

Anejo nº 7:

CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Autora:
Ribes Dólera, Cristina

Anejo nº 7.1:

ACCIONES PARA LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN PREFABRICADO





ÍNDICE

1.- Objeto.	167
2.- Acciones sobre la sala de ventas.	167
2.1.- Acciones permanentes.....	167
2.2.- Acciones variables.....	167
2.2.1.- Sobrecarga de uso.....	167
2.2.2.- Viento.....	168
2.2.3.- Acciones térmicas.	170
2.2.4.- Nieve.	170
2.3.- Acciones accidentales.	171
2.3.1.- Sismo.....	171
2.3.2.- Incendio.	171
3.- Acciones almacén.	172
3.1.- Carga permanente.....	172
3.2.- Acciones variables.....	172
3.2.1.- Sobrecarga de uso.....	172
3.2.2.- Viento.....	172
3.2.3.- Nieve	172

1.- Objeto.

El objeto del presente anejo es el de estimar las acciones a las que se va a ver sometida la estructura de acuerdo con el CTE. El hipermercado está compuesto por dos estructuras totalmente independientes. Por una parte, la sala de ventas busca el mínimo número de pilares posible, con grandes luces y cubierta ligera; mientras que los almacenes son estructuras muy rígidas como ya se ha explicado con anterioridad. Por esto, se estimarán las acciones a las que se ve sometido el hipermercado por separado.

2.- Acciones sobre la sala de ventas.

2.1.- Acciones permanentes.

Las acciones permanentes a las que va a estar sujeta la estructura son aquellas que se corresponden con el peso propio de los elementos de la misma. La estructura está compuesta por una cubierta tipo deck, sostenida por unas correas de hormigón prefabricado con una sección tipo T, separadas cada dos metros en la dirección Este-Oeste con luces de 16 metros. Dichas correas apoyan en vigas de hormigón prefabricado en sección de doble T en la dirección Norte-Sur con luces de 16 o 17 metros.

El peso propio de los elementos lo tiene en cuenta el programa SAP 2000. Introduciendo en el programa de cálculo las propiedades de las secciones (área, inercias, material...), se tiene en cuenta el peso propio de los elementos asignados a las barras. En consecuencia, la única acción permanente a introducir manualmente es la del peso propio de la cubierta, que es de 0,25 kN/m².

Dado que las correas están dispuestas cada 2 m, su área tributaria equivale a 2 en todos los casos salvo en las correas exteriores, en cuyo caso el área tributaria será de 1 metro.

De esta forma, se introducen cargas distribuidas de valor de:

$$0,25 \times 2 = 0,5 \frac{kN}{m} \text{ en correas no externas.}$$

$$0,25 \times 1 = 0,25 \frac{kN}{m} \text{ en correas externas.}$$

2.2.- Acciones variables.

2.2.1.- Sobrecarga de uso.

En base a la tabla 3.1 del CTE SE-AE, se busca la situación que se adecúa a la cubierta tipo deck escogida, la situación G1 cuyo valor característico es de 0,4 kN/m² para la sobrecarga de uso distribuida.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso					
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 2.2-I. Valores característicos de la sobrecarga de uso. Fuente: CTE SE-AE

De esta manera, los valores de las cargas a introducir en el programa son de:

$$0,4 \times 2 = 0,8 \frac{kN}{m} \text{ en correas no exteriores.}$$

$$0,4 \times 1 = 0,4 \frac{kN}{m} \text{ en correas exteriores.}$$

2.2.2.- Viento.

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

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

siendo:

- » q_b , la presión dinámica del viento. Según la figura D.1 del anejo D del CTE, se estima que la $q_b = 0,42 \text{ kN/m}^2$, debido a que el hipermercado se encuentra en la zona A.

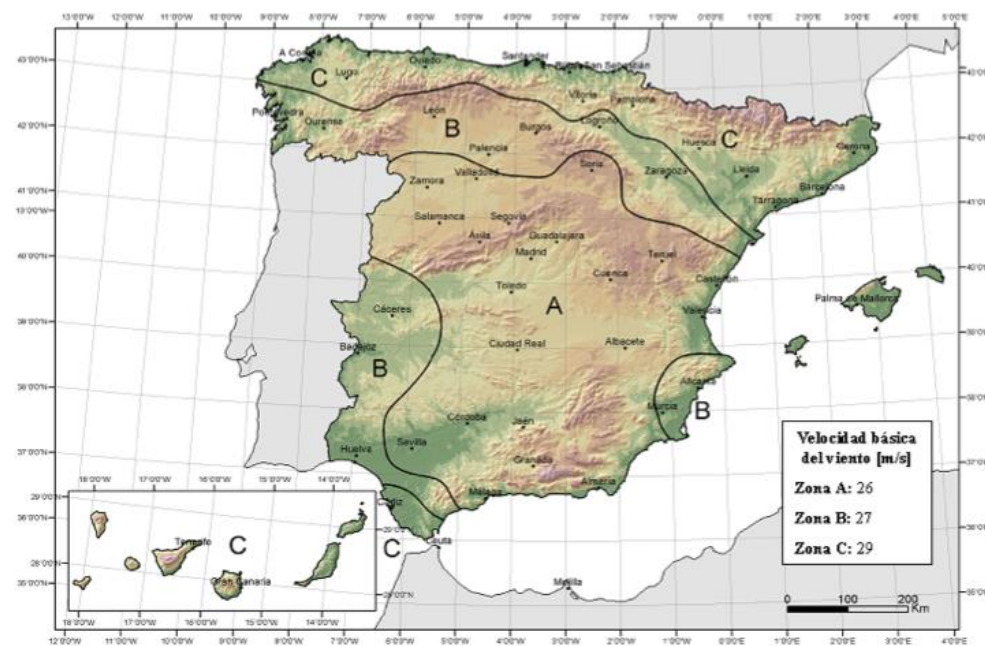


Imagen 2.2-a. Mapa de la velocidad básica del viento

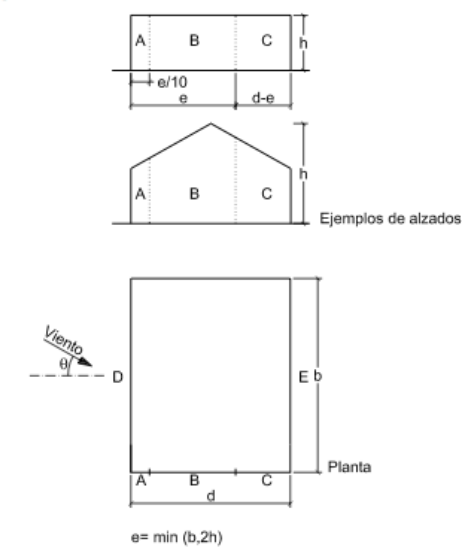
- » c_e , el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 1,7.
- » c_p , el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie

respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

El cálculo de c_p requiere de un fraccionamiento del edificio en distintos sectores de acuerdo con el anejo D.3 del CTE.

Paramentos verticales

Tabla D.3 Paramentos verticales



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Imagen 2.2-b. Sectorización de la fachada por viento

Para el cálculo de c_p en la fachada se lleva a cabo el siguiente seccionamiento:

- » $b = 80 \text{ m}$, el lado largo de la fachada.
- » $h = 10 \text{ m}$, la altura del hipermercado. Realmente no llega a los 10 m, pero se aproxima a esta altura del lado de la seguridad.

$$e = \min(b, 2h), \quad \min(80, 20) = 20 \text{ m}$$

De esta manera, las zonas tienen estas dimensiones:

$$A = \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ m}$$

$$B = \frac{9e}{10} = 18 \text{ m}$$

$$C = \text{largo total} - e = 62,5 - 20 = 42,5 \text{ m}$$

$$D, E = 80 \text{ m}$$

Para el cálculo de la acción del viento, se ha tomado todo el edificio como una sola unidad, a pesar de que a la hora del cálculo, los almacenes se han dimensionado por separado. Es una consideración necesaria, ya que ambos bloques son continuos, por lo que en caso de viento van a recibirlo de acuerdo a la sectorización realizada.

Se obtienen los valores c_p de la tabla de la *Imagen2.2-b* y se procede al cálculo del q_e para cada una de las zonas de las fachadas:

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

$$q_{e \text{ zona A}} = 0,42 \times 1,7 \times (-1,2) = -0,8568 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona B}} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,8) = -0,5712 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona C}} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,5) = -0,357 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona D}} = 0,42 \times 1,7 \times (0,8) = 0,5712 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona E}} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,7) = -0,4998 \text{ kN/m}^2$$

Con estos valores y conociendo la longitud de cada zona, se le introducen las cargas correspondientes a cada uno de los pilares. En caso de que un pilar tenga un área tributaria a la que pertenezcan distintas zonas se lleva a cabo una interpolación.

Se supone que el viento proviene del sur, que es la situación más desfavorable. Con el viento del sur, se producen presiones en la zona norte de la sala de ventas, donde las luces son mayores.

En la sala de ventas hay 4 pilares exteriores en cada fachada corta, donde se encuentran las zonas A, B y C.

El primer pilar de cada fachada, tiene un área tributaria de 8 m, de los cuales 2 pertenecen a la zona A y 6 a la zona B, por lo que su carga lineal a introducir en el programa es de:

$$q_{viento P1} = 2 \times (-0,8568) + 6 \times (-0,5712) = -5,141 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

El segundo pilar de cada fachada, tiene un área de 16,5 metros, 12 de los cuales pertenecen a zona B y 4,5 pertenecen a zona C

$$q_{viento P2} = 12 \times (-0,5712) + 4,5 \times (-0,357) = -8,461 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

El tercer pilar de cada fachada, tiene 17 m de área tributaria, perteneciente a la zona C

$$q_{viento P3} = 17 \times (-0,357) = -6,069 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

El último pilar de cada fachada de la zona de ventas, posee 8,5 m de área tributaria, perteneciente a la zona C

$$q_{viento P4} = 8,5 \times (-0,357) = -3,0345 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Los pilares que no hacen esquina de la zona sur, pertenecientes a la zona D, tienen 16 m de área tributaria.

$$q_{viento D} = 16 \times 0,5712 = 9,139 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dado que los pilares situados en la esquina, poseen la mitad de área tributaria, su

$$q_{viento D} = 4,569 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cubierta

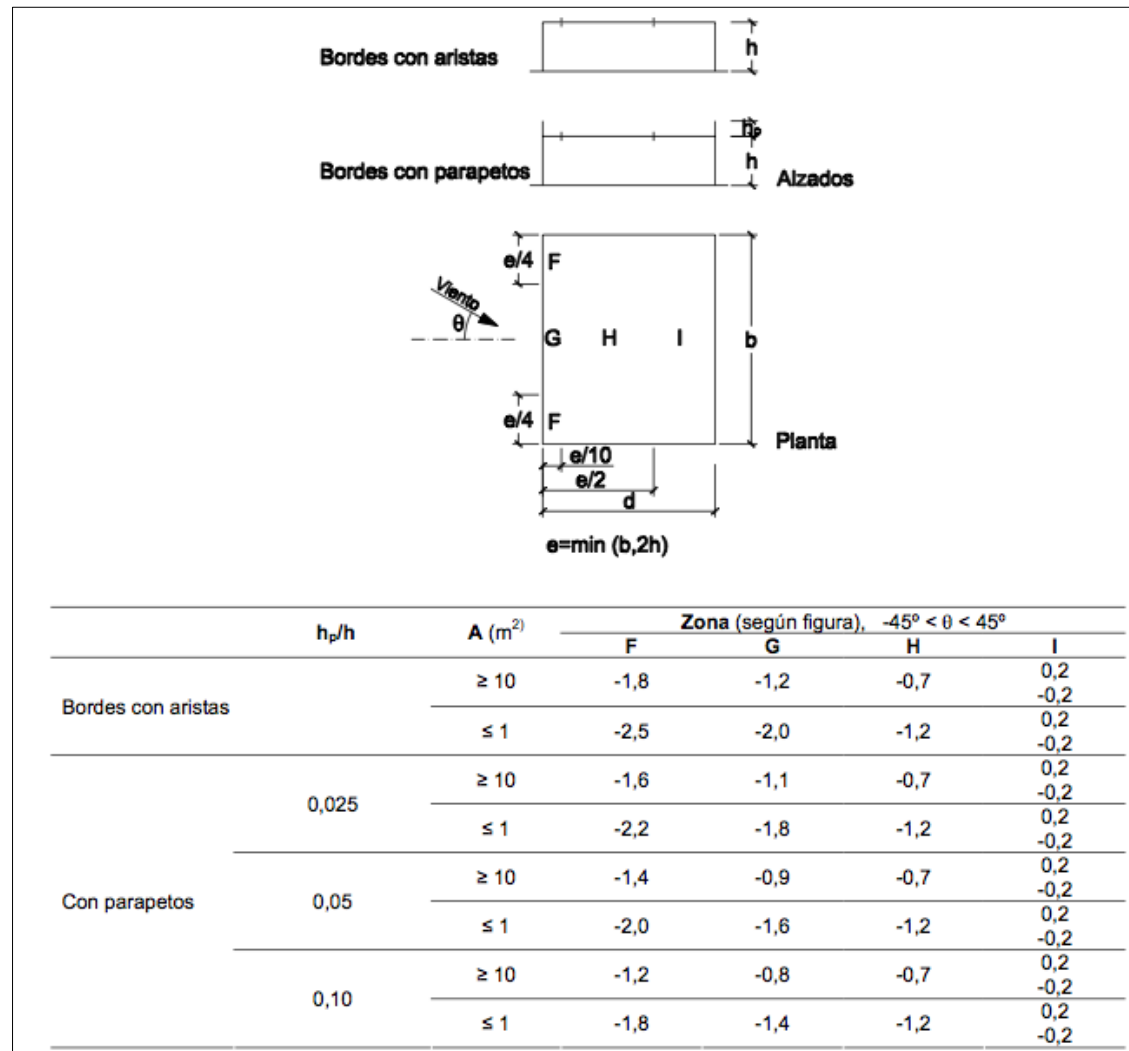


Imagen 2.2-c. Zonificación de la cubierta por viento

Para el cálculo de c_p en la fachada se lleva a cabo el siguiente seccionamiento:

- » $b = 80$ m, el lado largo de la fachada.
- » $h = 10$ m, la altura del hipermercado. Realmente no llega a los 10 m, pero se aproxima a esta altura del lado de la seguridad.

$$e = \min(b, 2h), \quad \min(80, 20) = 20 \text{ m}$$

De esta manera, las zonas tienen estas dimensiones:

$$F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = 5 \times 2 \text{ m}$$

$$G = 70 \times \frac{e}{10} = 70 \times 2 \text{ m}$$

$$H = 80 \times \left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10} \right) = 80 \times 8 \text{ m}$$

$$I = 80 \times 40 \text{ m}$$

A continuación se calcula la carga de viento en cada una de las zonas que se aplicará a cada correa de la misma manera de la que se ha distribuido anteriormente a los pilares.

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

$$q_{e \text{ zona } F} = 0,42 \times 1,7 \times (-1,8) = -1,2138 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona } G} = 0,42 \times 1,7 \times (-1,2) = -0,8568 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona } H} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,7) = -0,4998 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona } I} = 0,42 \times 1,7 \times (\pm 0,2) = \pm 0,1428 \text{ kN/m}^2$$

2.2.3.- Acciones térmicas.

En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud. Para otro tipo de edificios, los Documentos Básicos incluyen la distancia máxima entre juntas de dilatación en función de las características del material utilizado.

2.2.4.- Nieve.

Se toman los valores que recomienda el CTE según la zonificación y la altura. Estas son las características en Valencia a una altura de 0 m.

$$q_n = \mu \times s_k = 1 \times 0,2 = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

- » μ coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3 del CTE.
- » s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2 del CTE.

La carga que recibe cada correa es de:

$$0,2 \times 2 = 0,4 \text{ kN/m para correas interiores}$$

$$0,2 \times 1 = 0,2 \text{ kN/m para correas exteriores}$$

2.3.- Acciones accidentales.

2.3.1.- Sismo.

Para la ciudad de Valencia, el valor de a_c/g es de 0,06, es decir, en el límite inferior de la recomendación. En el Anejo numero 8, Cimentación, se dimensionan las vigas de atado perimetrales teniendo en cuenta la acción del sismo.

2.3.2.- Incendio.

Al tratarse de una zona de uso comercial, según el CTE se va a precisar que los elementos de la estructura tengan una resistencia de R120 frente a incendio

Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

Imagen 2.3-a. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales. Fuente: CTE

Dado que se están estimando las acciones y por el momento no se conocen las dimensiones de los elementos de la estructura, no es posible garantizar su cumplimiento frente a incendio. No obstante, una vez quede dimensionada la estructura, será necesario comprobar que garantice una seguridad frente a incendio.

En caso de que las piezas no cumplieran, se deberían sobredimensionar siguiendo las recomendaciones del CTE.

3.- Acciones almacén.

3.1.- Carga permanente

El almacén es una estructura compacta, en la que se encuentran retículas de pilares de 12,5x8 metros, sobre los cuales apoyan losas prefabricadas de hormigón en la luz larga.

El almacén se va a ver sometido a la acción de su peso propio, el cual es tenido en cuenta por el programa SAP 2000. Los elementos del almacén a tener en cuenta son la losa, los pilares y unos perfiles IPE en la dirección Este-Oeste sobre los que apoyan las losas. Otra carga permanente que no es el peso propio y se introduce manualmente es la carga que suponen los depósitos de refrigeración y extractores que existen sobre las losas. Su peso propio se estima de 3 kN/m² sobre toda la losa.

3.2.- Acciones variables

3.2.1.- Sobrecarga de uso

En base a lo que se ha explicado con anterioridad, la sobrecarga de uso será de 0,4 kN/m² y se repartirá por todo el almacén.

