{ kNm}$$

$$M_d^+ = 194,69 \cdot 0,15 \cdot \frac{1}{7,8/2} = 7,48 \text{ kNm}$$

Armadura (A_s)

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}} [10] \text{ Se calculará } A_s^- \text{ y } A_s^+ \text{ para banda central y de pilares.}$$

en banda de pilares

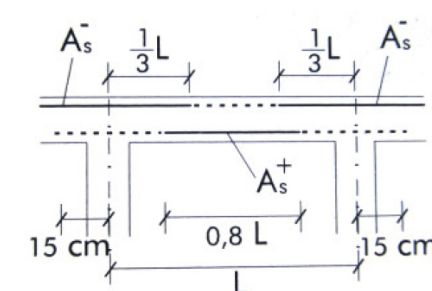
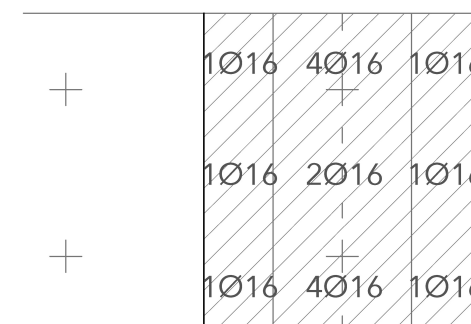
$$A_s^- = \frac{63,89}{0,8 \cdot 0,3 \cdot 500/1,15} \cdot 10 = 6,12 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 4 \varnothing 16/\text{m}$$

$$A_s^+ = \frac{39,94}{0,8 \cdot 0,3 \cdot 500/1,15} \cdot 10 = 3,83 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2 \varnothing 16/\text{m}$$

en banda central

$$A_s^- = \frac{11,98}{0,8 \cdot 0,3 \cdot 500/1,15} \cdot 10 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \varnothing 16/\text{m}$$

$$A_s^+ = \frac{7,48}{0,8 \cdot 0,3 \cdot 500/1,15} \cdot 10 = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \varnothing 16/\text{m}$$



4.3 Punzonamiento

Para asegurar la correcta conexión entre el forjado de losa y los soportes estudiaremos la necesidad de un armado antipunzonamiento.

- Esfuerzo de punzonamiento (V_D)

$$V_d = 1,6 \cdot q_k \cdot A_i$$

- Área de influencia del pilar

$$A_i = \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \left(\frac{L_3 + L_4}{2} \right)$$

$$A_i = \left(\frac{7,8 + 7,8}{2} \right) \left(\frac{4,7 + 2,15}{2} \right) = 11,24 m^2$$

- Área crítica de punzonamiento

$$A_c = 2d(a + b + 2d)$$

$$A_c = 2 \cdot 0,265 \cdot (0,3 + 0,3 + 2 \cdot 0,265) = 0,59 m^2$$

retomando:

$$V_d = 1,6 \cdot 13,5 \cdot 11,23 = 242,46$$

- Punzonamiento máximo

$$V_d < 1,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot A_c \cdot [10]$$

$$242,46 < 361,29$$

cumple

- Armadura antipunzonamiento

$$V_d < V_{CU}$$

$$V_{CU} = \sqrt{f_{cd}} \cdot A_c \cdot [10]$$

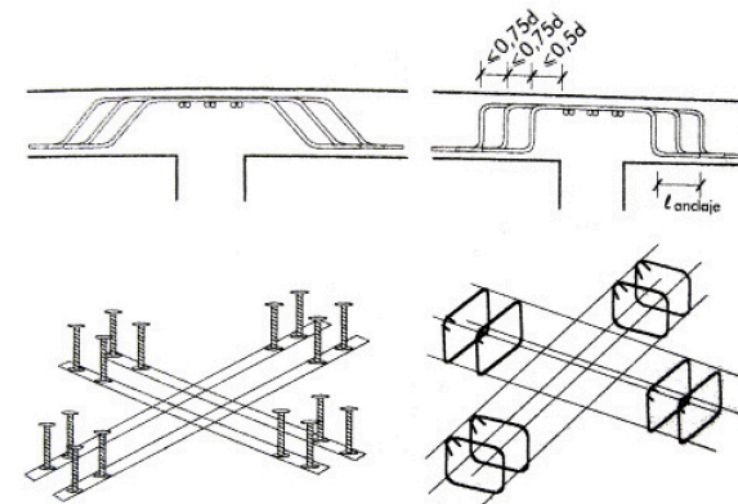
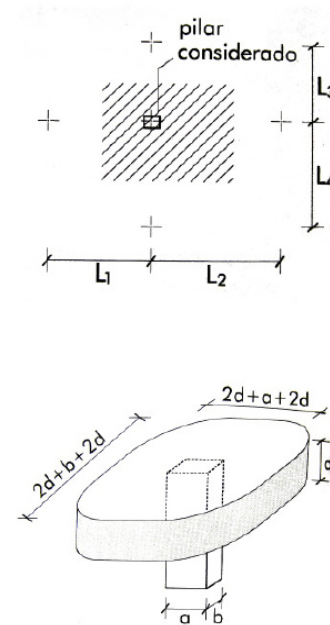
$$242,46 > 240,86$$

