



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

Titulación:

GRADO EN INGENIERÍA DE OBRAS PÚBLICAS

Título del Proyecto:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

DOCUMENTO N°2: ANEJO DE CÁLCULO

Autor: Sergio Nadal Espejo

Tutor: Juan Navarro Gregori

4º CURSO GIOP

Valencia, septiembre 2016

ÍNDICE

1. GEOMETRÍA ESTRUCTURAL.....	3
2. MATERIALES PROPUESTOS.....	4
2.1 HORMIGÓN	4
2.2 ACERO PASIVO.....	5
2.3 ACERO ACTIVO	5
3. EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE FORJADOS	5
3.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES.....	5
3.2 ZONAS COMERCIAL Y ADMINISTRATIVA EN FORJADOS 1 Y 2.....	6
3.2.1 ACCIONES PERMANENTES.....	6
3.2.2 ACCIONES VARIABLES.....	7
3.3 ZONA ADMINISTRATIVA EN FORJADO 3	7
3.3.1 ACCIONES PERMANENTES.....	7
3.3.2 ACCIONES VARIABLES.....	8
3.4 ZONA DE CUBIERTA AJARDINADA EN FORJADO 2	8
3.4.1 ACCIONES PERMANENTES.....	8
3.4.2 ACCIONES VARIABLES.....	10
3.4.3 NIEVE	10
3.4.4 VIENTO	12
3.5 ZONA DE CUBIERTA PLANA EN FORJADO 4.....	15
3.5.1 ACCIONES PERMANENTES.....	15
3.5.2 ACCIONES VARIABLES.....	16
3.6 CARGAS LINEALES.....	16
3.7 ACCIÓN ACCIDENTAL SÍSMICA	17
3.7.1 NORMATIVA	17
3.7.2 ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA	18
4. METODOLOGÍA DE COMPROBACION Y MODELIZACION EN CYPE.....	19
4.1 NORMATIVA	19
4.2 METODOLOGÍA DE COMPROBACIÓN.....	19
4.2.1 ESTADOS LÍMITE	19

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL
ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

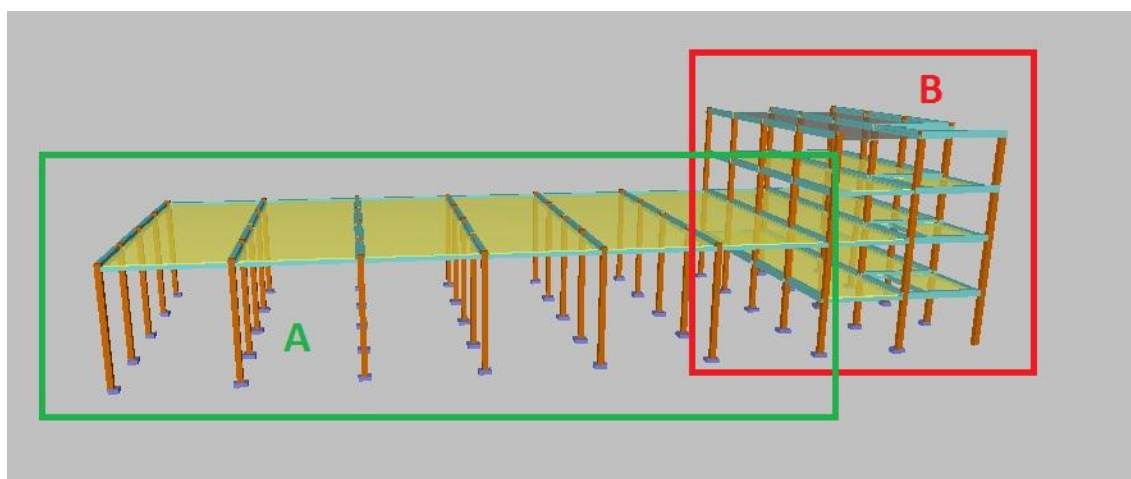
Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

4.2.2 DEFORMACIONES POR FLECHAS	21
4.3 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN CYPE	22
4.3.1 DATOS GENERALES.....	22
4.3.2 ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA	23
4.3.3 GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA	25
5. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	25
5.1 FORJADOS.....	25
5.1.1 FORJADO 1.....	25
5.1.2 FORJADO 2.....	30
5.1.3 FORJADO 3.....	37
5.1.4 FORJADO 4.....	41
5.1.5 COMPROBACION LOSA ALVEOLAR.....	41
5.1.6 SOLUCIÓN ADOPATADA	45
5.2 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE VIGAS.....	46
5.2.1 MODELO ESTRUCTURAL.....	46
5.2.2 COMPROBACIÓN DE VIGAS.....	50
5.2.3 SOLUCION ADOPTADA EN VIGA P7-P8.....	95
5.3 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE PILARES.....	96
5.3.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA.....	96
5.3.2 GRUPOS DE PILARES.....	98
5.3.3 COMPROBACIONES DE PILAR.....	102
5.3.3 Comprobaciones	134
5.4 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE CIMENTACIÓN	146
5.4.1DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y MATERIALES	146
5.4.2 NORMATIVA	146
5.4.3 ZAPATAS	148
5.4.4 VIGAS DE ATADO	151
5.4.5 VIGAS CENTRADORAS	153
5.5 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE MÉNSULAS.....	157
5.5.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y MATERIALES	157
5.5.2 NORMATIVA	158
5.5.3 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN	159

1. GEOMETRÍA ESTRUCTURAL

El edificio está formado por una edificación con estructura de pilares y forjados prefabricados. En la zona de bodega encontramos una altura entre forjados que permite el almacenaje y operación de las barricas, mientras que la altura de forjados en la zona de oficinas se reduce a la mitad, y se añaden dos niveles más.



La zona A, señalada por el rectángulo verde, es la destinada como función de bodega, donde se almacenan las barricas. Por motivos de operatividad y desarrollo de las actividades a las que se destina esta parte de la estructura, la altura útil entre forjados es mayor que en el resto de la estructura.

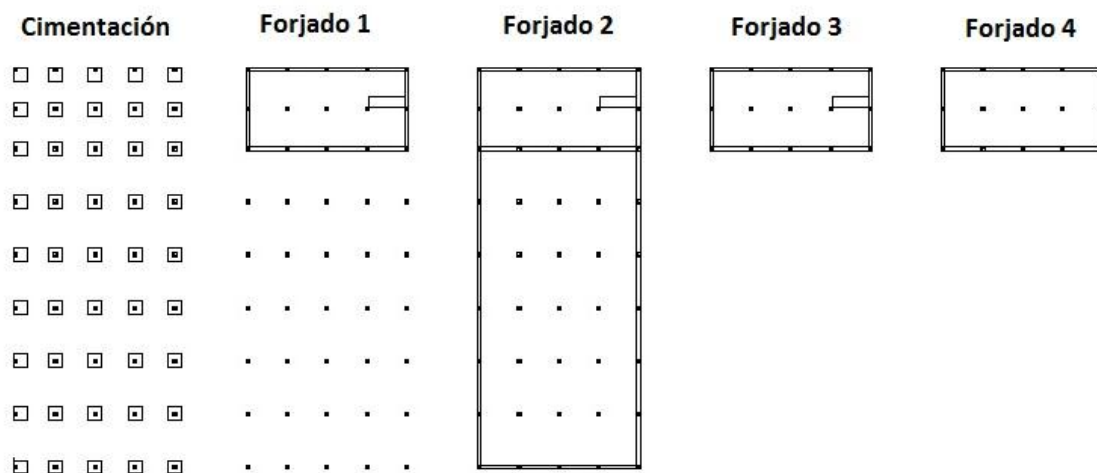
La estructura consta de 6 pórticos de 5 filas de pilares de hormigón prefabricados, con una distación de 8 metros entre pórticos y 6 entre pilares, y una cubierta vegetal extensiva. La zona B, delimitada por el rectángulo rojo, es la destinada a zona comercial y administrativa de la cooperativa, puesto que en esta zona no es necesaria una altura útil tan elevada la altura de forjados se reduce a la mitad, permitiendo incluir un forjado intermedio y una altura más en esta parte de la estructura. Esta parte está formada por una cuadrícula de pilares de 6 por 6 metros, y forjados de losa alveolar.

Para la producción de los elementos estructurales se ha seleccionado como proveedor la empresa PREFABRICADOS PUJOL SA. A continuación podemos ver secciones en planta de los 4 forjados y la cimentación de la estructura:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

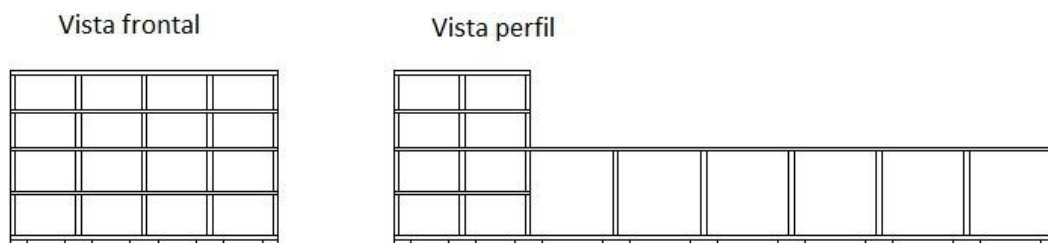
Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Vistas en planta de cimentación y forjados de la bodega

Aquí podemos observar las vistas frontal y de perfil de la estructura:



Vistas frontal y perfil de la bodega

2. MATERIALES PROPUESTOS

2.1 HORMIGÓN

La estructura está compuesta en su totalidad por elementos de hormigón prefabricado salvo la cimentación, por su rápido montaje, su buena durabilidad y calidad.

Por criterios de durabilidad:

En lo referente a la exposición relativa a la corrosión de las armaduras, nos encontramos con un ambiente de clase IIa para los elementos en el interior del edificio y IIb para los elementos de cerramiento, puesto que el origen de la corrosión es diferente al de los cloruros.

Por tanto, según los criterios de durabilidad recogidos en la EHE para determinar la resistencia mínima característica del hormigón:

Para el forjado de losa alveolar, por tratarse de un elemento pretensado, seleccionamos un HP-40/P/25/IIa., es una resistencia superior a la necesaria pero, debido a criterios de eficiencia en la producción del hormigón pretensado, se usan hormigones de elevadas resistencias.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

En pilares, mensulas cortas, jácenas de forjado y cerramientos seleccionamos un HA-30/B/20/Ila, puesto que algunos de estos elementos estaran en contacto con el exterior.

En la cimentación seleccionamos un HA-25/B/40/Ila.

2.2 ACERO PASIVO

En el mercado nacional el acero B 500 S es el más usado y fácil de adquirir, por ello sera el tipo de acero pasivo empleado en pilares, paneles de cerramiento, jácenas y losa alveolar. El acero pasivo empleado en las capas de compresión de los forjados es el B 500 T, como es habitual en este tipo de elementos.

2.3 ACERO ACTIVO

El tipo de acero activo que usaremos en las losas alveolares es el Y 1860 C, con un $f_y=1581$ N/mm².

3. EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE FORJADOS

3.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

Las acciones a considerar en el cálculo se clasifican por su variación en el tiempo en:

-Acciones permanentes (G): Son aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante. Su magnitud puede ser constante (como el peso propio de los elementos constructivos o las acciones y empujes del terreno) o no (como las acciones reológicas o el pretensado), pero con variación despreciable o tendiendo monótonamente hasta un valor límite.

-Acciones variables (Q): Son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o las acciones climáticas.

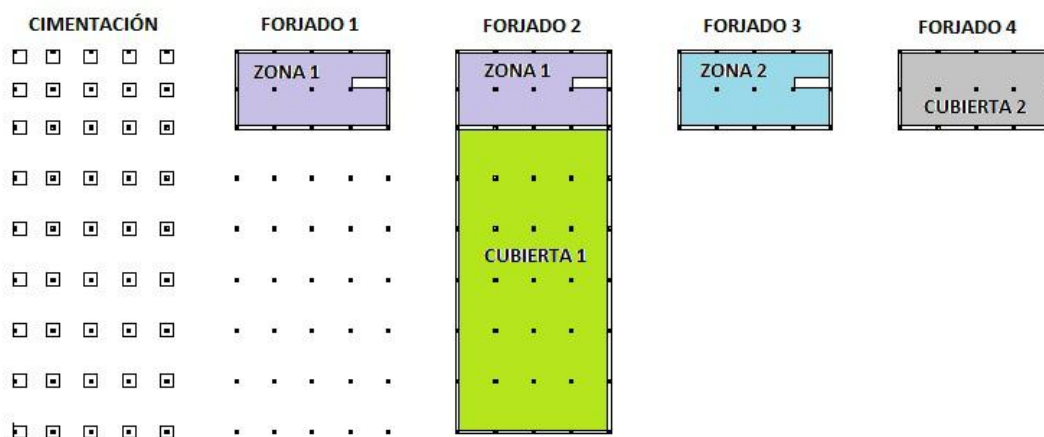
-Acciones accidentales (A): Son aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia, como sismo, incendio, impacto o explosión.

Para realizar los cálculos que las acciones producen sobre la estructura hemos dividido en diferentes zonas la misma, según las acciones a las que están sometidas en cada una. Podemos ver en el siguiente plano de la planta del edificio cada zona asignada, y a continuación las acciones permanentes y variables a las que está sometida. Finalmente encontramos lo referente a la acción accidental de sismo, que afecta a toda la estructura.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



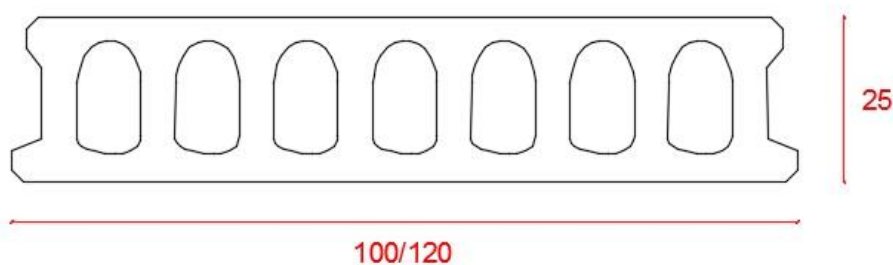
Distribución de las zonas en la bodega

3.2 ZONAS COMERCIAL Y ADMINISTRATIVA EN FORJADOS 1 Y 2

3.2.1 ACCIONES PERMANENTES

Peso propio del forjado

La tipología de forjado utilizada en toda la estructura será la misma, consistente en losas alveolares pretensadas suministradas por la empresa Prefabricados Pujol SA con un peso propio contando la capa de compresión de 5cm de 5 kN/m². Como solución, de las distintas losas que la empresa ofrece, adoptaremos la placa de losa alveolar para forjado 25.6, con las siguientes características geométricas:



Detalle de losa alveolar

Cargas muertas

Para calcular los valores de las acciones de las cargas muertas consultamos el Código Técnico de la Edificación, en el Documento Básico de Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación, y en el Anejo C prontuario de pesos y coeficientes de rozamiento interno, encontramos las tablas con los valores por unidad de superficie para el solado, el falso techo y la tabiquería interna. Para el cerramiento de vidrio buscamos en el prontuario de empresas suministradoras de dicho material, y la establecemos como carga lineal en los cerramientos:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Solado	Tabla C.2	Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,8 kN/m ²
Falso techo	Tabla C.3	Tablero de madera, 25 mm espesor	0,15 kN/m ²
Tabiquería interna	Tabla C.4	Ladrillo hueco, de 90 mm de espesor	1 kN/m ²
Cerramiento vidrio	Prontuario	Ventanal, montantes y travesaños	1.5 kN/ml

3.2.2 ACCIONES VARIABLES

Sobrecarga de uso

Dado el uso al que está destinada esta zona, comercial y administrativa, y puesto que la sobrecarga en zonas de uso comercial es mayor, procedemos a adoptar la sobrecarga de uso estipulada por el CTE para zonas de uso comercial en el DB SE-AE:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso	Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
D	Zonas comerciales	D1 Locales comerciales	5	4
		D2 Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7

ZONA 1		
Acciones Permanentes	Peso propio del forjado	5 kN/m ²
	Solado	0,8 kN/m ²
	Falso techo	0,15 kN/m ²
	Tabiquería interior	1 kN/m ²
Acciones Variables	Sobrecarga de Uso	5 kN/m ²

3.3 ZONA ADMINISTRATIVA EN FORJADO 3

3.3.1 ACCIONES PERMANENTES

En esta zona del edificio podemos suponer las mismas acciones en lo que se refiere a Peso Propio y Cargas Muertas que en las zonas comercial/administrativa de los forjados 1 y 2:

Forjado	Prontuario	PAM 25.6	5 kN/m ²
Solado	Tabla C.2	Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,8 kN/m ²

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Falso techo	Tabla C.3	Tablero de madera, 25 mm espesor	0,15 kN/m ²
Tabiquería interna	Tabla C.4	Ladrillo hueco, de 90 mm de espesor	1 kN/m ²
Cerramiento vidrio	Prontuario	Ventanal, montantes y travesaños	1.5 kN/ml

3.3.2 ACCIONES VARIABLES

Dado que el uso de esta zona está destinado exclusivamente al administrativo, el valor de la Sobrecarga de Uso varía respecto a la zona anterior. Por tanto, según el CTE DB SE-AE, el valor de dicha acción variable corresponde a:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso	Subcategorías de uso	Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
B	Zonas administrativas	2	2

ZONA 2		
Acciones Permanentes	Peso propio del forjado	5 kN/m ²
	Solado	0,8 kN/m ²
	Falso techo	0,15 kN/m ²
	Tabiquería interior	1 kN/m ²
Acciones Variables	Sobrecarga de Uso	2 kN/m ²

3.4 ZONA DE CUBIERTA AJARDINADA EN FORJADO 2

3.4.1 ACCIONES PERMANENTES

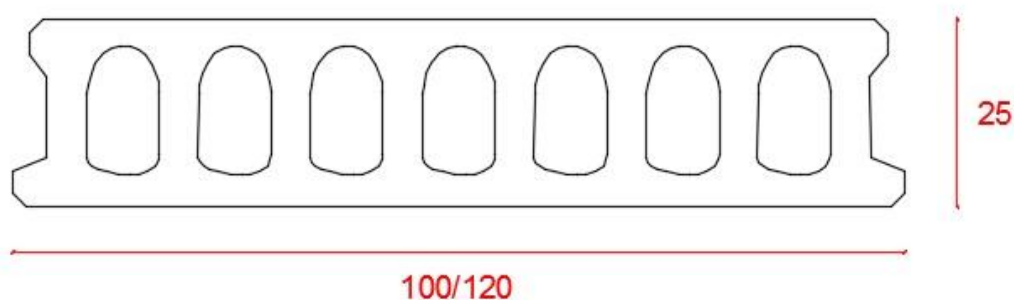
Peso propio del forjado

Al igual que en el resto de la estructura, adoptaremos la placa de losa alveolar para forjado 25.6, con las características ya mencionadas anteriormente.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

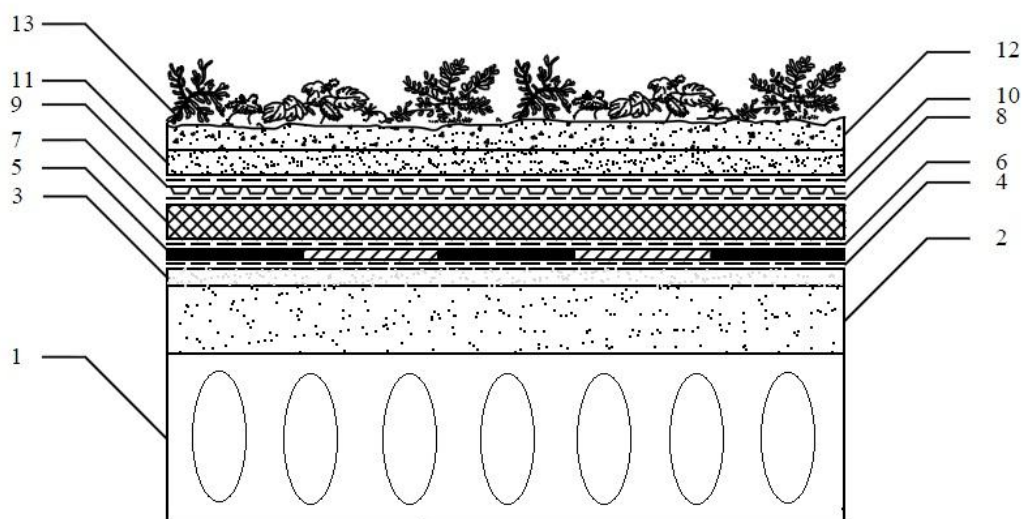


Detalle de losa alveolar 25.6 de PREFABRICADOS PUJOL S.L.

Peso propio de la cubierta ajardinada

Esta tipología de cubierta, que se encuentra sobre la zona de bodega donde se almacenan las barricas de vino, contribuye con su tipología a una mejor eficiencia energética del edificio. La

solución adoptada en el proyecto para la realización de este tipo de cubierta es la propuesta por la empresa DANOSA, cuyas características se muestran a continuación:



Detalle de cubierta ajardinada DANOSA SL

Material	Espesor (m)	Peso	q (KN/m ²)
Sustrato	0,12	200 kg/m ²	1,962
DANOFELT PY 200		200g/m ²	0,001962
DANODREN H15 PLUS		115 g/m ²	0,001128
DANOFELT PY 200		200g/m ²	0,001962
DANOPREN TR 30	0,03	30 Kg/m ³	0,008829
DANOFELT PY 300		300g/m ²	0,002943
DANOPOL FV 1.2 LIGHT GREY		1,6kg/m ²	0,01923

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

DANOFELT PY 300		300g/m ²	0,002943
Mortero de cemento	0,02	20 kN/m ³	0,4
		q total	2,4

Luego el valor superficial de la acción que el peso de la cubierta vegetal ejerce sobre el forjado es de 2,4 kN/m², que se aplicará como carga muerta en toda la zona correspondiente a la cubierta 1.

Carga muerta

El forjado de esta cubierta deberá resistir el peso propio del falso techo que soporta, así como el peso de las instalaciones de climatización que se disponen para la zona que alberga, la de la bodega:

Falso techo	Tabla C.3	Tablero de madera, 25 mm espesor	0,15 kN/m ²
Instalaciones	Prontuario	Conductos de climatización	0.1kN/m

3.4.2 ACCIONES VARIABLES

Sobrecarga de uso

El valor de la sobrecarga de uso en este tipo de cubierta viene dado en el CTE DB SE-AE, con el siguiente valor:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso	Subcategorías de uso	Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente	1	2

3.4.3 NIEVE

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Mapa de zonas climáticas de España extraído del CTE DB SE-AE

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

Siendo:

μ : coeficiente de forma de la cubierta, que según 3.5.3 del CTE DB SE-AE, En un faldón limitado inferiormente por cornisas o limatesas, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, el coeficiente de forma tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30°.

sk: el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2 Del Anejo E. Datos climáticos de CTE DB SE-AE sacamos la siguiente tabla, y por estar la estructura localizada en la localidad de Villar del Arzobispo (Valencia) con una altura de 520 msnm, en la zona climática invernla 5, el valor de sk es:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Por tanto el valor de la $q_{\text{nieve}}=0.5 \text{ kN/m}^2$ en proyección horizontal sobre toda la superficie de la cubierta.

3.4.4 VIENTO

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del 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:

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

q_b :

El valor q_b es la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$. Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D del CTE DB SE-AE, en función del emplazamiento geográfico de la obra.

El valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b$$

siendo:

δ : la densidad del aire y v_b el valor básico de la velocidad del viento. La densidad del aire depende, entre otros factores, de la altitud, de la temperatura ambiental y de la fracción de agua en suspensión. En general puede adoptarse el valor de $1,25 \text{ kg/m}^3$.

El valor básico de la velocidad del viento en cada localidad puede obtenerse del siguiente mapa extraído del CTE DB SE-AE. El de la presión dinámica es, respectivamente de $0,42 \text{ kN/m}^2$, $0,45 \text{ kN/m}^2$ y $0,52 \text{ kN/m}^2$ para las zonas A, B y C de dicho mapa. Nuestra estructura se encuentra emplazada en la zona A:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Mapa de velocidad básica del viento extraído del CTE DB SE-AE

Luego el valor de $q_b=0.42 \text{ kN/m}^2$.

Ce:

El coeficiente de exposición Ce, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en la tabla 3.4 del CTE DB SE-AE.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

La zona de la localidad en la que se emplaza la estructura coincide con un grado de aspereza del entorno de tipo III, zona rural accidentada con algunos obstáculos aislados como árboles o construcciones pequeñas, y la altura del punto considerado es de 15m. luego el valor del Ce es de 2.6.

Cp:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

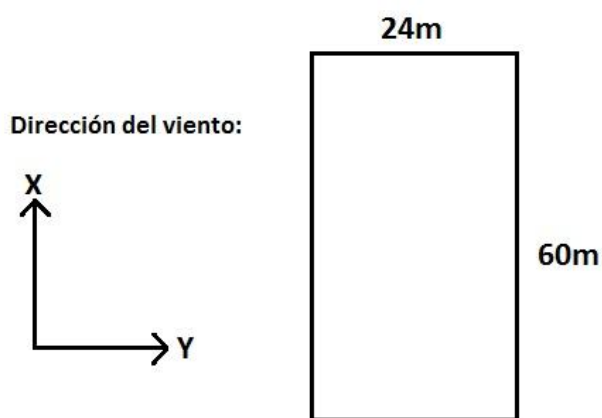
El coeficiente eólico o de presión C_p depende de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie, donde un valor negativo indica succión.

En edificios de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventanas pequeños practicables o herméticos, y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando la acción de viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción de viento. Como coeficientes eólicos globales, podrán adoptarse los de la tabla 3.5. de CTE DB SE-AE:

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

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 tanto en el caso de nuestra estructura consideraremos los siguientes datos para el cálculo de la esbeltez en las dos posibles direcciones del viento, considerando la altura de la cubierta la de la cubierta 2, de 15m, por ser la más desfavorable.



Geometría de la cubierta y posición de ejes

Esbeltez con viento en dirección X:

$$60/24 = 2.5 ; C_p = 0.8 \quad C_s = -0.65$$

Esbeltez con viento en dirección Y:

$$24/60 = 0.4 ; C_p = 0.7 \quad C_s = -0.4$$

Para el cálculo de los valores del viento en los sentidos positivos y negativos en ambas direcciones procedemos al cálculo mediante las siguientes formulas:

$$+X; +Y = \frac{-C_s}{C_p - C_s} \qquad -X; -Y = \frac{C_p}{C_p - C_s}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Los valores obtenidos en este caso para el posterior cálculo son los siguientes:

X POSITIVO	0.363
XNEGATIVO	0.636

Y POSITIVO	0.448
Y NEGATIVO	0.551

CUBIERTA 1		
Acciones Permanentes	Peso propio del forjado	5 kN/m ²
	Peso propio de la cubierta	2.4 kN/m ²
	Solado	0.8 kN/m ²
	Falso techo	0.15 kN/m ²
Acciones Variables	Sobrecarga de Uso	1 kN/m ²
	Viento	0.8 kN/m ²
	Nieve	0.5 kN/m ²

3.5 ZONA DE CUBIERTA PLANA EN FORJADO 4

3.5.1 ACCIONES PERMANENTES

Peso propio cubierta plana sobre placas alveolares

Al igual que en el resto de la estructura, adoptaremos la placa de losa alveolar para forjado 25.6, con las siguientes características técnicas.

Canto total del forjado (C) 30 cm

Ancho de la placa (A) 1200 mm

Espesor de la capa de compresión (E) 5 cm

Ancho mínimo de la placa 300 mm

Peso propio 0.505 t/m²

Volumen de hormigón 0.059 m³/m²

Entrega (mín) 10 cm (máx) 15 cm

Entrega lateral 5 cm



Homigón de la placa: HA-40, Y_c=1.5

Homigón de la capa y juntas: HA-25, Y_c=1.5

Acero de negativos: B 500 S, Y_s=1.15

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

En este caso la tipología de la cubierta es de cubierta plana invertida con acabado de grava, el cual podemos encontrar el valor de su peso propio en proyección horizontal en el CTE DB SE-AE en la tabla C5:

Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)	kN / m ²
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
<u>Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava</u>	<u>2,5</u>

Cargas muertas

En esta cubierta las cargas muertas son las correspondientes al falso techo:

Falso techo	Tabla C.3	Tablero de madera, 25 mm espesor	0,15 kN/m ²
-------------	-----------	----------------------------------	------------------------

3.5.2 ACCIONES VARIABLES

En este caso las acciones variables de viento, sobrecarga de uso y nieve serán las mismas que en el caso de la cubierta ajardinada 1, puesto que para quedarnos del lado de la seguridad hemos considerado que todo el edificio tiene una altura de 15m, es por ello que los valores de los parámetros de cálculo de la acción del viento son:

$q_b = 0.42 \text{ kN/m}^2$; $C_e = 2.6$; Dirección X: $C_p = 0.8$ $C_s = -0.65$; Dirección Y: $C_p = 0.7$ $C_s = -0.4$

Respecto el valor de la acción de la nieve, esta será de $q_{\text{nieve}} = 0.5 \text{ kN/m}^2$ en proyección horizontal sobre toda la superficie de la cubierta, idéntica a la de la cubierta ajardinada.