3.2.2.- Viento

Según las imágenes 2.2.b y 2.2.c, donde se muestra la sectorización de la estructura, se puede deducir que la zona sur del almacén no estará sometida a la acción del viento por estar en contacto con la sala de ventas, pero la zona norte pertenece a la zona E de la sectorización, suponiendo que el viento proviene del sur. Por otra parte, la cubierta pertenece al sector I.

De esta manera:

$$q_{e\ zona\ E} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,7) = -0,4998\text{kN/m}^2$$

y con un área tributaria de 8 metros en pilares que no hacen esquina:

$$q_{e\ zona\ E} = -0,4998 \times 8 = -3,99\text{kN/m}$$

y con un área tributaria de 4 metros los pilares que hacen esquina:

$$q_{e\ zona\ E} = 0,4998 \times 4 = 1,999\text{ kN/m}$$

Por otra parte, en la cubierta, se tiene:

$$q_{e\ zona\ I} = 0,42 \times 1,7 \times (\pm 0,2) = \pm 0,1428\text{ kN/m}^2$$

3.2.3.- Nieve

Se toman los valores que recomienda el CTE según la zonificación y la altura. Estas son las características en Valencia a una altura de 0 m.

$$q_n = \mu \times s_k = 1 \times 0,2 = 0,2\text{ kN/m}^2$$

- » μ coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3 del CTE.
- » s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2 del CTE.

Respecto al resto de acciones, se tendrán en cuenta como ya se ha comentado en el presente anejo.

Anejo nº 7.2

INVENTARIO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN





ÍNDICE

1.- Objeto	176
2.- Sala de ventas	177
2.1.- Pilares	177
2.2.- Correas.....	177
2.3.- Vigas principales.....	178
2.4.- Cubierta.....	178
2.5.- Cerramiento.....	179
2.6.- Tabiquería	180
2.7.- Cimentación	180
3.- Almacén	180

1.- Objeto

En la solución que se describe en este documento, se ha optado por proyectar la estructura del hipermercado empleando elementos de hormigón prefabricado. Son múltiples las ventajas que este material aporta respecto a sus alternativas, pero destacan la rapidez de montaje y el buen acabado que ofrece a los edificios, así como la resistencia frente a incendio.

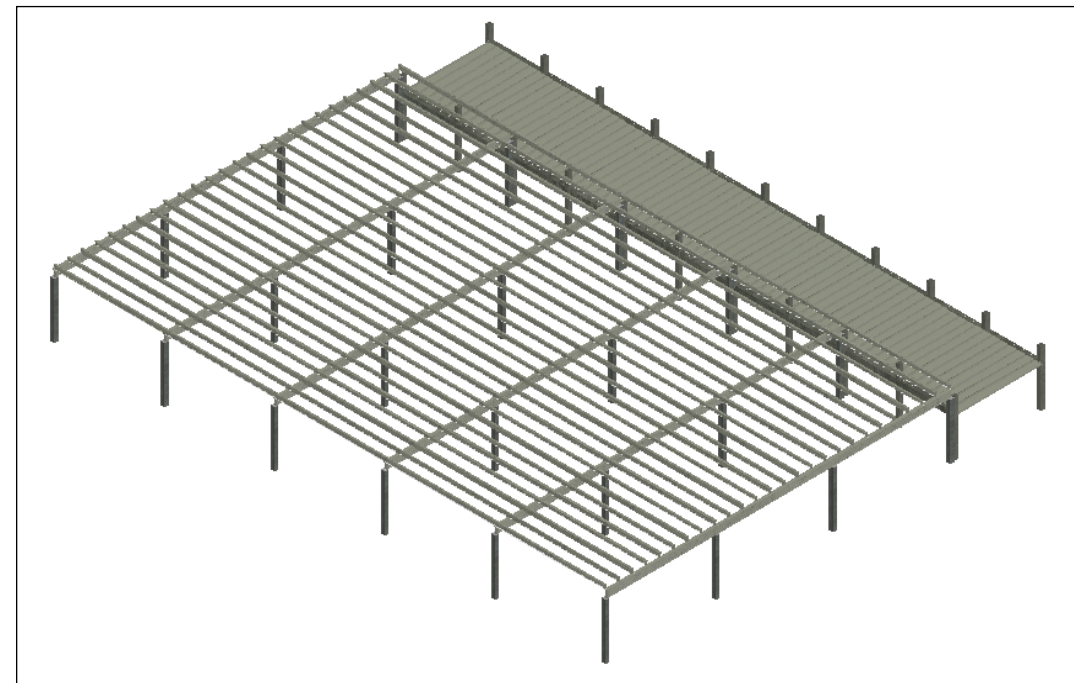


Imagen 3.2-a. Modelado de la estructura

Se ha constituido el edificio como dos partes diferenciadas, pero complementarias, que son la superficie de ventas, en la parte sur y los almacenes, al norte. Se ha planteado de este modo por las condiciones tan distintas que las caracterizan. Mientras que la sala de ventas necesita techos altos para dar una imagen atractiva y sensación de amplitud a los clientes, este requerimiento no aparece en los almacenes. De igual modo, en la sala de ventas se deberá soportar como carga permanente únicamente una cubierta muy ligera, mientras que la zona de almacén deberá soportar sobre sí instalaciones de un peso considerable.

En las siguientes líneas, se enumerarán y explicarán brevemente cada una de los elementos estructurales que componen la estructura, así como cuál es su función en la misma.

2.- Sala de ventas

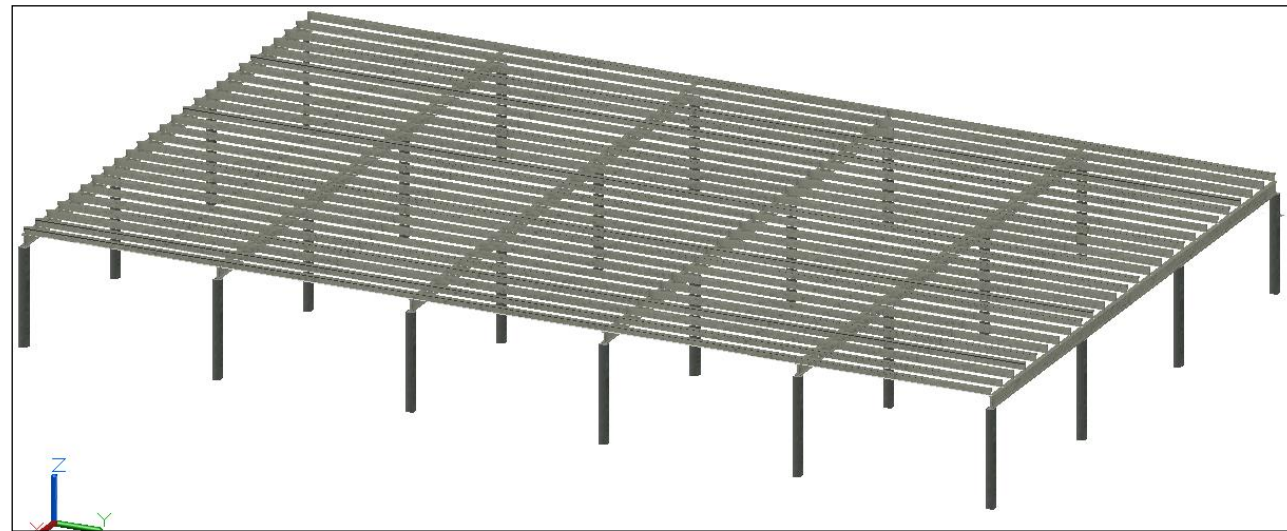


Imagen 2-3.2-a. Estructura de la sala de ventas

2.1.- Pilares

Los pilares tendrán sección cuadrada, con unas dimensiones de 60x60 cm. Se realizarán en la planta de prefabricados y estarán preparados para su unión a la cimentación. Además, los pilares situados en el perímetro del establecimiento contarán con unos pequeños acanalamientos, en los que se acoplarán los paneles del cerramiento. Su altura se ha diseñado de 8 metros, para conseguir el ya mencionado efecto de diafanidad.

2.2.- Correas

Las correas de hormigón prefabricado más habituales están pensadas para luces de entre 10 y 13 metros. Sin embargo, en el caso que se estudia, es preciso obtener unas correas de luces de 16 metros. Tras buscar en diversos catálogos y contactar con varias empresas, la empresa PACADAR ha proporcionado unas correas tipo T-60 que consiguen salvar la luz de 16 metros. Son unas correas de 60 cm de altura, con un ala superior y un alma que van reduciendo linealmente su canto, tal y como se puede observar en la *Imagen 2.2-a*. Se coloca una correa cada 2 metros en la dirección Este-Oeste, ya que aunque estén preparadas para resistir cargas

de mayor área tributaria, la condición limitante es la cubierta. Es preciso que haya correas como máximo cada 3 metros, con el fin de que la cubierta no flecte excesivamente y no se produzcan acumulaciones de agua en caso de lluvia.

La sección de la correa T-60 consta de 3,30 kg/m de acero activo y de 10,22 kg/m de acero pasivo. Tiene tanto armadura longitudinal como armadura a cortante que varía en función de la posición de la sección.

En la siguiente imagen se puede ver la sección transversal de la correa.

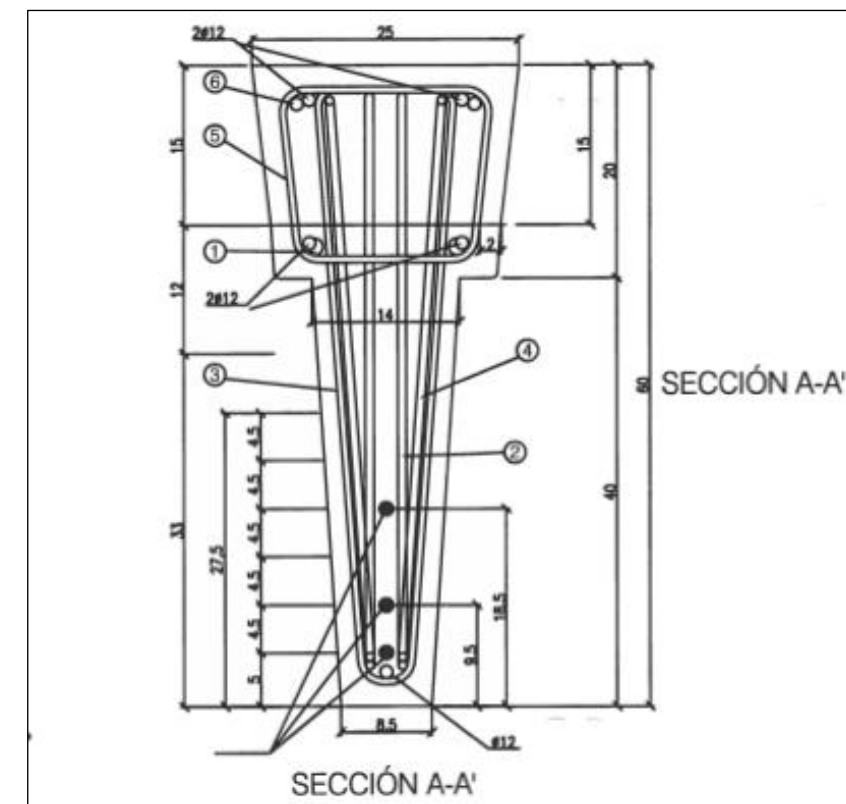


Imagen 2.2-a. Sección T-60 de las correas

En la *Imagen 2.2-b* se puede observar la sección extrema de la correa, que apoya en la viga, con sus refuerzos pertinentes en cabeza.

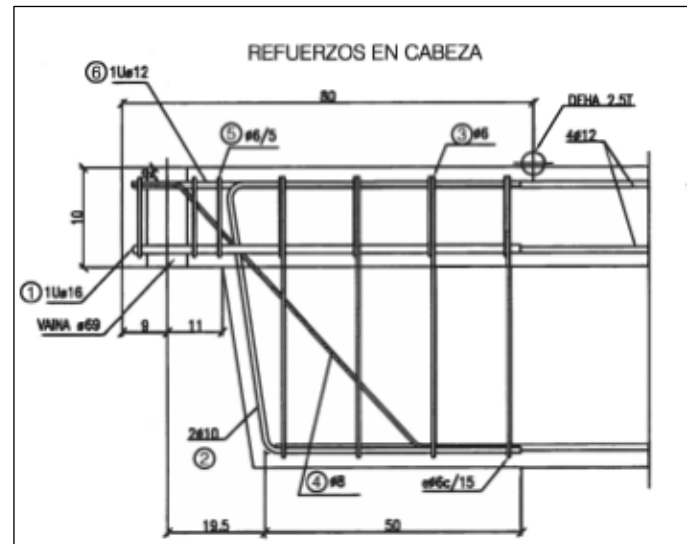


Imagen 2.2-b. Refuerzos en cabeza de la correa T-60

2.3.- Vigas principales

Se busca unas vigas para disponerlas en la dirección Norte-Sur de la planta, con luces de 16 o 17 metros, para recibir correas cada 2 metros. Estas vigas tienen un área tributaria de 16 metros, en la que reciben el peso de la cubierta, las correas, sobrecargas de mantenimiento, nieve, viento... Dado que han de salvar grandes luces, y les corresponde un gran área tributaria, se busca una viga con suficiente canto y bien armada, ya que se busca que haya inercia y resistir esfuerzos de tracción, sobre todo en el ala inferior, sometida a momentos grandes en el centro de vano.

Se ha tratado con la empresa PACADAR, y con las condiciones que se acaban de explicar, se ha llegado a la conclusión de que la viga que se necesita para este caso es una viga del tipo I40 con una cuantía de acero activo de 15.40 kg/m y de 29.80 kg/m para el acero pasivo.

La sección de la viga es la siguiente:

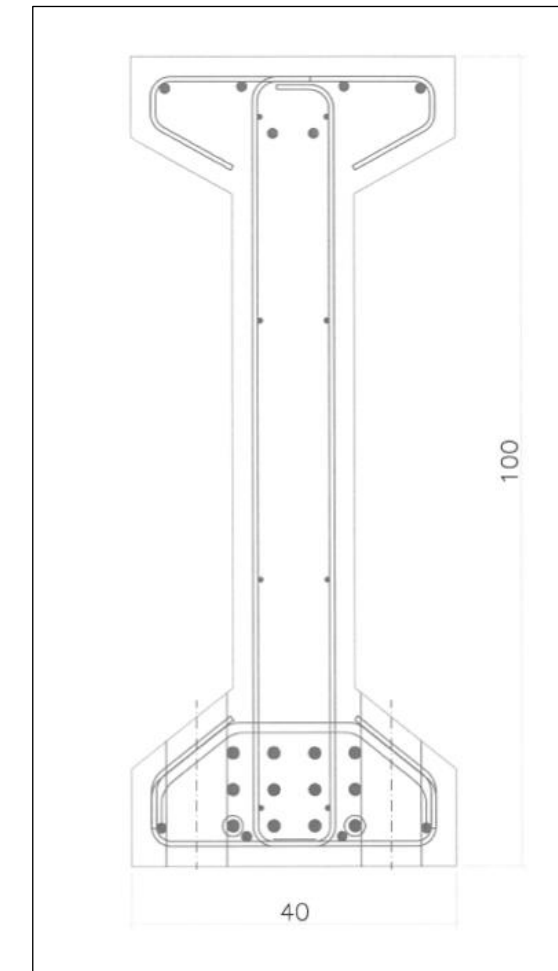


Imagen 2.3-a. Sección I-40 de la viga

2.4.- Cubierta

A la hora de seleccionar la cubierta, se ha partido de dos condiciones fundamentales; por un lado que ésta fuera plana (con una pendiente de entre el 1 y el 5%) y, por otro, que fuera muy ligera. De este modo se consiguen luces mayores y ahorro de materiales. Con estas restricciones, y cumpliendo además con el resto de factores que se le exigen a un elemento de estas características, la que se ha considerado más adecuada es la cubierta tipo Deck.

Se trata de una modalidad de cubierta muy empleada en edificios comerciales e industriales. Está compuesta por una chapa grecada, que cumple la función resistente, sobre la que se dispone un panel de aislamiento térmico, una capa separadora de geotextil, y una lámina sintética a base de PVC plastificado para impermeabilización. Todas las capas, que juntas

suman unos 10 cm de espesor, se fijan mecánicamente al soporte resistente con tornillos autorroscantes y arandelas de reparto. Se ha propuesto el modelo IMS02 de la casa *Danosa*, aunque podrá sustituirse por otra marca que ofrezca características similares.

Además de la ventaja ya mencionada de su reducido peso (sólo 25 kg/m²), las cubiertas tipo Deck tienen otros muchos aspectos positivos. En primer lugar, permiten la colocación de lucernarios en la misma cubierta, proporcionando al edificio luz natural. No hay que olvidar que la iluminación es un aspecto muy cuidado a la hora de proyectar un hipermercado, pues de su buen diseño depende en gran medida la percepción que tendrán los clientes del mismo. Además, el aislamiento acústico que ofrece es más que suficiente para la zona en la que nos encontramos.

Además, la puesta en obra se lleva a cabo en muy poco tiempo, factor muy apreciado por los promotores de edificios de carácter comercial.

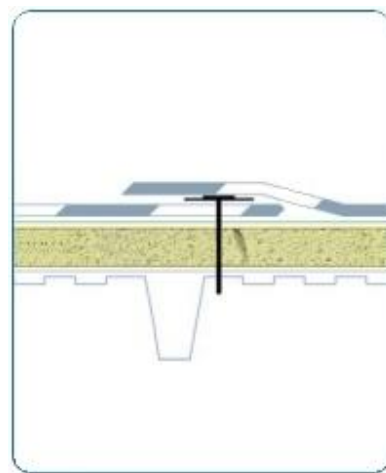


Imagen 2.4-a. Sección de la cubierta tipo Deck.