Dada la comprobación se precisa armadura de punzonamiento. Se procede al cálculo de dicha armadura:

$$A_{\alpha} = \left(\frac{V_d - 0,5 V_{CU}}{0,8 \cdot h \cdot f_{yad}} \right) \cdot [10]$$

$$A_{\alpha} = \left(\frac{246,46 - 0,5 \cdot 240,86}{0,8 \cdot 0,3 \cdot 500/1,15} \right) \cdot [10] = 11,69 cm^2 \quad 4\phi 20$$

Dispondremos además una armadura suplementaria a una distancia "d" del pilar. Con esta medida se refuerza la seguridad frente a punzonamiento y se evita la comprobación en una segunda superficie.



4.4 Pilar

Se ha tomado el pilar extremo a la viga dimensionada (eje nº 12), por resultar el más desfavorable también.

Para el cálculo de la armadura del pilar se ha utilizado la opción "peritar" del programa de cálculo Architrave, a continuación se muestra la ventana en la que se especifica la armadura.

- armado esquinas: 4ø20

- armado lado b: 2ø20

- armado lado h: 5ø20

- cercos de ø8 cada 15cm

Peritar Pilar 29.1 (Barra 29)

Geometría

Longitud Pilar: 300,00 cm

L Pandeo Y: 201,54 cm

Esbeltez Y: 11,64

L Pandeo Z: 209,96 cm

Esbeltez Z: 19,66

Columna de pilares

Ver pilar superior

Nombre de la columna: 29

Nº de pilares: 1

Pilar actual: 29.1

Ver pilar inferior

Sección

Base: 37,00 cm

Altura: 60,00 cm

Área: 2.220,00 cm²

Ix: 601.801,56 cm⁴

Iy: 253.265,03 cm⁴

Iz: 666.000,06 cm⁴

Armado esquinas: 4 ø 20

Armado cercos: ø 8 / 15

Comprobaciones

Cumple

Peritar

Guardar

Restablecer

Cumplimiento

Cap. mecánica U. tot: 2.261,95 kN

Cuantía mecánica w: 0,61

Cortante máx. Vrd: 222,56 kN

Cortante agot. Vu1: 1.345,88 kN

FlexoComp: Cumple

Armadura mín: Cumple

Armadura máx: Cumple

Pandeo: Cumple

Cortante: Cumple

Separación cercos: Cumple

Torsión: Cumple

ELU	Posición	Nd (kN)	Myd (mkN)	Mzd (mkN)	Nu (kN)	Myu (mkN)	Mzu (mkN)	Coefficiente
1	Superior	369,48	7,39	477,55	417,35	8,34	538,97	0,89
1	Inferior	387,71	7,75	-190,13	1156,42	22,42	-567,74	0,34
2	Superior	300,12	6,00	388,06	416,49	8,34	538,90	0,72
2	Inferior	318,34	6,37	-154,81	1170,64	22,56	-567,79	0,27
3	Superior	303,01	6,06	391,79	416,49	8,34	538,90	0,73
3	Inferior	321,23	6,42	-156,28	1163,53	22,52	-567,76	0,28
4	Superior	369,48	7,39	477,55	417,35	8,34	538,97	0,89
4	Inferior	387,71	7,75	-190,14	1156,42	22,42	-567,74	0,34
5	Superior	300,12	6,00	388,06	416,49	8,34	538,90	0,72

Modifique las dimensiones de la sección o su armado hasta que todos los coeficientes de resistencia, correspondientes al conjunto de ELU, sean menores que 1,00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

BxH 37x60

18ø20

cø8/15

L=300+75

Estribos Base: 4

Estribos Altura: 3

Como se puede comprobar el pilar sometido a flexocompresión cumple con el siguiente armado:

4.5 Placas alveolares

Para la elección de la placa alveolar se han seguido las indicaciones del fabricante (Hormipresa) y de AIDEPLA Asociación para la Investigación y el Desarrollo de las Placas Alveolares.