CUBIERTA 2		
Acciones Permanentes	Peso propio del forjado	5 kN/m ²
	Peso propio de la cubierta	2.5 kN/m ²
	Falso techo	0.15 kN/m ²
Acciones Variables	Sobrecarga de Uso	1 kN/m ²
	Viento	0.8 kN/m ²
	Nieve	0.5 kN/m ²

3.6 CARGAS LINEALES

En adición a las cargas superficiales, debemos introducir las cargas lineales perimetrales correspondientes a los cerramientos, por ello establecemos una carga perimetral contigua a las vigas de atado en la cimentación con el valor correspondiente de los cerramientos de hormigón prefabricado.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Respecto a los cerramientos de las oficinas, formados por ventanales de vidrio, los introduciremos como cargas lineales sobre las vigas y jácenasñl perimetrales del segundo y tercer forjado.

El cerramiento de hormigón tiene un peso de 3.6 kN/m^2 y los elementos de fachada ventilada tienen un peso de 0.3 kN/m^2 puesto que por cada metro de cerramiento tenemos 8 metros en altura, la carga correspondiente al cerramiento transmitida al terreno es de 31.2 kN/ml .

El valor de la carga lineal correspondiente al cerramiento muro cortina 1.49 kN/m (1.27 kN/m vidrio, 0.0896 kN/m montantes y 0.132 kN/m travesaños).

3.7 ACCIÓN ACCIDENTAL SÍSMICA

3.7.1 NORMATIVA

El objetivo de la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-2), proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de aquellas edificaciones y obras a las que le sea aplicable de acuerdo con el dispuesto en el artículo 1.2.

La finalidad última de estos criterios es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.

A continuación vamos a definir la clasificación de las construcciones y los criterios de aplicación de la norma:

Clasificación de las construcciones:

A efectos de esta Norma, de acuerdo con el uso a que se destinan, con los daños que puede ocasionar su destrucción e independientemente del tipo de obra de que se trate, las construcciones se clasifican en:

1. De importancia moderada:

Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por un terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario o producir daños económicos significativos a terceros.

2. De importancia normal:

Aquellas cuya destrucción por un terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

3. De importancia especial:

Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos, así como en reglamentaciones más específicas. Entre los que se encuentran: hospitales, edificios e

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

instalaciones básicas de comunicación, cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas o parques para ambulancias

Criterios de aplicación de la Norma:

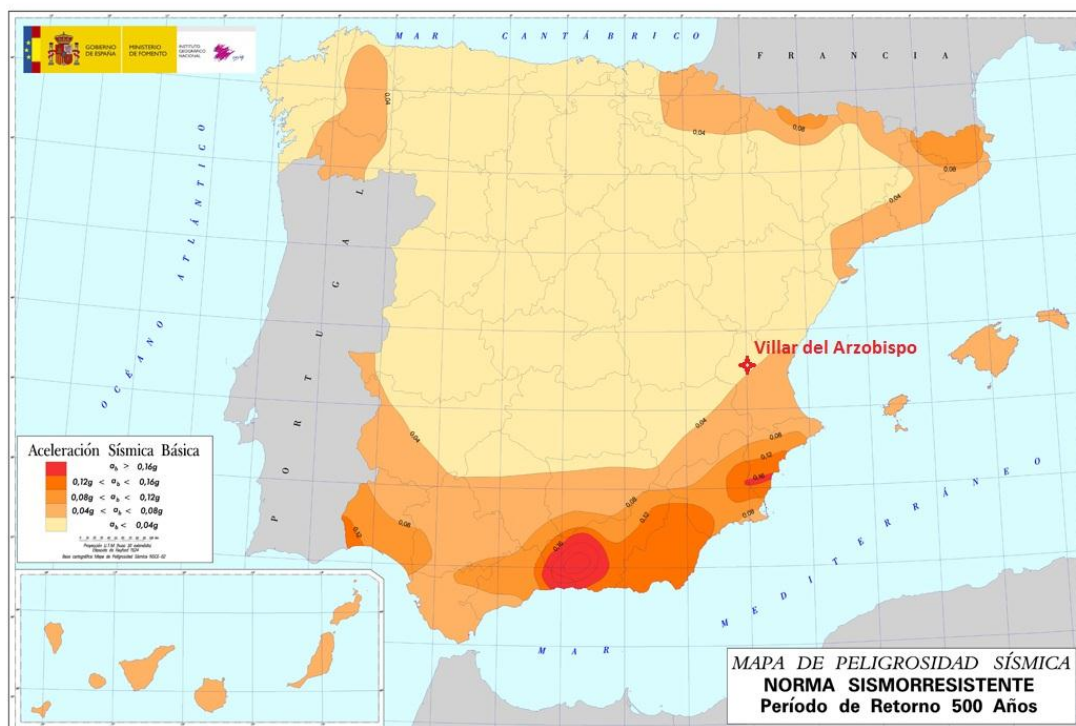
La aplicación de esta Norma es obligatoria en las construcciones recogidas en el artículo 1.2.1, excepto:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica ab sea inferior a 0.04g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre si en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica ab sea inferior a 0.08g.
- En la clasificación de las construcciones determinamos que nuestra obra es del tipo 3.

Es decir, de importancia normal, ya que se trata del cálculo estructural de una nave industrial, en cual se realizaran labores propias de una bodega. Sin embargo, en los criterios de aplicación de la Norma, observamos que su aplicación no es obligatoria en las edificaciones de importancia normal cuando la aceleración sísmica básica ab sea inferior a 0.04g.

3.7.2 ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA

En nuestro caso, tal y como observamos en el Mapa de Peligrosidad Sísmica, el parámetro de la aceleración sísmica básica, depende de la localización geográfica de la parcela dentro del territorio nacional. Y se expresa en función de la aceleración de la gravedad, $g=9,81 \text{ m/s}^2$.



Mapa de peligrosidad sísmica en España

Para el caso de la parcela en estudio, la aceleración sísmica básica es inferior a 0,04 g, por lo que concluimos que la norma NSCE-02 no es de obligado cumplimiento.

4. METODOLOGÍA DE COMPROBACION Y MODELIZACION EN CYPE

4.1 NORMATIVA

Puesto que en el caso de nuestra estructura se trata de una edificación industrial multiplanta, nuestro edificio debe cumplir las exigencias impuestas por el Código Técnico de la Edificación (CTE), en concreto las impuestas por el Documento Básico de Seguridad Estructural (DB SE).

El objetivo del requisito básico "Seguridad estructural" consiste en asegurar que el edificio tiene un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto.

Los Documentos Básicos "DB-SE Seguridad Estructural", "DB-SE-AE Acciones en la Edificación", "DB-SE-C Cimientos" y "DB-SE-A Acero" especifican parámetros

objetivos y procedimientos cuyo cumplimiento asegura la satisfacción de las exigencias básicas y la superación de los niveles mínimos de calidad propios del requisito básico de seguridad estructural.

Para los elementos de hormigón, nos basamos en la normativa Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE-08), que determina la normativa española sobre el cálculo y seguridad en estructuras de hormigón. Es de obligado cumplimiento para todas las estructuras que utilicen hormigón en España.

4.2 METODOLOGÍA DE COMPROBACIÓN

La comprobación estructural de un edificio requiere:

- Determinar las situaciones de dimensionado que resulten determinantes.
- Establecer las acciones que deben tenerse en cuenta y los modelos adecuados para la estructura.
- Realizar el análisis estructural, adoptando métodos de cálculo adecuados a cada problema.
- Verificar que, para las situaciones de dimensionado correspondientes, no se sobrepasan los estados límite.

4.2.1 ESTADOS LÍMITE

Se denominan estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguna de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido. Se considera que hay suficiente resistencia de la estructura portante, de un

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

elemento estructural, sección, punto o de una unión entre elementos, si para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, se cumple la siguiente condición.

$$Ed \leq R d$$

Siendo:

Ed: valor de cálculo del efecto de las acciones

Rd: valor de cálculo de la resistencia correspondiente

Estado límite de servicio:

Los estados límite de servicio son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento de del edificio o a la apariencia de la construcción.

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

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- Todas las acciones permanentes, en valor característico.
- Una acción variable cualquiera, debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.
- El resto de las acciones variables, en valor de combinación.

Los diferentes valores de combinación de las acciones vienen determinados por el CTE DBSE, en la siguiente tabla:

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0

Estado límite último:

Los estados límite últimos son los que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

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

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo.
- Una acción variable, en valor de cálculo frecuente, debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.
- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo casi permanente.

Para hallar el valor de cálculo de las acciones se ha de multiplicar el valor característico por un coeficiente de seguridad que viene dado en función de si la acción es favorable o desfavorable por la siguiente tabla, que encontramos en el CTE DBSE:

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0

4.2.2 DEFORMACIONES POR FLECHAS

Integridad:

Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:

- 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas.
- 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.
- 1/300 en el resto de los casos.

Confort:

Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa es menor que 1/350.

Apariencia:

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que $1/300$.

4.3 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN CYPE

Para proceder al dimensionamiento y comprobación de la estructura nos apoyamos en el programa informático CYPE, concretamente con la herramienta CYPECAD

CYPECAD ha sido concebido para realizar el diseño, cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas para edificación y obra civil, sometidas a acciones horizontales, verticales y a la acción del fuego.

Estas estructuras pueden estar compuestas por: pilares (de hormigón, de acero y mixtos), pantallas y muros; vigas de hormigón, metálicas y mixtas; forjados de viguetas (genéricas, armadas, pretensadas, in situ, metálicas de alma llena y de celosía), placas aligeradas, losas mixtas, reticulares y losas macizas; y cimentaciones por losas, vigas de cimentación, zapatas y encepados.

El programa comprobará el cumplimiento de las exigencias impuestas por el CTE y la EHE de nuestra estructura, mediante una serie de introducción de datos y definición de los elementos estructurales. La metodología de modelización estructural y su comprobación frente Estados Límite es la siguiente:

4.3.1 DATOS GENERALES

Lo primero que hacemos es seleccionar la normativa correspondiente al tipo de estructura, en nuestro caso como ya hemos determinado anteriormente corresponde al CTE y EHE08.

Seguidamente debemos introducir los datos referidos a las características de los materiales, por tanto, determinamos las resistencias características del hormigón y los tipos de acero que hemos determinado en el anterior apartado MATERIALES PROPUESTOS, para que el programa conozca las características de los materiales que componen cada uno de los diferentes elementos estructurales.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Clave: **Bodegav01**

Descripción:

Normas: **Código Técnico de la Edificación - EHE-08**

Hormigón armado

Hormigón

Forjados: HA-50, Yc=1.5

Cimentación: HA-25, Yc=1.5

Pilares: HA-30, Yc=1.5

Muros: HA-30, Yc=1.5

Características del árido: Cuarcita (15 mm)

Acero

Barra: B 500 S, Ys=1.15

Pernos: B 500 S, Ys = 1.15

Perfiles Acero

Laminados y amados: S275

Conformados: S275

Madera

Vigas: C24 - Viguetas: C24 - Estructuras 3D: C24

Aluminio extruido

EN AW-5083 - F

Acciones

Carga permanente y sobrecarga de uso

☒ Con acción de viento: CTE DB SE-AE (España)

☒ Con acción sísmica: NCSE-02 (España)

Criterio de armado por ductilidad: Ninguno

☒ Aplicar el anejo 10 de la norma EHE-08

Elementos constructivos: No se consideran

☒ Comprobar resistencia al fuego: CTE DB SI

Estados límite (combinaciones)

Coeficientes de pandeo

Pilares de hormigón y mixtos

Bx: 1.000 By: 1.000

Pilares de acero

Bx: 1.000 By: 1.000

Ambiente

Vigas: I (Abertura máxima de fisura: 0.40 mm)

Encepados: Ila

Ventana de introducción de datos generales en CYPE

4.3.2 ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

A continuación debemos introducir las acciones que hemos determinado en el apartado anterior EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE FORJADOS, el programa nos va a pedir que le determinemos las acciones de cargas muertas, sobrecargas de uso, nieve, viento y sismo. Puesto que ya hemos determinado manualmente todas estas acciones anteriormente, solo hemos de introducirlas, es por esto que sabemos que las cargas muertas y sobrecargas de uso difieren en cada forjado, incluso, en un mismo forjado encontramos diferentes zonas con diferentes cargas, por tanto, este tipo de cargas serán introducidas posteriormente, una vez definidos los paños, como cargas superficiales.

Para determinar la acción del viento, introducimos los datos calculados manualmente en el programa, relativos a la esbeltez del edificio, su ubicación geográfica y tipo de entorno, valor de la presión dinámica, coeficiente de exposición y coeficiente eólico.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo


☒ CTE DB SE-AE ☐ NTE

CTE DB SE-AE
Código Técnico de la Edificación.
Documento Básico Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación

☒ Acción de viento según X +X 0.36 -X 0.63
☒ Acción de viento según Y +Y 0.44 -Y 0.55

Anchos de banda: Y 60.00 X 24.00

Zona eólica
☒ A. Velocidad básica: 26 m/s
☐ B. Velocidad básica: 27 m/s
☐ C. Velocidad básica: 29 m/s



Grado de aspereza
☐ I. Borde del mar o de un lago
☐ II. Terreno rural llano sin obstáculos
☒ III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos
☐ IV. Zona urbana, industrial o forestal
☐ V. Grandes ciudades, con edificios en altura

Ventana de definición de la acción accidental viento en CYPE

q_b (t/m ²)	Viento X			Viento Y		
	esbeltez	c_p (presión)	c_p (succión)	esbeltez	c_p (presión)	c_p (succión)
0.043	0.63	0.75	-0.40	0.25	0.70	-0.30

Presión estática			
Planta	Ce (Coef. exposición)	Viento X (t/m ²)	Viento Y (t/m ²)
Forjado 4	2.62	0.129	0.112
Forjado 3	2.44	0.120	0.105
Forjado 2	2.21	0.109	0.095
Forjado 1	1.80	0.089	0.077

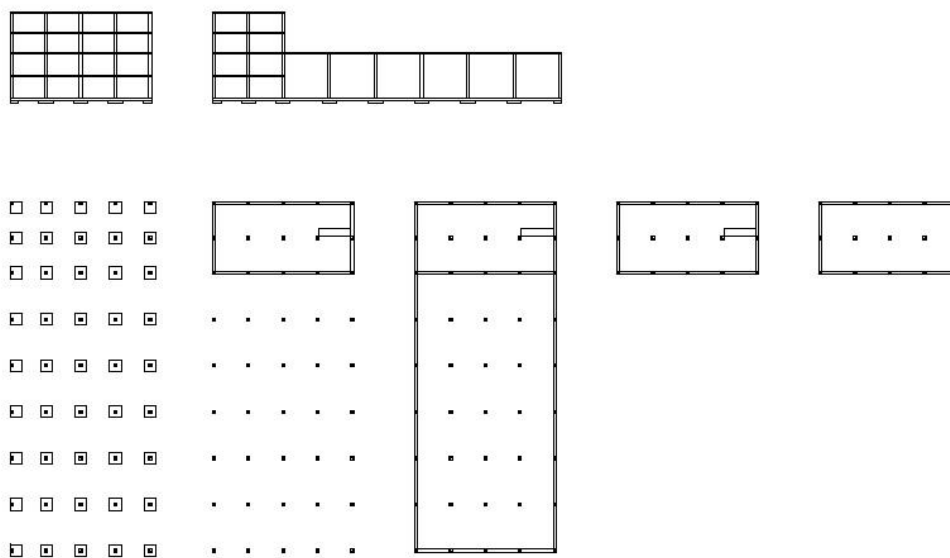
Anchos de banda		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
En todas las plantas	60.00	24.00

Finalmente realizamos las mismas acciones con las cargas de nieve y sismo, introduciéndolas en los correspondientes apartados en los cuales el programa nos las solicita, así como con la normativa de seguridad frente incendio.

Para la comprobación de los Estados Limite, el programa realizara las comprobaciones de ELU impuestas por el CTE, con los correspondientes coeficientes de seguridad y combinación, y realizando las diferentes hipótesis de cálculo posibles, las cuales hemos determinado anteriormente en el apartado Estados Limite, que son las impuestas por la normativa para este tipo de estructuras y serán las mismas que nosotros realizaremos manualmente para comprobar los elementos más desfavorables.

4.3.3 GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

Para definir geométricamente la estructura nos apoyamos en un documento DWG realizado mediante el programa AutoCAD, el cual nos permitirá definir la situación de los diferentes elementos que componen la estructura:



Vistas en planta perfil y alzado de la estructura desarrolladas por AutoCAD

Mediante estos planos, podemos identificar fácilmente los diferentes elementos que componen cada planta, desde la cimentación hasta el último forjado, definiendo los pilares, zapatas, vigas, dirección del forjado, etc...

5. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1 FORJADOS

5.1.1 FORJADO 1

Zona 1 (comercial):

A continuación se va a proceder al cálculo de los esfuerzos sobre la placa alveolar aligerada, misma verificando la flecha producida. Obtenemos los valores de las cargas del apartado anterior, evaluación de las acciones sobre forjados:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

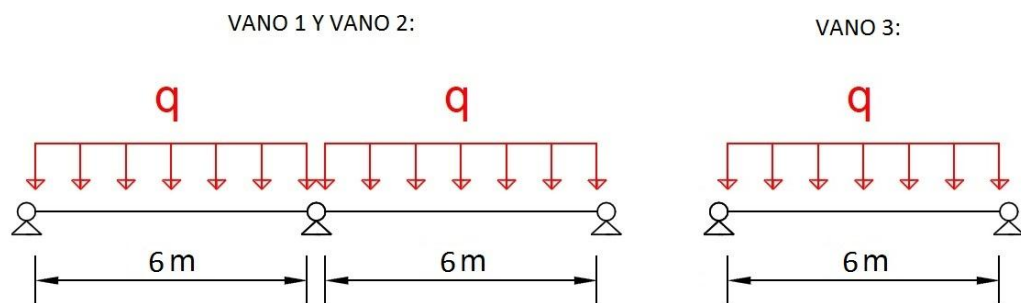
q_{pp} (peso propio de la losa): 5 kN/m^2

q_{cm} (carga ejercida por las cargas muertas): $0.8(\text{solado})+0.15(\text{falso techo})+1(\text{tabiquería}) \text{ kN/m}^2$

q_{scu} (sobrecarga de uso): 5 kN/m^2

q_{scu}^* (sobrecarga uso concentrada): 4 kN

La modelización de la losa alveolar en corresponde a la una barra biapoyada de 6 metros como las que se muestran en la figura, y más tarde ubicaremos en la planta del forjado, a la que se le aplican las diferentes acciones en forma de carga lineal que actúan sobre ella con los datos anteriores de cada valor de carga:



Modelización de la losa alveolar

El forjado seleccionado es el anteriormente ya nombrado, 25.6 de PREFABRICADOS PUJOL, sus características técnicas son:

Canto total del forjado	(C) 30 cm	
Ancho de la placa	(A) 1200 mm	
Espesor de la capa de compresión	(E) 5 cm	Hormigón de la placa:
Ancho mínimo de la placa	300 mm	HA-40, $Y_c=1.5$
Peso propio	0.505 t/m ²	Hormigón de la capa y juntas:
Volumen de hormigón	0.059 m ³ /m ²	HA-25, $Y_c=1.5$
Entrega (mín)	10 cm	Acero de negativos:
Entrega lateral	5 cm	B 500 S, $Y_s=1.15$

Momento Limite Servicio: 125 mKN/m^2

Momento Último: 170 mKN/m^2

Cortante Último: 120 kN/m_2

Comprobación Momento ELS:

$$q_k = 5 + 0.8 + 0.15 + 1 + 5 = 11.95 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELS} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{11.95 \times 6^2}{8} = 53.775 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELS} = 53.775 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 125 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Comprobación Momento ELU:

$$q_k = 1.35 \times (5 + 0.8 + 0.15 + 1) + 1.5 \times 5 = 16.88 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELU} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{16.88 \times 6^2}{8} = 75.96 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 75.96 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 170 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Comprobación Cortante ELU:

$$q_k = 1.35 \times (3.2 + 0.8 + 0.15 + 1) + 1.5 \times 5 = 14.45 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = \frac{q_k \times l}{2} = \frac{14.45 \times 6}{2} = 43.35 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 43.35 \text{ kN/m}^2 < V_R = 120 \text{ kN/m}^2$$

Resiste

Observamos que se cumplen todas las comprobaciones, por tanto, el tipo de placa de losa alveolar seleccionada será adecuada como elemento estructural del Forjado 1.

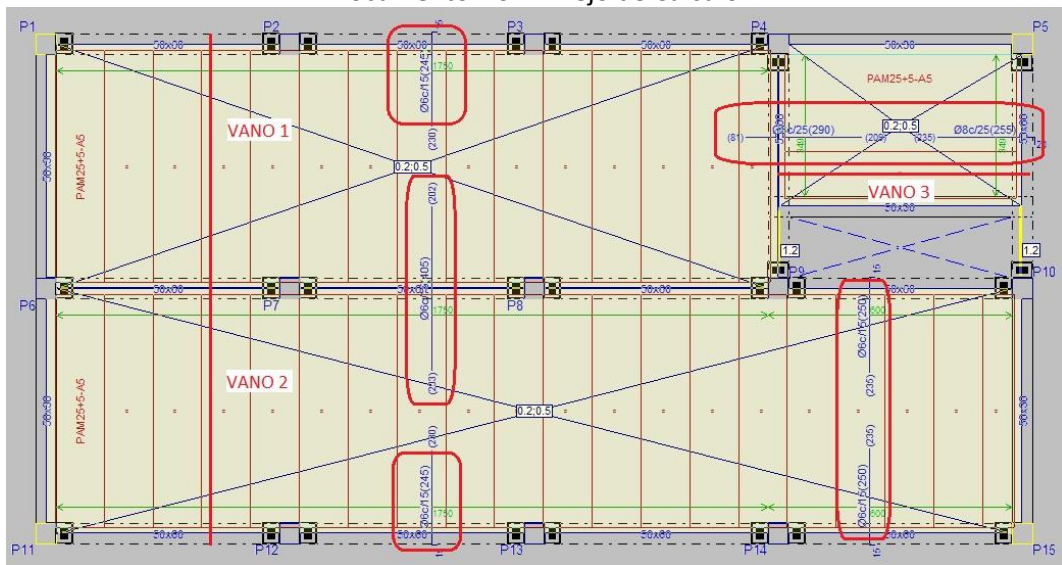
En la siguiente imagen podemos visualizar los diferentes vanos de los que representamos posteriormente la envolvente de esfuerzos correspondiente a los cálculos realizados por CYPE para las placas aligeradas que componen el Forjado 1, coincidentes con los nuestros (los valores están en mTn/m²), así como las armaduras de negativos que se han determinado necesarias, Ø6/15 y Ø8/25.

Por tanto se dispondrá de una malla electrosoldada de diámetro Ø6 y dimensiones 15x30cm disponiendo las barras a 15 cm en posición perpendicular a las jácenas, y en el paño de la escalera correspondiente al vano 3, se dispondrá de una armadura de negativos mediante una malla de 25x30 cm y diámetro Ø8, disponiendo las barras a 25cm perpendiculares a las jácenas:

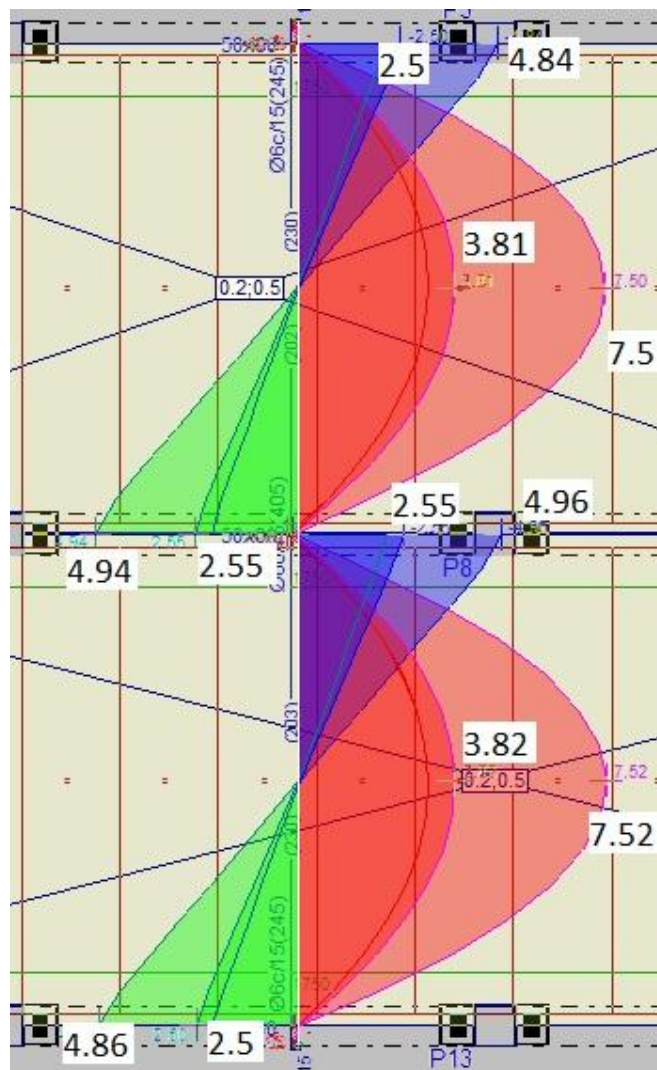
ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Envolvente de esfuerzos en placa alveolar, vanos 1 y 2 y sus respectivas flechas:



DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

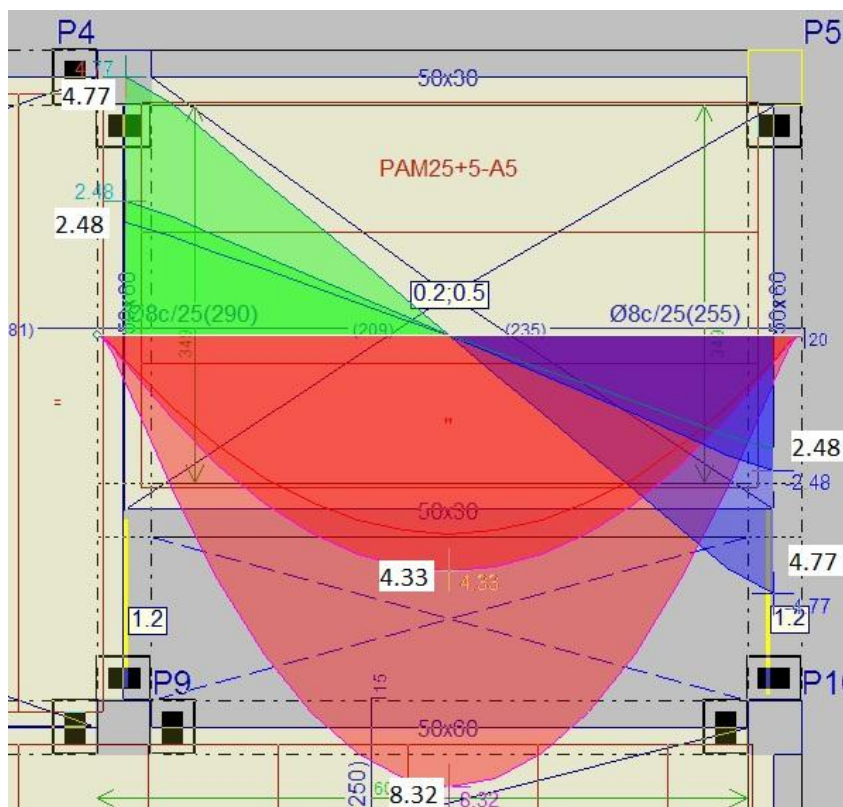
Flechas vano 1:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 5.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.12cm (L/4750)
Total a plazo infinito	: 0.608cm (L/938)
Activa	: 0.427cm (L/1335)

Flechas vano 2:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 5.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.121cm (L/4711)
Total a plazo infinito	: 0.61cm (L/935)
Activa	: 0.429cm (L/1329)

Envolvente de esfuerzos en placa alveolar, vano 3, y flechas producidas:



Flechas vano 3:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 5.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.129cm (L/4419)
Total a plazo infinito	: 0.707cm (L/807)
Activa	: 0.492cm (L/1159)

5.1.2 FORJADO 2

Zona 1(comercial/administrativa):

En esta zona del edificio las solicitaciones son las mismas que en el forjado 1, y las disposiciones geométricas de la estructura también, por tanto las comprobaciones realizadas anteriormente son las mismas para esta zona del forjado 2, y sabemos que se cumplirán las comprobaciones exigidas por el CTE.