2.5.- Cerramiento

En lo que respecta al cerramiento, se han seleccionado paneles de hormigón prefabricados con rotura de puente térmico. Se ha elegido este sistema debido a su facilidad de puesta en obra, rapidez y economía, sin verse comprometidas otras características deseables como la resistencia o la funcionalidad. Existen múltiples casas comerciales especializadas en este tipo

de productos, pudiendo ser válida cualquiera con versatilidad suficiente para desarrollar los paneles descritos. Se fabricarán empleando hormigón blanco, por fines puramente estéticos. Aunque este tipo de cerramientos se puede encontrar tanto en su versión horizontal como vertical, se ha optado por los primeros, al adaptarse mejor a la decoración que se busca para la fachada delantera y por no necesitar una viga donde sustentarse en cabeza. Además, los huecos pueden realizarse directamente, sin necesidad de un marco metálico.

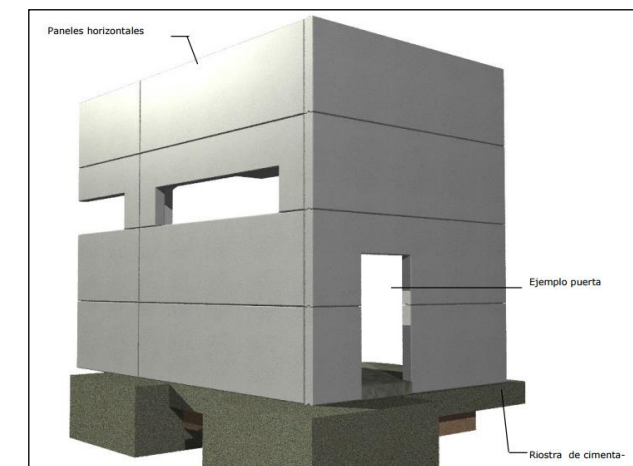


Imagen 2.5-a. Imagen tipo del cerramiento. Fuente: catálogo técnico PACADAR

El arriostramiento de estos paneles a los pilares, se realiza empleando un anclaje metálico embebido tanto en pilar como en cerramiento.

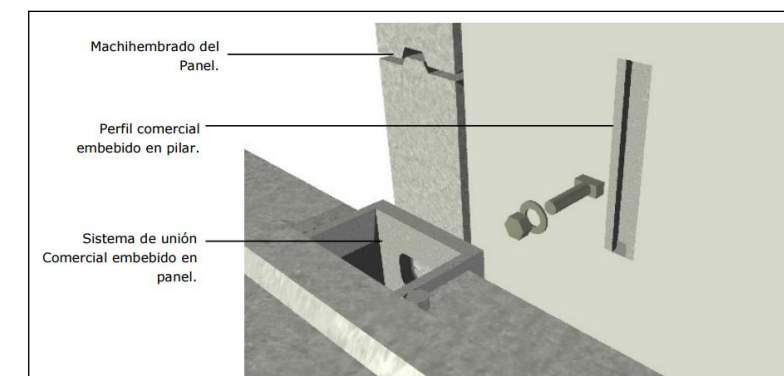


Imagen 2.5-b. Anclaje del cerramiento a los pilares. Fuente: catálogo técnico PACADAR

2.6.- Tabiquería.

Tanto para separar físicamente el almacén de la sala de ventas como para materializar las paredes de baños y zonas de atención al cliente, se ha optado por la fábrica de ladrillo. En concreto, se propone el sistema de partición interior DBBLOK de ladrillo acústico de hormigón, aunque cualquier otra solución similar podría darse por válida al tratarse de un elemento funcional, en ningún caso estructural.

2.7.- Cimentación

Con el fin de transmitir las cargas de la estructura al terreno, se diseña una cimentación con zapatas aisladas en cada pilar, a excepción de la fila de pilares correspondiente a la separación entre almacenes y sala de ventas, en la que cada zapata recibe dos pilares.

Estas zapatas, que se escriben con detalle en el “Anejo 8: Cimentación” y en los planos complementarios, se realizan mediante vainas embebidas en el hormigón, como se representa en la *Imagen 2.6-a*.

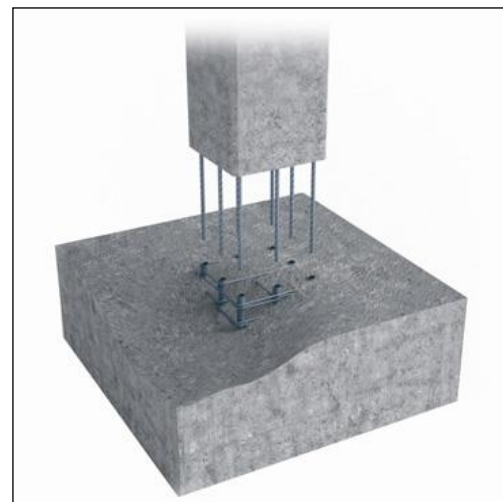


Imagen 2.6-a. Zapatas con vainas embebidas. Fuente TIBSA

3.- Almacén

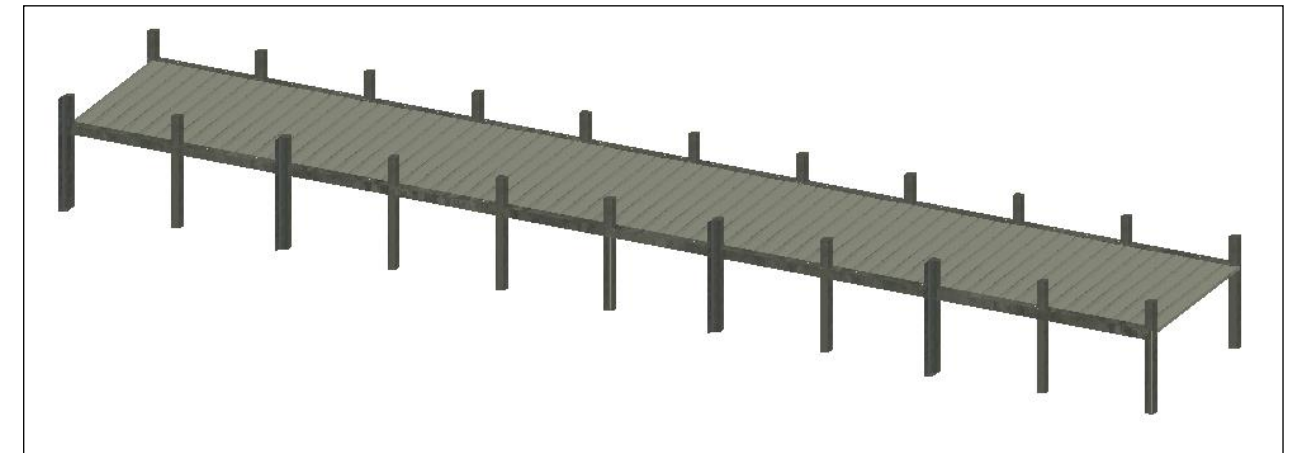


Imagen 2.6-a. Estructura del almacén

Esta segunda estructura, de menor tamaño que la anterior, aunque con mayores cargas, contaba con unas condiciones de diseño totalmente distintas. Las diferencias principales radican en el uso que se va a dar tanto a su interior, dedicado al almacenaje y tratamiento de los productos, como a la cubierta, dedicada a resistir sobre sí los equipos de refrigeración, eléctricos y un depósito de agua para la extinción de un posible incendio.

En la dirección este-oeste, se ha optado por desdoblar los pilares respecto a la disposición de la sala de ventas, quedando distanciados cada 8 metros. Esta longitud es superada usando vigas de hormigón prefabricado tipo L, que se diseñan articuladas en los extremos para no transmitir momento a los pilares.

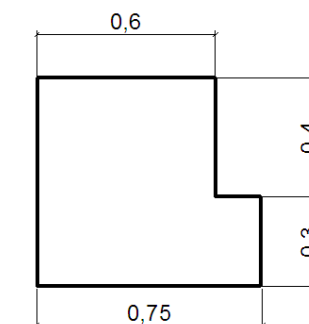


Imagen 2.7-b. Sección bruta de la viga en L

En la dirección norte-sur, el almacén tiene una longitud de 12,5 metros, que se salvarán con un solo vano. En esta dirección, y apoyadas sobre las vigas en L mencionadas, se colocarán placas alveolares de 40 centímetros de canto, 1,2 metros de anchura y cinco alveolos cada una. El apoyo de las placas sobre la viga metálica se realiza a través de apoyos elastoméricos. Sobre ellas, se verterá in situ una capa de hormigón de 5 centímetros de espesor.

Los pilares, al igual que en la sala de ventas, tienen una sección de 60x60 cm. Su longitud será de 8 m, aunque las vigas se apoyen en ellos en ménsulas a una altura de 6 m. Los 2 m adicionales, se disponen para servir de fijación a los paneles de cerramiento que protejan las instalaciones.

Anejo 7.3

Modelización de la estructura





ÍNDICE

1.- Modelización de la estructura de la sala de ventas.....	185
1.1.- Importación de la estructura a SAP	185
1.2.- Definición de los materiales	185
1.3.- Definición de las secciones	185
1.4.- Asignación de las secciones a las barras.....	185
1.5.- Liberaciones de las barras.	186
1.6.- Relación de los soportes con el terreno.....	186
1.7.- Definición de acciones	187
1.8.- Combinación de acciones	187
ELU, Estado Limite Último	187
ELS, Estado Límite de Servicio	187
1.9.- Conclusiones.....	188
2.- Modelización del almacén	189
2.1.- Placa alveolar	189
2.2.- Viga en L.....	190
3.- Armado del pilar	191
3.1.- Obtención de esfuerzos	191
3.2.- Cálculo de la armadura.....	192

1.- Modelización de la estructura de la sala de ventas

El objeto de este apartado es el de explicar cómo se ha introducido la estructura a calcular en el programa de cálculo de estructuras SAP 2000 y comentar su utilidad en el presente proyecto.

1.1.- Importación de la estructura a SAP

Con el programa Autocad, se ha dibujado en tres dimensiones la estructura de la sala de ventas del hipermercado. Se trazan simplemente las líneas medias de las correas, vigas y pilares tal y como se han distribuido en la sección *Distribución en planta*. Generando un archivo con extensión .dxf, se importa el diseño al nuevo proyecto de SAP.

1.2.- Definición de los materiales

Se definen los materiales con los que se va a trabajar. En este caso procede seleccionar el hormigón H35 según un catálogo del propio programa.

1.3.- Definición de las secciones

En el caso de la estructura de acero, el proceso de introducir las secciones supone un predimensionamiento inicial realizado en papel con cálculos manuales. A partir de esta sección tipo, se va afinando el cálculo en busca de una sección que resista los esfuerzos con un aprovechamiento aceptable.

No obstante, en el caso del hormigón prefabricado, el proceso es completamente distinto. Se ha buscado en diversos catálogos las posibles vigas, correas y pilares que podían resolver en conjunto la estructura. Dado que esta estructura está compuesta de grandes luces, ya sean de 16 o 17 metros, se ha contactado con la empresa PACADAR, donde han realizado un proyecto a medida con las características actuales.

Es decir, correas de 16 metros con un área tributaria de 2 metros con sobrecarga de aproximadamente 1 kN/m^2 sin mayorar y sin tener en cuenta el peso propio. Desde PACADAR se han proporcionado los datos de la correa tipo T60 y de la sección I40 que ya han sido descritas en el apartado del inventario.

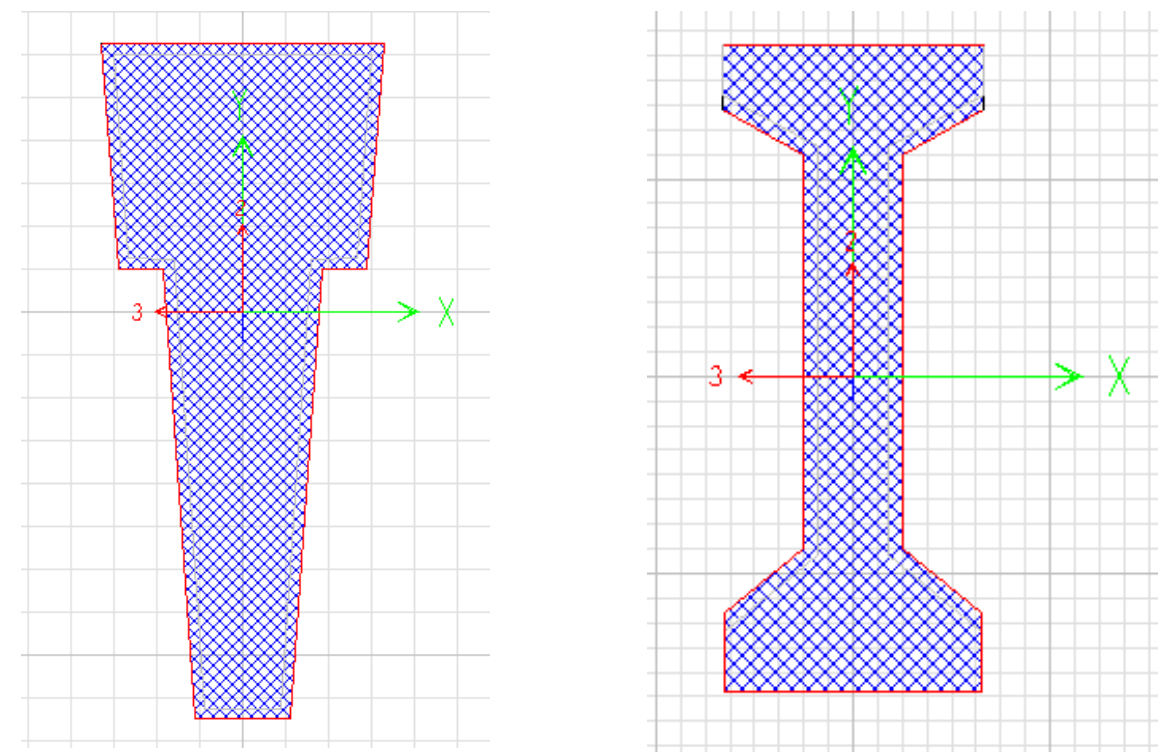


Imagen 1.3-a. Introducción de las secciones de la correa T-60 (izquierda) e I-40 (derecha) en SAP

También se cuenta con soportes armados de $0,6 \times 0,6 \text{ m}$.

1.4.- Asignación de las secciones a las barras

Se han creado tres grupos distintos de barras: pilares, correas y vigas. Cada grupo recoge a todas los elementos que van a realizar la misma función. A continuación se le asignan a los distintos grupos las secciones que se han definido. A las correas se le asigna la sección de

hormigón de las correas, a las de las vigas la sección vigas y al grupo de pilares, la sección de los pilares.

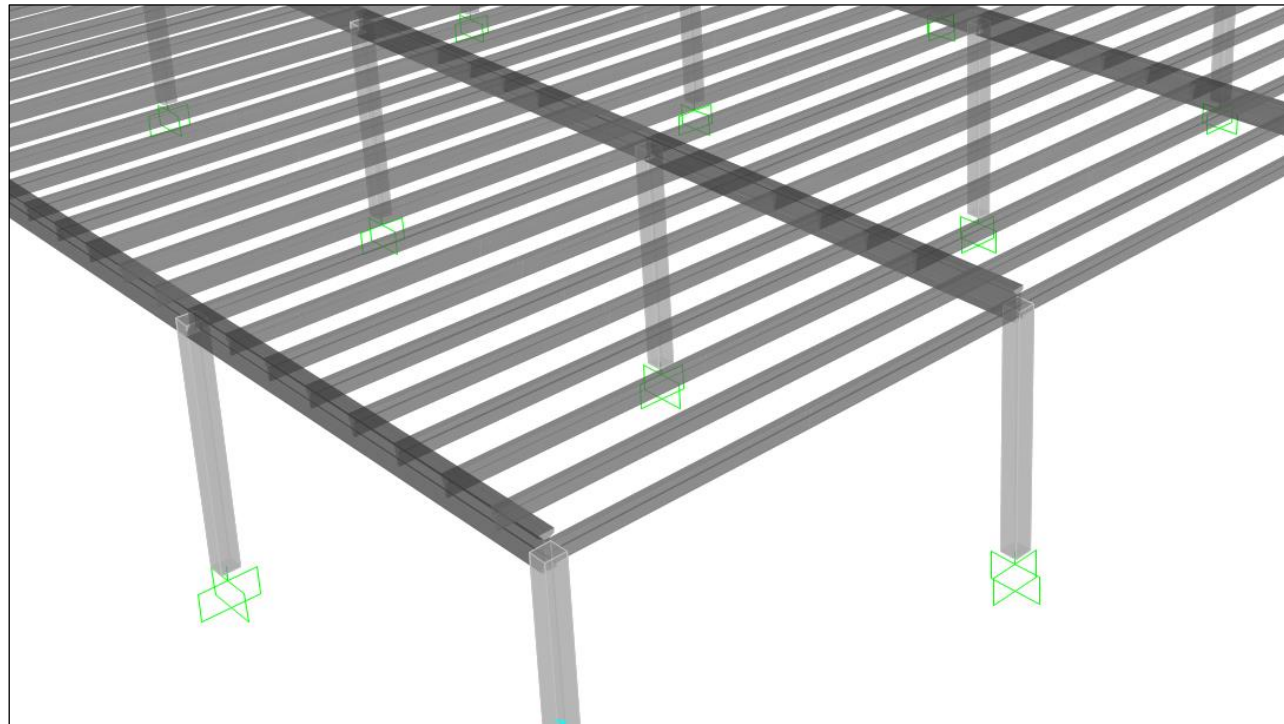


Imagen 1.4-a. Barras con sus secciones asignadas

1.5.- Liberaciones de las barras.

Se ha procedido a establecer el tipo de unión que se realiza entre las distintas barras. Las correas se hallan biapoyadas sobre las vigas I40, de la misma manera que las vigas I40 se apoyan sobre los soportes. Para realizar esta acción con el programa SAP, lo que se debe hacer es liberar los giros en los nudos, pero impedir los desplazamientos.