- Pavimento de hormigón $e=10\text{cm}$ $1,5\text{kN/m}^2$

o

- Capa de tierra $e=15\text{cm}$ $3,15\text{kN/m}^2$

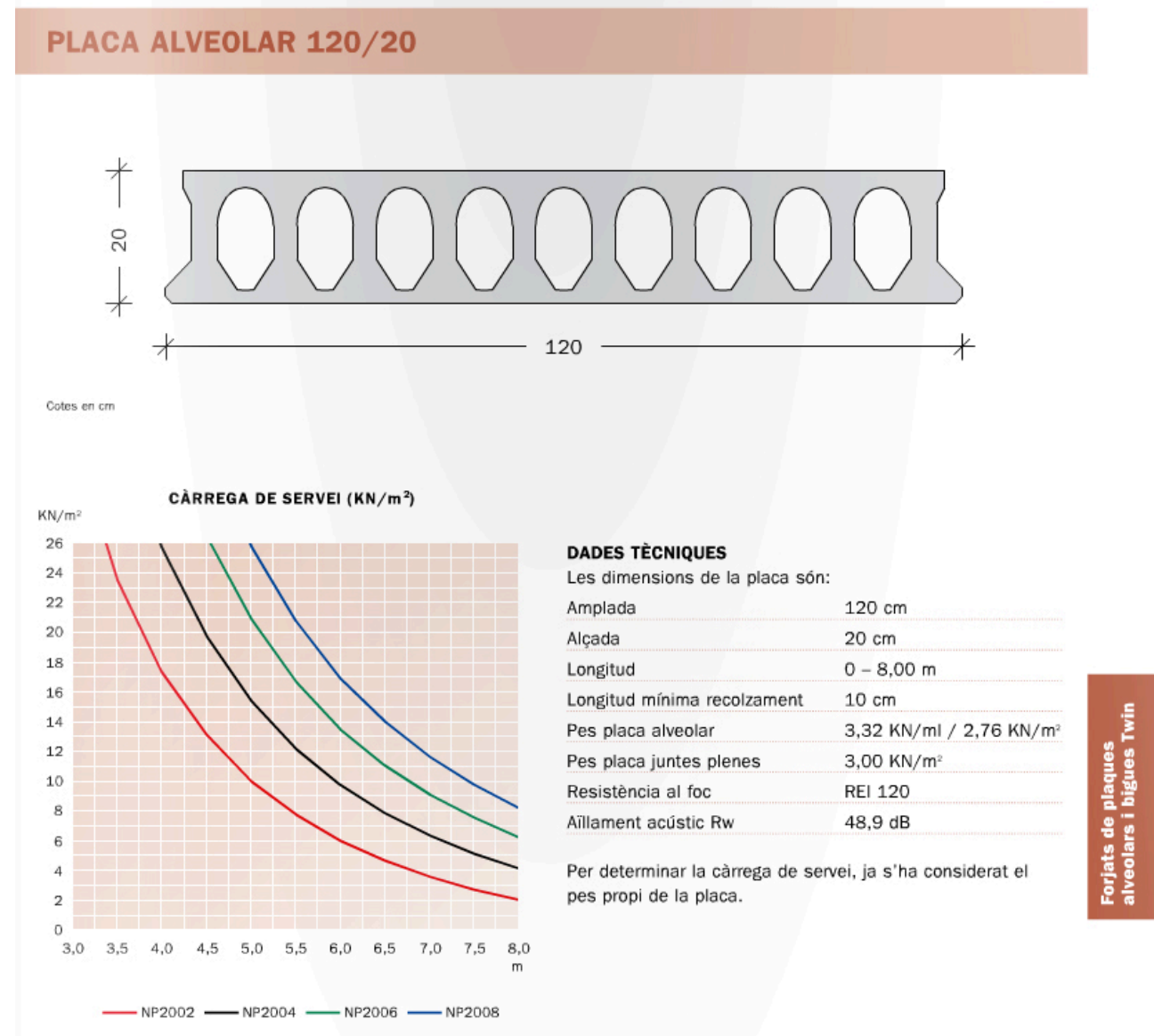
P específico t. mojada = 21kN/m^3

$21\text{kN/m}^3 \times 0,15\text{m} = 3,15\text{kN/m}^2$

Siguiendo las indicaciones del fabricante dispuestas en el gráfico adjunto elegiremos el modelo NP 2004.

Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación en el forjado de placas alveolares se resuelven tal y como se muestra en la memoria gráfica, (**ver plano**) apoyando una de las placas que recibe la viga sobre una banda de neopreno. y generando una discontinuidad en la capa de compresión. El espacio que restante de esta discontinuidad se rellenará de un material compresible.



Las luz a cubrir entre ejes es de 7,8 m y la placa apoya 10cm sobre la viga, dejando 17cm de hueco entre placa y placa por lo tanto la longitud total de la placa es de 7,63m. La carga con la que cuenta el forjado del aparcamiento es:

FA. Forjado aparcamiento

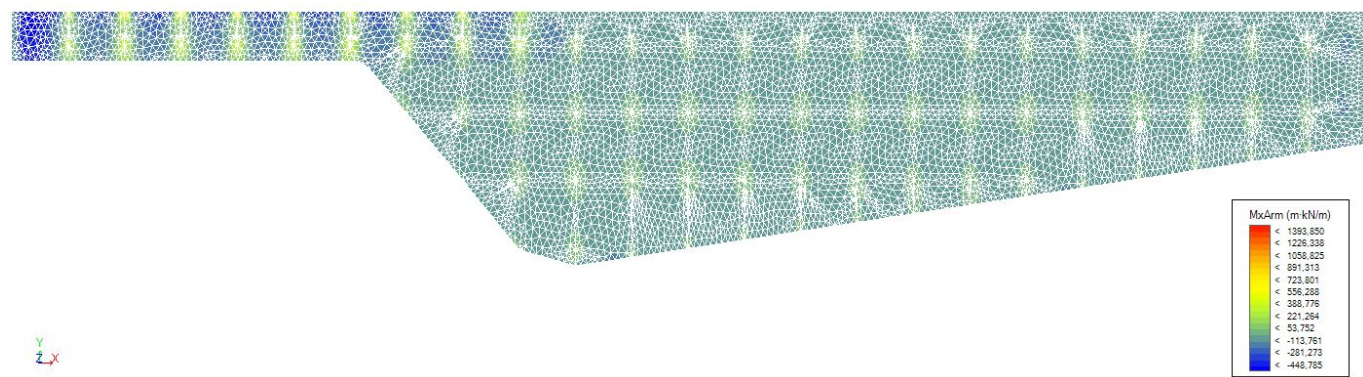
- Placa alveolar 7.8m $e=20\text{cm}$ 3.32 kN/m lineal

4.6 Losa de cimentación

Canto de losa h = 70 cm
Hormigón HA-25 N/mm2
Acero B 500 S
Armadura base Ø16 cada 20 cm

Resistencia a flexión

A la losa de cimentación se le asigna un armado base en función de las cargas aplicadas, el canto y las características de los materiales empleados para su construcción. Los refuerzos se realizarán según el momento último total a cubrir, datos que serán proporcionados por el programa informático:



Con las tablas de dimensionado del programa de cálculo Architrave, obtenemos la armadura base y la armadura de refuerzo.

$M_x^- = 448,78$ $M_y^- = 344,83$

$M_x^+ = 376,56$ $M_y^+ = 388,39$

RESISTENCIA A FLEXION DE LA LOSA DE CIMENTACION

(en cualquier caso se dispondrá de la armadura base mínima siempre con una cuantía mayor al 2%)

HA-25 N/mm²

losa

d

h

5 cm

10 cm

Hormigón de limpieza

MOMENTOS FLECTORES (kN-m)								
Canto Losa	Armadura Base	Cuantía Geométrica	B-400s			B-500s		
			Mom. Ultimo Base	Refuerzo	Mom. Ultimo Total	Mom. Ultimo Base	Refuerzo	Mom. Ultimo Total