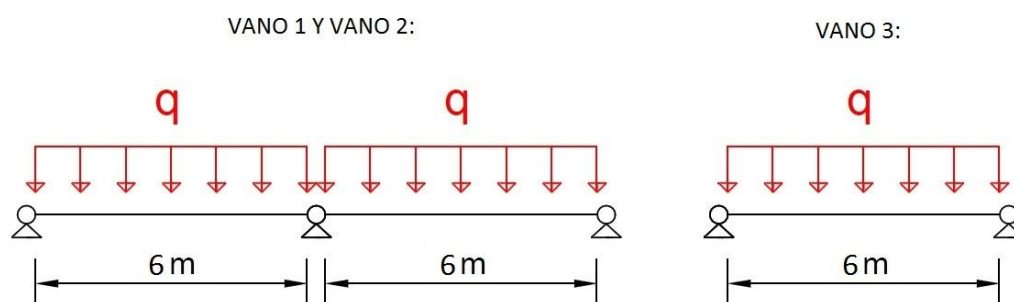
q_{pp} (peso propio de la losa): 5 kN/m^2

q_{cm} (carga ejercida por las cargas muertas): $0.8(\text{solado})+0.15(\text{falso techo})+1(\text{tabiquería}) \text{ kN/m}^2$

q_{scu} (sobrecarga de uso): 5 kN/m^2

q^*_{scu} (sobrecarga uso concentrada): 4 kN

La modelización de la losa alveolar corresponde a la una barra biapoyada de 6 metros como las que se muestran en la figura, cuyos vanos más tarde ubicaremos en la planta del forjado, a la que se le aplican las diferentes acciones en forma de carga lineal que actúan sobre ella con los datos anteriores de cada valor de carga. Para la carga concentrada de valor puntual se dispone de una carga puntual en el centro del vano:



Modelización de la losa alveolar

El forjado seleccionado es el anteriormente ya nombrado, 25.6 de PREFABRICADOS PUJOL, sus características técnicas son:

Canto total del forjado	(C) 30 cm	
Ancho de la placa	(A) 1200 mm	
Espesor de la capa de compresión	(E) 5 cm	Hormigón de la placa:
Ancho mínimo de la placa	300 mm	HA-40, $Y_c=1.5$
Peso propio	0.505 t/m ²	Hormigón de la capa y juntas:
Volumen de hormigón	0.059 m ³ /m ²	HA-25, $Y_c=1.5$
Entrega (mín)	10 cm	Acero de negativos:
Entrega lateral	5 cm	B 500 S, $Y_s=1.15$
	(máx) 15 cm	

Momento Límite Servicio: 125 m kN/m^2

Momento Último: 170 m kN/m^2

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Cortante Último: 120 kN/m₂

Comprobación Momento ELS:

$$q_k = 5 + 0.8 + 0.15 + 1 + 5 = 11.95 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELS} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{11.95 \times 6^2}{8} = 53.775 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELS} = 53.775 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 125 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Comprobación Momento ELU:

$$q_k = 1.35 \times (5 + 0.8 + 0.15 + 1) + 1.5 \times 5 = 16.88 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELU} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{16.88 \times 6^2}{8} = 75.96 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 75.96 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 170 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Comprobación Cortante ELU:

$$q_k = 1.35 \times (3.2 + 0.8 + 0.15 + 1) + 1.5 \times 5 = 14.45 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = \frac{q_k \times l}{2} = \frac{14.45 \times 6}{2} = 43.35 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 43.35 \text{ kN/m}^2 < V_R = 120 \text{ kN/m}^2$$

Resiste

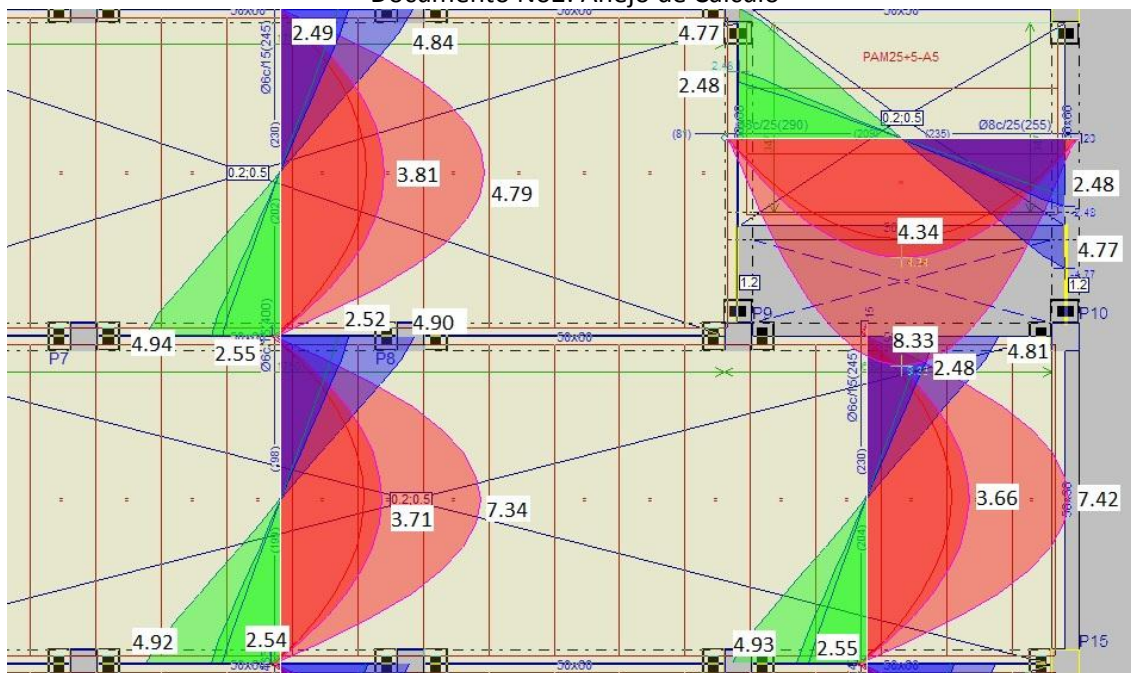
En el caso de que actuara la sobrecarga de uso concentrada los esfuerzos sobre la losa son menores que los calculados con la carga repartida superficial, así que no será necesario su cálculo puesto que ya sabemos que resiste.

Es por ello que dispondremos el mismo tipo de placa alveolar como elemento estructural del forjado, para esta zona. A continuación observamos los diagramas de momento y cortante para las placas de esta zona del forjado y observamos que apenas varían respecto a las del forjado anterior (los valores están en mTn/m²):

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Las armaduras de negativos de este forjado son las mismas que en la anterior zona, $\varnothing 6/15$ y $\varnothing 8/25$. Por tanto se dispondrá de una malla electrosoldada de diámetro $\varnothing 6$ y dimensiones 15x30cm disponiendo las barras a 15 cm en posición perpendicular a las jácenas, y en el paño de la escalera correspondiente al vano 3, se dispondrá de una armadura de negativos mediante una malla de 25x30 cm y diámetro $\varnothing 8$, disponiendo las barras a 25cm perpendiculares a las jácenas.

En lo referente al cálculo de la flecha podemos observar como el elemento cumple con las exigencias del CTE, y las flechas producidas en la losa alveolar no superan los límites impuestos por la normativa:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 5.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.121cm (L/4711)
Total a plazo infinito	: 0.61cm (L/935)
Activa	: 0.429cm (L/1329)

Zona cubierta ajardinada 1:

Esta zona corresponde a la de la cubierta ajardina, donde las acciones y cargas son diferentes de la anterior zona del mismo forjado, así como la geometría de la estructura, puesto que los vanos de las placas aumentan hasta los 8 metros de luz. Por ello volvemos a analizar manualmente y comprobar la resistencia de la placa aligerada, y comparar con los resultados de CYPE para verificar que la estructura resiste, y este tipo de placa es el adecuado para esta zona del segundo forjado. En consecuencia, las cargas actuantes en esta zona de la estructura son, como analizamos en el apartado anterior VALORES DE LAS ACCIONES, las siguientes:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

q_{pp} (peso propio de la losa): 5 kN/m^2

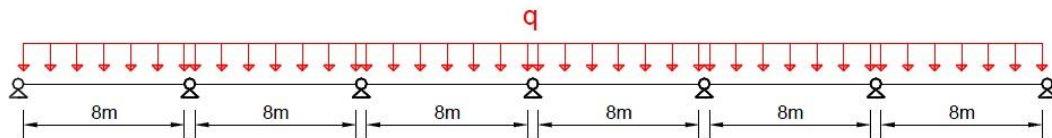
q_{cm} (carga ejercida por las cargas muertas): $0.15(\text{falso techo})+0.1(\text{conductos sistema climatización})+2.4(\text{cubierta ajardinada estensiva}) \text{ kN/m}^2$

q_{scu} (sobrecarga de uso): 1 kN/m^2

q_{viento} (sobrecarga viento): 0.8 kN/m^2

q_{nieve} (sobrecarga nieve): 0.5 kN/m^2

La modelización de la losa alveolar corresponde a la una barra biapoyada de 8 metros como las que se muestran en la figura, y más tarde ubicaremos en la planta del forjado, a la que se le aplican las diferentes acciones en forma de carga lineal que actúan sobre ella con los datos anteriores de cada valor de carga. Para la carga concentrada de valor puntual se dispone de una carga puntual en el centro del vano:



Modelización de la losa alveolar

Comprobación Momento ELS:

La existencia de diferentes sobrecargas nos lleva al planteamiento de diferentes hipótesis según la posibilidad de actuación de las mismas.

Primera hipótesis (SCU):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la sobrecarga de uso, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.6 para el viento y 0.5 para la nieve, por ser una cota menor de 1000 metros.

$$q_k = 5 + 0.15 + 0.1 + 2.4 + 1 + 0.6 \times 0.8 + 0.5 \times 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELS} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{9.38 \times 8^2}{8} = 75.04 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELS} = 75.04 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 125 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Segunda hipótesis (viento):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la acción del viento, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.5 para la nieve y 0.7 para la sobrecarga de uso.

$$q_k = 5 + 0.15 + 0.1 + 2.4 + 0.8 + 0.7 \times 1 + 0.5 \times 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELS} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{9.1 \times 8^2}{8} = 72.8 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELS} = 75.04 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 125 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Tercera hipótesis (nieve):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la acción de la nieve, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.6 para el viento y 0.7 para la sobrecarga de uso.

$$q_k = 5 + 0.15 + 0.1 + 2.4 + 0.5 + 0.7 \times 1 + 0.6 \times 0.8 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELS} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{9.33 \times 8^2}{8} = 74.64 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELS} = 74.64 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 125 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Comprobación Momento ELU:

La existencia de diferentes sobrecargas nos lleva al planteamiento de diferentes hipótesis según la posibilidad de actuación de las mismas.

Primera hipótesis (SCU):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la sobrecarga de uso, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.6 para el viento y 0.5 para la nieve, por ser una cota menor de 1000 metros.

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 0.15 + 0.1 + 2.4) + 1.35 \times 1 + 1.35 \times (0.6 \times 0.8 + 0.5 \times 0.5) \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{12.92 \times 8^2}{8} = 103.36 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 103.36 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 170 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

$$V_{ELU} = \frac{q_k \times l}{2} = \frac{12.92 \times 8}{2} = 51.68 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 51.68 \text{ kN/m}^2 < V_R = 120 \text{ kN/m}^2$$

Resiste

Segunda hipótesis (viento):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la acción del viento, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.5 para la nieve y 0.7 para la sobrecarga de uso.

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 0.15 + 0.1 + 2.4) + 1.5 \times 0.8 + 1.5 \times (0.7 \times 1 + 0.5 \times 0.5) \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{12.95 \times 8^2}{8} = 103.6 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 103.6 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 170 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

$$V_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l}{2} = \frac{12.95 \times 8}{2} = 51.8 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 51.8 \text{ kN/m}^2 < V_R = 120 \text{ kN/m}^2$$

Resiste

Tercera hipótesis (nieve):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la acción de la nieve, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.6 para el viento y 0.7 para la sobrecarga de uso.

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 0.15 + 0.1 + 2.4) + 1.5 \times 0.5 + 1.5 \times (0.7 \times 1 + 0.6 \times 0.8) \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{12.85 \times 8^2}{8} = 102.8 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 102.8 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 170 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$V_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l}{2} = \frac{12.85 \times 8}{2} = 51.4 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 51.4 \text{ kN/m}^2 < V_R = 120 \text{ kN/m}^2$$

A continuación observamos los diagramas de las envolventes de esfuerzos calculados por CYPE, y comprobamos que los resultados son muy aproximados y en ambos casos, tanto la comprobación manual como la realizada por el programa informático, cumplen.

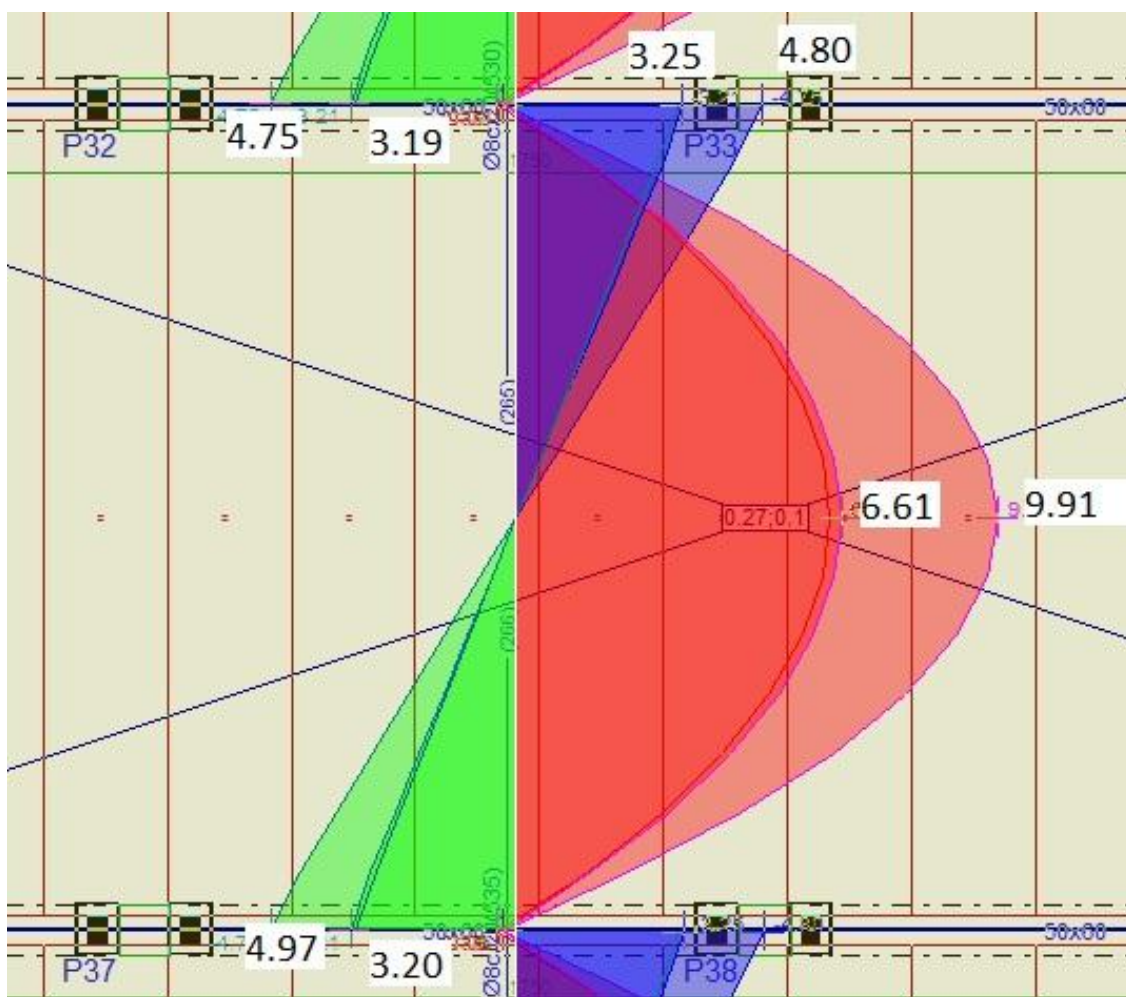


Diagrama de momentos en la losa alveolar

En lo referente al cálculo de la flecha podemos observar como el elemento cumple con las exigencias del CTE, y las flechas producidas en la losa alveolar no superan los límites impuestos por la normativa:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 7.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.075cm (L/10267)
Total a plazo infinito	: 1.668cm (L/462)
Activa	: 1.055cm (L/730)

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

En la siguiente imagen podemos observar las envolventes de esfuerzos cortante y flector en las losas de todos los vanos del segundo forjado:

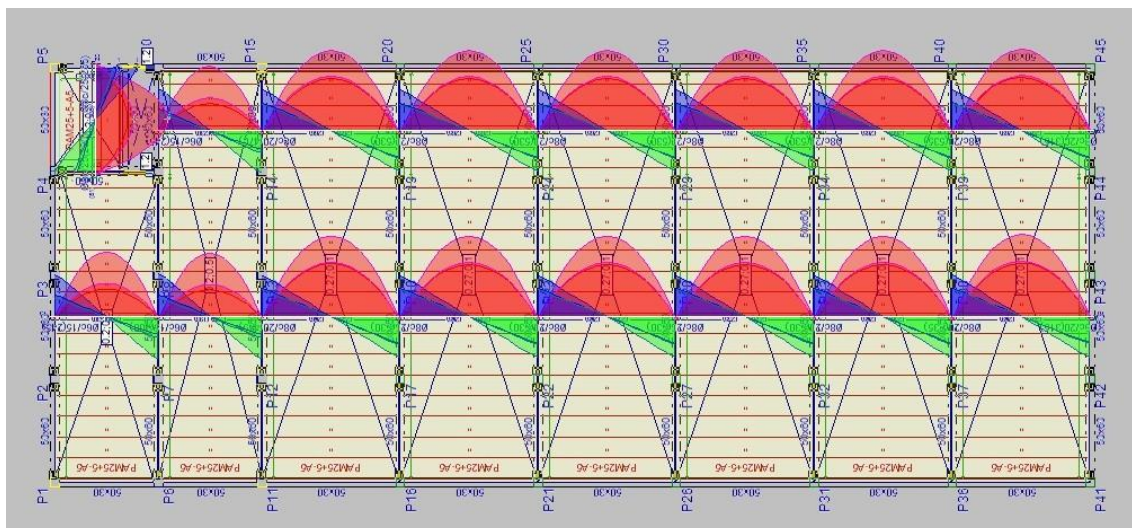


Diagrama de momentos en la losa alveolar en el segundo forjado

En lo referente a la armadura de negativos, en esta zona se dispondrán $\varnothing 8/20$. Por tanto se dispondrá de una malla electrosoldada de diámetro $\varnothing 8$ y dimensiones $20 \times 30 \text{ cm}$ disponiendo las barras a 20 cm en posición perpendicular a las jácenas.

5.1.3 FORJADO 3

Zona 2 (administrativa):

En este forjado se aplican las mismas cargas superficiales en todos los paños, por ello, realizamos los cálculos de comprobación de ELS y ELU de manera manual y los comparamos nuevamente con los extraídos del programa CYPE. Las acciones actuantes en este forjado son las ya nombradas en el anterior apartado EVALUACION DE LAS ACCIONES SOBRE FORJADOS:

q_{pp} (peso propio de la losa): 5 kN/m^2

q_{cm} (carga ejercida por las cargas muertas): $0.8(\text{solado}) + 0.15(\text{falso techo}) + 1(\text{tabiquería}) \text{ kN/m}^2$

q_{scu} (sobrecarga de uso): 2 kN/m^2

q_{scu}^* (sobrecarga uso concentrada): 2 Kn

La modelización de la losa alveolar en corresponde a la una barra biapoyada de 5.7 metros como las que se muestran en la figura, aunque adoptaremos una longitud de 6m. para quedarnos del lado de la seguridad, y más tarde ubicaremos en la planta del forjado, a la que se le aplican las diferentes acciones en forma de carga lineal que actúan sobre ella con los datos anteriores de cada valor de carga, para la carga concentrada de valor puntual se dispone de una carga puntual en el centro del vano:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

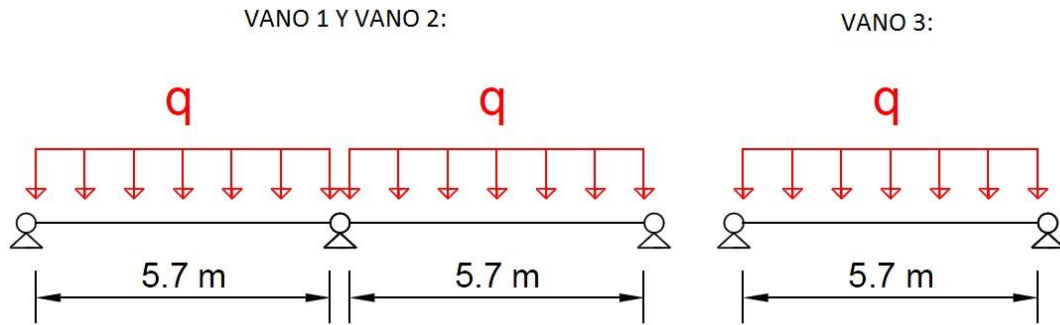
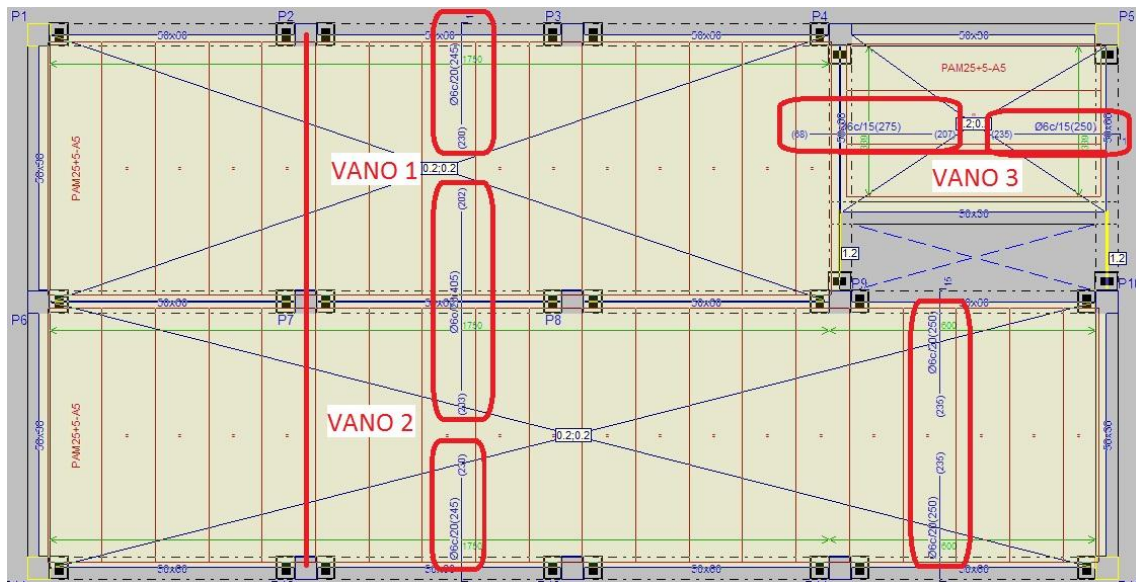


Diagrama de modelización de forjados

La geometría del forjado es la misma que en el forjado 1, como se representa en la figura, donde podemos ver los vanos que se analizan y la armadura de negativos determinada por CYPE:



El forjado seleccionado es el anteriormente ya nombrado, 25.6 de PREFABRICADOS PUJOL, sus características técnicas son:

Canto total del forjado	(C) 30 cm	
Ancho de la placa	(A) 1200 mm	
Espesor de la capa de compresión	(E) 5 cm	Hormigón de la placa:
Ancho mínimo de la placa	300 mm	HA-40, $Y_c=1.5$
Peso propio	0.505 t/m ²	Hormigón de la capa y juntas:
Volumen de hormigón	0.059 m ³ /m ²	HA-25, $Y_c=1.5$
Entrega (mín)	10 cm	Acero de negativos:
Entrega lateral	5 cm	B 500 S, $Y_s=1.15$

Momento Limite Servicio: 125 mkN/m²

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

Momento Último: 170 mkN/m²
Cortante Último: 120 kn/m₂

Comprobación Momento ELS:

$$q_k = 5 + 0.8 + 0.15 + 1 + 2 = 8.95 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELS} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{8.95 \times 6^2}{8} = 40.275 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELS} = 40.275 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 125 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Comprobación Momento ELU:

$$q_k = 1.35 \times (5 + 0.8 + 0.15 + 1) + 1.5 \times 2 = 12.38 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELU} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{12.38 \times 6^2}{8} = 54.81 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 54.81 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 170 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Comprobación Cortante ELU:

$$q_k = 1.35 \times (5 + 0.8 + 0.15 + 1) + 1.5 \times 2 = 12.38 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = \frac{q_k \times l}{2} = \frac{12.38 \times 6}{2} = 37.14 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 37.14 \text{ kN/m}^2 < V_R = 120 \text{ kN/m}^2$$

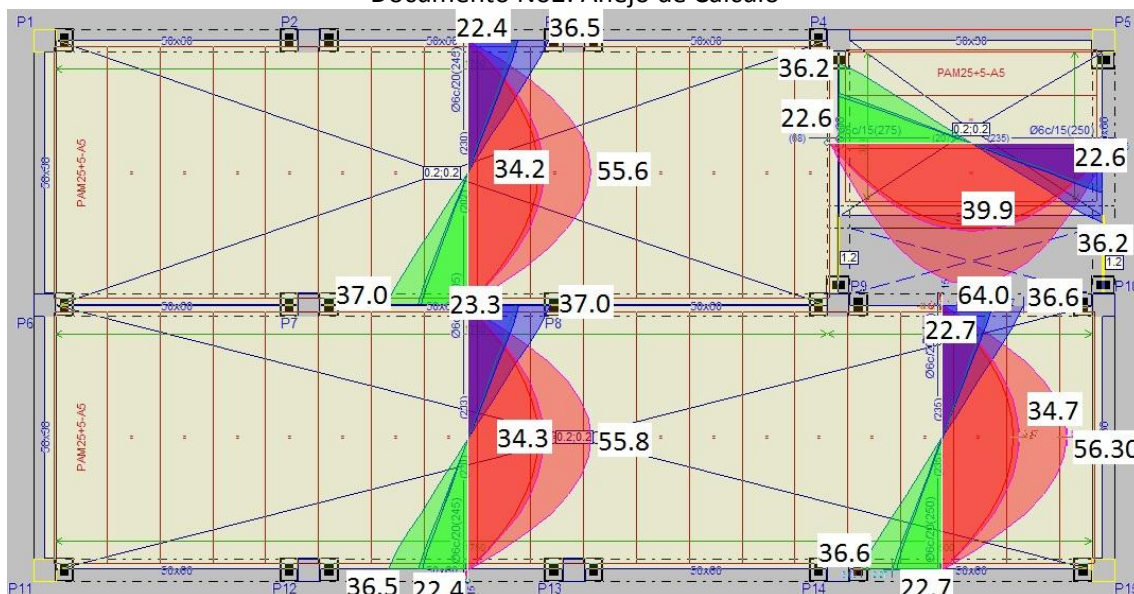
Resiste

En el caso de que actuara la sobrecarga de uso concentrada los esfuerzos sobre la losa son menores que los calculados con la carga repartida superficial, así que no será necesario su cálculo puesto que ya sabemos que resiste.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



En lo referente al cálculo de la flecha podemos observar como el elemento cumple con las exigencias del CTE, y las flechas producidas en la losa alveolar no superan los límites impuestos por la normativa:

Vano 1:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 5.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.048cm (L/11875)
Total a plazo infinito	: 0.523cm (L/1090)
Activa	: 0.342cm (L/1667)

Vano 2:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 5.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.049cm (L/11633)
Total a plazo infinito	: 0.524cm (L/1088)
Activa	: 0.343cm (L/1662)

Vano 3:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 5.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.053cm (L/10755)
Total a plazo infinito	: 0.628cm (L/908)
Activa	: 0.409cm (L/1394)

Por tanto se dispondrá de una malla electrosoldada de diámetro $\varnothing 6$ y dimensiones 15x30cm disponiendo las barras a 15 cm en posición perpendicular a las jácenas, y en el paño de la escalera correspondiente al vano 3, se dispondrá de una armadura de negativos mediante una malla de 15x30 cm y diámetro $\varnothing 6$, disponiendo las barras a 15cm perpendiculares a las jácenas.