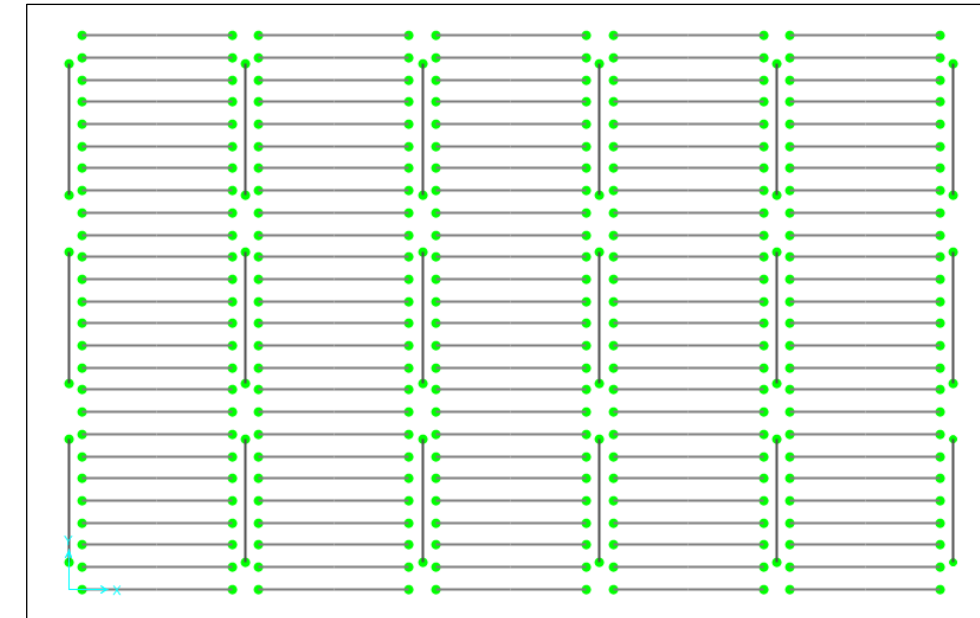


Imagen 1.5-a. Liberación de los momentos en los extremos de vigas y correas

1.6.- Relación de los soportes con el terreno

No obstante, como ya se puede apreciar en algunas de las imágenes anteriores, los soportes se encuentran empotrados en el terreno. Esto implica que el pilar va a recibir momento y lo transmitirá a la cimentación.

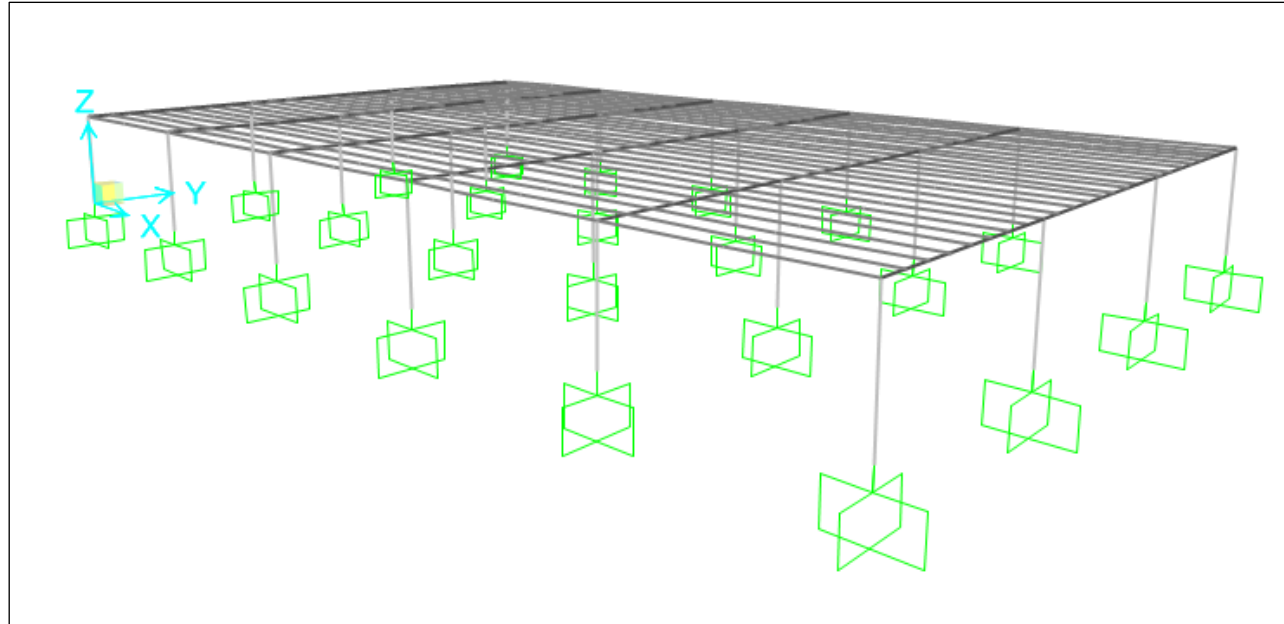


Imagen 1.6-a. Empotramiento en el extremo de los pilares

1.7.- Definición de acciones

Con las acciones que ya se han explicado y obtenido en el apartado de acciones, se aplican a los elementos.

A cada correa se le asigna una carga distribuida vertical. Estas cargas son de sobrecarga de mantenimiento, nieve, peso de la cubierta y viento, ya sea de presión o de succión.

También se le aplican las cargas horizontales a los pilares en referencia al viento lateral. Cada pilar recibe la carga que le corresponde a su zona según el CTE y área tributaria a la que está expuesta.

1.8.- Combinación de acciones

Con estas cargas que han sido introducidas sin mayorar, se realizan las combinaciones posibles para los distintos casos de ELU y ELS. Hay que tener en cuenta que el peso propio de

los elementos lo interpreta el SAP, por lo que no es necesario introducirlo manualmente como carga independiente.

ELU, Estado Límite Último

Se empleará la situación persistente o transitoria, y se combinarán las cargas de distintas maneras en busca de los esfuerzos más desfavorables en los distintos elementos de la estructura.

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

$$ELU_1 = 1,35 \times (cubierta + DEAD) + 1,5 \times (SC_{mantenimiento}) + 1,5 \times 0,6 \times (Viento_{succión}) + 1,5 \times 0,5 \times (nieve)$$

$$ELU_2 = 1,35 \times (cubierta + DEAD) + 1,5 \times (SC_{mantenimiento}) + 1,5 \times 0,6 \times (Viento_{succión+presión}) + 1,5 \times 0,5 \times (nieve)$$

$$ELU_3 = 1,35 \times (cubierta + DEAD) + 1,5 \times (SC_{mantenimiento}) + 1,5 \times 0,5 \times (nieve)$$

$$ELU_4 = 0,8 \times (cubierta + DEAD) + 1,5 \times (Viento_{succión})$$

ELS, Estado Límite de Servicio

Para comprobar la integridad de los elementos constructivos se emplea la combinación de acciones característica considerando solo la flecha activa.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Cuando se considere el confort de los usuarios se emplea la combinación de acciones característica, considerando únicamente las acciones de corta duración.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Si se estudia la apariencia de la obra se utiliza la combinación de acciones casi permanente para el cálculo de la flecha total.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

En la siguiente imagen se puede observar una de las cargas introducidas, se trata de la carga de sobrecarga de mantenimiento de la cubierta en una correa de un pórtico exterior. Es una acción variable con sus correspondientes coeficientes.

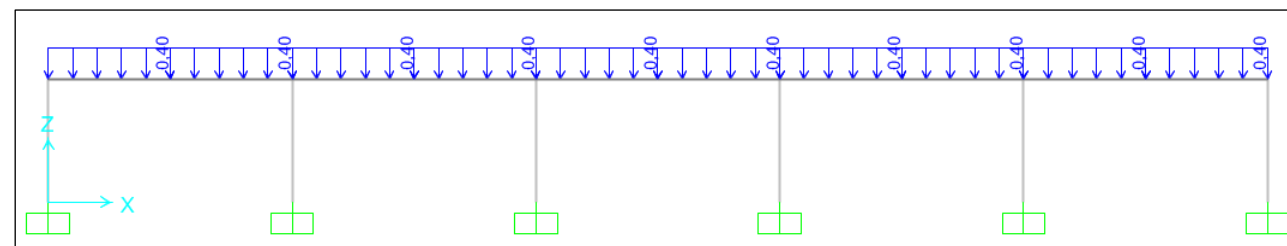


Imagen 1.8-a. Introducción de la sobrecarga de mantenimiento en las correas

1.9.- Conclusiones.

El modelado de la estructura permite conocer su comportamiento en conjunto y cómo va a reaccionar ante las acciones a las que se va a ver sometida. Se emplea esta información para poder dimensionar las zapatas en base a las reacciones de los pilares, que serán precisamente los esfuerzos que transmiten a la cimentación.

Con estos esfuerzos obtenidos se deberían dimensionar los elementos de hormigón que se han introducido para ajustar y optimizar al máximo su aprovechamiento mediante un proceso iterativo. No obstante, en este caso, ya se ha partido con los elementos bien dimensionados gracias a la información de la empresa de prefabricados. En el anejo 7.4 se ha realizado una

verificación completa de que las correas empleadas resisten los esfuerzos a los que se ven sometidos.

Además, con estos esfuerzos, se va a proceder a armar los pilares en el último apartado del presente anejo.

A continuación se muestran diversas imágenes que muestran los esfuerzos de los elementos para diversas acciones. Gracias a las leyes de esfuerzos obtenidas, se puede verificar que se han introducido correctamente los parámetros en la estructura y con pequeños cálculos manuales se comprueba que se ha modelado correctamente.

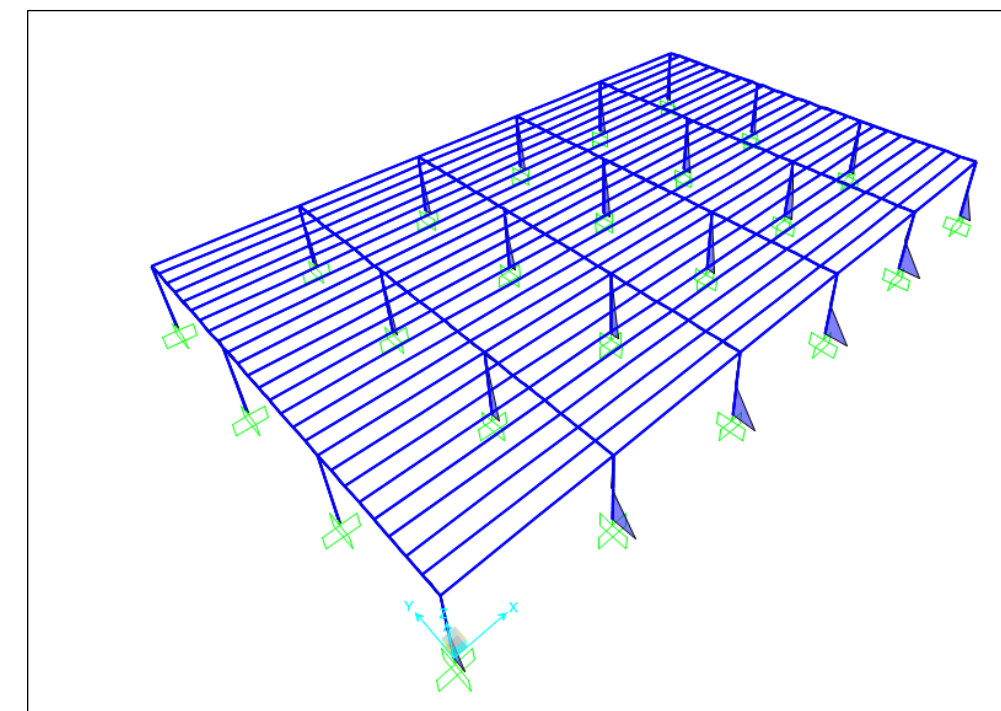


Imagen 1.9-a. Diagrama de momentos eje 2-2

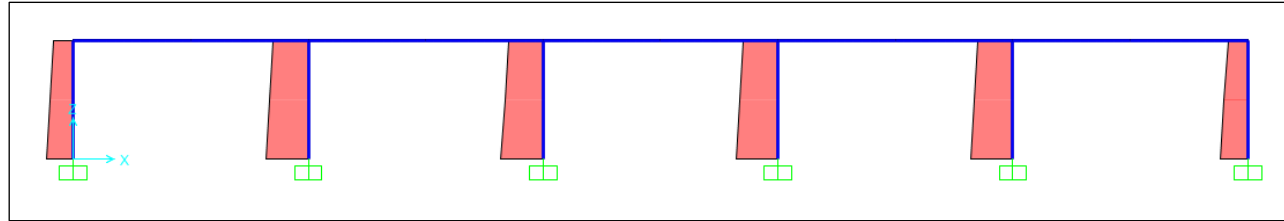


Imagen 1.9-b. Diagrama de axiles en uno de los pórticos

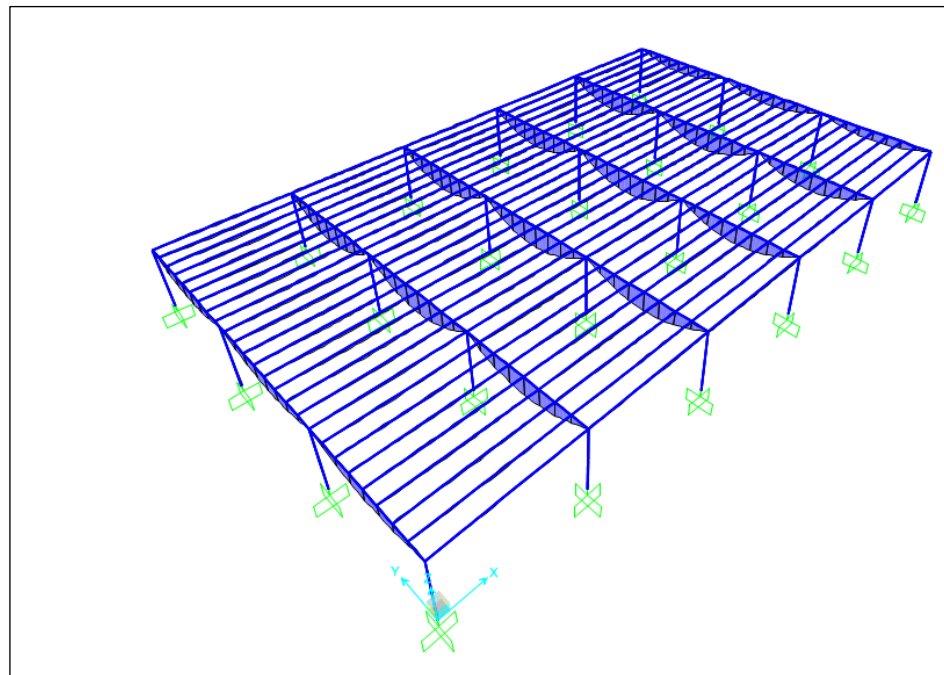


Imagen 1.9-c. Diagrama de momentos eje 2-2

2.- Modelización del almacén

La modelización del almacén se ha realizado siguiendo los mismos pasos que en la estructura de la sala de ventas. En este caso, se está planteando una estructura completamente distinta. Es una estructura rígida, con mayor número de pilares, y una losa alveolar en lugar de las correas empleadas para una cubierta ligera. Esto se debe a que el uso del almacén es completamente diferente al de la sala de ventas. Es una zona donde se prevén trabajos de

carga y descarga, posibles impactos... Además, la losa alveolar está preparada para resistir la carga del peso propio de los aparatos de climatización.

2.1.- Placa alveolar

El primer paso en el dimensionamiento del almacén, es la elección de un modelo de placa alveolar que se adecue a las condiciones impuestas de luz y sobrecarga que ha de soportar. Para ello, se ha elegido la casa de prefabricados Pacadar, aunque sería válida cualquiera que disponga de este tipo de productos.

De la gráfica que esta empresa proporciona, se ha concluido que el modelo que mejor se adapta a las necesidades del proyecto es la placa de 1,20 metros de ancho y 40 centímetros de espesor, con 5 alveolos y 5 centímetros de capa de compresión.

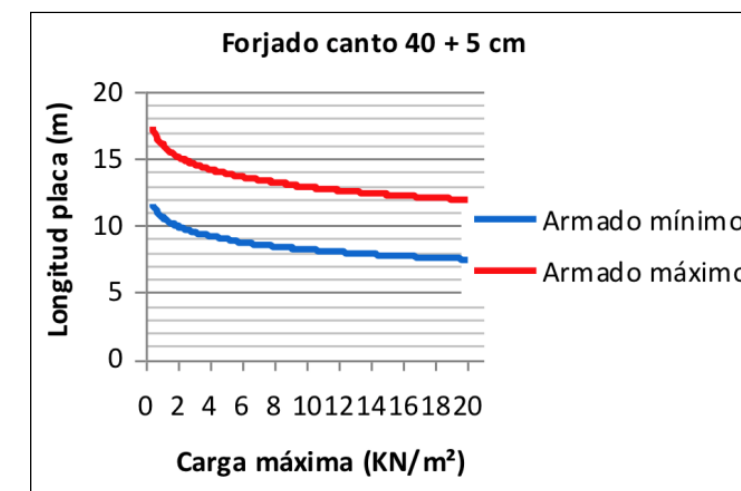


Imagen 2.1-a. Diagrama longitud-carga máxima de placa alveolar de 405 cm.

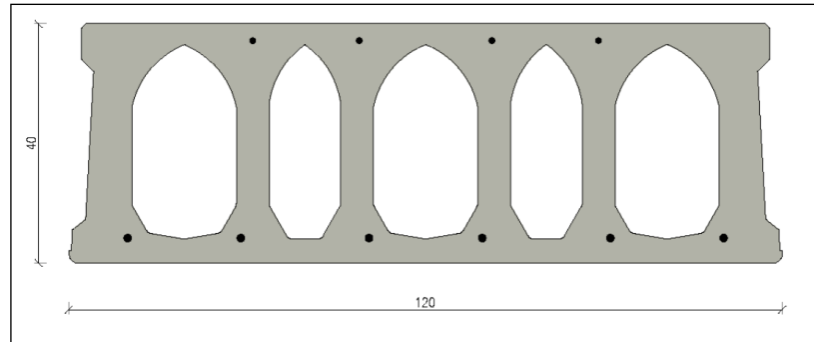


Imagen 2.1-b. Losa alveolar

Para simplificar la introducción de la sección de la losa en el programa, se ha optado por emplear una sección equivalente, de menor espesor, omitiendo los alveolos.

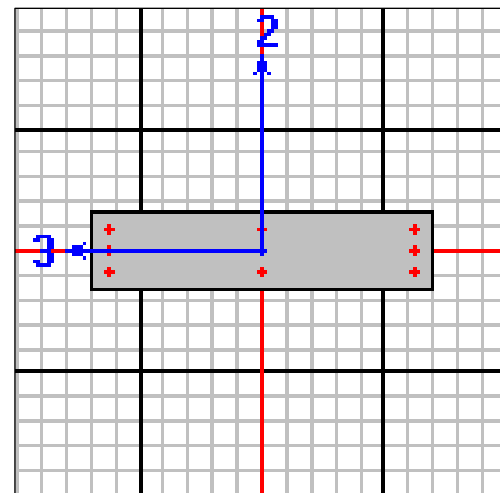


Imagen 2.1-c. Sección equivalente de la losa alveolar introducida en el programa SAP

2.2.- Viga en L

Para sostener esta losa alveolar, se ha propuesto una viga en L, también obtenida de un catálogo de Pacadar. Esta viga está preparada para resistir los esfuerzos de la losa planteada para la luz que se tiene que salvar, 8 metros.

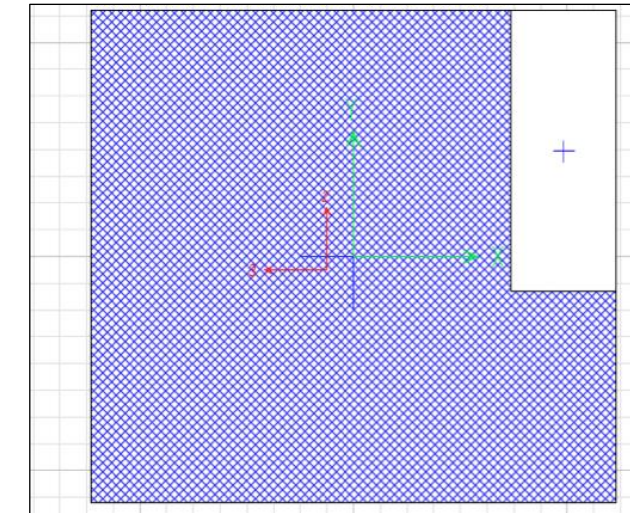


Imagen 2.2-a. Introducción en SAP de la sección de la viga en L

De manera que el almacén queda definido del siguiente modo:

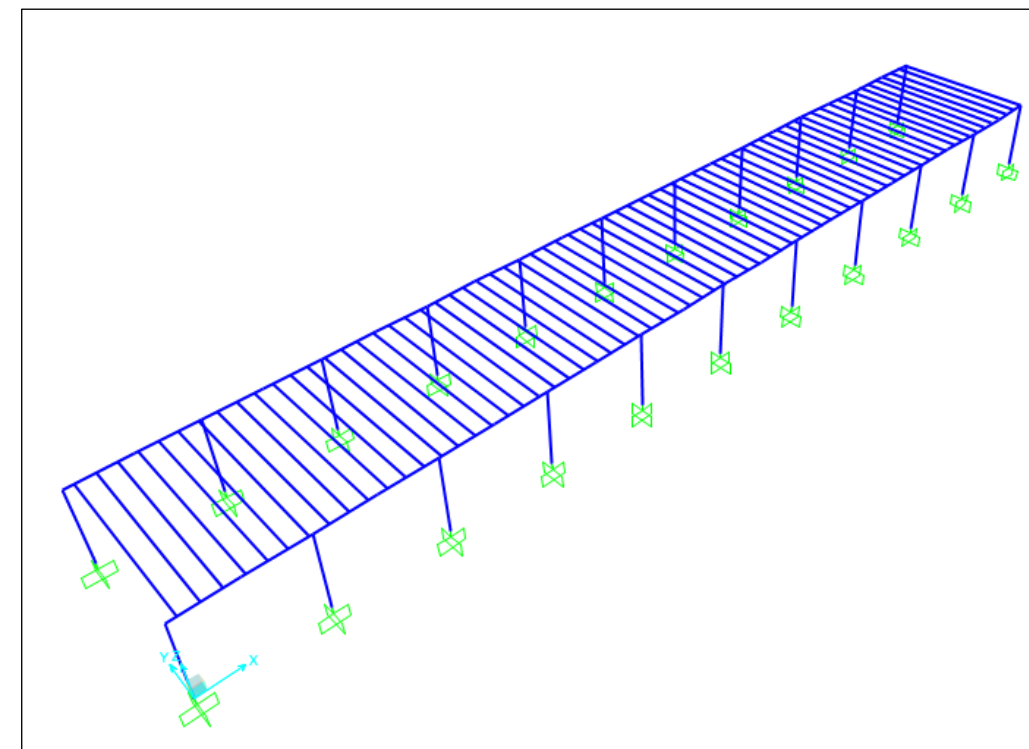


Imagen 2.2-b. Modelización en SAP del almacén

Se puede observar en una vista en planta que la losa alveolar queda bien definida tal y como se ha introducido, como vigas de 1,2 metros de canto, biapoyadas. Esta aproximación ha sido

posible gracias a que las cargas planteadas son todas distribuidas. En caso de que existiesen cargas puntuales habría sido necesario introducir rigidizadores ficticios en la dirección perpendicular para modelizar correctamente el funcionamiento de una losa alveolar.

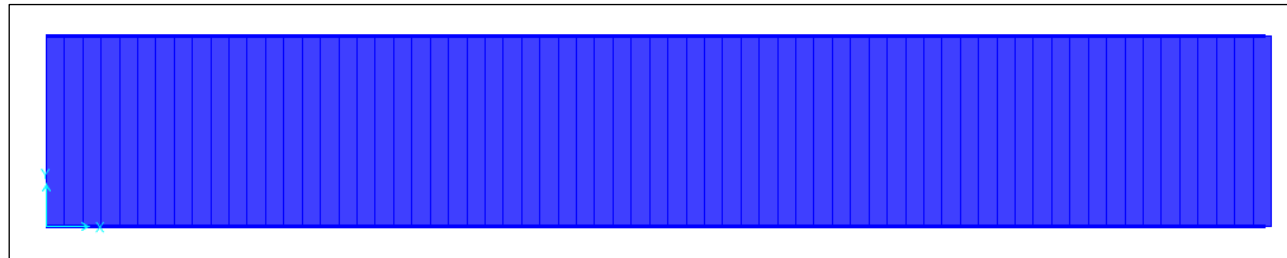


Imagen 2.2-c. Vista en planta de la modelización en SAP de la losa alveolar

3.- Armado del pilar

3.1.- Obtención de esfuerzos

Para el cálculo del armado de los pilares del hipermercado, se han empleado los esfuerzos proporcionados por el modelo de SAP2000. Sin embargo, estos esfuerzos suponen las cargas sobre los pilares perfectamente centradas, cosa que no permite la instrucción EHE-08.

Según esta norma, en soportes, toda sección sometida a una sollicitación normal exterior de compresión debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad mínima, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal, igual al mayor de los valores:

$$h/20 \text{ y } 2\text{cm}$$

Esta excentricidad debe ser contada a partir del centro de gravedad de la sección bruta y en la dirección más desfavorable de las direcciones principales y sólo en una de ellas.

Aplicándolo a este caso, queda:

$$\text{Excentricidad mínima} = \max(h/20; 2\text{cm}) = \max(3\text{cm}, 2\text{cm}) = 3\text{cm}$$

Además de esta excentricidad mínima permitida por la normativa, en aquellos pilares en que las cargas transmitidas por las vigas a uno y otro lado del pilar puedan ser distintas, deberá aplicar el axil con su excentricidad real. Se ha estimado que el apoyo de las vigas puede asumirse a 0,15m de distancia del centro de gravedad de la sección del pilar.

Teniendo esto presente, el primer paso para el dimensionamiento de las armaduras, pasa por obtener los esfuerzos más desfavorables en la estructura y sus concomitantes. Se comprueban por separado sala de ventas y almacén, por ser las condiciones diferentes.

En esta estructura, al estar compuesta tanto el almacén como la sala de ventas por pórticos unidireccionales, solo conectados entre ellos por medio de las correas, uno de los momentos será prácticamente nulo. Por este motivo, se pasa a llamar M al momento sobre la sección de cada pilar. Su eje de giro y su signo no importa al ser la sección simétrica respecto de sus dos ejes principales.

Se estudian tres pilares con posibilidad de ser el más desfavorable, que son aquellos que desarrollan mayor axil y momento en la sala de ventas, con sus esfuerzos concomitantes, y el más solicitado en la sala de ventas (coincide mayor axil con mayor momento).

Los esfuerzos extraídos son:

$$\text{Axil máximo en sala de ventas: } N = 964 \text{ kN; } M = 48,8 \text{ kNm}$$

En este caso, el máximo axil se produce en la base, y estará compuesto por la transmisión del cortante de las vigas unido al peso propio del pilar. Al ser el viento homogéneo en esta zona de la cubierta para la combinación de cargas estudiada, el cortante de las dos vigas que recibe el pilar será prácticamente igual, siendo de aplicación la excentricidad mínima.

$$\text{Momento máximo en sala de ventas: } N = 486; M = 114 \text{ kNm}$$

En este caso, al tratarse de un pilar de fachada, solo se recibe viga en una dirección, por lo que la excentricidad que se debe considerar es 0,15 cm.

Almacén: $N=904 \text{ kN}$; $M=45 \text{ kNm}$

Del mismo modo que en el primer pilar descrito, en este caso las dos vigas apoyadas sobre el pilar, transmiten cargas muy similares. Por este motivo, y aunque el apoyo se realiza sobre ménsulas, se aplica la excentricidad mínima.

Aplicando en cada uno de los tres casos la excentricidad propuesta:

$$M=48+964*0,03=76,92 \text{ kNm}$$

$$M=114+486*0,15=186,9 \text{ kNm}$$

$$M=45+904*0,03=72,12 \text{ kNm}$$

RESUMEN	
$N_{\text{máx}}:$	$N=964 \text{ kN}$ $M=76,92 \text{ kNm}$
$M_{\text{máx}}:$	$N=486 \text{ kN}$ $M=186,9 \text{ kNm}$
Almacén:	$N=904 \text{ kN}$ $M=72,12 \text{ kNm}$

3.2.- Cálculo de la armadura

El cálculo de la armadura se ha realizado por medio de una hoja de cálculo (la misma que en la solución metálica).

La armadura de cortante, deberá ser calculada con precisión por la casa de prefabricados, por ser los esfuerzos desarrollados durante la fabricación y el transporte de las piezas desconocidos. Sin embargo, y a fin de disponer de unos recubrimientos con los que abordar el cálculo, se han supuesto las mínimas armaduras de cortante que necesita la sección.

En la hoja de cálculo mencionada, se obtiene que, en todos los casos, la zona de dimensionamiento es la C, y las armaduras necesarias para que la sección resista son 0 m².

Debido a esto, en todos los casos la armadura a disponer se corresponderá con la mínima permitida por la Norma.

A continuación se muestran los resultados para los tres pilares:

Los recubrimientos son comunes para las tres posibles combinaciones de esfuerzos estudiadas.

	Máximo N	Máximo M	Almacén
N_{ed}	964 kN	486 kN	904 kN
M_{ed}	76,92 kN*m	186,9 kN*m	72,12 kN*m
Ambiente	XS1	XS1	XS1
f_{ck}	35MPa	35MPa	35MPa
f_{yk}	500MPa	500MPa	500MPa
Canto (h)	600 mm	600 mm	600 mm
Ancho (b)	600 mm	600 mm	600 mm

Imagen 3.2-a. Datos de partida

Los recubrimientos obtenidos son:

ΔC_{dev}	10mm
C_{min}	25mm
C_{nom}	55mm
C_{mec}	67.5mm

Imagen 3.2-b. Recubrimientos

Máximo N	
Armadura de Tracción (As)	0 m ²
Armadura de Compresión (As')	0m ²
Máximo M	
Armadura de Tracción (As)	0.0002305 m ²
Armadura de Compresión (As')	0 m ²
Almacén	
Armadura de Tracción (As)	0 m ²
Armadura de Compresión (As')	0m ²

Imagen 3.2-c. Armaduras necesarias por resistencia

La armadura mínima, en los tres casos, es la que se muestra a continuación y responde a la armadura mínima de tracción para control de la fisuración:

As,min 0.000913m²

Imagen 3.2-d. Armadura mínima

Esta cuantía puede ser resuelta con dos redondos por cara, es decir, uno en cada esquina del pilar.

Nº redondos	φ (mm)	As (m ²)
2	25	0.000981

Imagen 3.2-e. Reparto de la armadura

Comprobando este dimensionamiento con el software Calcflex, se obtienen los siguientes resultados:

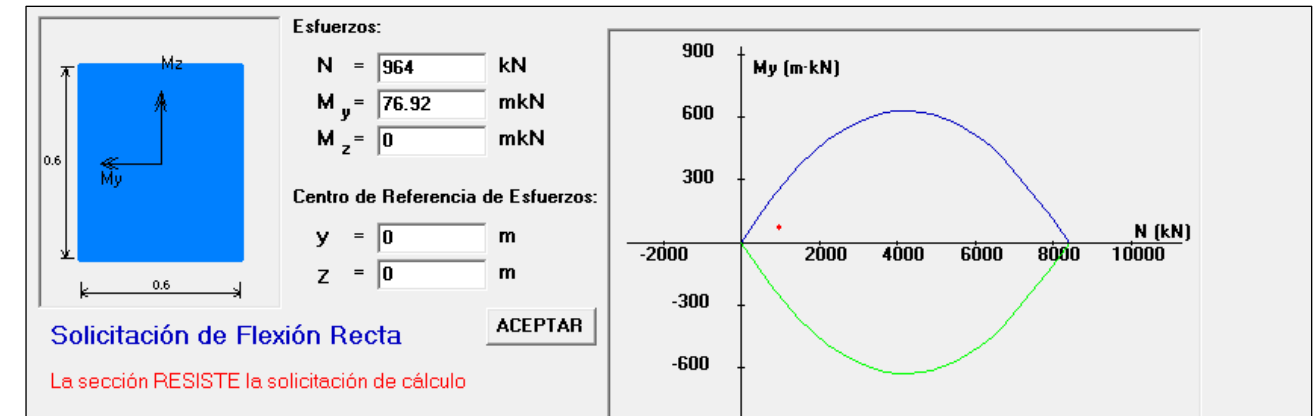


Imagen 3.2-f. Resultado de Calcflex. Axil máximo en sala de ventas

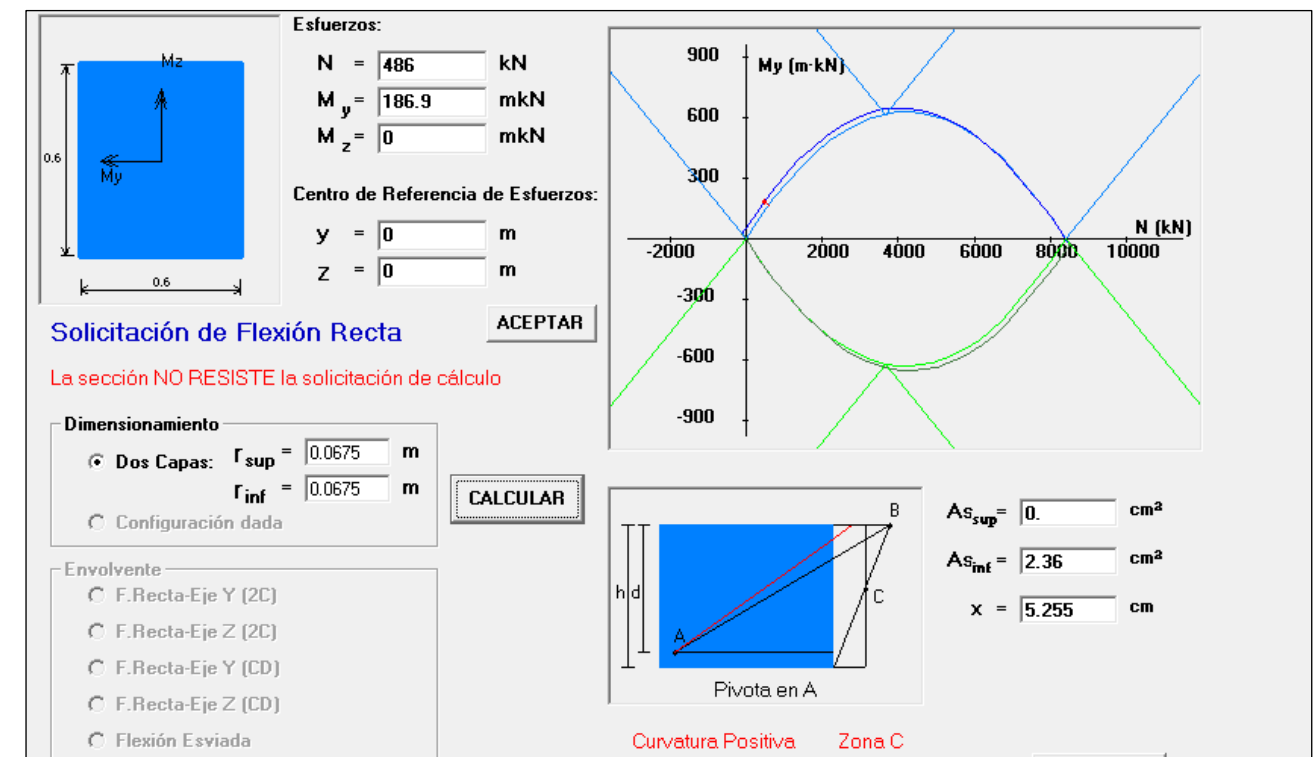


Imagen 3.2-g. Resultado Calcflex. Momento máximo en sala de ventas

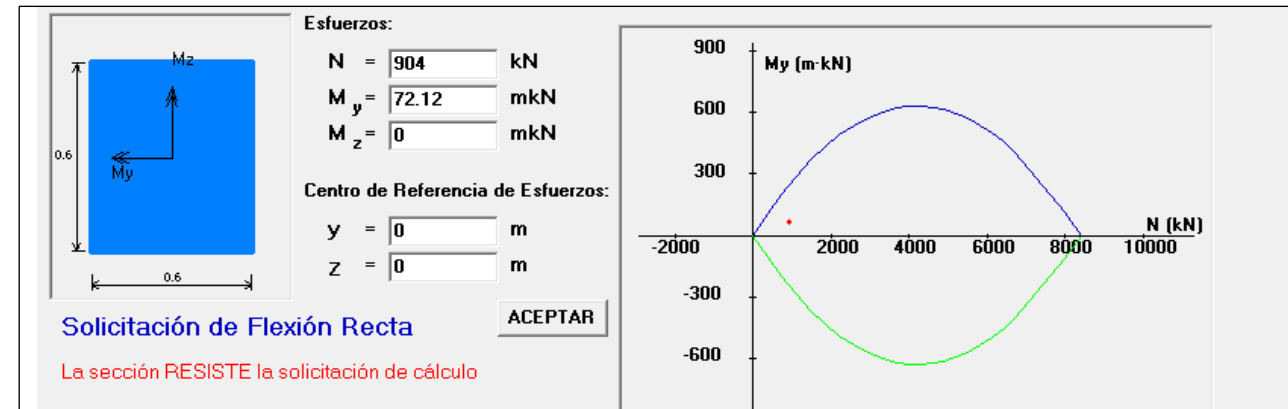


Imagen 3.2-h. Resultado Calcflex. Pilar almacén

Tanto en el primer como el tercer caso, en los que del cálculo manual se había extraído que no era necesaria armadura para la resistencia de la sección, se observa que el programa ofrece el mismo resultado al decir que la sección sin armadura resiste la solicitud de cálculo.