5.1.4 FORJADO 4

Zona cubierta plana:

Esta zona corresponde a la de la cubierta plana con gravas, donde la geometría de la estructura esta compuesta por dos vanos de 6 metros de luz. Por ello volvemos a analizar manualmente y comprobar la resistencia de la placa aligerada, y comparar con los resultados de CYPE para verificar que la estructura resiste, y este tipo de placa es el adecuado para el cuarto forjado. En consecuencia, las cargas actuantes en esta zona de la estructura son, como analizamos en el apartado anterior EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE FORJADOS, las siguientes:

q_{pp} (peso propio de la losa): 5 kN/m^2

q_{cm} (carga ejercida por las cargas muertas): $0.15(\text{falso techo}) + 2.5(\text{cubierta plana con grava})$
 kN/m^2

q_{scu} (sobrecarga de uso): 1 kN/m^2

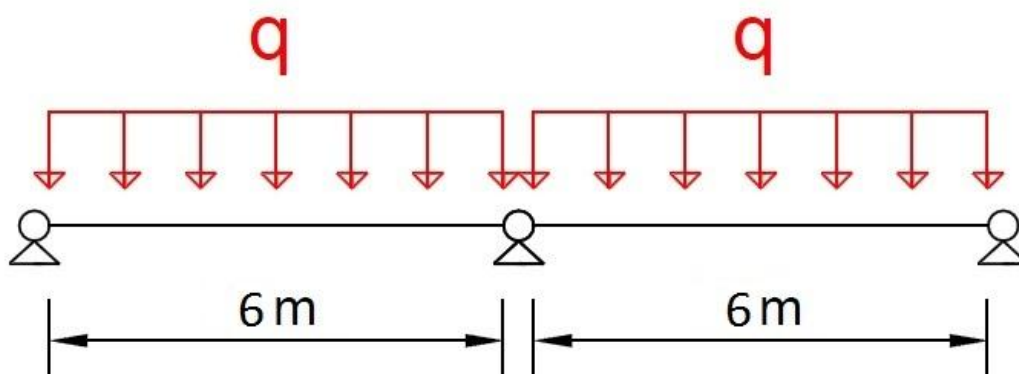
q_{viento} (sobrecarga viento): 0.8 kN/m^2

q_{nieve} (sobrecarga nieve): 0.5 kN/m^2

5.1.5 COMPROBACION LOSA ALVEOLAR

La modelización de la losa alveolar corresponde a la de dos barras biapoyadas de 6 metros como la que se muestran en la figura, y más tarde ubicaremos en la planta del forjado, a la que se le aplican las diferentes acciones en forma de carga lineal que actúan sobre ella con los datos anteriores de cada valor de carga. Para la carga concentrada de valor puntual se dispone de una carga puntual en el centro del vano, en este caso al no existir hueco de escalera, solo encontramos 2 vanos de losa:

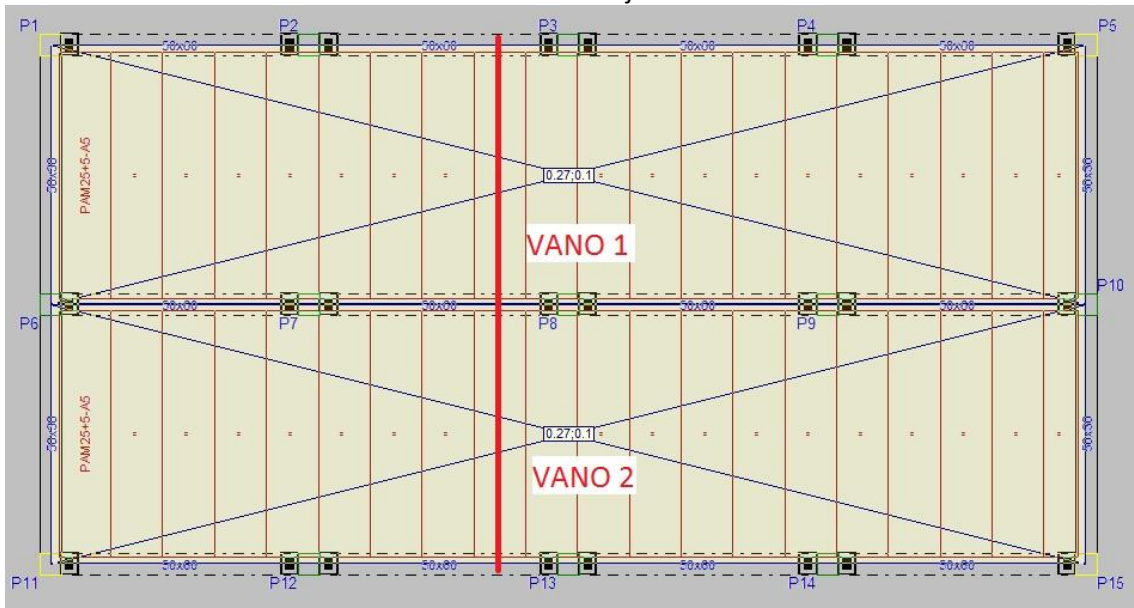
VANO 1 Y VANO 2:



En la siguiente imagen podemos observar una vista de la planta del forjado 4, en la que situamos los vanos 1 y 2 de placa de losa alveolar aligerada:

ARZOBISPO'' (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Documento No2: Anejo de Cálculo



Comprobación Momento ELS:

La existencia de diferentes sobrecargas nos lleva al planteamiento de diferentes hipótesis según la posibilidad de actuación de las mismas.

Primera hipótesis (SCU):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la sobrecarga de uso, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.6 para el viento y 0.5 para la nieve, por ser una cota menor de 1000 metros.

$$q_k = 5 + 0.15 + 2.5 + 1 + 0.6 \times 0.8 + 0.5 \times 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELS} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{9.38 \times 6^2}{8} = 42.21 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELS} = 42.21 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 125 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Segunda hipótesis (viento):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la acción del viento, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.5 para la nieve y 0.7 para la sobrecarga de uso.

$$q_k = 5 + 0.15 + 2.5 + 0.8 + 0.7 \times 1 + 0.5 \times 0.5 \text{ kN/m}^2$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$M_{ELS} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{9.1 \times 6^2}{8} = 40.95 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELS} = 40.95 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 125 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Tercera hipótesis (nieve):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la acción de la nieve, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.6 para el viento y 0.7 para la sobrecarga de uso.

$$q_k = 5 + 0.15 + 2.5 + 0.5 + 0.7 \times 1 + 0.6 \times 0.8 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELS} = \frac{q_k \times l^2}{8} = \frac{9.33 \times 6^2}{8} = 41.985 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELS} = 41.985 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 125 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

Comprobación Momento ELU:

La existencia de diferentes sobrecargas nos lleva al planteamiento de diferentes hipótesis según la posibilidad de actuación de las mismas.

Primera hipótesis (SCU):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la sobrecarga de uso, que actuara sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.6 para el viento y 0.5 para la nieve, por ser una cota menor de 1000 metros.

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 0.15 + 2.5) + 1.35 \times 1 + 1.35 \times (0.6 \times 0.8 + 0.5 \times 0.5) \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{12.92 \times 6^2}{8} = 58.14 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 58.14 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 170 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

$$V_{ELU} = \frac{q_k \times l}{2} = \frac{12.92 \times 6}{2} = 38.88 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 38.88 \text{ kN/m}^2 < V_R = 120 \text{ kN/m}^2$$

Resiste

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Segunda hipótesis (viento):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la acción del viento, que actuará sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.5 para la nieve y 0.7 para la sobrecarga de uso.

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 0.15 + 2.5) + 1.5 \times 0.8 + 1.5 \times (0.7 \times 1 + 0.5 \times 0.5) \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{12.95 \times 6^2}{8} = 58.275 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 58.275 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 170 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

$$V_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l}{2} = \frac{12.95 \times 6}{2} = 38.85 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 38.85 \text{ kN/m}^2 < V_R = 120 \text{ kN/m}^2$$

Resiste

Tercera hipótesis (nieve):

En este caso consideramos todas las cargas permanentes y establecemos una variable principal, la acción de la nieve, que actúa sin coeficiente de combinación, y al resto de variables se les aplicará un coeficiente de combinación Ψ_0 respectivo, 0.6 para el viento y 0.7 para la sobrecarga de uso.

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 0.15 + 2.5) + 1.5 \times 0.5 + 1.5 \times (0.7 \times 1 + 0.6 \times 0.8) \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{12.85 \times 6^2}{8} = 57.825 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 57.825 \text{ kNm/m}^2 < M_R = 170 \text{ kNm/m}^2$$

Resiste

$$V_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l}{2} = \frac{12.85 \times 6}{2} = 38.55 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed} = 38.55 \text{ kN/m}^2 < V_R = 120 \text{ kN/m}^2$$

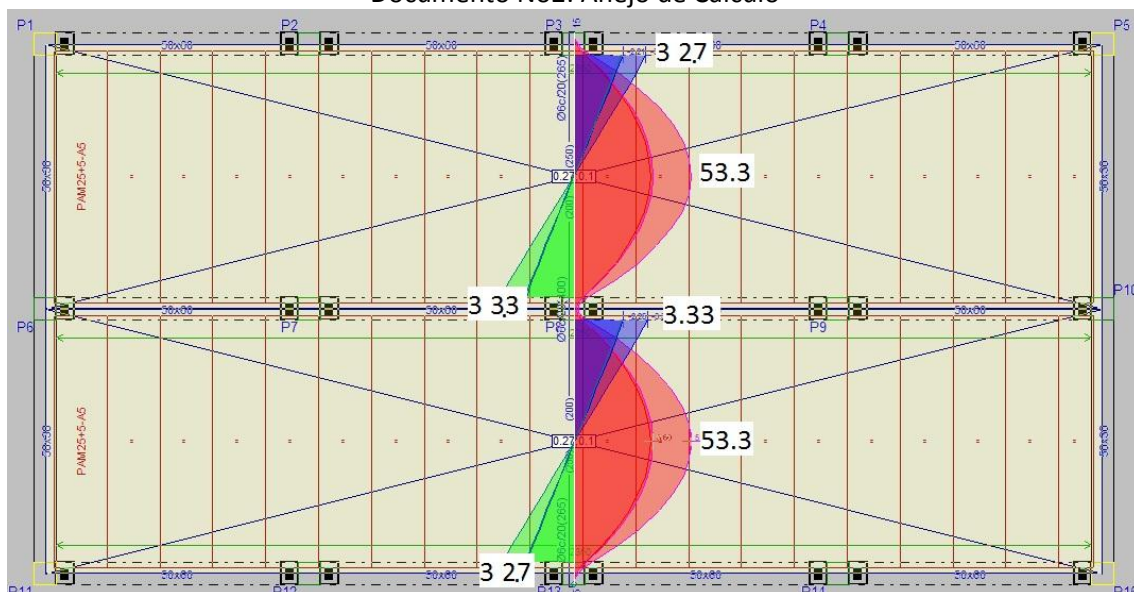
Resiste

A continuación observamos los diagramas de las envolventes de esfuerzos calculados por CYPE, y comprobamos que los resultados son muy aproximados, y en ambos casos, tanto la comprobación manual como la realizada por el programa informático cumplen.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



En lo referente al cálculo de la flecha podemos observar como el elemento cumple con las exigencias del CTE, y las flechas producidas en la losa alveolar no superan los límites impuestos por la normativa:

Vano 1:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 5.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.024cm (L/23750)
Total a plazo infinito	: 0.538cm (L/1060)
Activa	: 0.34cm (L/1677)

Vano 2:

Flechas: Vano (secante)	
Luz total	: 5.70 m
Instantánea de sobrecarga de uso	: 0.024cm (L/23750)
Total a plazo infinito	: 0.538cm (L/1060)
Activa	: 0.34cm (L/1677)

En lo referente a la armadura de negativos se dispondrán $\varnothing 6/20$. Por tanto se dispondrá de una malla electrosoldada de diámetro $\varnothing 6$ y dimensiones 20x30cm disponiendo las barras a 20 cm en posición perpendicular a las jácenas.

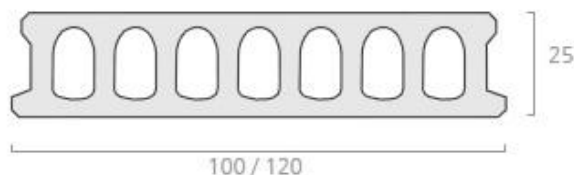
5.1.6 SOLUCIÓN ADOPATADA

Tras evaluar los esfuerzos actuantes en cada uno de los forjados, y comprobar que nuestro elemento seleccionado en el predimensionamiento de la estructura realmente resiste las sollicitaciones, lo determinamos como elemento estructural de todos los forjados de la estructura. Por tanto, el elemento que conformara los forjados de nuestra estructura será la placa alveolar Tipo 25.6

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



TIPO PLACA	MOMENTO ULTIMO (m.KN/m²)	CORTANTE ULTIMO (KN/m²)
25,4	119	99
25,6	170	120

Canto total del forjado (C) 30 cm
 Ancho de la placa (A) 1200 mm
 Espesor de la capa de compresión (E) 5 cm
 Ancho mínimo de la placa 300 mm
 Peso propio 0.505 t/m²
 Volumen de hormigón 0.059 m³/m²
 Entrega (mín) 10 cm (máx) 15 cm
 Entrega lateral 5 cm

Homigón de la placa: HA-40, Yc=1.5
 Homigón de la capa y juntas: HA-25, Yc=1.5
 Acero de negativos: B 500 S, Ys=1.15

5.2 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE VIGAS

5.2.1 MODELO ESTRUCTURAL

Las vigas de nuestra estructura son vigas de hormigón armado prefabricadas, suministradas por la empresa PREFABRICADOS PUJOL SL. Tienen una sección rectangular y constante de 0.5m de ancho por 0.6m de alto. Se colocan entre los pilares formando pórticos de 6m apoyadas sobre ménsulas en dichos pilares.

jácena rectangular

Suplementada

	(medidas en cms)		
A	40	50	60
B	50 / 65 / 75 / 90 / 100 / 115 / 125		

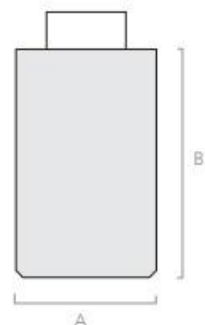
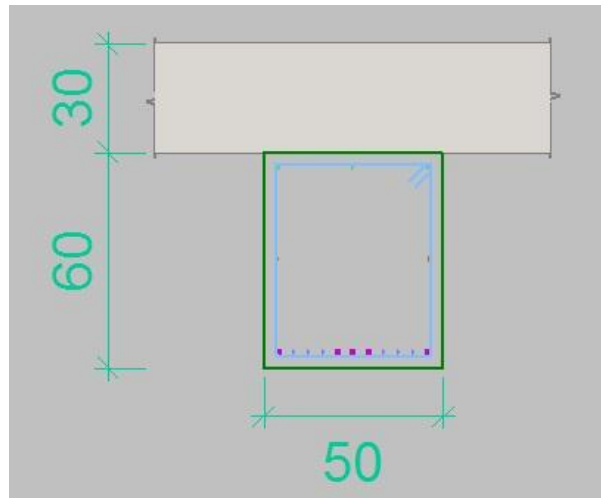


Imagen extraida del catalogo de jacenas para forjado de PREFABRICADOS PUJOL S.L.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

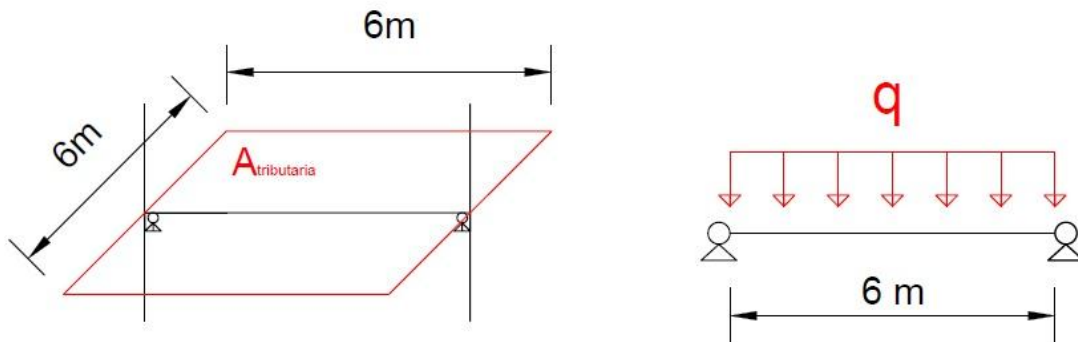
Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Representación de la geometría de la viga descolgada bajo forjado

A continuación observamos una modelización de las vigas biapoyadas en la zona en la que existe una distancia de 6 m entre pórticos:



Modelización estructural de la jácena

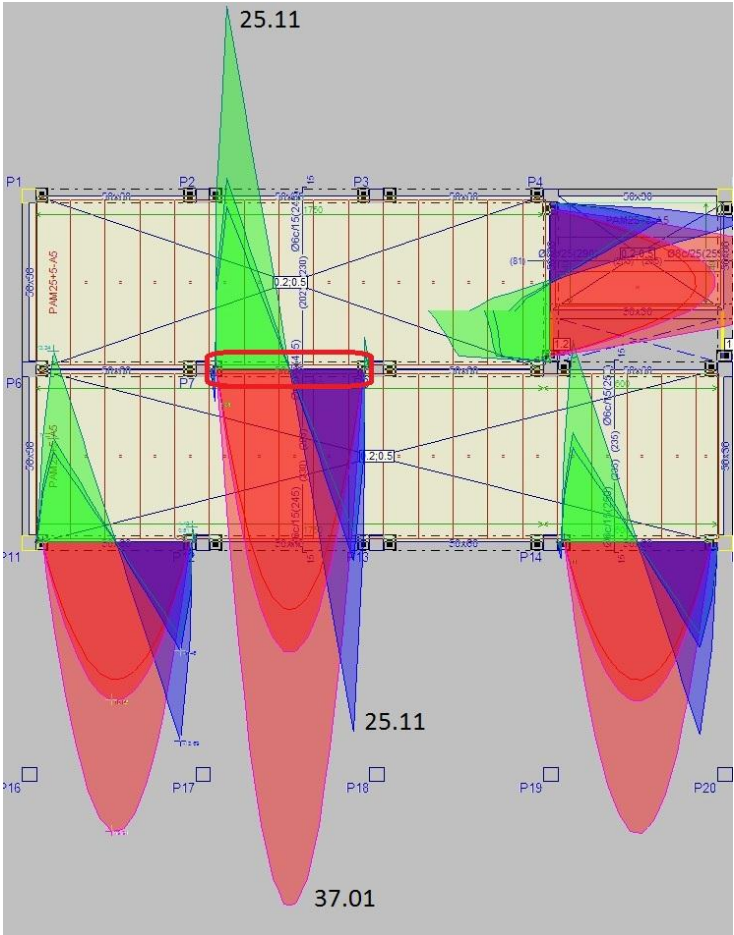
Las cargas actuantes sobre las vigas de estos forjados ya han sido analizadas en apartados anteriores, por tanto, conocidas las cargas actuantes por unidad de superficie sobre forjados y por unidad de longitud en cerramientos, podemos analizar los esfuerzos a los que se someten estas vigas y comprobar su resistencia. El programa informático CYPE nos muestra las envolventes de esfuerzos en cada viga de la estructura, de esta forma podemos observar fácilmente cuales son las más solicitadas y realizar el cálculo de comprobación de la misma. A continuación observaremos los diagramas de esfuerzos de las vigas en cada forjado (las unidades se muestran en Tn*m):

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

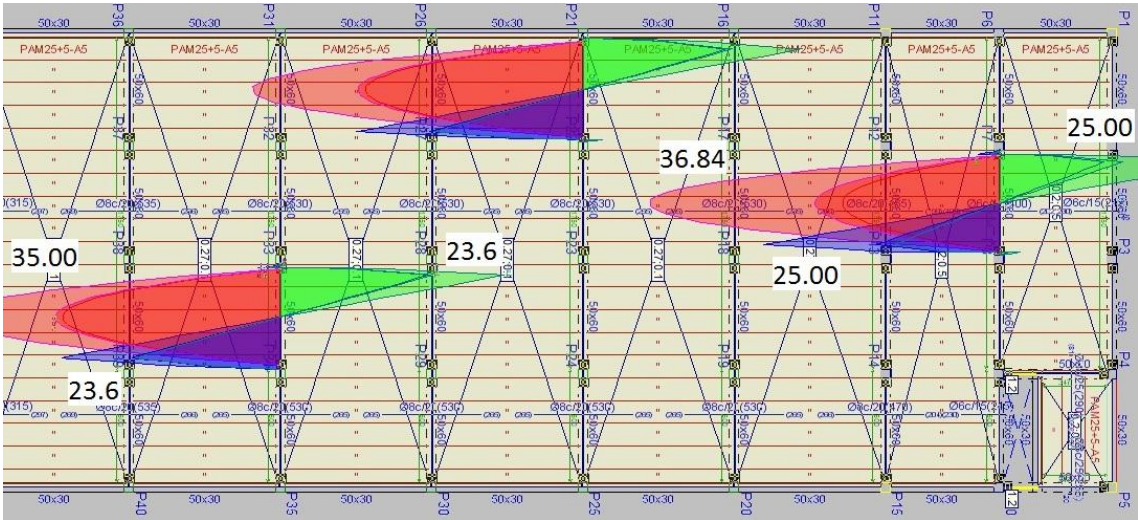
Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Forjado 1:



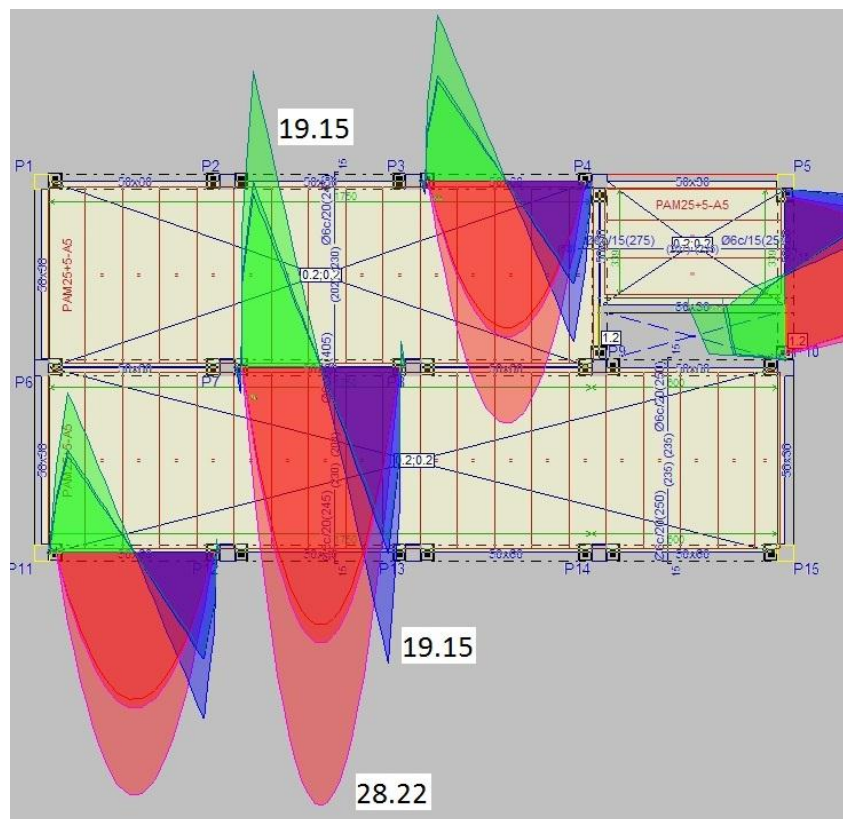
Forjado 2:



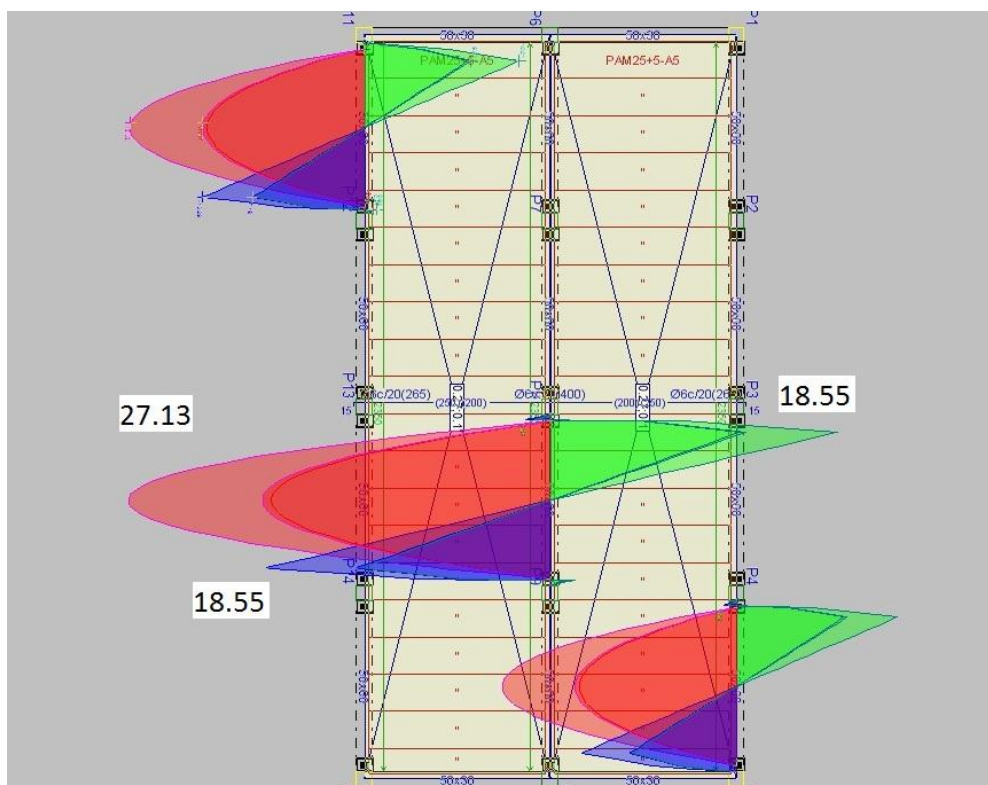
DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

Forjado 3:



Forjado 4:



DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

5.2.2 COMPROBACIÓN DE VIGAS

Podemos observar que la viga más solicitada a flexión y cortante es la viga que se encuentra en el forjado 1, del pilar 7 al pilar 8, por tanto aquí podemos observar las comprobaciones relativas a dicha viga realizadas por CYPE que verifican la resistencia del elemento:

Acciones sobre forjado 1:

q_{pp} (peso propio de la losa): 5 kN/m²

q_{cm} (carga ejercida por las cargas muertas): 0.8(solado)+0.15(falso techo)+1(tabiquería) kN/m²

q_{scu} (sobrecarga de uso): 5 kN/m²

q_{viga} (peso propio de la viga): 7.2 kN/ml

$A_{trib,viga}$: 36 m²

Carga sobre la viga (kN/ml)

$q = 1.35 \times (5 + 0.8 + 0.15 + 1) + 1.5 \times 5 = 16.95$ kN/m²

$q \times 6$ metros = 101.7 kN/ml

$q_{Ed} = 101.7 + 7.2 = 108.9$ kN/ml

$$M_{ELU} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{108.9 \times 6^2}{8} = 406.25 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{ELU} = 506.25 \text{ kNm/m}^2$$

$$V_{ELU} = \frac{q_k \times l}{2} = \frac{108.9 \times 6}{2} = 270.5 \text{ kN/m}^2$$
$$V_{Ed} = 337.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)																			Estado		
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T _c	T _{st}	T _{st}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{st}	TV _{st}	T _{Geom.}	T _{Disp_{-st}}	T _{Disp_{-st}}	Sism.	Disp. S.		Cap. H	Cap. S
P7 - P8	Cumple	'0.200 m' Cumple	'0.563 m' η = 87.7	'0.563 m' η = 47.8	'2.352 m' η = 93.7	'2.352 m' η = 42.9	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	Cumple	N.P. ⁽³⁾	'0.558 m' Cumple	'0.558 m' Cumple	CUMPLE η = 93.7
Notación: <i>Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras</i> <i>Arm.: Armadura mínima y máxima</i> <i>Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)</i> <i>Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)</i> <i>N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)</i> <i>N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)</i> <i>T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.</i> <i>T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.</i> <i>T_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.</i> <i>TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.</i> <i>TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua</i> <i>TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua</i> <i>TV_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.</i> <i>TV_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.</i> <i>T_{Geom.}: Estado límite de agotamiento por torsión. Relación entre las dimensiones de la sección.</i> <i>T_{Disp_{-st}}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.</i> <i>T_{Disp_{-st}}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.</i> <i>Sism.: Criterios de diseño por sismo</i> <i>Disp. S.: Criterios de diseño por sismo</i> <i>Cap. H: Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas.</i> <i>Cap. S: Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas.</i> <i>x: Distancia al origen de la barra</i> <i>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</i> <i>N.P.: No procede</i>																						

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)																				Estado
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T _c	T _{at}	T _d	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xy}	TV _{yx}	T _{Geom.}	T _{Disp.-d}	T _{Disp.-a}	Sism.	Disp. S.	Cap. H	
Comprobaciones que no proceden (N.P.):																					
(1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.																					
(2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.																					
(3) Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.																					

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-08)							Estado
	σ_c	$W_{k,C, sup.}$	$W_{k,C, Lat. Der.}$	$W_{k,C, inf.}$	$W_{k,C, Lat. Izq.}$	σ_{sr}	V_{fis}	
P7 - P8	x: 2.75 m Cumple	N.P. ⁽¹⁾	x: 2.75 m Cumple	x: 2.75 m Cumple	x: 2.75 m Cumple	x: 1.358 m Cumple	x: 0.083 m Cumple	CUMPLE

Notación:
 σ_c : Fisuración por compresión
 $W_{k,C, sup.}$: Fisuración por tracción: Cara superior
 $W_{k,C, Lat. Der.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral derecha
 $W_{k,C, inf.}$: Fisuración por tracción: Cara inferior
 $W_{k,C, Lat. Izq.}$: Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda
 σ_{sr} : Área mínima de armadura
 V_{fis} : Fisuración por cortante
 x : Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Viga	Sobrecarga (Característica) $f_{i,0} \leq f_{i,0,lim}$ $f_{i,0,lim} = L/350$	A plazo infinito (Cuasipermanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = \text{Mín.}(L/300, L/500 + 10.00)$	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	Estado
P7 - P8	$f_{i,Q}$: 5.10 mm $f_{i,Q,lim}$: 15.71 mm	$f_{T,max}$: 10.57 mm $f_{T,lim}$: 18.33 mm	$f_{A,max}$: 12.10 mm $f_{A,lim}$: 13.75 mm	CUMPLE

COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \frac{0.08}{9} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,v}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$\begin{aligned} V_{rd1,v} &: \frac{25.1}{14} \text{ t} \\ V_{u1,v} &: \frac{282.}{905} \text{ t} \end{aligned}$$

$$\eta : \frac{0.87}{7} \quad \checkmark$$

Donde:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$\begin{array}{llll} \mathbf{V_{rd2,y}}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} & \mathbf{V_{rd2,y}} & : \frac{25.1}{14} & \text{t} \\ \mathbf{V_{u2,y}}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.} & \mathbf{V_{u2,y}} & : \frac{28.6}{45} & \text{t} \end{array}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.041} \quad \checkmark$$

Donde:

$$\begin{array}{ll} \mathbf{V_{rd1,v}}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} & \mathbf{V_{rd1,v}} : \underline{13.231} \text{ t} \\ \mathbf{V_{u1,v}}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.} & \mathbf{V_{u1,v}} : \underline{326.428} \text{ t} \end{array}$$

$$\eta : \underline{0.478} \quad \checkmark$$

Donde:

$$\begin{array}{ll} \mathbf{V_{rd2,v}}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} & \mathbf{V_{rd2,v}} : \underline{13.231} \text{ t} \\ \mathbf{V_{u2,v}}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.} & \mathbf{V_{u2,v}} : \underline{27.654} \text{ t} \end{array}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

$$\mathbf{V_{u1}} : \underline{326.428} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$\mathbf{V_{u2}} : \underline{27.654} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$\mathbf{V_{u2,min}} : \underline{23.363} \text{ t}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Donde:

V_{su} : Contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} : 15.753 \text{ t}$$

V_{cu} : Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{cu} : 11.900 \text{ t}$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_{ed} : 0.000 \text{ t}$$

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{ed,x} : 18.847 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

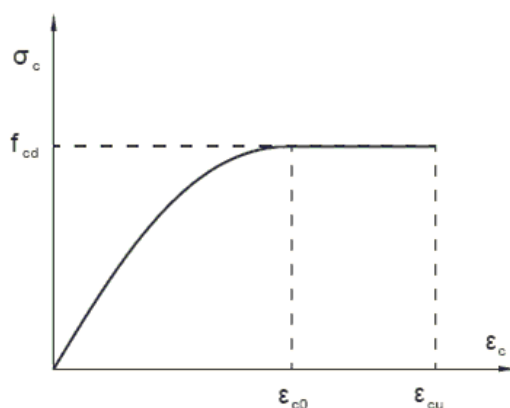
$$N_{Rd} : 0.000 \text{ t}$$

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$M_{Rd,x} : 30.168 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : 339.79 \text{ kp/cm}^2$$

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{cd} : 0.0020$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : 0.0035$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : 1.00$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : 509.68 \text{ kp/cm}^2$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

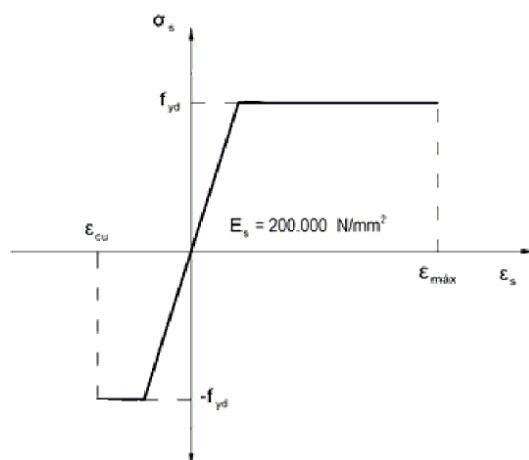
$$\gamma_c : 1.5$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

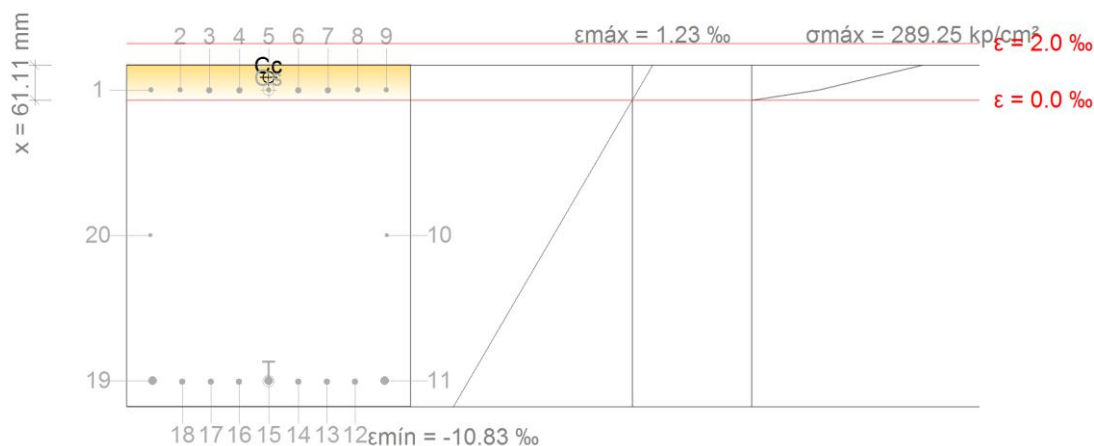
f_{vk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{vk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm²)	ϵ
1	Ø10	-207.00	257.00	+742.35	+0.000364
2	Ø10	-156.25	257.00	+742.35	+0.000364
3	Ø12	-104.50	256.00	+701.36	+0.000344
4	Ø12	-51.75	256.00	+701.36	+0.000344
5	Ø10	0.00	257.00	+742.35	+0.000364

ARZOBISPO'' (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
6	Ø12	51.75	256.00	+701.36	+0.000344
7	Ø12	104.50	256.00	+701.36	+0.000344
8	Ø10	156.25	257.00	+742.35	+0.000364
9	Ø10	207.00	257.00	+742.35	+0.000364
10	Ø8	208.00	1.50	0.00	-0.004773
11	Ø16	204.00	-254.00	-4432.04	-0.009910
12	Ø12	152.00	-256.00	-4432.04	-0.009950
13	Ø12	102.00	-256.00	-4432.04	-0.009950
14	Ø12	52.00	-256.00	-4432.04	-0.009950
15	Ø16	0.00	-254.00	-4432.04	-0.009910
16	Ø12	-52.00	-256.00	-4432.04	-0.009950
17	Ø12	-102.00	-256.00	-4432.04	-0.009950
18	Ø12	-152.00	-256.00	-4432.04	-0.009950
19	Ø16	-204.00	-254.00	-4432.04	-0.009910
20	Ø8	-208.00	1.50	0.00	-0.004773

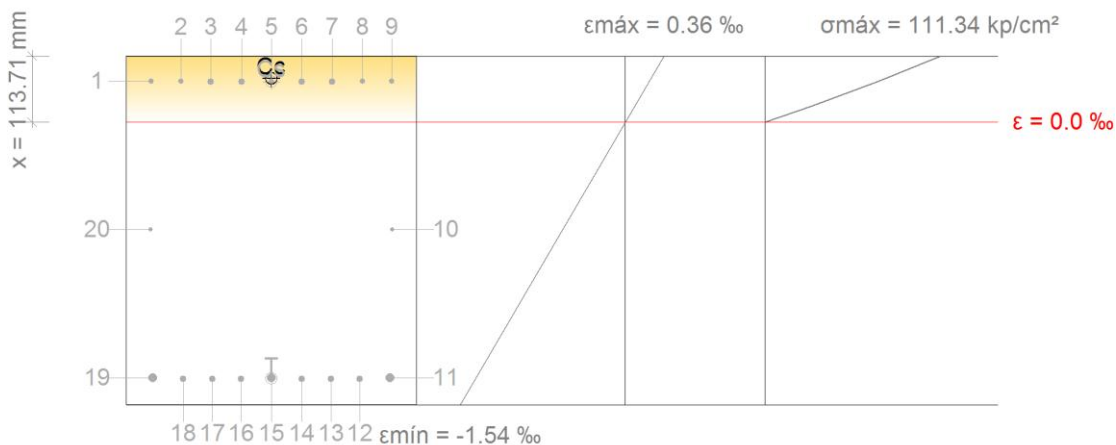
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	50.721	0.00	278.32
Cs	6.088	0.00	256.48
T	56.809	0.00	-255.06

N_{Rd} : 0.000 t

$$\mathbf{M}_{Rd,x} : 30.168 \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{Rd,y} : 0.000 t·m

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø10	-207.00	257.00	+456.50	+0.000224
2	Ø10	-156.25	257.00	+456.50	+0.000224
3	Ø12	-104.50	256.00	+450.05	+0.000221
4	Ø12	-51.75	256.00	+450.05	+0.000221
5	Ø10	0.00	257.00	+456.50	+0.000224
6	Ø12	51.75	256.00	+450.05	+0.000221
7	Ø12	104.50	256.00	+450.05	+0.000221
8	Ø10	156.25	257.00	+456.50	+0.000224
9	Ø10	207.00	257.00	+456.50	+0.000224
10	Ø8	208.00	1.50	0.00	-0.000585
11	Ø16	204.00	-254.00	-2842.56	-0.001394
12	Ø12	152.00	-256.00	-2855.47	-0.001401
13	Ø12	102.00	-256.00	-2855.47	-0.001401
14	Ø12	52.00	-256.00	-2855.47	-0.001401
15	Ø16	0.00	-254.00	-2842.56	-0.001394
16	Ø12	-52.00	-256.00	-2855.47	-0.001401
17	Ø12	-102.00	-256.00	-2855.47	-0.001401
18	Ø12	-152.00	-256.00	-2855.47	-0.001401
19	Ø16	-204.00	-254.00	-2842.56	-0.001394
20	Ø8	-208.00	1.50	0.00	-0.000585

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	32.694	0.00	261.49
Cs	3.829	0.00	256.47
T	36.523	0.00	-255.06

N_{ed} : 0.000 t

M_{ed,x} : 18.847 t·m

M_{ed,v} : 0.000 t·m

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

La relación ancho/canto no será menor que 0.3 (Anejo 10, Artículo 6.2):

0.833 ≥ 0.300 ✓

Donde:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

b: Ancho de la sección.

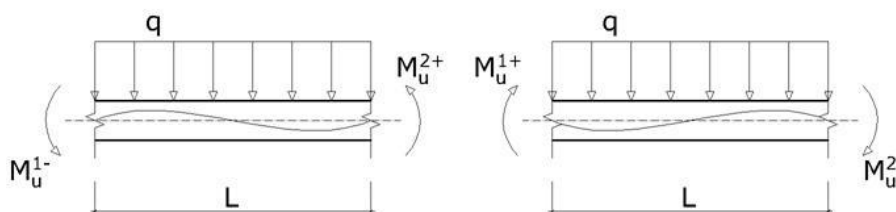
b : 500.00 mm

h: Canto de la sección.

h : 600.00 mm

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (EHE-08)

Se debe prevenir la rotura por cortante en vigas que pueda impedir que se desarrolle todo el comportamiento dúctil a flexión del elemento (Anejo 10, Artículo 5.1.1).



Se debe satisfacer:

$$27.65 \text{ t} \geq 8.69 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante de agotamiento.

V_u : 27.65 t

V_{sd} : Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido como el máximo de entre los siguientes valores:

V_{sd} : 8.69 t

V_{s1} : 8.69 t

V_{s2} : 5.28 t

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.089} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,v}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{rd1,v}$: 25.114 t

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$V_{u1,v}$: 282.905 t

$$\eta : \underline{0.877} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd2,v}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{rd2,v}$: 25.114 t

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{28.645} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} : \underline{282.905} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma considerando la contribución de los estribos se obtiene como:

$$V_{u2} : \underline{28.645} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} : \underline{20.248} \text{ t}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.041} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd1,v}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,v} : \underline{13.231} \text{ t}$$

$V_{u1,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1,y} : \underline{326.428} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.478} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{rd2,v}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,v} : \underline{13.231} \text{ t}$$

$V_{u2,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2,y} : \underline{27.654} \text{ t}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{ésimos} se producen en '2.352 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.937} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{ed,x} : \underline{37.012} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{ésimos}.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

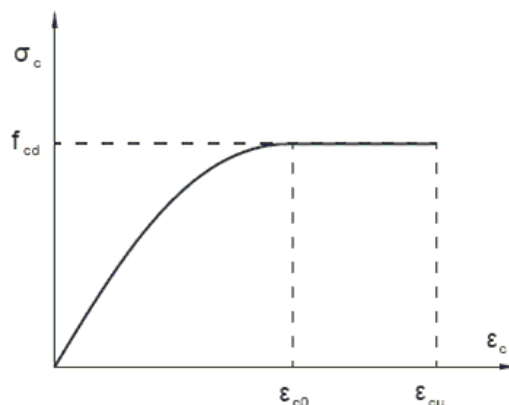
$$M_{Rd,x} : \underline{39.512} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{339.79} \text{ kp/cm}^2$$

ϵ_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

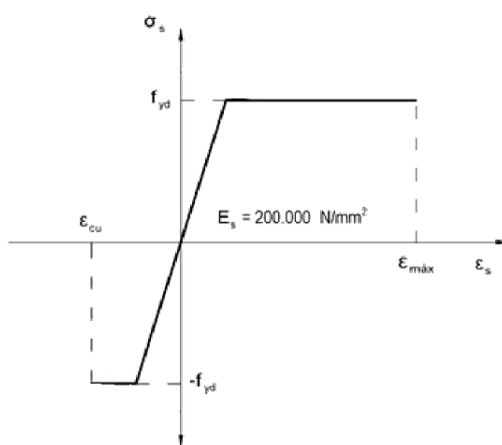
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{509.68 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{vd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{vd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

f_{vk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{vk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

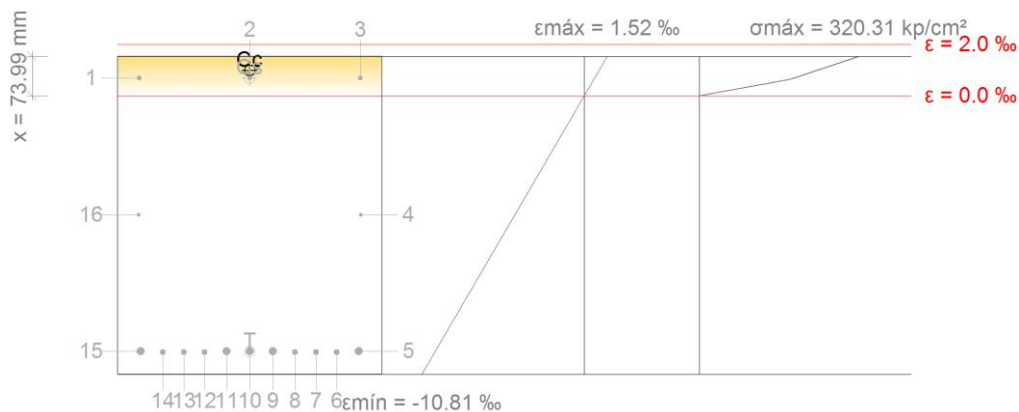
- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø10	-209.00	259.00	+1382.84	+0.000678
2	Ø10	0.00	259.00	+1382.84	+0.000678
3	Ø10	209.00	259.00	+1382.84	+0.000678
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.004615
5	Ø16	206.00	-256.00	-4432.04	-0.009909
6	Ø12	164.40	-258.00	-4432.04	-0.009950
7	Ø12	124.80	-258.00	-4432.04	-0.009950
8	Ø12	85.20	-258.00	-4432.04	-0.009950
9	Ø16	43.60	-256.00	-4432.04	-0.009909
10	Ø16	0.00	-256.00	-4432.04	-0.009909
11	Ø16	-43.60	-256.00	-4432.04	-0.009909
12	Ø12	-85.20	-258.00	-4432.04	-0.009950
13	Ø12	-124.80	-258.00	-4432.04	-0.009950
14	Ø12	-164.40	-258.00	-4432.04	-0.009950
15	Ø16	-206.00	-256.00	-4432.04	-0.009909
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.004615

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	71.373	0.00	273.24
Cs	3.258	0.00	259.00
T	74.631	0.00	-256.81

N_{Rd} : 0.000 t

M_{Rd,x} : 39.512 t·m

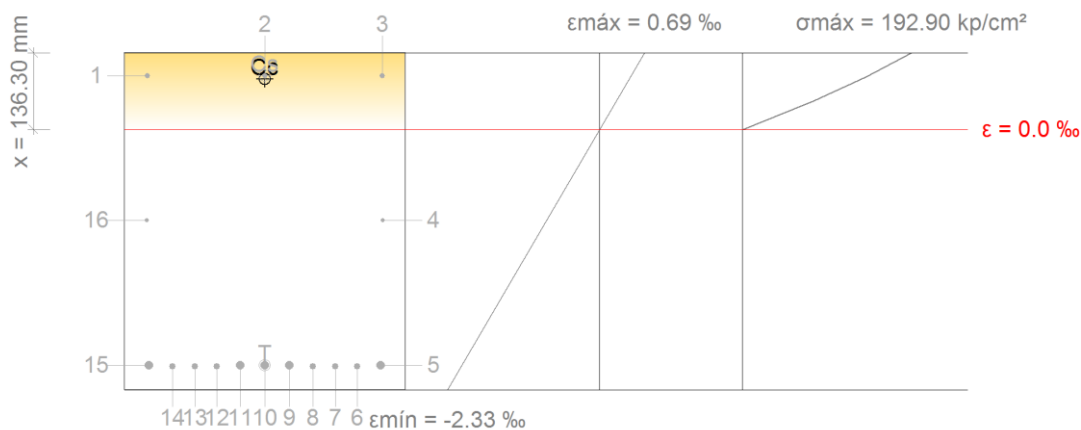
M_{Rd,y} : 0.000 t·m

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø10	-209.00	259.00	+976.48	+0.000479
2	Ø10	0.00	259.00	+976.48	+0.000479
3	Ø10	209.00	259.00	+976.48	+0.000479
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.000815
5	Ø16	206.00	-256.00	-4300.67	-0.002109
6	Ø12	164.40	-258.00	-4321.16	-0.002120
7	Ø12	124.80	-258.00	-4321.16	-0.002120
8	Ø12	85.20	-258.00	-4321.16	-0.002120
9	Ø16	43.60	-256.00	-4300.67	-0.002109
10	Ø16	0.00	-256.00	-4300.67	-0.002109
11	Ø16	-43.60	-256.00	-4300.67	-0.002109
12	Ø12	-85.20	-258.00	-4321.16	-0.002120
13	Ø12	-124.80	-258.00	-4321.16	-0.002120
14	Ø12	-164.40	-258.00	-4321.16	-0.002120
15	Ø16	-206.00	-256.00	-4300.67	-0.002109
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.000815

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	70.257	0.00	253.10
Cs	2.301	0.00	259.00
T	72.558	0.00	-256.81

N_{ed} : 0.000 t

M_{ed,x} : 37.012 t·m

M_{ed,y} : 0.000 t·m

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{es}imos se producen en '2.352 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.429} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{ed,x} : \underline{19.501} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{es}imos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

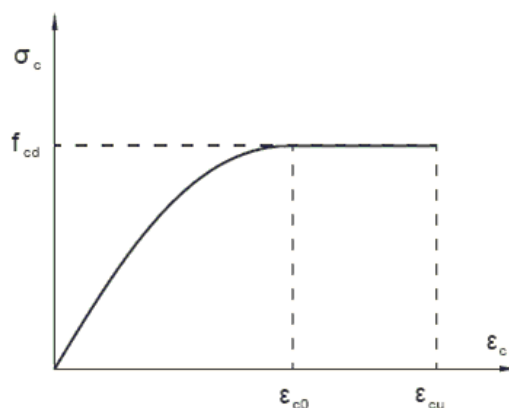
$$M_{Rd,x} : \underline{45.442} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.
 - El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{392.06 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{co} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{co} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

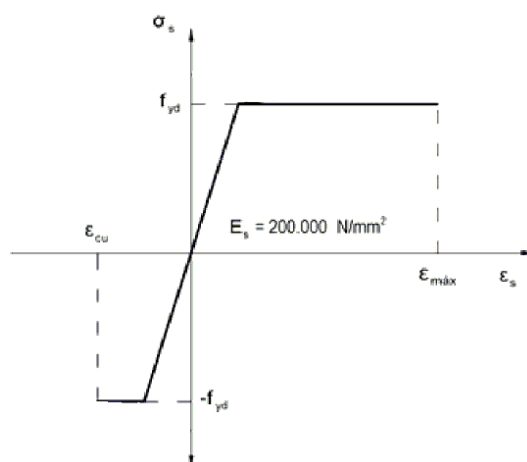
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{509.68 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

f_{vk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{vk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$\gamma_s : \underline{1.00}$$

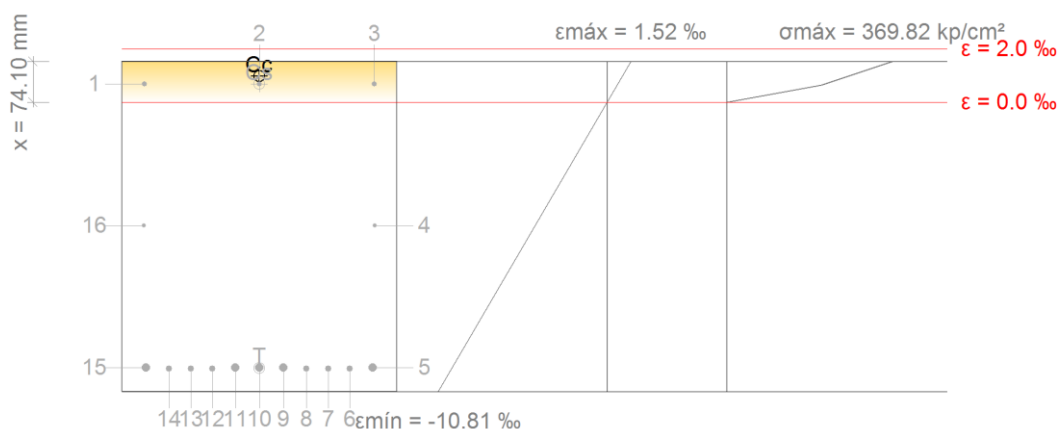
- (e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø10	-209.00	259.00	+1387.48	+0.000681
2	Ø10	0.00	259.00	+1387.48	+0.000681
3	Ø10	209.00	259.00	+1387.48	+0.000681
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.004614
5	Ø16	206.00	-256.00	-5096.84	-0.009909
6	Ø12	164.40	-258.00	-5096.84	-0.009950
7	Ø12	124.80	-258.00	-5096.84	-0.009950
8	Ø12	85.20	-258.00	-5096.84	-0.009950
9	Ø16	43.60	-256.00	-5096.84	-0.009909
10	Ø16	0.00	-256.00	-5096.84	-0.009909
11	Ø16	-43.60	-256.00	-5096.84	-0.009909
12	Ø12	-85.20	-258.00	-5096.84	-0.009950
13	Ø12	-124.80	-258.00	-5096.84	-0.009950
14	Ø12	-164.40	-258.00	-5096.84	-0.009950
15	Ø16	-206.00	-256.00	-5096.84	-0.009909
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.004614

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	82.557	0.00	273.20
Cs	3.269	0.00	259.00
T	85.826	0.00	-256.81

N_{Rd} : 0.000 t

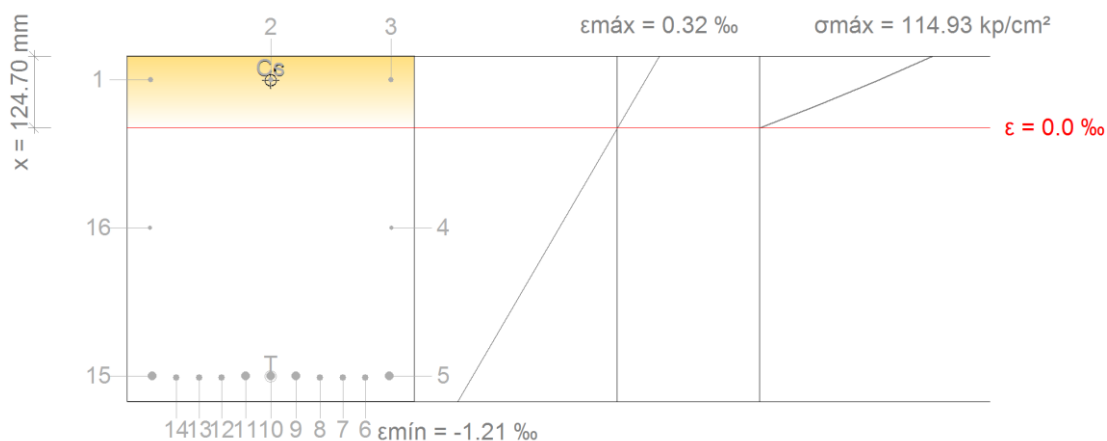
M_{Rd,x} : 45.442 t.m

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

$M_{Rd,v}$: 0.000 t·m

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø10	-209.00	259.00	+435.85	+0.000214
2	Ø10	0.00	259.00	+435.85	+0.000214
3	Ø10	209.00	259.00	+435.85	+0.000214
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.000444
5	Ø16	206.00	-256.00	-2245.91	-0.001102
6	Ø12	164.40	-258.00	-2256.33	-0.001107
7	Ø12	124.80	-258.00	-2256.33	-0.001107
8	Ø12	85.20	-258.00	-2256.33	-0.001107
9	Ø16	43.60	-256.00	-2245.91	-0.001102
10	Ø16	0.00	-256.00	-2245.91	-0.001102
11	Ø16	-43.60	-256.00	-2245.91	-0.001102
12	Ø12	-85.20	-258.00	-2256.33	-0.001107
13	Ø12	-124.80	-258.00	-2256.33	-0.001107
14	Ø12	-164.40	-258.00	-2256.33	-0.001107
15	Ø16	-206.00	-256.00	-2245.91	-0.001102
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.000444

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	36.863	0.00	257.85
Cs	1.027	0.00	259.00
T	37.890	0.00	-256.81

N_{ed} : 0.000 t

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$M_{ed,x} : \underline{19.501} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Criterios de diseño por sismo (EHE-08, Anejo 10)

Geometría

La relación ancho/canto no será menor que 0.3 (Anejo 10, Artículo 6.2):

$$0.833 \geq 0.300 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Ancho de la sección.

$$b : \underline{500.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección.