En el caso del momento máximo, en el que sí se necesitaba armadura para resistir, esto también ocurre con la aplicación. Aunque el valor proporcionado es ligeramente superior, esta diferencia no tiene ninguna significancia, al ser mucho mayor la armadura mínima exigida en ambos casos.

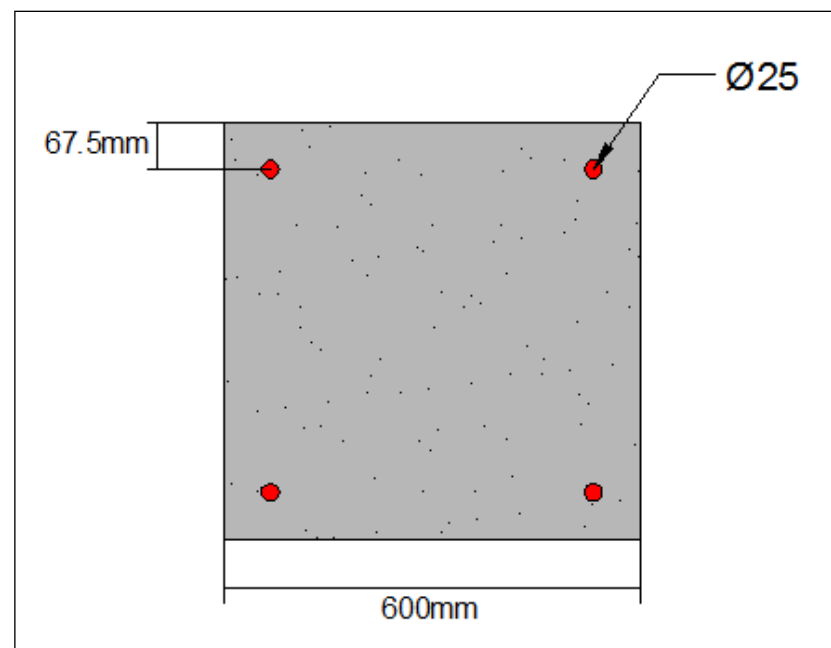


Imagen 3.2-i. Sección del pilar armado

Anejo nº 7.4:

COMPROBACIÓN DE LA CORREA





ÍNDICE

1.- Objeto	198
2.- Sección de la correa.	198
3.- Comprobaciones.....	199
3.1.- Diseño del pretensado	199
3.2.- Comprobación de la flecha-ELS.....	203
3.3.- Comprobación ELU-Cortante	207
3.4.- Comprobación de ELU frente a axil y flector	211

1.- Objeto

En esta sección se procede a realizar distintas comprobaciones sobre la correa T-60 que ha proporcionado la empresa PACADAR. Se va a verificar que con el armado tanto activo como pasivo que se ha empleado para las correas, éstas resisten los esfuerzos de Estados Límite Último y los de Estados Límite de Servicio.

Para ello, se ha empleado el *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón*.

Lo primero que se ha hecho ha consistido en dibujar la sección que ha proporcionado la empresa PACADAR sustituyendo los tres cordones de armadura activa por un único cordón para simplificar el cálculo. Dado que no se conoce la fuerza de tesado, se ha procedido a calcularla. Con esta fuerza de tesado, se realizan las comprobaciones de flecha establecidas por el ELS y por último se han realizado las comprobaciones de resistencia a cortante y dimensionamiento de la armadura y comprobación frente a axil y flexión.

2.- Sección de la correa.

Se parte de la correa T-60, con sus armaduras dimensionadas y acotadas. Según los datos proporcionados por la empresa de prefabricados, se dispone en la viga una cantidad de 3.30 kg/m de acero activo y 10.22 kg/m de acero pasiva.

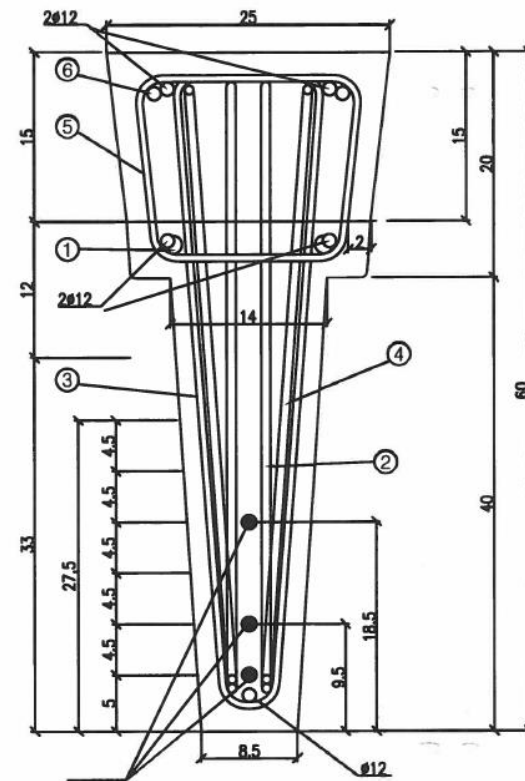


Imagen 2-a. Sección de la correa T-60 proporcionada por la empresa de prefabricados

Esta sección se ha dibujado con el programa AutoCad y se han hallado sus características mecánicas de área e inercia. Con el objeto de simplificar el cálculo, se han unido los tres cordones de armadura activa en un solo cordón, obteniendo así una excentricidad y diámetro equivalentes. La sección original presenta tres cordones de diámetro 0,6", los cuales han sido sustituidos por un cordón de 23 mm de diámetro equivalente.

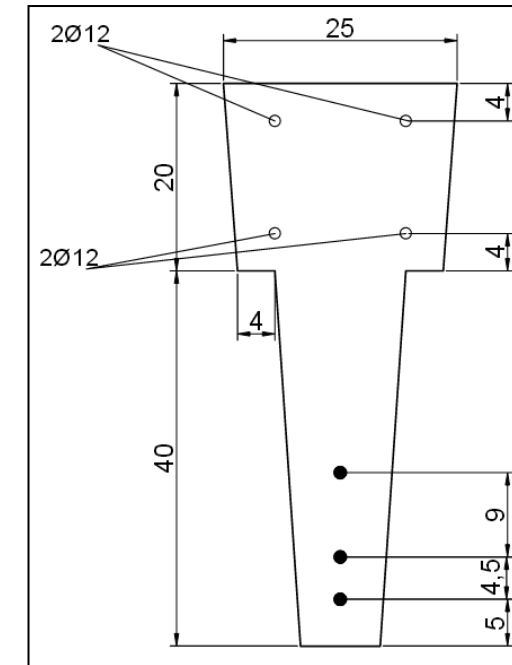


Imagen 2-b. Sección de la correa T-60

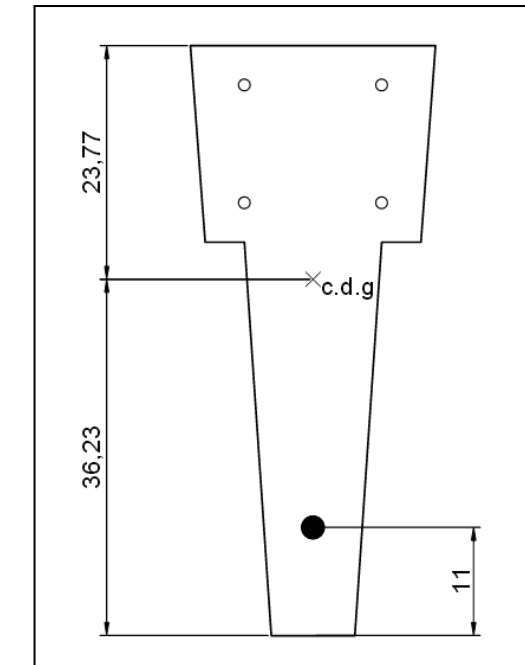


Imagen 2-c. Sección de la correa T-60 con el cordón de pretensado equivalente

La sección presenta un área de $0,092 \text{ m}^2$ y un momento de inercia respecto al eje horizontal que pasa por su centro de gravedad de 262.270 cm^4 .

3.- Comprobaciones

3.1.- Diseño del pretensado

Se parte de una correa biapoyada de 16 metros de luz. Dado que se conoce la sección de la armadura activa pero no se conoce la fuerza de tesado, se comienzan las comprobaciones por calcular la fuerza de tesado.

La mayoría de los datos de partida son datos reales conocidos. No obstante, ha sido necesario realizar ciertas hipótesis con el fin de obtener una solución al problema que se ha planteado.

3.1.1.- Datos de partida

Características del hormigón.

HP-35/P/20/IIIa

Cemento de endurecimiento rápido

Armadura activa.

$$f_{p,max} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p,k} = 1700 \text{ MPa}$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Tanto las armaduras activas como el aplicador de pretensado tienen distintivo de calidad.

Acciones.

Las cargas que recibe cada correa son las cargas a las que está sometida la estructura por un área tributaria de 2 metros.

$$Peso_{propio} = 2,3 \text{ kN/m}$$

$$q_{cubierta} = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$q_{viento} = 0,2856 \text{ kN/m}$$

$$q_{nieve} = 0,4 \text{ kN/m}$$

$$q_{SC \text{ mant}} = 0,8 \text{ kN/m}$$

3.1.2.- Cálculo

1.- Sección determinante.

Lo primero que se hace es escoger una sección determinante. Ya que los cálculos de pretensado se basan en los momentos, la sección determinante se ubica en el centro de luz de la correa, a los 8 m de su apoyo.

2.- Límites tensionales.

Es necesario establecer unos límites de tensiones. Las condiciones básicas para el dimensionamiento de la armadura activa resultan de la verificación del ELS. De fisuración por solicitaciones normales. Para el caso de una estructura pretensada sometida a una clase de exposición IIIa se requieren dos condiciones:

a) En ausencia de requerimientos específicos y bajo la combinación de acciones frecuentes, se exige para la clase de exposición IIIa el cumplimiento del Estado Límite de Descompresión. Es decir, con la combinación más desfavorable de acciones frecuentes no deben aparecer tracciones en ningún punto de la estructura.

b) Y además, se exige que bajo la combinación de carga más desfavorable correspondiente al ELS, la tensión máxima en el hormigón no supere el límite de $0,6 f_{c,k}$ para evitar así la aparición de fisuras por compresión.

En fase de servicio se considera $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

En fase de tesado (se supone que será a los 14 días en este caso) y a falta de datos experimentales, se puede estimar la resistencia media con las siguientes fórmulas del Eurocódigo 2.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}$$

$$\text{Dónde } \beta_{cc}(t) = e^{s \times \left(1 - \frac{28^{0,5}}{t}\right)}$$

Si el cemento es de endurecimiento rápido, en busca de aguantar la fuerza de tesado, $s=25$.

$$\beta_{cc}(t) = e^{25 \times \left(1 - \frac{28^{0,5}}{14}\right)} = 0,9016$$

$$f_{cm}(14) = 0,9016 \times (35 + 8) = 38,77 \text{ MPa}$$

Finalmente, la resistencia característica a compresión del hormigón a la edad de 14 días puede aproximarse por:

$$f_{ck}(14) = f_{cm}(14) - 8 = 30,77 \text{ MPa}$$

En consecuencia:

$$\text{» En fase de tesado: } \sigma_{cs} = 0,6 \times 30,77 = 18,46 \text{ MPa}$$

$$\text{» En servicio: } \sigma_{cs} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa.}$$

A continuación se establecerá el proceso de cálculo y comprobaciones para el dimensionamiento de la armadura activa de la viga biapoyada.

3.-Previsión de pérdidas.

En primer lugar, se debe estimar el intervalo de variación de la fuerza de pretensado, para así determinar las tensiones máximas y mínimas que pueden producirse en las secciones. Para ello, es necesario tener en cuenta tanto las pérdidas del pretensado previsibles como los coeficientes de ponderación de la fuerza de pretensado en el Estado Límite de Servicio.

Los coeficientes de ponderación de la fuerza de pretensado para la armadura pretesa son:

Tipo de acción	Favorable	Desfavorable
Armadura pretesa	0,95	1,05

El valor máximo de la fuerza de pretensado en una sección corresponde al valor característico inicial (P_{ki}) ponderado por el coeficiente desfavorable del pretensado. El pretensado característico inicial se obtiene como diferencia entre el valor de la fuerza de tesado P_0 y las pérdidas instantáneas (ΔP_i).

$$P_{max} = 1,1 P_k$$

El valor mínimo de la fuerza de pretensado es el que corresponde a tiempo final, una vez producidas la totalidad de pérdidas diferidas (ΔP_{dif}), ponderada por el coeficiente favorable del pretensado. Se estima un valor aproximado de las pérdidas instantáneas de un 10% y de las pérdidas diferidas del 20%.

$$i = 0,1$$

$$c = 0,2$$

4.- Flectores máximos y mínimos en la sección determinante.

Con las cargas que se han comentado con anterioridad, se obtiene el momento que producen en la sección central de vano.

$$M_{ppropio} = \frac{ql^2}{8} = 73,6 \text{ kNm}$$

$$M_{viento} = \frac{ql^2}{8} = 9,139 \text{ kNm}$$

$$M_{nieve} = \frac{ql^2}{8} = 12,8 \text{ kNm}$$

$$M_{SC \text{ mant}} = \frac{ql^2}{8} = 25,6 \text{ kNm}$$

$$M_{cubierta} = \frac{ql^2}{8} = 16 \text{ kNm}$$

De acuerdo con las exigencias planteadas por el Eurocódigo, las combinaciones de acciones a considerar son la poco probable para verificar la limitación de tensiones máximas y la frecuente para la verificación de tensiones mínimas.

En tesado

En el momento de tesar, la única acción exterior es el peso propio, en consecuencia, los momentos flectores máximos y mínimos son:

Combinación poco probable:

$$M_{max} = M_{min} = M_{ppropio} = 73,6 \text{ kNm}$$

Combinación frecuente:

$$M_{max}^F = M_{min}^F = M_{ppropio} = 73,6 \text{ kNm}$$

En servicio

En servicio, sobre la estructura actúan la carga permanente total (peso propio y cubierta) y la sobrecarga.

Combinación poco probable:

$$M_{max} = (M_{pp} + M_{cubierta}) + M_{mant} + \Psi_0 \times M_{nieve} + \Psi_0 \times M_{viento}$$

$$M_{max} = (73,6 + 16) + 25,6 + 0,5 \times 12,8 + 0,6 \times 9,139 = 127,0834 \text{ kNm}$$

$$M_{min} = (M_{pp} + M_{cubierta})$$

$$M_{min} = (73,6 + 16) = 89,6 \text{ kNm}$$

Combinación frecuente:

$$M_{max}^F = (M_{pp} + M_{cubierta}) + \Psi_1 \times M_{viento}$$

$$M_{max}^F = (73,6 + 16) + 0,5 \times 9,139 = 94,1695 \text{ kNm}$$

$$M_{min}^F = (M_{pp} + M_{cubierta})$$

$$M_{min}^F = (73,6 + 16) = 89,6 \text{ kNm}$$

5.-Cálculo de $P_{k,inf}$ y $P_{k,sup}$

En servicio:

$$P_{K,inf} = r_{inf} \times (1 - c) \times (1 - i) \times P_{max}$$

$$P_{K,inf} = 0,95 \times (1 - 0,2) \times (1 - 0,1) \times P_{max} = 0,6874 P_{max}$$

$$P_{K,sup} = r_{sup} \times (1 - i) \times P_{max}$$

$$P_{K,sup} = 1,05 \times (1 - 0,1) \times P_{max} = 0,945 P_{max}$$

Siendo P_{max} la fuerza que aplica la máquina de tesado a la correa.