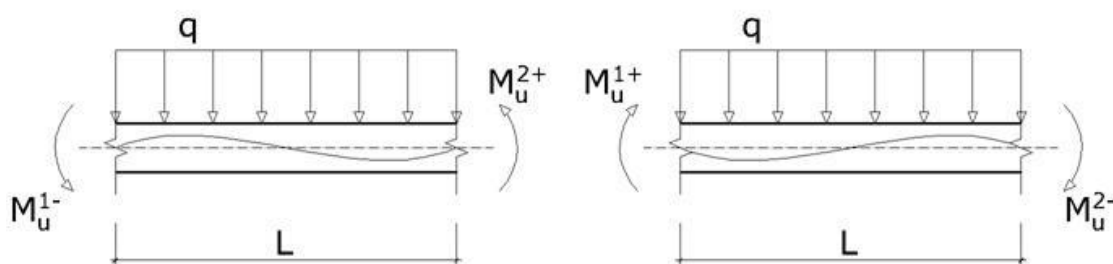
$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

Criterios de diseño por sismo (NCSE-02, Artículo 4.5)

Debido a las características de aceleración sísmica de la zona y ductilidad de diseño de la estructura, no se realiza ninguna comprobación en cuanto a criterios de diseño por sismo para estructuras de hormigón armado.

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (EHE-08)

Se debe prevenir la rotura por cortante en vigas que pueda impedir que se desarrolle todo el comportamiento dúctil a flexión del elemento (Anejo 10, Artículo 5.1.1).



Se debe satisfacer:

$$27.65 \text{ t} \geq 8.69 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante de agotamiento.

$$V_u : \underline{27.65} \text{ t}$$

V_{sd} : Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido como el máximo de entre los siguientes valores:

$$V_{sd} : \underline{8.69} \text{ t}$$

$$V_{s1} : \underline{8.69} \text{ t}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

$$V_{S2} : \underline{5.28} \text{ t}$$

Siendo:

q : Carga distribuida. *

$$q : \underline{0.00} \text{ t/m}$$

L : Luz libre del elemento.

$$L : \underline{5.50} \text{ m}$$

M_u^i : Momento resistente en la sección extrema del elemento.

Extremo inicial:

$$M_u^{1+} : \underline{20.19} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Extremo final:

$$M_u^{1-} : \underline{15.21} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{2+} : \underline{20.21} \text{ t}\cdot\text{m}$$

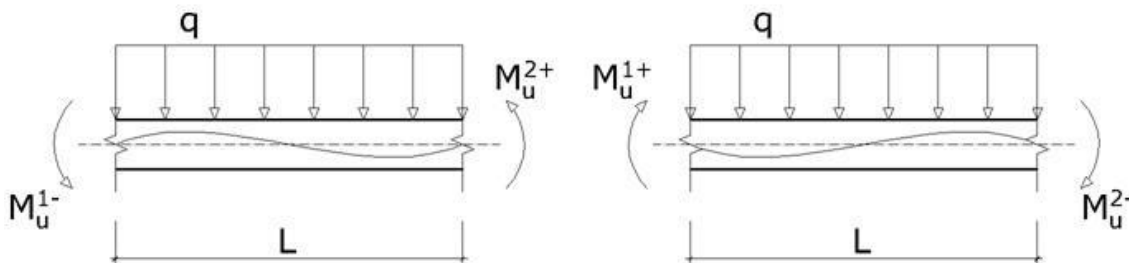
$$M_u^{2-} : \underline{1.32} \text{ t}\cdot\text{m}$$

γ_{SR} : Factor de sobrerresistencia.

$$\gamma_{SR} : \underline{1.35}$$

Diseño por capacidad. Esfuerzo cortante en vigas. (NCSE-02)

Debe procurarse en las vigas que la seguridad al esfuerzo cortante sea superior a la del momento (Artículo 4.2.3).



Se debe satisfacer:

$$27.65 \text{ t} \geq 6.44 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante de agotamiento.

$$V_u : \underline{27.65} \text{ t}$$

V_{sd} : Esfuerzo cortante de cálculo, obtenido como el máximo de entre los siguientes valores:

$$V_{Sd} : \underline{6.44} \text{ t}$$

$$V_{S1} : \underline{6.44} \text{ t}$$

$$V_{S2} : \underline{3.91} \text{ t}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Siendo:

q: Carga distribuida. *

q : 0.00 t/m

L: Luz libre del elemento.

L : 5.50 m

M_uⁱ: Momento resistente en la sección extrema del elemento.

Extremo inicial:

M_u¹⁺ : 20.19 t·m

M_u¹⁻ : 15.21 t·m

Extremo final:

M_u²⁺ : 20.21 t·m

M_u²⁻ : 1.32 t·m

COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

P7 - P8

Fisuración por compresión (EHE-08, Artículo 49.2.1)

Se debe satisfacer:

$$129.28 \text{ kp/cm}^2 \leq 354.75 \text{ kp/cm}^2 \quad \checkmark$$

La tensión de compresión máxima se produce en un punto situado a una distancia de 2.750 m del nudo P7, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa.

Donde:

σ_c : Tensión de compresión del hormigón.

$$\sigma_c : 129.28 \text{ kp/cm}^2$$

$f_{ck,j}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 'j' días. Se adopta j = 120.

$$f_{ck,i} : 591.25 \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$f_{ck,28}$: Resistencia característica del hormigón a la edad de 28 días.

$$f_{ck,28} : 509.68 \text{ kp/cm}^2$$

β_{cc} : Coeficiente que depende de la edad del hormigón.

$$\beta_{cc} : 1.14$$

Donde:

s : Coeficiente que depende del tipo de cemento. Se adopta el valor correspondiente a cementos normales.

$$s : 0.25$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de la combinación:

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

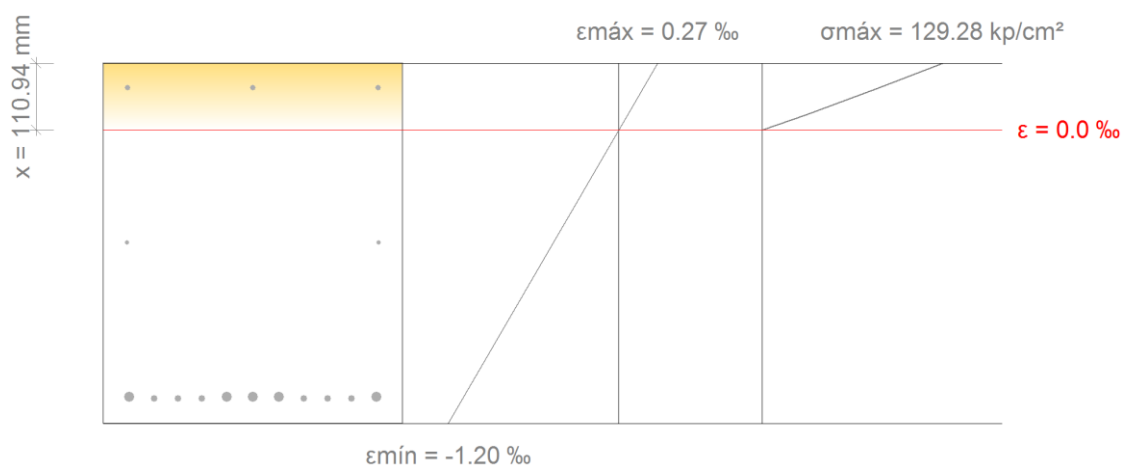
$$N_{ed} : 0.000 \text{ t}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : 19.501 \text{ t}\cdot\text{m}$$



Fisuración por tracción: Cara superior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

No hay esfuerzos que produzcan tensiones normales para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Fisuración por tracción: Cara lateral derecha (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$$0.170 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 2.750 m del nudo P7, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 206.00 mm, Y = -256.00 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : 0.400 mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : 0.170 mm

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos.

β : 1.70

s_m: Separación media entre fisuras.

s_m : 118.71 mm

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

c : 36.00 mm

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección.

s : 45.45 mm

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección.

Ø : 16.00 mm

k₁: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

k₁ : 0.124

Donde:

σ_{ct,m}: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

σ_{ct,m} : 20.65 kp/cm²

Donde:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

F_{ct} : Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$F_{ct} : \underline{30.364} \text{ t}$$

A_{ct} : Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{ct} : \underline{147051.77} \text{ mm}^2$$

$f_{ct,m,fl}$: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{41.50} \text{ kp/cm}^2$$

$A_{c,eficaz}$: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{c,eficaz} : \underline{79584.00} \text{ mm}^2$$

A_s : Área de la armadura traccionada.

$$A_s : \underline{1683.90} \text{ mm}^2$$

ϵ_{sm} : Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\epsilon_{sm} : \underline{0.000841}$$

Donde:

E_s : Módulo de deformación longitudinal del acero.

$$E_s : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

k_2 : Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes.

$$k_2 : \underline{0.50}$$

σ_s : Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s : \underline{2226.06} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{sr} : Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

$$\sigma_{sr} : \underline{1509.59} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td} : Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

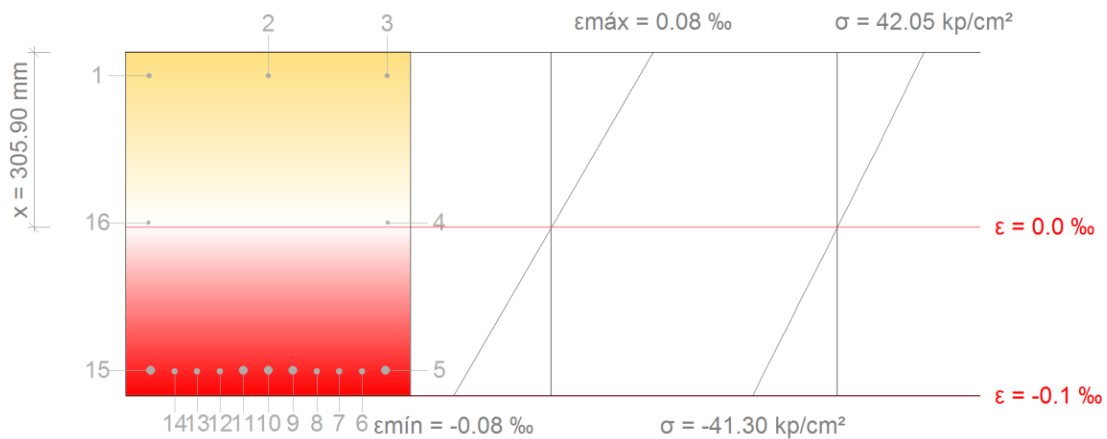
$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$M_{td,y} : \underline{13.235} \text{ t}\cdot\text{m}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm ²)	ϵ
5	Ø16	206.00	-256.00	-140.48	-0.000069
6	Ø12	164.40	-258.00	-141.60	-0.000069
7	Ø12	124.80	-258.00	-141.60	-0.000069
8	Ø12	85.20	-258.00	-141.60	-0.000069
9	Ø16	43.60	-256.00	-140.48	-0.000069
10	Ø16	0.00	-256.00	-140.48	-0.000069
11	Ø16	-43.60	-256.00	-140.48	-0.000069
12	Ø12	-85.20	-258.00	-141.60	-0.000069
13	Ø12	-124.80	-258.00	-141.60	-0.000069
14	Ø12	-164.40	-258.00	-141.60	-0.000069
15	Ø16	-206.00	-256.00	-140.48	-0.000069

Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

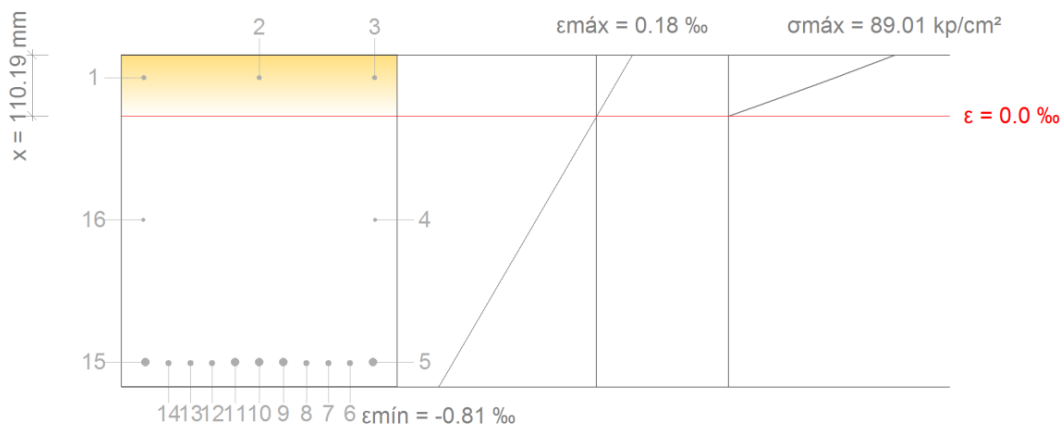
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

N_{td} : 0.000 t

$M_{td,x}$: 0.000 t·m

$M_{td,y}$: 13.235 t·m



DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.000313
5	Ø16	206.00	-256.00	-1509.59	-0.000740
6	Ø12	164.40	-258.00	-1516.36	-0.000744
7	Ø12	124.80	-258.00	-1516.36	-0.000744
8	Ø12	85.20	-258.00	-1516.36	-0.000744
9	Ø16	43.60	-256.00	-1509.59	-0.000740
10	Ø16	0.00	-256.00	-1509.59	-0.000740
11	Ø16	-43.60	-256.00	-1509.59	-0.000740
12	Ø12	-85.20	-258.00	-1516.36	-0.000744
13	Ø12	-124.80	-258.00	-1516.36	-0.000744
14	Ø12	-164.40	-258.00	-1516.36	-0.000744
15	Ø16	-206.00	-256.00	-1509.59	-0.000740
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.000313

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

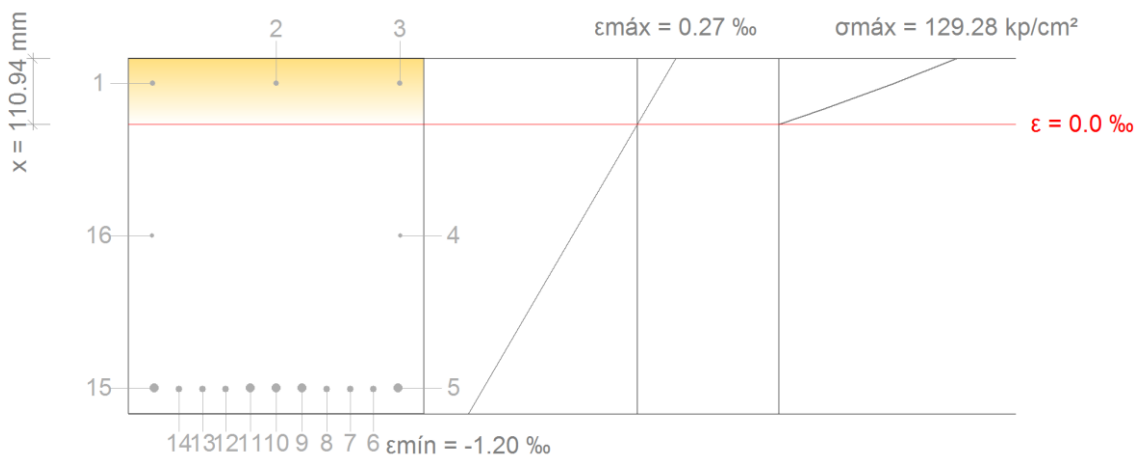
$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$N_{ed} : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{ed,x} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : 19.501 \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.000460
5	Ø16	206.00	-256.00	-2226.06	-0.001092
6	Ø12	164.40	-258.00	-2236.06	-0.001097
7	Ø12	124.80	-258.00	-2236.06	-0.001097
8	Ø12	85.20	-258.00	-2236.06	-0.001097
9	Ø16	43.60	-256.00	-2226.06	-0.001092
10	Ø16	0.00	-256.00	-2226.06	-0.001092
11	Ø16	-43.60	-256.00	-2226.06	-0.001092

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
12	Ø12	-85.20	-258.00	-2236.06	-0.001097
13	Ø12	-124.80	-258.00	-2236.06	-0.001097
14	Ø12	-164.40	-258.00	-2236.06	-0.001097
15	Ø16	-206.00	-256.00	-2226.06	-0.001092
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.000460

Fisuración por tracción: Cara inferior (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$$0.170 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 2.750 m del nudo P7, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 164.40 mm, Y = -258.00 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : 0.400 mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : 0.170 mm

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos.

$$\beta : \underline{1.70}$$

s_m: Separación media entre fisuras.

$$s_m : \underline{118.71} \text{ mm}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

$$c : \underline{36.00} \text{ mm}$$

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección.

$$s : \underline{45.45} \text{ mm}$$

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección.

$$\varnothing : \underline{16.00} \text{ mm}$$

k₁: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$$k_1 : \underline{0.124}$$

Donde:

σ_{ct,m}: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

$$\sigma_{ct,m} : \underline{20.65} \text{ kp/cm}^2$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$F_{ct} : \underline{30.364} \text{ t}$$

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{ct} : \underline{147051.77} \text{ mm}^2$$

f_{ct,m,fl}: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fl} : \underline{41.50} \text{ kp/cm}^2$$

A_{c,eficaz}: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{c,eficaz} : \underline{79584.00} \text{ mm}^2$$

A_s: Área de la armadura traccionada.

$$A_s : \underline{1683.90} \text{ mm}^2$$

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\epsilon_{sm} : \underline{0.000845}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero.

$$E_s : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

k₂: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes.

$$k_2 : \underline{0.50}$$

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s : \underline{2236.06} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

$$\sigma_{sr} : \underline{1516.36} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td}: Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{td,x}: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

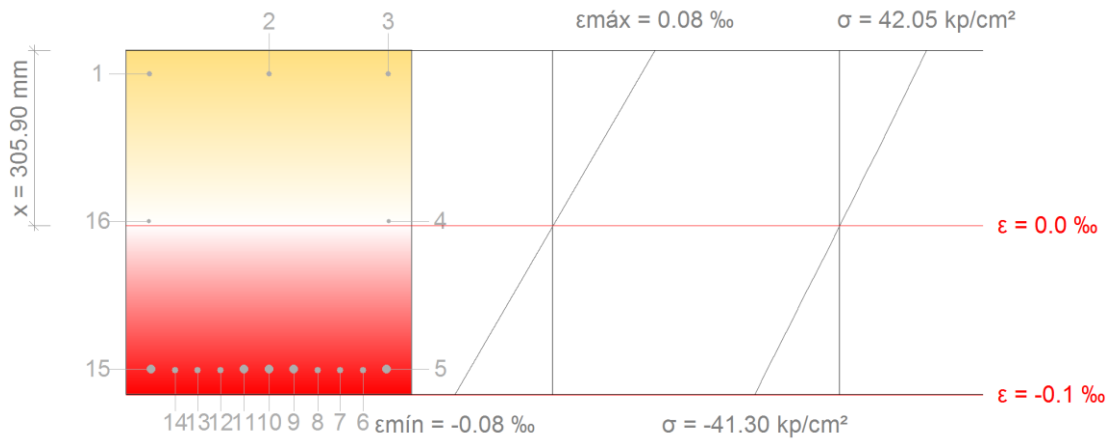
M_{td,y}: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$M_{td,y} : \underline{13.235} \text{ t}\cdot\text{m}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm ²)	ϵ
5	Ø16	206.00	-256.00	-140.48	-0.000069
6	Ø12	164.40	-258.00	-141.60	-0.000069
7	Ø12	124.80	-258.00	-141.60	-0.000069
8	Ø12	85.20	-258.00	-141.60	-0.000069
9	Ø16	43.60	-256.00	-140.48	-0.000069
10	Ø16	0.00	-256.00	-140.48	-0.000069
11	Ø16	-43.60	-256.00	-140.48	-0.000069
12	Ø12	-85.20	-258.00	-141.60	-0.000069
13	Ø12	-124.80	-258.00	-141.60	-0.000069
14	Ø12	-164.40	-258.00	-141.60	-0.000069
15	Ø16	-206.00	-256.00	-140.48	-0.000069

Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

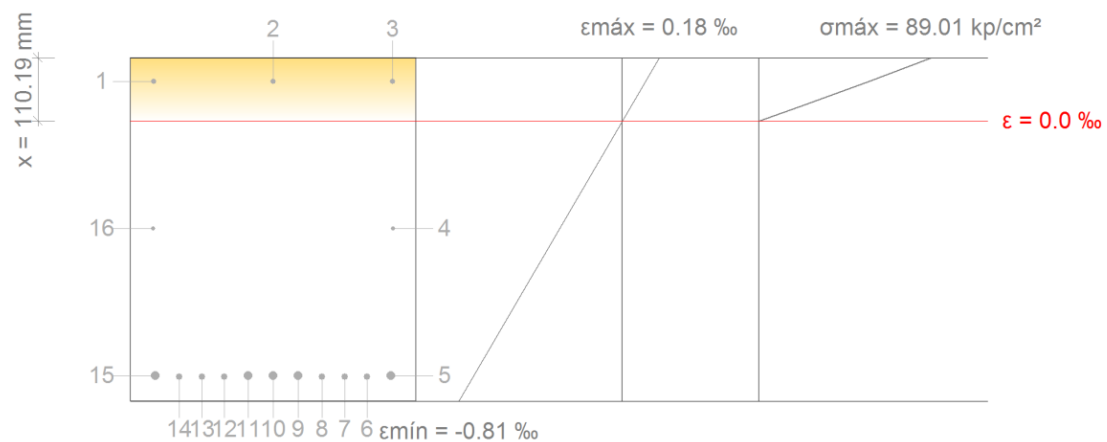
N_{td} : 0.000 t

$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,x}$: 0.000 t·m

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$M_{td,y}$: 13.235 t·m



DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.000313
5	Ø16	206.00	-256.00	-1509.59	-0.000740
6	Ø12	164.40	-258.00	-1516.36	-0.000744
7	Ø12	124.80	-258.00	-1516.36	-0.000744
8	Ø12	85.20	-258.00	-1516.36	-0.000744
9	Ø16	43.60	-256.00	-1509.59	-0.000740
10	Ø16	0.00	-256.00	-1509.59	-0.000740
11	Ø16	-43.60	-256.00	-1509.59	-0.000740
12	Ø12	-85.20	-258.00	-1516.36	-0.000744
13	Ø12	-124.80	-258.00	-1516.36	-0.000744
14	Ø12	-164.40	-258.00	-1516.36	-0.000744
15	Ø16	-206.00	-256.00	-1509.59	-0.000740
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.000313

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

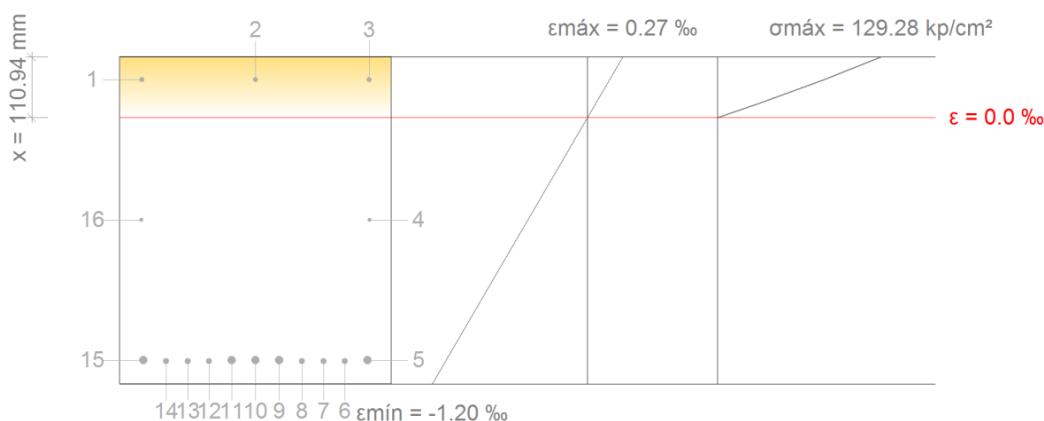
$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$N_{ed} : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{ed,x} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : 19.501 \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.000460
5	Ø16	206.00	-256.00	-2226.06	-0.001092
6	Ø12	164.40	-258.00	-2236.06	-0.001097
7	Ø12	124.80	-258.00	-2236.06	-0.001097
8	Ø12	85.20	-258.00	-2236.06	-0.001097
9	Ø16	43.60	-256.00	-2226.06	-0.001092
10	Ø16	0.00	-256.00	-2226.06	-0.001092
11	Ø16	-43.60	-256.00	-2226.06	-0.001092

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
12	Ø12	-85.20	-258.00	-2236.06	-0.001097
13	Ø12	-124.80	-258.00	-2236.06	-0.001097
14	Ø12	-164.40	-258.00	-2236.06	-0.001097
15	Ø16	-206.00	-256.00	-2226.06	-0.001092
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.000460

Fisuración por tracción: Cara lateral izquierda (EHE-08, Artículo 49.2.3)

Se debe satisfacer:

$$0.170 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 2.750 m del nudo P7, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -206.00 mm, Y = -256.00 mm.