En tesado:

$$P_{K,inf} = r_{inf}(1 - i) \times P_{max}$$

$$P_{K,inf} = 0,95 \times (1 - 0,1) \times P_{max} = 0,855 P_{max}$$

$$P_{K,sup} = r_{sup} \times (1 - i) \times P_{max}$$

$$P_{K,sup} = 1,05 \times (1 - 0,1) \times P_{max} = 0,945 P_{max}$$

6.- Comprobación de que se cumplen las limitaciones tensionales.

$$e_0 \in \left[v_2, -\frac{I}{A \times v_1} \right]$$

$$-0,252 \in [-0,36232, -0,1199] \rightarrow \text{Caso 1}$$

Se emplean las ecuaciones del caso 1 de Magnel.

En Servicio:

$$a) \frac{P_{K,inf}}{A} + \frac{P_{K,inf} \times e_0 + M_{max}}{I} \times v_1 < \sigma_{cs}$$

$$\frac{0,684 P_{max}}{0,092} + \frac{0,684 P_{max} \times (-0,252) + 127,08}{0,0026227} \times 0,23768 \leq 21000$$

$$P_{max} \geq -1158,51 \text{ kN}$$

$$b) \frac{P_{K,inf}}{A} + \frac{P_{K,inf} \times e_0 + M_{max}^F}{I} \times v_2 \geq 0$$

$$\frac{0,684 P_{max}}{0,092} + \frac{0,684 P_{max} \times (-0,252) + 94,1695}{0,0026227} \times (-0,3623) \geq 0$$

$$P_{max} \geq 416,2871 \text{ kN}$$

$$c) \frac{P_{K,sup}}{A} + \frac{P_{K,sup} \times e_0 + M_{min}^F}{I} \times v_1 \geq 0$$

$$\frac{0,945 P_{max}}{0,092} + \frac{0,945 P_{max} \times (-0,252) + 89,6}{0,002622} \times 0,23768 \geq 0$$

$$P_{max} \leq 717,98 \text{ kN}$$

$$d) \frac{P_{K,sup}}{A} + \frac{P_{K,sup} \times e_0 + M_{min}}{I} \times v_2 \leq \sigma_{cs}$$

$$\frac{0,945 P_{max}}{0,092} + \frac{0,945 P_{max} \times (-0,252) + 89,6}{0,002622} \times (-0,3623) \leq 21000$$

$$P_{max} \leq 773,17 \text{ kN}$$

En tesado:

- a) $\frac{P_{K,inf}}{A} + \frac{P_{K,inf} \times e_0 + M_{max}}{I} \times v_1 < \sigma_c$
- $$\frac{0,855 P_{max}}{0,092} + \frac{0,855 P_{max} \times (-0,252) + 73,6}{0,0026227} \times 0,23768 \leq 21000$$
- $$P_{max} \geq -1152,2284 \text{ kN}$$
- b) $\frac{P_{K,inf}}{A} + \frac{P_{K,inf} \times e_0 + M_{max}^F}{I} \times v_2 \geq 0$
- $$\frac{0,855 P_{max}}{0,092} + \frac{0,684 P_{max} \times (-0,252) + 73,6}{0,0026227} \times (-0,3623) \geq 0$$
- $$P_{max} \geq 260,317 \text{ kN}$$
- c) $\frac{P_{K,sup}}{A} + \frac{P_{K,sup} \times e_0 + M_{min}^F}{I} \times v_1 \geq 0$
- $$\frac{0,945 P_{max}}{0,092} + \frac{0,945 P_{max} \times (-0,252) + 73,6}{0,002622} \times 0,23768 \geq 0$$
- $$P_{max} \leq 589,7695 \text{ kN}$$
- d) $\frac{P_{K,sup}}{A} + \frac{P_{K,sup} \times e_0 + M_{min}}{I} \times v_2 \leq \sigma_{cs}$
- $$\frac{0,945 P_{max}}{0,092} + \frac{0,945 P_{max} \times (-0,252) + 73,6}{0,002622} \times (-0,3623) \leq 21000$$
- $$P_{max} \leq 663,1335 \text{ kN}$$

Aquí un resumen que indica los valores entre los que se debe encontrar P_{max} para cumplir con las limitaciones establecidas.

En servicio: $416,29 \leq P_{max} \leq 717,98$

En tesado: $260,32 \leq P_{max} \leq 589,77$

Por lo que se estima que $P_{max} = 500 \text{ kN}$

La fuerza P que se utilizará en el cálculo es:

$$P = P_{max} \times (1 - c) \times (1 - i) = 500 \times 0,9 \times 0,8 = 360 \text{ kN}$$

Además, se debe cumplir:

$$P_{max} \leq A_p \sigma_{p,max}$$

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 f_{pk}, 0,9 f_{p0,k}) = 1360 \text{ MPa}$$

$$500 \leq 4,2038 \times 10^{-4} \times 1360000 = 571,71 \text{ kN}$$

3.2.- Comprobación de la flecha-ELS

En este apartado se va a comprobar que las correas proporcionadas por PACADAR, además de resistir a las acciones a las que se ve sometida, cumplen con los límites de flecha establecidos por la norma.

Es imprescindible que la flecha esté controlada ya que una excesiva flecha genera muchos problemas como problemas estéticos y de sensación de inseguridad. Ya que se trata de una cubierta plana, es necesario cumplir a la perfección con la flecha ya que un exceso de flecha generaría una retención de aguas pluviales que aumentaría en gran medida los esfuerzos para los que se ha calculado la estructura.

Hay distintas flechas a comprobar, y cada una de ellas tiene unas limitaciones a respetar.

- » *Flecha instantánea*: Es la que se produce en el instante de la aplicación en carga.
- » *Flecha diferida*: Es la flecha que, con el paso de tiempo, se acumula a la instantánea por efecto de los fenómenos diferidos del hormigón (retracción y fluencia).
- » *Flecha total*: es la suma de la instantánea más la diferida.
- » *Flecha activa*: Es la que es susceptible de producir daños en otras piezas en contacto con el elemento flectado (tabiques ...). Es aquella desarrollada sólo a partir del momento en que se construye el elemento supuestamente dañable.

Edificios → CTE (Art 4.3.3.1):

	CONDICIÓN		
	Integridad de elementos constructivos	Confort Usuarios	Apariencia de la obra
Combinación	Poco probable	Poco probable	Cuasi-permanente
Flecha	Activa	Instantánea	Total
Limitación	L/500 pisos con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas L/400 pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas L/300 en el resto de casos	L/350	L/300

Tabla 3.2-I. Limitaciones de flecha. Fuente:CTE

3.2.1.- Cargas.

Para el cálculo de la flecha es necesario tener en cuenta las cargas a la que cada correa se ve sometida.

Peso_{cubierta}= 0,5 kN/m

Peso_{propio}=3,4 kN/m

Viento=0,2856 kN/m

Nieve=0,4 kN/m

SC_{mant}=0,8 kN/m

3.2.2.- Flecha activa

El motivo del cálculo de la flecha activa es el de asegurarse de la integridad de los elementos constructivos. Para calcularla se debe emplear la combinación de acciones característica del ELS.

El valor de la flecha activa debe ser menor a la luz de la viga dividido entre 300.

$$y < \frac{l}{300}$$

La flecha que se produce sigue la siguiente ecuación:

$$y_m = \xi_{ref} \times y_2 + (1 - \xi_{ref})y_1$$

Dónde

$$\xi_{ref} = 1 - 0,5 \times \left(\frac{M_{fis}}{M_{ed}} \right)$$

Las cargas que se tienen en cuenta para el cálculo de la flecha activa son sólo aquellas que son susceptibles de producir daños en otros elementos.

$$q = \text{Peso}_{cubierta} + SC_{mant} + \Psi_0 \times \text{viento} + \Psi_0 \times \text{nieve}$$

$$q = 0,5 + 0,8 + 0,5 \times 0,4 + 0,6 \times 0,2856 = 1,668 \text{ kN/m}$$

El momento que se tiene para esta combinación es:

$$M_{Ed} = \frac{ql^2}{8} - P \times e = \frac{1,668 \times 16^2}{8} - 360 \times 0,252 = -37,34 \text{ kN/m}$$

El momento de fisuración se obtiene según:

$$M_{Fis} = (f_{ct,m,fl} + \sigma_{cp}) \times W$$

dónde:

$$W = \frac{I}{v_2} = \frac{0,0026227}{0,36232} = 7,2386 \times 10^{-3}$$

$$f_{ct,m,fl} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \sqrt[3]{35^2} = 3,21 \text{ MPa} = 3210 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\gamma_{favorable} \times P}{A} + \frac{\gamma_{favorable} \times P \times e_p}{W} = 14801,27 \text{ kPa}$$

Por lo que:

$$M_{fis} = 130,38 \text{ kNm}$$

y

$$\xi_{ref} = 1 - 0,5 \times \left(\frac{M_{fis}}{M_{ed}} \right) < 0$$

Como conclusión, se acepta que la flecha a calcular se simplifica en sobremanera, ya que el término más laborioso de obtener y_2 , con la sección fisurada, se anula.

$$y_m = \xi_{ref} \times y_2 + (1 - \xi_{ref})y_1 = y_1$$

Donde y_1 hace referencia a la flecha de la sección no fisurada de la correa y para hallarla simplemente se debe acudir a un prontuario de vigas, escoger la fórmula de la flecha biapoyada y sustituir valores en función de la flecha que se esté intentando encontrar.

$$y = y_1 = \frac{5ql^4}{384EI} - \frac{2Ml^2}{16EI}$$

$$E = E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{35 + 8}{10} \right)^{0,3} = 34077,14 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{5 \times 1,668 \times 16^4}{384 \times 34077 \times 10^3 \times 0,0026227} - \frac{2 \times (360 \times 0,252) \times 16^2}{16 \times 34077 \times 10^3 \times 0,0026227} = -0,016 \text{ m}$$

Es decir, una flecha hacia arriba, forzada por la acción del pretensado que produce un momento negativo.

3.2.3.- Flecha instantánea

El motivo del cálculo de la flecha instantánea es garantizar el confort de los usuarios. Para calcularla se debe emplear la combinación de acciones característica del ELS.

El valor de la flecha activa debe ser menor a la luz de la viga dividido entre 350.

$$y < \frac{l}{350}$$

La flecha que se produce sigue la siguiente ecuación:

$$y_m = \xi_{ref} \times y_2 + (1 - \xi_{ref})y_1$$

Donde

$$\xi_{ref} = 1 - 0,5 \times \left(\frac{M_{fis}}{M_{ed}} \right)$$

Las cargas que se tienen en cuenta para el cálculo de la flecha activa son las que se producen en los instantes de aplicación de cargas.

$$q = SC_{mant} + \Psi_0 \times \text{viento} + \Psi_0 \times \text{nieve}$$

$$q = 0,8 + 0,5 \times 0,4 + 0,6 \times 0,2856 = 1,17136 \text{ kN/m}$$

El momento que se tiene para esta combinación es:

$$M_{Ed} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,17136 \times 16^2}{8} = 37,483 \text{ kN/m}$$

El momento de fisuración se obtiene según:

$$M_{Fis} = (f_{ct,m,fl} + \sigma_{cp}) \times W$$

donde:

$$W = \frac{I}{v_2} = \frac{0,0026227}{0,36232} = 7,2386 \times 10^{-3}$$

$$f_{ct,m,fl} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \sqrt[3]{35^2} = 3,21 \text{ MPa} = 3210 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\gamma_{favorable} \times P}{A} + \frac{\gamma_{favorable} \times P \times e_p}{W} = 14801,27 \text{ kPa}$$

Por lo que:

$$M_{Fis} = 130,38 \text{ kNm}$$

y

$$\xi_{ref} = 1 - 0,5 \times \left(\frac{M_{Fis}}{M_{ed}} \right) < 0$$

Como conclusión, se acepta que la flecha a calcular se simplifica en sobremanera, ya que el término más laborioso de obtener y_2 , con la sección fisurada, se anula.

$$y_m = \xi_{ref} \times y_2 + (1 - \xi_{ref})y_1 = y_1$$

Donde y_1 hace referencia a la flecha de la sección no fisurada de la correa y para hallarla simplemente se debe acudir a un prontuario de vigas, escoger la fórmula de la flecha biapoyada y sustituir valores en función de la flecha que se esté intentando encontrar.

$$y = y_1 = \frac{5ql^4}{384EI} - \frac{2Ml^2}{16EI}$$

$$E = E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{35 + 8}{10} \right)^{0,3} = 34077,14 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{5 \times 1,17136 \times 16^4}{384 \times 34077 \times 10^3 \times 0,0026227} = 0,0111 \text{ m}$$

$$0,0111 < \frac{16}{350} = 0,04571 \text{ m} \rightarrow \text{Cumple}$$

3.2.4.- Flecha total

El motivo del cálculo de la flecha activa es el de asegurarse de la integridad de los elementos constructivos. Para calcularla se debe emplear la combinación de acciones cuasi-permanente del ELS.

El valor de la flecha activa debe ser menor a la luz de la viga dividido entre 300.

$$y < \frac{l}{300}$$

La flecha que se produce sigue la siguiente ecuación:

$$y_m = \xi_{ref} \times y_2 + (1 - \xi_{ref})y_1$$

Dónde

$$\xi_{ref} = 1 - 0,5 \times \left(\frac{M_{Fis}}{M_{ed}} \right)$$

Las cargas que se tienen en cuenta para el cálculo de la flecha activa son sólo aquellas que son susceptibles de producir daños en otros elementos.

$$q = \text{Peso}_{propio} + \text{Peso}_{cubierta} + \Psi_2 \times SC_{mant} + \Psi_2 \times \text{viento} + \Psi_2 \times \text{nieve}$$

$$q = 2,3 + 0,5 + 0 \times 0,8 + 0 \times 0,4 + 0 \times 0,2856 = 2,8 \text{ kN/m}$$

El momento que se tiene para esta combinación es:

$$M_{Ed} = \frac{ql^2}{8} - P \times e = \frac{2,8 \times 16^2}{8} - 360 \times 0,252 = -1,12 \text{ kN/m}$$

El momento de fisuración se obtiene según:

$$M_{Fis} = (f_{ct,m,fl} + \sigma_{cp}) \times W$$

dónde:

$$W = \frac{I}{v_2} = \frac{0,0026227}{0,36232} = 7,2386 \times 10^{-3}$$

$$f_{ct,m,fl} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \sqrt[3]{35^2} = 3,21 \text{ MPa} = 3210 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\gamma_{favorable} \times P}{A} + \frac{\gamma_{favorable} \times P \times e_p}{W} = 14801,27 \text{ kPa}$$

Por lo que:

$$M_{Fis} = 130,38 \text{ kNm}$$

y

$$\xi_{ref} = 1 - 0,5 \times \left(\frac{M_{fis}}{M_{ed}} \right) < 0$$

Como conclusión, se acepta que la flecha a calcular se simplifica en sobremanera, ya que el término más laborioso de obtener y_2 , con la sección fisurada, se anula.

$$y_m = \xi_{ref} \times y_2 + (1 - \xi_{ref})y_1 = y_1$$

Donde y_1 hace referencia a la flecha de la sección no fisurada de la correa y para hallarla simplemente se debe acudir a un prontuario de vigas, escoger la fórmula de la flecha biapoyada y sustituir valores en función de la flecha que se esté intentando encontrar.

$$y = y_1 = \frac{5ql^4}{384EI} - \frac{2Ml^2}{16EI}$$

$$E = E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{35 + 8}{10} \right)^{0,3} = 34077,14 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{5 \times 2,8 \times 16^4}{384 \times 34077 \times 10^3 \times 0,0026227} - \frac{2 \times (360 \times 0,252) \times 16^2}{16 \times 34077 \times 10^3 \times 0,0026227} = -0,00567 \text{ m}$$

Es decir, una flecha hacia arriba, forzada por la acción del pretensado que produce un momento negativo.

3.3.- Comprobación ELU-Cortante

En este apartado se va a comprobar, en primer lugar, si la viga necesita armadura de cortante. En caso de requerirla, se procederá posteriormente a dimensionarla y verificar que el armado que presenta la viga proporcionado por la empresa PACADAR es suficiente.

3.3.1.- Determinación de las regiones de verificación

Dependiendo de si el momento de cálculo " M_{Ed} " de la sección supera o no al momento de fisuración " $M_{fis,d}$ ", se pueden distinguir dos regiones en la viga: aquella en la que la fisura comienza en el alma ($M_{Ed} < M_{fis,d}$), y aquella en las que la fisura comienza en el borde más traccionado por flexión ($M_{Ed} > M_{fis,d}$). Se ha de comprobar que el cortante de cálculo no supera al valor de diseño de la resistencia a cortante para ambas regiones.

Para ello será necesario calcular, en primer lugar, la distancia x al apoyo en la que ($M_{Ed} = M_{fis,d}$), esto es, el punto en el que se produce un cambio de región.

1.- Acción del pretensado

Puesto que se trata de una armadura pretesa, el cordón está dispuesto horizontalmente a lo largo de toda la viga. La fuerza “ P_d ” de pretensado y la distancia “ e ” del cordón al centro de gravedad, para cualquier sección de la viga es:

$$P_d = 360 \text{ kN}$$

$$e = -0,252 \text{ m}$$

Suponiendo una longitud de transferencia $l_{pt}=2$, “ α_1 ” queda del siguiente modo:

$$\alpha_1 = \frac{l_x}{l_{pt2}} = \frac{x}{1,2 \times l_{pt}} = \frac{x}{1,2 \times 2} = \frac{x}{2,4} \leq 1$$

Se observa que para una $x < 2,4$, $\alpha_1 = \frac{x}{2,4}$, mientras que si $x \geq 2,4$, entonces α_1 toma el valor 1.

2.-Diagrama de esfuerzos flectores debido a las acciones externas

La carga “ q ” total que actúa sobre la viga se obtiene por combinación ELU en situación persistente de las acciones externas:

$$q = \gamma_G \times (\text{cubierta} + \text{peso}_{propio}) + \gamma_q \times sc_{mantenimiento} + \psi_0 \times \gamma_q \times \text{nieve}$$

$$q = 1,35 \times (0,5 + 2,3) + 1,5 \times 0,8 + 0,6 \times 1,5 \times 0,2856 + 0,5 \times 1,5 \times 0,4 = 5,54 \text{ kN/m}$$

El momento “ $M_{0d}(x)$ ” debido a dichas acciones en cualquier sección de la viga es:

$$M_{0d}(x) = \frac{q \times l}{2} x - q \frac{l^2}{2} = \frac{5,54 \times 16}{2} x - 5,54 \frac{x^2}{2} = -2,77x^2 + 44,32x \text{ kNm}$$

3.-Diagrama de esfuerzos flectores de cálculo

El momento de cálculo “ $M_{Ed}(x)$ ” será igual a la suma del momento originado por las acciones exteriores “ M_{0d} ” más el debido a la acción del pretensado:

$$M_{Ed}(x) = M_{0d}(x) + \alpha_1 \times P_d \times e = -2,77x^2 + 4,32x + \alpha_1 \times 360 \times (-0,252) \\ = -2,77x^2 + 44,32x - 90,72 \times \alpha_1 \text{ kNm}$$

4.-Momento de fisuración

$$M_{fis,d} = W_b \times \left(f_{ctd} + \frac{N_{0d} + \alpha_1 \times P_d}{A_b} \right)$$

$$W_b = \frac{I_x}{d} = \frac{0,0026227}{0,36232} = 0,0072312$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2,2}{1,5} = 1,466 \text{ MPa}$$

$$A_b = 0,092 \text{ m}^2$$

$$N_{0d} = 0 \text{ kN}$$

$$P_d = 360 \text{ kN}$$

$$M_{fis,d} = 0,0072312 \times \left(1,466 + \frac{\alpha_1 \times 360}{0,092} \right) = 10,601 + 28,296 \times \alpha_1$$

5.-Determinación de la zona no fisurada

Igualando el momento de fisuración “ $M_{fis,d}$ ” al momento de cálculo “ $M_{Ed}(x)$ ”, se obtiene la distancia x que separa la zona fisurada de la no fisurada.

$$M_{fis,d} = M_{Ed}(x)$$

$$10,601 + 28,296 \times \alpha_1 = -2,77x^2 + 44,32x - 90,72 \times \alpha_1 \\ 2,77x^2 - 44,32x + 119,016 \times \alpha_1 + 10,601 = 0$$

Suponemos en primer lugar que $x < 2,4$, por lo que $\alpha_1 = \frac{x}{2,4} < 1$:

$$2,77x^2 - 44,32x + 119,016 \times \frac{x}{2,4} + 10,601 = 0$$

La ecuación planteada no presenta solución, por lo que la “x” a hallar será superior a 2,4.

Repetimos el cálculo suponiendo $\alpha_1 = 1$:

$$2,77x^2 - 44,32x + 119,016 \times 1 + 10,601 = 0$$

$$2,77x^2 - 44,32x + 129,617 = 0$$

Se obtiene como solución de la ecuación:

$$x_1 = 3,852 \text{ m}$$

$$x_2 = 12,148 \text{ m}$$

Por tanto, la zona no fisurada comprenderá el intervalo $(0, 3,852) \cup (12,148, 16) \text{ m}$, mientras que la región central $(3,852, 12,148) \text{ m}$ se encuentra fisurada, tal y como se puede observar en la siguiente imagen.

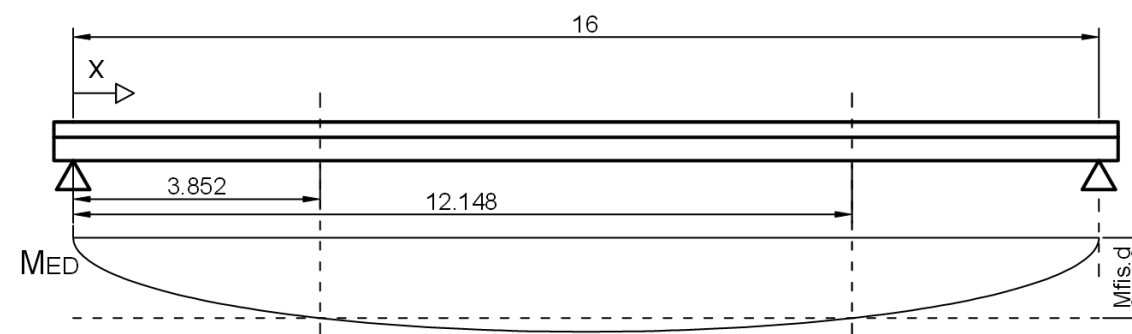


Imagen 3.3-a. Delimitación de las zonas de fisuración

3.3.2.- Verificación de la resistencia a cortante

A continuación, se va a realizar la comprobación de si la viga requiere armadura de cortante, en cada una de las dos regiones.

1.- Verificación de la resistencia a cortante en regiones en las que la fisura comienza en el alma ($M_{fis,d} < M_{Ed}(x)$)

De acuerdo al artículo 6.2.2 del Eurocódigo 2, “En el caso de secciones transversales que se encuentran más cerca del apoyo que el punto que es la intersección de la fibra que pasa por el centro de gravedad de la sección bruta y una línea inclinada a partir del lado interno del apoyo con un ángulo de 45° , no se requiere el cálculo de la resistencia a cortante”.

En una viga biapoyada con todo el vano cargado, el cortante es mayor cuanto más cerca nos encontremos de los apoyos, por lo que se va a realizar la comprobación en la sección extrema, a partir de la cual sí que se requiere comprobación. Tal y como se muestra en la siguiente imagen, dicha sección se encuentra a una distancia de 0,487 m del apoyo.

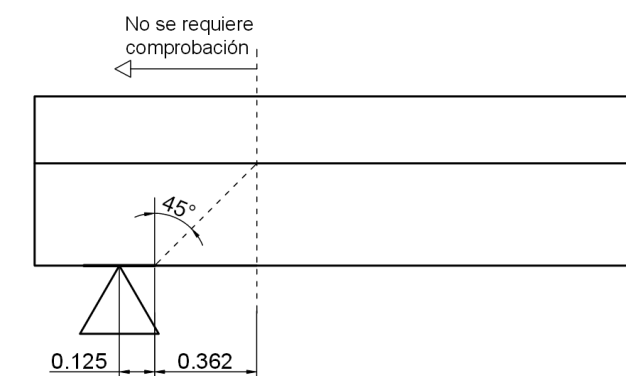


Imagen 3.3-b. Secciones que no requieren comprobación

Se calcula el momento de cálculo “ M_{Ed} ” y el cortante de cálculo “ V_{Ed} ” en dicha sección. Puesto que $x = 0,487 < 2,4$, se emplea $\alpha_1 = \frac{x}{2,4}$:

$$M_{Ed}(x) = -2,77x^2 + 44,32x - 90,72\alpha_1$$

$$M_{Ed}(x) = -2,77x^2 + 44,32x - 90,72 \frac{x}{2,4}$$

$$M_{Ed}(x = 0,487) = -2,77(0,487)^2 + 44,32(0,487) - 90,72 \frac{0,487}{2,4} = 2,518 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}(x) = \frac{q \times l}{2} - qx$$

$$V_{Ed}(x = 0,487) = \frac{5,54 \times 16}{2} - 5,54 \times 0,487 = \mathbf{41,62 \text{ kN}}$$

A continuación se calcula el cortante " $V_{Rd,c}$ " que la sección es capaz de resistir. Para realizar este cálculo se ha aproximado la sección a dos rectángulos, manteniendo el mismo área que la sección original.

$$V_{Rd,c}(z = 0,2) = \frac{I \times b_w(z = 0,2)}{S(z = 0,2)} \times \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cd}(z = 0,2) \times f_{ctd}}$$

$$I = 0,0026227 \text{ m}^4$$

$$b_w(z = 0,2) = 0,1225 \text{ m}$$

$$S(z = 0,2) = 0,235 \times 0,2 \times (0,23768 - 0,1) = 0,006471 \text{ m}^3$$

$$f_{ctd} = 1,466 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cd}(z = 0,2) &= \frac{\alpha_1 \times P_d}{A} + \frac{M_{Ed}}{I} \times (v_1 - z) = \frac{\frac{0,484}{2,4} \times 360}{0,092} + \frac{2,518}{0,0026227} \times (0,23768 - 0,2) \\ &= 0,798 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sustituyendo cada término en la fórmula, se obtiene $V_{Rd,c} = 83,06 \text{ kN}$, y como es superior que el cortante de cálculo $V_{Ed} = 41,62 \text{ kN}$, la sección resiste.

$$\boxed{V_{Rd,c} = 83,06 \text{ kN} > V_{Ed} = 41,62 \text{ kN}}$$

2.- Verificación de la resistencia a cortante en regiones en las que la fisura comienza en el borde más traccionado por flexión ($M_{fis,d} > M_{Ed}(x)$)

La sección a comprobar ahora es aquella que se encuentra en el límite entre la zona fisurada y la no fisurada, esto es, la que se encuentra a $x = 3,852 \text{ m}$.

Se calcula el momento de cálculo " M_{Ed} " y el cortante de cálculo " V_{Ed} " en dicha sección. Puesto que $x > 2,4$, se emplea $\alpha_1 = 1$.

$$M_{Ed}(x) = -2,77x^2 + 44,32x - 90,72\alpha_1$$

$$M_{Ed}(x) = -2,77x^2 + 44,32x - 90,72 \times 1$$

$$\mathbf{M_{Ed}(x = 3,852) = 38,9 \text{ kNm}}$$

$$V_{Ed}(x) = \frac{q \times l}{2} - qx$$

$$V_{Ed}(x = 3,852) = \frac{5,54 \times 16}{2} - 5,54 \times 3,852$$

$$\mathbf{V_{Ed}(x = 3,852) = 22,97 \text{ kN}}$$

A continuación se calcula el cortante " $V_{Rd,c}$ " que la sección es capaz de resistir.

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$v = \frac{0,18}{\gamma_c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} = 0,637 \nless v_{min} = 0,62$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 ; k = 1 + \sqrt{\frac{200}{489,68}} = 1,64 \leq 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_w \times d} = \frac{\pi \times \frac{0,012^2}{4} + 4,2038 \times 10^{-4}}{0,1125 \times 0,48968} = 0,009684 \leq 0,02$$

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = \frac{0,075}{\gamma_c} \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} = \frac{0,075}{1,5} \times 1,64^{3/2} \times 35^{1/2} = 0,62$$

$$k_1 = 0,15$$

$$b_w = 0,1125 \text{ m}$$

$$d = 505 \text{ mm}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación, se obtiene $V_{Rd,c} = 69,53 \text{ kN}$ y como es superior que el cortante de cálculo $V_{Ed} = 22,97 \text{ kN}$, la sección resiste.

$$\boxed{V_{Rd,c} = 69,53 \text{ kN} > V_{Ed} = 22,97 \text{ kN}}$$

Con estos resultados se puede observar que no es necesario el armado a cortante de la viga. No obstante, si se mira la sección proporcionada, ésta está fuertemente armada frente a esa sollicitación.

De esto se han planteado dos posibles hipótesis que podrían explicar el hecho de este armado.

Por una parte, es posible que la empresa PACADAR emplee la norma EHE anterior a la actual, que exigía un armado a cortante, sin realizar las comprobaciones previas que se han llevado a cabo en esta sección. Es decir, dado un cortante, obtén una armadura que lo resista, sin tener en cuenta de si es realmente necesario o no.

La otra hipótesis que se ha planteado es que el armado a cortante se debe a que las correas son fabricadas en la fábrica y son transportadas a la zona de la obra antes de que el hormigón haya alcanzado su resistencia característica a los 28 días, que es la que se ha tenido en cuenta a la hora de realizar estos cálculos. Es posible que la empresa arme la viga para que ésta resista el ser elevada y cargada en el camión transportista.

3.4.- Comprobación de ELU frente a axil y flector

Con la geometría irregular de la correa y su disposición de armado pasivo y activo, se ha optado por emplear el programa de cálculo Calcflex para comprobar si la sección es capaz de resistir los esfuerzos a los que se ve sometida. En caso de no resistir, se usará el programa para dimensionar el armado. No obstante, ya que es una correa proporcionada y calculada por la empresa de prefabricación, se espera que vaya a resistir.

Lo primero que se ha hecho es introducir la geometría de la sección en el programa. Se dan las coordenadas de los vértices de la sección comenzando por un vértice aleatorio e introduciendo los siguientes vértices en el sentido contrario a las agujas del reloj.

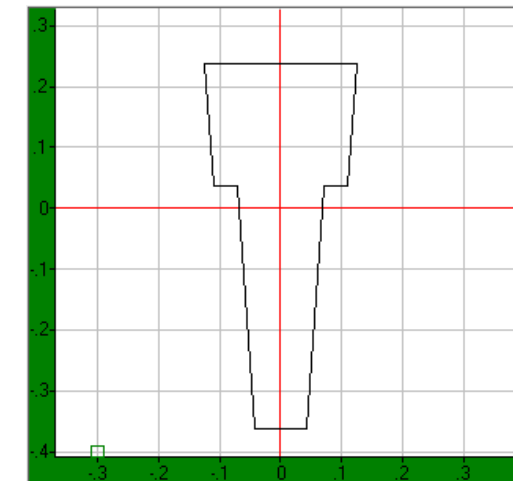


Imagen 3.4-a. Introducción de la geometría en el programa Calcflex

Posteriormente se ha definido la cuantía y la posición de la armadura activa y de la armadura pasiva. Se han adecuado las características mecánicas de los materiales que componen la sección para asemejarlos al máximo a la correa existente.

HORMIGÓN	
Resistencia característica	$f_{ck}= 35 \text{ MPa}$
Coeficiente de seguridad (E.L.U)	$\gamma_c=1,5$
Cansancio (E.L.U)	$c=1$
Módulo de deformación	$E_c=29779 \text{ MPa}$
Resistencia a tracción	$f_{ctk}=-2 \text{ MPa}$
Resistencia media a tracción	$f_{ctm}=-2,564 \text{ MPa}$

Tabla 3.4-I. Características del hormigón, introducidas en el programa Calcflex

ARMADURA PASIVA	
Límite elástico	$f_{yk}=500 \text{ MPa}$
Coeficiente de seguridad E.L.U	$\gamma_s=1,15$
Tensión de rotura	$f_u=525 \text{ MPa}$
Deformación de rotura	$\epsilon_u=0,05$
Módulo de elasticidad	$E_s=200000 \text{ MPa}$

Tabla 3.4-II. Características de la armadura pasiva, introducidas en el programa Calcflex

ARMADURA ACTIVA	
Límite elástico	$f_{pk}=1700 \text{ MPa}$
Coeficiente de seguridad E.L.U	$\gamma_p=1$
Tensión de rotura	$f_u=1785 \text{ MPa}$
Deformación de rotura	$\epsilon_u=0$
Módulo de elasticidad	$E_s=190000 \text{ MPa}$

Tabla 3.4-III. Características de la armadura activa, introducidas en el programa Calcflex

Con la sección completamente definida se procede a realizar la comprobación a flexión y tracción del Estado Límite Último. Dado que se trata de una biapoyada.

Se calcula el momento más desfavorable con la fórmula de E.L.U en situación persistente:

$$q = \gamma_G \times (\text{cubierta} + \text{peso}_{\text{propio}}) + \gamma_q \times \text{sc}_{\text{mantenimiento}} + \psi_0 \times \gamma_q \times \text{nieve}$$

$$q = 1,35 \times (0,5 + 2,3) + 1,5 \times 0,8 + 0,6 \times 1,5 \times 0,2856 + 0,5 \times 1,5 \times 0,4 = 5,54 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,54 \times 16^2}{8} = 177,28 \text{ kNm}$$

Ya que se trata de una viga biapoyada sometida tan solo a cargas verticales, el momento sobre el eje de inercia débil y el axil serán nulos.

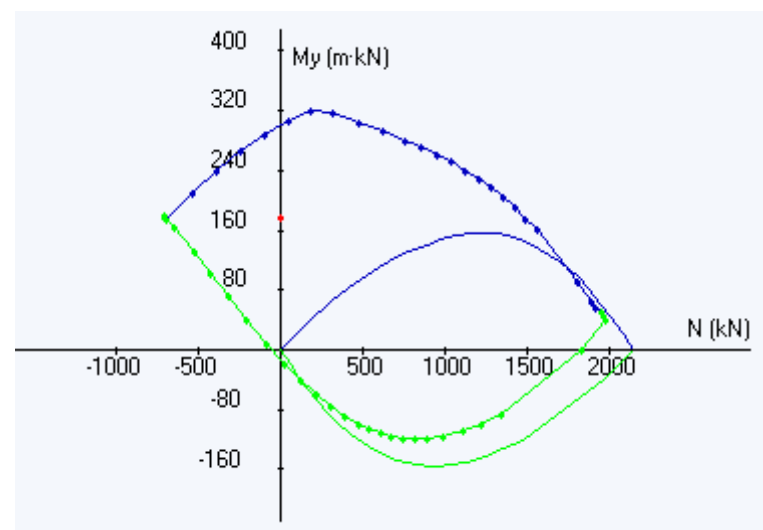


Imagen 3.4-b. Comprobación de rotura frente a M y N

Se comprueba que la correa proporcionada por la empresa de elementos prefabricados de hormigón resiste a las solicitaciones a las que se va a ver sometida.