Donde:

W_{max}: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 5.1.1.2. **W_{max}** : 0.400 mm

Designación del tipo de ambiente: I

W_k: Abertura característica de fisura. **W_k** : 0.170 mm

Siendo:

β: Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico. Su valor es 1.30 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1.70 para el resto de casos.

$$\beta : \underline{1.70}$$

s_m: Separación media entre fisuras.

$$s_m : \underline{118.71} \text{ mm}$$

Donde:

c: Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

$$c : \underline{36.00} \text{ mm}$$

s: Distancia media entre las barras traccionadas de la sección.

$$s : \underline{45.45} \text{ mm}$$

Ø: Diámetro máximo de las barras traccionadas en la sección.

$$\varnothing : \underline{16.00} \text{ mm}$$

k₁: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$$k_1 : \underline{0.124}$$

Donde:

σ_{ct,m}: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

$$\sigma_{ct,m} : \underline{20.65} \text{ kp/cm}^2$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Donde:

F_{ct}: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$F_{ct} : \underline{30.364} \text{ t}$$

A_{ct}: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{ct} : \underline{147051.77} \text{ mm}^2$$

f_{ct,m,fi}: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct,m,fi} : \underline{41.50} \text{ kp/cm}^2$$

A_{c,eficaz}: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{c,eficaz} : \underline{79584.00} \text{ mm}^2$$

A_s: Área de la armadura traccionada.

$$A_s : \underline{1683.90} \text{ mm}^2$$

ε_{sm}: Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\epsilon_{sm} : \underline{0.000841}$$

Donde:

E_s: Módulo de deformación longitudinal del acero.

$$E_s : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

k₂: Coeficiente de valor 1.0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0.5 para los restantes.

$$k_2 : \underline{0.50}$$

σ_s: Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s : \underline{2226.06} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{sr}: Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

$$\sigma_{sr} : \underline{1509.59} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

N_{td}, M_{td}: Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td}: Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

$$N_{td} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{td,x}: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$$M_{td,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

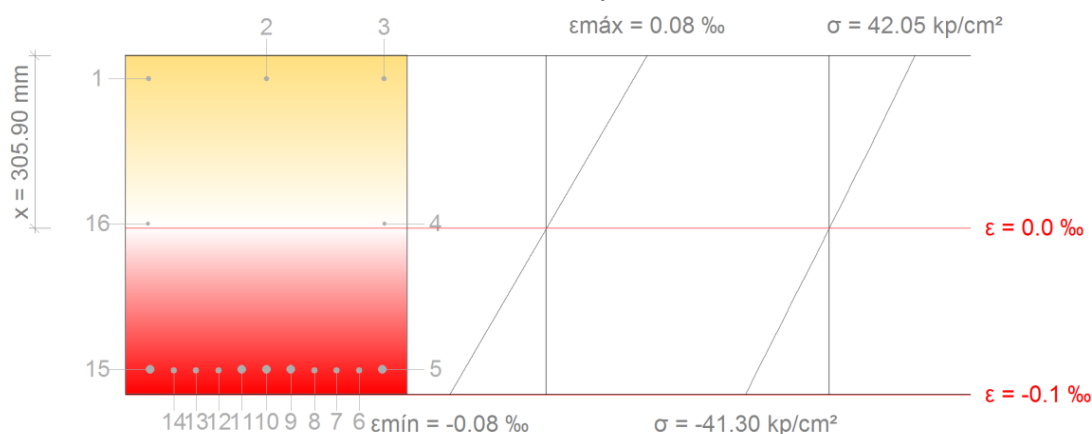
M_{td,y}: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$M_{td,y} : \underline{13.235} \text{ t}\cdot\text{m}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s^I (kp/cm ²)	ϵ
5	Ø16	206.00	-256.00	-140.48	-0.000069
6	Ø12	164.40	-258.00	-141.60	-0.000069
7	Ø12	124.80	-258.00	-141.60	-0.000069
8	Ø12	85.20	-258.00	-141.60	-0.000069
9	Ø16	43.60	-256.00	-140.48	-0.000069
10	Ø16	0.00	-256.00	-140.48	-0.000069
11	Ø16	-43.60	-256.00	-140.48	-0.000069
12	Ø12	-85.20	-258.00	-141.60	-0.000069
13	Ø12	-124.80	-258.00	-141.60	-0.000069
14	Ø12	-164.40	-258.00	-141.60	-0.000069
15	Ø16	-206.00	-256.00	-140.48	-0.000069

Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

N_{td}, M_{td} Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

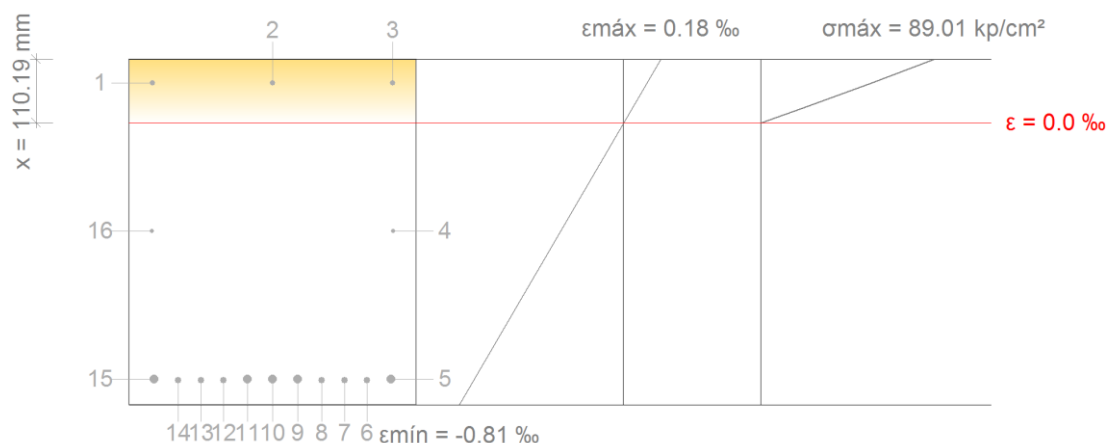
$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

N_{td} : 0.000 t

$M_{td,x}$: 0.000 t·m

$M_{td,y}$: 13.235 t·m



DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_{sr} (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.000313
5	Ø16	206.00	-256.00	-1509.59	-0.000740
6	Ø12	164.40	-258.00	-1516.36	-0.000744
7	Ø12	124.80	-258.00	-1516.36	-0.000744
8	Ø12	85.20	-258.00	-1516.36	-0.000744
9	Ø16	43.60	-256.00	-1509.59	-0.000740
10	Ø16	0.00	-256.00	-1509.59	-0.000740
11	Ø16	-43.60	-256.00	-1509.59	-0.000740
12	Ø12	-85.20	-258.00	-1516.36	-0.000744
13	Ø12	-124.80	-258.00	-1516.36	-0.000744
14	Ø12	-164.40	-258.00	-1516.36	-0.000744
15	Ø16	-206.00	-256.00	-1509.59	-0.000740
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.000313

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

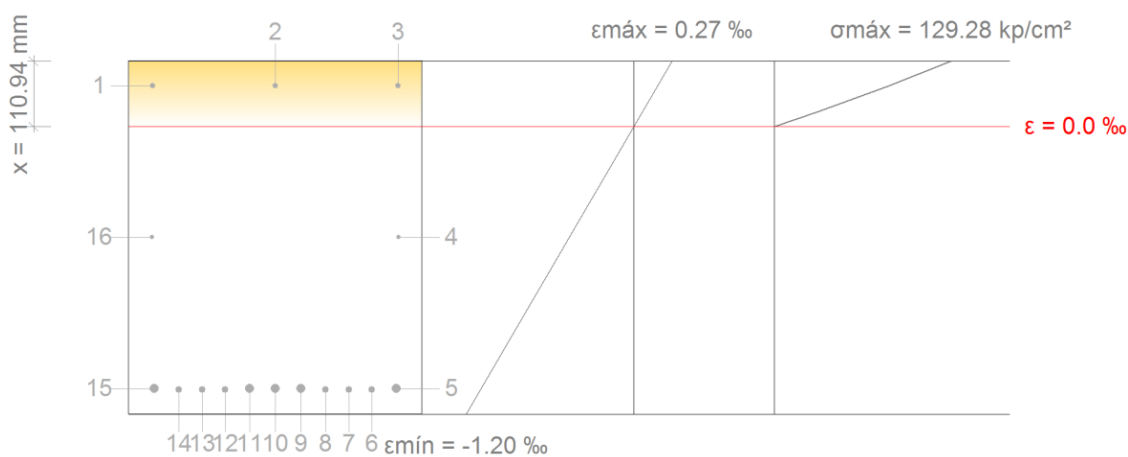
$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$N_{ed} : 0.000 \text{ t}$

$M_{ed,x} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y} : 19.501 \text{ t}\cdot\text{m}$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø8	210.00	1.50	0.00	-0.000460
5	Ø16	206.00	-256.00	-2226.06	-0.001092
6	Ø12	164.40	-258.00	-2236.06	-0.001097
7	Ø12	124.80	-258.00	-2236.06	-0.001097
8	Ø12	85.20	-258.00	-2236.06	-0.001097
9	Ø16	43.60	-256.00	-2226.06	-0.001092
10	Ø16	0.00	-256.00	-2226.06	-0.001092

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
11	Ø16	-43.60	-256.00	-2226.06	-0.001092
12	Ø12	-85.20	-258.00	-2236.06	-0.001097
13	Ø12	-124.80	-258.00	-2236.06	-0.001097
14	Ø12	-164.40	-258.00	-2236.06	-0.001097
15	Ø16	-206.00	-256.00	-2226.06	-0.001092
16	Ø8	-210.00	1.50	0.00	-0.000460

Área mínima de armadura (Criterio de CYPE Ingenieros)

Para garantizar que la armadura dispuesta es mayor o igual que la mínima necesaria para asegurar la transmisión de las tracciones del hormigón a las armaduras en el momento de producirse la fisuración, se debe satisfacer:

$$1536.67 \text{ kp/cm}^2 < 5096.84 \text{ kp/cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

σ_{sr} : Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

$$\sigma_{sr} : 1536.67 \text{ kp/cm}^2$$

f_{yk} : Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva.

$$f_{yk} : 5096.84 \text{ kp/cm}^2$$

N_{td} : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

$$N_{td} : 0.000 \text{ t}$$

$M_{td,x}$: Momento flector alrededor del eje 'X'.

$$M_{td,x} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{td,y}$: Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$M_{td,y} : 13.213 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Fisuración por cortante (EHE-08, Artículo 49.3)

Al cumplirse las indicaciones del Artículo 44º Estado Límite Último frente a Cortante, el control de la fisuración en servicio está asegurado sin comprobaciones adicionales.

COMPROBACIONES DE FLECHA

Sobrecarga (Característica)	A plazo infinito (Cuasipermanente)	Activa (Característica)	Estado
$f_{i,0} \leq f_{i,0,lim}$ $f_{i,0,lim} = L/350$	$f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = \text{Mín.}(L/300, L/500+10.00)$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/400$	
$f_{i,Q} : 5.10 \text{ mm}$ $f_{i,0,lim} : 15.71 \text{ mm}$	$f_{T,max} : 10.57 \text{ mm}$ $f_{T,lim} : 18.33 \text{ mm}$	$f_{A,max} : 12.10 \text{ mm}$ $f_{A,lim} : 13.75 \text{ mm}$	CUMPLE

Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "2.75 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$5.10 \text{ mm} \leq 15.71 \text{ mm} \quad \checkmark$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$f_{i,Q,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso

$$f_{i,Q,lim} = L/350$$

L: longitud de referencia

$$f_{i,Q,lim} : \underline{15.71} \text{ mm}$$

$$L : \underline{5.50} \text{ m}$$

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas de uso aplicadas

$$f_{i,Q} : \underline{5.10} \text{ mm}$$

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,Q,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	335392.4 6	900000.0 0	1.27	1.27	0.00
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	346702.9 5	747299.3 9	1.74	0.47	0.00
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	348651.5 2	565484.0 4	2.63	0.89	0.00
4	12 meses	Sobrecarga de uso, Viento +X exc.+, Viento +X exc.-, Viento -X exc.+, Viento -X exc.-, Viento +Y exc.+, Viento +Y exc.-, Viento -Y exc.+, Viento -Y exc.-	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	354031.1 3	301449.0 8	7.73	5.10	5.10

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,Q,max}$: valor máximo de la flecha instantánea debida a las sobrecargas de uso producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	900000.00	900000.00
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	747299.39	747299.39
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	565484.04	565484.04
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga de uso, Viento +X exc.+, Viento +X exc.-, Viento -X exc.+, Viento -X exc.-, Viento +Y exc.+, Viento +Y exc.-, Viento -Y exc.+, Viento -Y exc.-	301449.08	301449.08

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso+0.6Viento +Y exc.-"

$I_{e,v} : 301449.08 \text{ cm}^4$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
1	0	0	0	0	0

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano **I_{ec}** : 301449.08 cm⁴

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1) **I_{ee1}** : 900000.00 cm⁴

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2) **I_{ee2}** : 900000.00 cm⁴

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

Sección	I _b (cm ⁴)	I _f (cm ⁴)	M _f (t·m)	M _a (t·m)	I _{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	900000.00	80804.85	-12.77	0.00	900000.00
Centro de vano	900000.00	214185.50	13.23	26.31	301449.08
Extremo (2)	900000.00	396.54	-12.50	0.00	900000.00

Siendo:

I_b: momento de inercia de la sección bruta

I_f: momento de inercia de la sección fisurada

M_f: momento de fisuración de la sección

M_a: momento flector aplicado en la sección

Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "2.75 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$$10.57 \text{ mm} \leq 18.33 \text{ mm} \quad \checkmark$$

f_{T,lim}: límite establecido para la flecha total a plazo infinito

$$f_{T,lim} = \text{Mín.}(L/300, L/500+10.00)$$

L: longitud de referencia

$$f_{T,lim} : \quad 18.33 \quad \text{mm}$$

$$L : \quad 5.50 \quad \text{m}$$

f_{T,max}: valor máximo de la flecha total

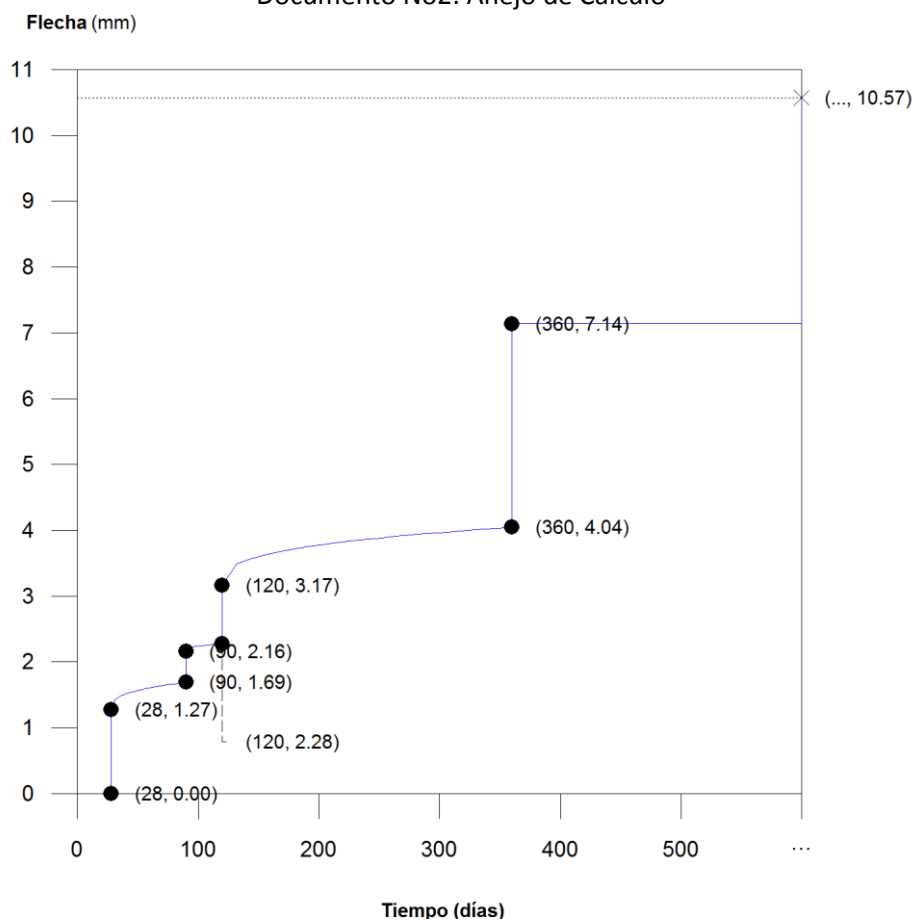
$$f_{T,max} : \quad 10.57 \quad \text{mm}$$

Flecha total a plazo infinito

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot.max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.27	1.27	0.42	1.69	1.69
2-3	90	120	1.69	0.47	2.16	0.12	2.28	2.28
3-4	120	360	2.28	0.89	3.17	0.88	4.04	4.04
4-∞	360	∞	4.04	3.09	7.14	3.44	10.57	10.57

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot.max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	335392.46	900000.00	1.27	1.27	1.27
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	346702.95	747299.39	1.74	0.47	1.74
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	348651.52	565484.04	2.63	0.89	2.63
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	354031.13	301449.08	5.73	3.09	5.73

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	900000.00	900000.00
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	747299.39	747299.39
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	565484.04	565484.04
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso,Viento +X exc.+,Viento +X exc.-,Viento -X exc.+,Viento -X exc.-,Viento +Y exc.+,Viento +Y exc.-,Viento -Y exc.+,Viento -Y exc.-	301449.08	301449.08

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$ que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso+0.6Viento +Y exc.-"

$$I_{e,v} : 301449.08 \text{ cm}^4$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
1	0	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : 301449.08 \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : 900000.00 \text{ cm}^4$$

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

$$I_{ee2} : 900000.00 \text{ cm}^4$$

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	900000.00	80804.85	-12.77	0.00	900000.00
Centro de vano	900000.00	214185.50	13.23	26.31	301449.08
Extremo (2)	900000.00	396.54	-12.50	0.00	900000.00

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

I_f : momento de inercia de la sección fisurada

M_f : momento de fisuración de la sección

M_a : momento flector aplicado en la sección

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	1.27	1.27	0.67	1.00	0.33	0.42
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.47	1.74	1.00	1.07	0.07	0.12
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.89	2.63	1.07	1.40	0.33	0.88
4- ∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	3.09	5.73	1.40	2.00	0.60	3.44

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y $t_i - 1$.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "2.75 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$12.10 \text{ mm} \leq 13.75 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{13.75} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = L/400$$

L : longitud de referencia

$$L : \underline{5.50} \text{ m}$$

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

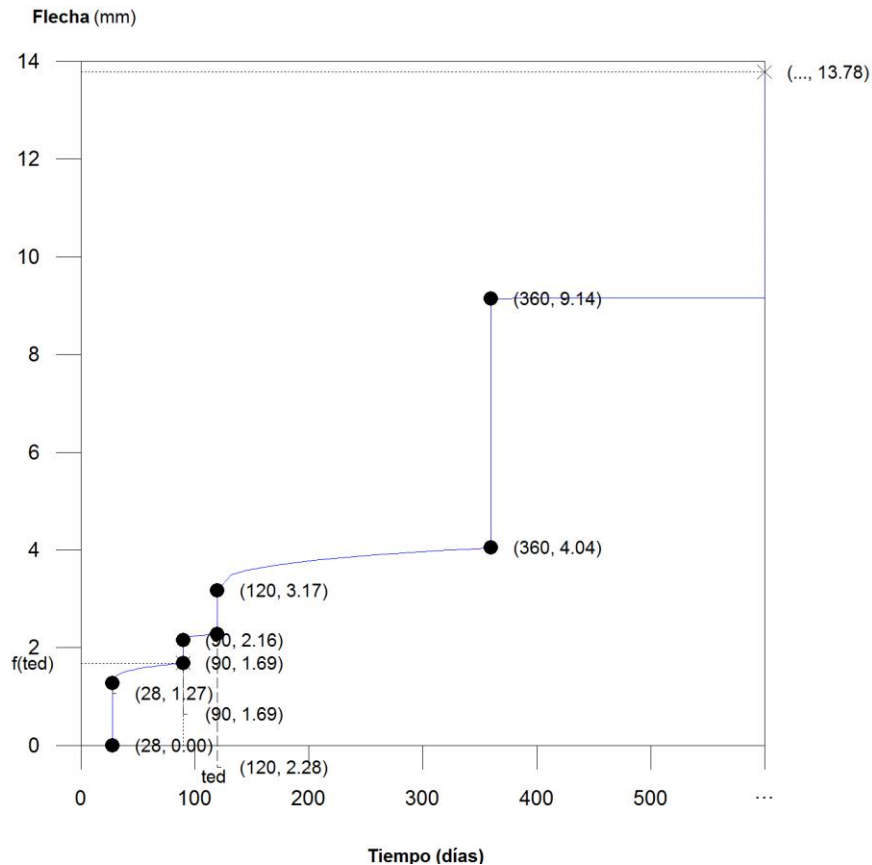
$$f_{A,max} : \underline{12.10} \text{ mm}$$

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{T,max}(t_{ed},\infty) : \underline{13.78} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.27	1.27	0.42	1.69	1.69
2-3	90	120	1.69	0.47	2.16	0.12	2.28	2.28
3-4	120	360	2.28	0.89	3.17	0.88	4.04	4.04

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot.max}(t_f)$ (mm)
4-∞	360	∞	4.04	5.10	9.14	4.64	13.78	13.78

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot.max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	335392.4 6	900000.0 0	1.27	1.27	1.27
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	346702.9 5	747299.3 9	1.74	0.47	1.74
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	348651.5 2	565484.0 4	2.63	0.89	2.63
4	12 meses	Sobrecarga de uso, Viento +X exc.+, Viento +X exc.-, Viento -X exc.+, Viento -X exc.-, Viento +Y exc.+, Viento +Y exc.-, Viento -Y exc.+, Viento -Y exc.-	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	354031.1 3	301449.0 8	7.73	5.10	7.73

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

I_e: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t _i	Q(t _i)	I _{e,v,i} (cm ⁴)	I _{e,i} (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	900000.00	900000.00
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	747299.39	747299.39
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	565484.04	565484.04
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso,Viento +X exc.,Viento +X exc.-,Viento -X exc.,Viento -X exc.-,Viento +Y exc.,Viento +Y exc.-,Viento -Y exc.,Viento -Y exc.-	301449.08	301449.08

Siendo:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

Q(t_i): cargas que actúan a partir del instante t_i

I_{e,i}: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

I_{e,v,i}: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de I_{e,v} que se produce para el escalón de carga "4"

I_{e,v}: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso+0.6Viento +Y exc.-"

I_{e,v} : 301449.08 cm⁴

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e, \text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e, \text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e, \text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e, \text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e, \text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e, \text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
--------	--------	-------------	-------------

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
1	0	0	0	0	0

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano **I_{ec}** : 301449.08 cm⁴

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1) **I_{ee1}** : 900000.00 cm⁴

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2) **I_{ee2}** : 900000.00 cm⁴

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	900000.00	80804.85	-12.77	0.00	900000.00
Centro de vano	900000.00	214185.50	13.23	26.31	301449.08
Extremo (2)	900000.00	396.54	-12.50	0.00	900000.00

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

I_f : momento de inercia de la sección fisurada

M_f : momento de fisuración de la sección

M_a : momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida:

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	1.27	1.27	0.67	1.00	0.33	0.42
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.47	1.74	1.00	1.07	0.07	0.12
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.89	2.63	1.07	1.40	0.33	0.88
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	5.10	7.73	1.40	2.00	0.60	4.64

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed})$: 1.69 mm

La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

5.2.3 SOLUCION ADOPTADA EN VIGA P7-P8

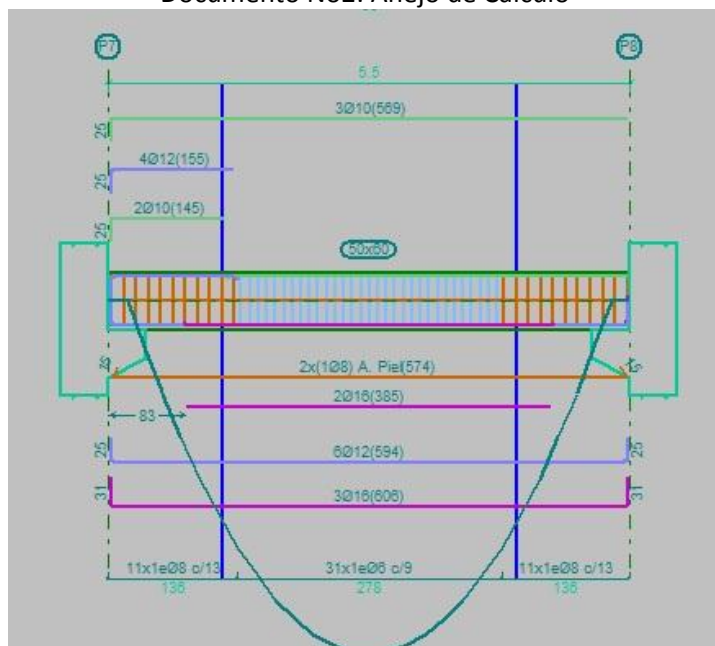
Por tanto determinamos que el armado para esta viga a disponer es el mostrado en el siguiente despiece:

Datos de la viga P7-P8	
	Geometría
	Dimensiones : 50x60
	Luz libre : 5.5 m
	Recubrimiento geométrico superior : 3.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior : 3.0 cm
	Recubrimiento geométrico lateral : 3.0 cm
	Materiales
	Hormigón : HA-50, $Y_c=1.5$
	Armadura longitudinal : B 500 S, $Y_s=1.15$
	Armadura transversal : B 500 S, $Y_s=1.15$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



5.3 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE PILARES

5.3.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

La estructura consta de 45 pilares, dispuestos en 9 filas de 5 pilares cada una, que junto a las jácenas de forjado conforman los pórticos de la estructura; la separación entre pórticos es de 6 metros en la zona de oficinas, y de 8 metros en la zona de bodega. En cada pórtico la separación entre ejes de pilar es 6 metros. Las dimensiones de todos los pilares son de 0.5x0.5 metros de sección cuadrada.

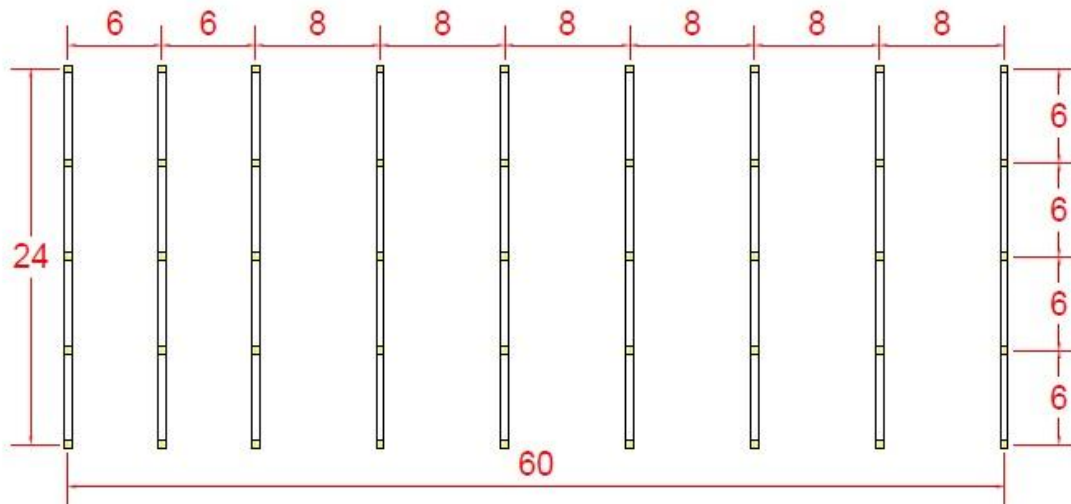
La altura varía según la situación de los pilares, los 3 primeros pórticos con una separación de 6 metros entre ellos y situados en la zona de oficinas, se alzan hasta el cuarto forjado, alcanzando una altura de 15 metros. Los pilares situados en la zona de bodega, los correspondientes a los 6 pórticos restantes, están formados por pilares que alcanzan el segundo forjado, teniendo una altura de 8 metros y una distancia entre pórticos de 8 metros.

A continuación observamos una imagen de la planta de los pilares, en las que las cotas mostradas se expresan en metros:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



A continuación vemos los datos introducidos en el programa CYPE, para la entrada de pilares de cada zona, tanto oficinas como bodega, en las que se definen sus coeficientes de pandeo, altura, dimensiones, vinculación exterior, etc.

Entrada pilares zona oficina:

Grupo final: Forjado 4
Grupo inicial: Cimentación

Referencia: P4
Ángulo: 0.0 grados

☐ Sin vinculación exterior
☒ Con vinculación exterior

Desnivel de apoyo: 0.00 m
Canto de apoyo: 0.00 m

Coeficientes de pandeo
Coeficientes de empotramiento
Coeficiente de rigidez axial
Recubrimiento
Resistencia del hormigón

	Ancho X (cm)	Ancho Y (cm)
Forjado 4	50	50
Forjado 3	50	50
Forjado 2	50	50
Forjado 1	50	50

Diagrama de sección de un pilar con forjados. El pilar se sitúa sobre una cimentación. Las alturas de los forjados son: Forjado 1 (0.00 m), Forjado 2 (4.00 m), Forjado 3 (8.00 m) y Forjado 4 (11.50 m). La altura total del pilar es de 15.00 m.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Entrada de pilares zona bodega:

	Ancho X (cm)	Ancho Y (cm)
Forjado 2	50	50
Forjado 1	50	50

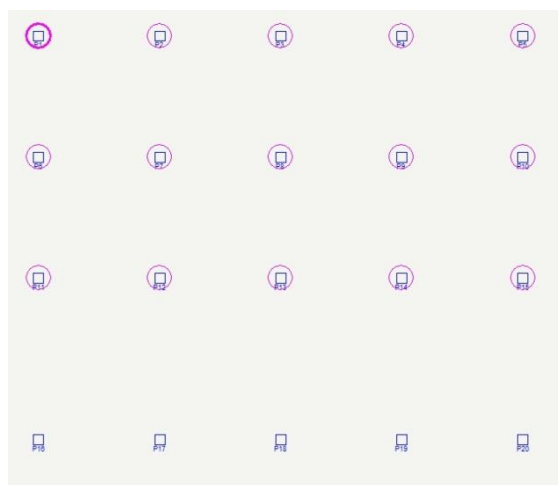
Ventana de entrada de pilares en CYPE

5.3.2 GRUPOS DE PILARES

Dadas las diferencias tanto geométricas como a las diferencias de esfuerzos a las que estos pilares están sometidos, podemos agrupar los pilares en 2 grupos, los de la zona de ofinas, del pilar 1 al 15, y los de la zona de bodega, del pilar 16 al 45.

Primer grupo:

Primero vamos a analizar los referentes a la zona oficina, del P1 al P15, que son los marcados en la siguiente imagen.



Grupo 1 de pilares

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

Armado del primer grupo

Para este grupo de pilares las disposiciones de armadura son las siguientes:

Edición del armado											
		Dimensión		Armado longitudinal						Armado transversal	
		X (cm)	Y (cm)	Esquinas		Cara X		Cara Y		Cercos	Separación
Forjado 4	15 m	■	50	50	4	Ø20	2	Ø20	2	Ø20	5
	14.1 m	■	50	50	4	Ø20	2	Ø20	2	Ø8	15
Forjado 3	11.5 m	■	50	50	4	Ø20	2	Ø20	2	Ø20	5
	10.6 m	■	50	50	4	Ø20	2	Ø20	2	Ø8	15
Forjado 2	8 m	■	50	50	4	Ø20	2	Ø20	2	Ø20	5
	7.1 m	■	50	50	4	Ø20	2	Ø20	2	Ø6	15
Forjado 1	4 m	■	50	50	4	Ø20	2	Ø20	2	Ø20	5
	3.1 m	■	50	50	4	Ø20	2	Ø20	2	Ø6	15
Cimentación	0 m				4	Ø20	2	Ø20	2	Ø6	3

Armado de pilares del primer grupo

Esfuerzos sobre los pilares

A continuación vamos a analizar los esfuerzos que actúan sobre algunos de los pilares de este grupo. Empezaremos este análisis de esfuerzos con el P1. En cada imagen veremos los Axiles y Momentos en cada uno de los ejes más desfavorables, empezando por el forjado 4 y terminando en el 1:

Pilar	Posición	Comb.	Comp.	Esfuerzos pésimos					Referencia	
				N (t)	Mox (t.m)	Myy (t.m)	Qx (t)	Qy (t)	Mox (t.m)	Myy (t.m)
P1	Cabeza	PP+CM+...	Q S.,N...	3.63	-6.54	-0.45	-1.52	-3.40	-6.54	-0.45
	Pie	PP+CM+...	Q S.,N...	4.00	-4.50	-1.37	-1.52	-3.40	-4.50	-1.37
	Cabeza	PP+CM+...	Q S.	13.25	-2.77	1.88	-1.53	-3.49	-2.77	1.88
		1.35-P...	N,M	16.34	-1.47	2.86	-1.99	-1.60	-1.47	2.86
	13.1 m	PP+CM+...	Q S.	13.25	-2.77	1.88	-1.53	-3.49	-2.77	1.88
		1.35-P...	N,M	16.34	-1.47	2.86	-1.99	-1.60	-1.47	2.86
	12.1 m	PP+CM+...	Q S.	13.25	-2.77	1.88	-1.53	-3.49	-2.77	1.88
		1.35-P...	N,M	16.34	-1.47	2.86	-1.99	-1.60	-1.47	2.86
	Pie	PP+CM+...	Q S.	14.56	4.55	-1.33	-1.53	-3.49	4.55	-1.33
		PP+CM+...	N,M S.	14.17	4.98	-1.99	-1.72	-3.26	4.98	-1.99

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Pilar	Posición	Comb.	Comp.	Esfuerzos p _s imos					Referencia	
				N (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)	Q _x (t)	Q _y (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)
P1	Cabeza	PP+CM+...	Q S.,N...	18.78	-4.17	-1.68	-1.27	-3.18	-4.17	-1.68
	Pie	PP+CM+...	Q S.	19.15	-2.26	-2.44	-1.27	-3.18	-2.26	-2.44
		1.35·P...	N,M	20.90	0.40	-5.43	-2.32	-1.68	0.40	-5.43
	Cabeza	PP+CM+...	Q S.	28.07	-0.66	0.81	-1.26	-3.21	-0.66	0.81
		1.35·P...	N,M	33.37	-1.12	3.79	-1.21	0.06	-1.12	3.79
	9.6 m	PP+CM+...	Q S.	28.07	-0.66	0.81	-1.26	-3.21	-0.66	0.81
		1.35·P...	N,M	33.37	-1.12	3.79	-1.21	0.06	-1.12	3.79
	8.6 m	PP+CM+...	Q S.	28.07	-0.66	0.81	-1.26	-3.21	-0.66	0.81
		1.35·P...	N,M	33.37	-1.12	3.79	-1.21	0.06	-1.12	3.79
	Pie	PP+CM+...	Q S.	29.38	6.08	-1.84	-1.26	-3.21	6.08	-1.84
		1.35·P...	N,M	35.74	4.77	-5.77	-2.32	-1.68	4.77	-5.77
Pilar	Posición	Comb.	Comp.	Esfuerzos p _s imos					Referencia	
				N (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)	Q _x (t)	Q _y (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)
P1	Cabeza	1.35·P...	Q	37.36	3.05	-6.76	-3.49	0.97	3.05	-6.76
		PP+CM+...	N,M	25.06	3.68	-5.97	-2.64	1.27	3.68	-5.97
	Pie	1.35·P...	Q	37.87	2.47	-8.85	-3.49	0.97	2.47	-8.85
		PP+CM+...	N,M	28.73	2.71	-8.29	-3.16	1.12	2.71	-8.29
	Cabeza	PP+CM+...	Q	41.31	2.15	-4.35	-3.16	1.12	2.15	-4.35
		1.35·P...	N,M	54.48	-2.36	6.88	-0.81	-1.69	-2.36	6.88
	6.1 m	PP+CM+...	Q	42.94	-0.76	-12.56	-3.16	1.12	-0.76	-12.56
		PP+CM+...	N,M	35.51	-1.00	-12.09	-2.64	1.27	-1.00	-12.09
	4.6 m	PP+CM+...	Q	42.94	-0.76	-12.56	-3.16	1.12	-0.76	-12.56
		PP+CM+...	N,M	35.51	-1.00	-12.09	-2.64	1.27	-1.00	-12.09
	Pie	PP+CM+...	Q	42.94	-0.76	-12.56	-3.16	1.12	-0.76	-12.56
		PP+CM+...	N,M	35.51	-1.00	-12.09	-2.64	1.27	-1.00	-12.09
Pilar	Posición	Comb.	Comp.	Esfuerzos p _s imos					Referencia	
				N (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)	Q _x (t)	Q _y (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)
P1	Cabeza	PP+CM+...	Q,N,M	44.04	-0.29	-13.82	-4.22	1.55	-0.29	-13.82
	Pie	PP+CM+...	Q,N,M	44.41	-1.22	-16.35	-4.22	1.55	-1.22	-16.35
	Cabeza	PP+CM+...	Q	57.01	-2.00	-12.94	-4.22	1.55	-2.00	-12.94
		PP+CM+...	N,M	44.94	-1.83	-13.71	-3.77	1.64	-1.83	-13.71
	2.1 m	PP+CM+...	Q	58.63	-6.03	-23.92	-4.22	1.55	-6.03	-23.92
		PP+CM+...	N,M	46.56	-6.10	-23.51	-3.77	1.64	-6.10	-23.51
	0.6 m	PP+CM+...	Q	58.63	-6.03	-23.92	-4.22	1.55	-6.03	-23.92
		PP+CM+...	N,M	46.56	-6.10	-23.51	-3.77	1.64	-6.10	-23.51
	Pie	PP+CM+...	Q	58.63	-6.03	-23.92	-4.22	1.55	-6.03	-23.92
		PP+CM+...	N,M	46.56	-6.10	-23.51	-3.77	1.64	-6.10	-23.51

Seguimos analizando los esfuerzos del P8, que se encuentra en la situación más desfavorable, soportando los mayores esfuerzos, y por lo tanto siendo determinante a la hora de dimensionar el armado del resto. En cada imagen veremos los Axiles y Momentos en cada uno de los ejes más desfavorables, empezando por el forjado 4 y terminando en el 1:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Pilar	Posición	Comb.	Comp.	Esfuerzos p _{es} imos					Referencia	
				N (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)	Q _x (t)	Q _y (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)
P8	Cabeza	PP+CM+...	Q	2.00	0.00	-0.18	-0.60	-0.01	0.00	-0.18
		1.35·P...	N,M	2.95	0.01	-0.18	-0.60	-0.03	0.01	-0.18
	Pie	PP+CM+...	Q	2.37	0.01	-0.54	-0.60	-0.01	0.01	-0.54
		1.35·P...	N,M	3.46	0.03	-0.54	-0.60	-0.03	0.03	-0.54
	Cabeza	PP+CM+...	Q	34.18	0.02	-0.35	-0.60	-0.01	0.02	-0.84
		1.35·P...	N,M	51.58	1.29	0.28	0.20	-0.05	0.08	0.28
	13.1m	PP+CM+...	Q	35.49	0.05	-2.10	-0.60	-0.01	0.05	-2.10
		1.35·P...	N,M	51.72	0.11	-2.10	-0.60	-0.03	0.11	-2.10
	12.1m	PP+CM+...	Q	35.49	0.05	-2.10	-0.60	-0.01	0.05	-2.10
		1.35·P...	N,M	51.72	0.11	-2.10	-0.60	-0.03	0.11	-2.10
	Pie	PP+CM+...	Q	35.49	0.05	-2.10	-0.60	-0.01	0.05	-2.10
		1.35·P...	N,M	51.72	0.11	-2.10	-0.60	-0.03	0.11	-2.10
	P8	PP+CM+...	Q	37.26	0.03	-2.51	-1.28	0.07	0.03	-2.51
		1.35·P...	N,M	54.57	0.08	-2.53	-1.29	0.11	0.08	-2.53
		PP+CM+...	Q	37.64	-0.02	-3.27	-1.28	0.07	-0.02	-3.27
		1.35·P...	N,M	55.08	0.02	-3.31	-1.29	0.11	0.02	-3.31
		PP+CM+...	Q	67.08	-0.05	-3.84	-1.28	0.07	-0.05	-3.84
		1.35·P...	N,M	101.94	-0.04	-3.83	-1.29	0.11	-0.04	-3.83
		PP+CM+...	Q	68.39	-0.20	-6.53	-1.28	0.07	-0.20	-6.53
		1.35·P...	N,M	103.71	-0.26	-6.55	-1.29	0.11	-0.26	-6.55
		PP+CM+...	Q	68.39	-0.20	-6.53	-1.28	0.07	-0.20	-6.53
		1.35·P...	N,M	103.71	-0.26	-6.55	-1.29	0.11	-0.26	-6.55
		PP+CM+...	Q	68.39	-0.20	-6.53	-1.28	0.07	-0.20	-6.53
		1.35·P...	N,M	103.71	-0.26	-6.55	-1.29	0.11	-0.26	-6.55
	P8	PP+CM+...	Q	70.16	-0.13	-6.67	-1.21	-0.01	-0.13	-6.67
		1.35·P...	N,M	107.26	-0.26	-6.92	-1.04	-0.01	-0.26	-6.92
		PP+CM+...	Q	70.54	-0.12	-7.39	-1.21	-0.01	-0.12	-7.39
		1.35·P...	N,M	107.76	-0.26	-7.54	-1.04	-0.01	-0.26	-7.54
		PP+CM+...	Q	99.80	-0.12	-7.92	-1.21	-0.01	-0.12	-7.92
		1.35·P...	N,M	165.00	-0.25	-7.91	-1.04	-0.01	-0.25	-7.91
		PP+CM+...	Q	101.43	-0.08	-11.06	-1.21	-0.01	-0.08	-11.06
		1.35·P...	N,M	167.20	-0.18	-11.05	-1.21	0.00	-0.18	-11.05
		PP+CM+...	Q	101.43	-0.08	-11.06	-1.21	-0.01	-0.08	-11.06
		1.35·P...	N,M	167.20	-0.18	-11.05	-1.21	0.00	-0.18	-11.05
		PP+CM+...	Q	101.43	-0.08	-11.06	-1.21	-0.01	-0.08	-11.06
		1.35·P...	N,M	167.20	-0.18	-11.05	-1.21	0.00	-0.18	-11.05

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

P8	PP+CM+...	Q	103.20	-0.05	-11.73	-2.14	-0.10	-0.05	-11.73
	1.35-P...	N,M	170.74	-0.14	-11.75	-2.15	-0.13	-0.14	-11.75
	PP+CM+...	Q	103.57	0.01	-13.01	-2.14	-0.10	0.01	-13.01
	1.35-P...	N,M	171.25	-0.06	-13.04	-2.15	-0.13	-0.06	-13.04
	PP+CM+...	Q	133.02	0.06	-14.01	-2.14	-0.10	0.06	-14.01
	1.35-P...	N,M	228.80	0.00	-13.97	-2.15	-0.13	0.00	-13.97
	PP+CM+...	Q	134.65	0.31	-19.59	-2.14	-0.10	0.31	-19.59
	1.35-P...	N,M	231.00	0.33	-19.56	-2.15	-0.13	0.33	-19.56
	PP+CM+...	Q	134.65	0.31	-19.59	-2.14	-0.10	0.31	-19.59
	1.35-P...	N,M	231.00	0.33	-19.56	-2.15	-0.13	0.33	-19.56
	PP+CM+...	Q	134.65	0.31	-19.59	-2.14	-0.10	0.31	-19.59
	1.35-P...	N,M	231.00	0.33	-19.56	-2.15	-0.13	0.33	-19.56

La sección más solicitada en los pilares se encuentra en su pie, donde los esfuerzos axiales son mayores. Esta es por tanto la sección determinante para el dimensionado de la armadura de los pilares. A continuación observamos una tabla con los esfuerzos en la base de cada uno de los pilares de este grupo y comprobamos como el pilar más solicitado y por tanto en una situación más desfavorable es el P8. Vamos por tanto a realizar las comprobaciones de necesarias establecidas por la EHE-08 para comprobar que el pilar resiste las solicitaciones, también señalamos en la tabla los pilares P1 y P11 que son los más solicitados a flexión en los ejes “y” y “x”:

Pilar	Posición	Comprobaciones								Comb.	Comp.	Esfuerzos p _{simos}						Referencia	
		Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Sism.	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)			N (t)	M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)	Q _x (t)	Q _y (t)	M _{xx} (t.m)	M _{yy} (t.m)	
P1	Arranque	N.P.	N.P.	3.9	70.7	N.P.	N.P.	✓	70.7	1.35 P...	Q	75.53	-5.85	-24.23	-4.54	1.42	-5.85	-24.23	
										PP+CM+...	N,M	46.56	-6.10	-23.51	-3.77	1.64	-6.10	-23.51	
P2	Arranque	N.P.	N.P.	2.4	52.5	N.P.	N.P.	✓	52.5	PP+CM+...	Q,N,M	80.30	-2.67	-22.60	-2.84	0.58	-2.67	-22.60	
P3	Arranque	N.P.	N.P.	2.3	51.1	N.P.	N.P.	✓	51.1	PP+CM+...	Q,N,M	80.30	0.36	-22.61	-2.85	-0.13	0.36	-22.61	
P4	Arranque	N.P.	N.P.	4.2	58.7	N.P.	N.P.	✓	58.7	PP+CM+...	Q	105.46	4.32	-25.33	-5.02	-1.81	4.32	-25.33	
										1.35 P...	N,M	157.66	5.15	-24.75	-4.42	-2.67	5.15	-24.75	
P5	Arranque	N.P.	N.P.	5.3	91.3	N.P.	N.P.	✓	91.3	PP+CM+...	Q	37.25	7.67	-25.39	-5.24	-2.90	7.67	-25.39	
										PP+CM+...	N,M	25.95	7.29	-25.55	-5.36	-2.47	7.29	-25.55	
P6	Arranque	N.P.	N.P.	4.4	55.2	N.P.	N.P.	✓	55.2	1.35 P...	Q,N,M	131.37	-7.11	-22.59	-5.23	2.48	-7.11	-22.59	
P7	Arranque	N.P.	N.P.	1.7	57.8	N.P.	N.P.	✓	57.8	PP+CM+...	Q	134.65	-2.71	-19.56	-2.12	0.62	-2.71	-19.56	
										1.35 P...	N,M	230.99	-2.70	-19.51	-2.10	0.59	-2.70	-19.51	
P8	Arranque	N.P.	N.P.	1.6	57.2	N.P.	N.P.	✓	57.2	PP+CM+...	Q	134.65	0.31	-19.59	-2.14	-0.10	0.31	-19.59	
										1.35 P...	N,M	231.00	0.33	-19.56	-2.15	-0.13	0.33	-19.56	
P9	Arranque	N.P.	N.P.	2.2	55.2	N.P.	N.P.	✓	55.2	1.35 P...	Q	226.26	-2.98	12.63	2.61	1.69	-2.98	12.63	
										1.35 P...	N,M	226.28	2.02	-18.18	-0.75	0.53	2.02	-18.18	
P10	Arranque	N.P.	N.P.	2.8	47.5	N.P.	N.P.	✓	47.5	1.35 P...	Q	123.09	-4.52	12.93	2.93	1.93	-4.52	12.93	
										PP+CM+...	N,M	80.94	6.71	-18.68	-1.22	-1.69	6.71	-18.68	
P11	Arranque	N.P.	N.P.	3.1	46.8	N.P.	N.P.	✓	46.8	1.35 P...	Q	94.69	-7.21	-17.67	-2.68	2.57	-7.21	-17.67	
										PP+CM+...	N,M	60.54	-6.90	-17.11	-2.05	2.32	-6.90	-17.11	
P12	Arranque	N.P.	N.P.	1.3	44.5	N.P.	N.P.	✓	44.5	PP+CM+...	Q S.	99.43	6.30	-1.66	-0.57	-1.58	6.30	-1.66	
										1.35 P...	N,M	161.03	-2.82	-16.50	-1.40	0.69	-2.82	-16.50	
P13	Arranque	N.P.	N.P.	1.2	43.6	N.P.	N.P.	✓	43.6	PP+CM+...	Q S.	99.43	6.23	-0.77	-0.23	-1.57	6.23	-0.77	
										1.35 P...	N,M	161.03	0.21	-16.51	-1.41	-0.03	0.21	-16.51	
P14	Arranque	N.P.	N.P.	1.3	44.8	N.P.	N.P.	✓	44.8	PP+CM+...	Q	99.60	3.28	-16.56	-1.43	-0.76	3.28	-16.56	
										1.35 P...	N,M	161.35	3.24	-16.54	-1.44	-0.75	3.24	-16.54	
P15	Arranque	N.P.	N.P.	2.3	43.6	N.P.	N.P.	✓	43.6	1.35 P...	Q	94.76	-4.60	10.73	2.11	1.78	-4.60	10.73	
										PP+CM+...	N,M	57.76	6.53	-15.98	-0.78	-1.67	6.53	-15.98	

Tabla de esfuerzos en pilaresdel primer grupo

5.3.3 COMPROBACIONES DE PILAR

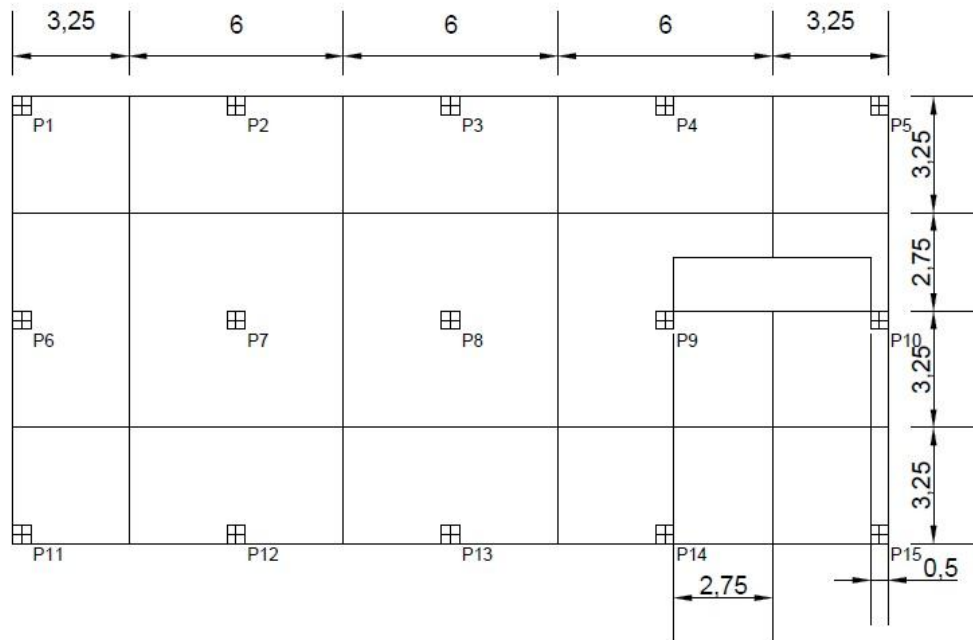
A continuación vamos a realizar la comprobación del pilar 8, el más solicitado como hemos comprobado anteriormente, y para ello analizamos las acciones que soporta dicho pilar. En la

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

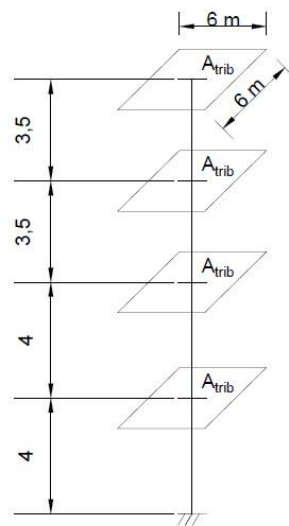
Documento No2: Anejo de Cálculo

siguiente imagen observamos el área tributaria que corresponde a cada pilar, y nos centramos en la que corresponde al pilar 8, de 36 m^2 :



Áreas tributarias correspondientes a cada pilar

Aquí vemos un esquema del pilar y las acciones de cada forjado que dicho pilar está resistiendo:



Modelización de pilar del grupo 1

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Determinamos en esta tabla las acciones correspondientes a cada forjado actuantes sobre dicho pilar:

Forjado 4	Permanentes	Peso Propio	Forjado
			Vigas
		Cargas Muertas	Cubierta
	Variables	Sobrecarga de uso	
		Viento	
		Nieve	
	Accidental	Sismo	

Forjado 3	Permanentes	Peso Propio	Forjado
			Vigas
		Cargas Muertas	Tabiquería
			Solado
			Falso techo
	Variables	Sobrecarga de uso	
	Accidental	Sismo	

Forjado 2	Permanentes	Peso Propio	Forjado
			Vigas
		Cargas Muertas	Tabiquería
			Solado
			Falso techo
	Variables	Sobrecarga de uso	
	Accidental	Sismo	

Forjado 1	Permanentes	Peso Propio	Forjado
			Vigas
		Cargas Muertas	Tabiquería
			Solado
			Falso techo
	Variables	Sobrecarga de uso	
	Accidental	Sismo	

Sabiendo el área tributaria del pilar, de 36 m^2 , y el valor de las cargas q_k , que son las analizadas en el apartado de EVALUACION DE LAS ACCIONES SOBRE FORJADOS, podemos realizar las combinaciones necesarias para proceder a los cálculos de las comprobaciones:

Forjado 4:

$$q_{pp} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{cm} = 2.65 \text{ kN/m}^2$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$q_{scu} = 1 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{viento} = 0.8 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{nieve} = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

N_{viga} : axil que produce la viga sobre le pilar:

$$A_{viga} = 0.5 \times 0.6 \text{ m}^2$$
$$\gamma_{hormigón} = 2.4 \text{ kN/m}^3$$
$$l_{viga} = 6 \text{ m}$$
$$q_{viga} = (0.5 \times 0.6 \times 2.4) \times 6 = 4.32 \text{ kN}$$
$$q_{viga} = 4.32 \text{ kN}$$
$$q_{viga,Ed} = 4.32 \times 1.5 = 6.48 \text{ kN}$$

Combinación ELU sobrecarga de uso (hipótesis más desfavorable):

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

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 2.65) + 1.5 \times 1 + 1.5 \times (0.6 \times 0.8) + 1.5 \times (0.5 \times 0.5) = 12.9225$$
$$q_{Ed} = 13 \text{ kN/m}^2$$
$$A_{tributaria} = 36 \text{ m}^2$$

$$N_{Ed} = A_{tributaria} \times q_{Ed} = 36 \times 13 = 468 \text{ kN}$$
$$N_{Ed,f4} = 468 + 6.48 = 474.48 \text{ kN}$$

Forjado 3:

$$q_{pp} = 5 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{cm} = 2 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{scu} = 2 \text{ kN/m}^2$$

N_{viga} : axil que produce la viga sobre le pilar:

$$A_{viga} = 0.5 \times 0.6 \text{ m}^2$$
$$\gamma_{hormigón} = 2.4 \text{ kN/m}^3$$
$$l_{viga} = 6 \text{ m}$$
$$q_{viga} = (0.5 \times 0.6 \times 2.4) \times 6 = 4.32 \text{ kN}$$
$$q_{viga} = 4.32 \text{ kN}$$
$$q_{viga,Ed} = 4.32 \times 1.5 = 6.48 \text{ kN}$$

Combinación ELU sobrecarga de uso (hipótesis más desfavorable):

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

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 2) + 1.5 \times 2 = 12.45$$
$$q_{Ed} = 12.45 \text{ kN/m}^2$$
$$A_{tributaria} = 36 \text{ m}^2$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$N_{Ed} = A_{tributaria} \times q_{Ed} = 36 \times 12.45 = 450 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,f3} = 474.5 + 450 + 6.48 = 931 \text{ kN}$$

Forjado 2:

$$q_{pp} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{cm} = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{scu} = 5 \text{ kN/m}^2$$

N_{viga} : axil que produce la viga sobre le pilar:

$$A_{viga} = 0.5 \times 0.6 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{hormigón} = 2.4 \text{ kN/m}^3$$

$$l_{viga} = 6 \text{ m}$$

$$q_{viga} = (0.5 \times 0.6 \times 2.4) \times 6 = 4.32 \text{ kN}$$

$$q_{viga} = 4.32 \text{ kN}$$

$$q_{viga,Ed} = 4.32 \times 1.5 = 6.48 \text{ kN}$$

Combinación ELU sobrecarga de uso (hipótesis más desfavorable):

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

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 2) + 1.5 \times 5 = 16.95$$

$$q_{Ed} = 16.95 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{tributaria} = 36 \text{ m}^2$$

$$N_{Ed} = A_{tributaria} \times q_{Ed} = 36 \times 16.95 = 610 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,f2} = 931 + 610 + 6.48 = 1547.48 \text{ kN}$$

Forjado 1:

$$q_{pp} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{cm} = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{scu} = 5 \text{ kN/m}^2$$

N_{viga} : axil que produce la viga sobre le pilar:

$$A_{viga} = 0.5 \times 0.6 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{hormigón} = 2.4 \text{ kN/m}^3$$

$$l_{viga} = 6 \text{ m}$$

$$q_{viga} = (0.5 \times 0.6 \times 2.4) \times 6 = 4.32 \text{ kN}$$

$$q_{viga} = 4.32 \text{ kN}$$

$$q_{viga,Ed} = 4.32 \times 1.5 = 6.48 \text{ kN}$$

Combinación ELU sobrecarga de uso (hipótesis más desfavorable):

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

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

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5+2) + 1.5 \times 5 = 16.95$$

$$q_{Ed} = 16.95 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{tributaria} = 36 \text{ m}^2$$

$$N_{Ed} = A_{tributaria} \times q_{Ed} = 36 \times 16.95 = 610 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,f1} = 1550 + 610 + 6.48 = 2166.5 \text{ kN}$$

Diagrama de axil en P8:

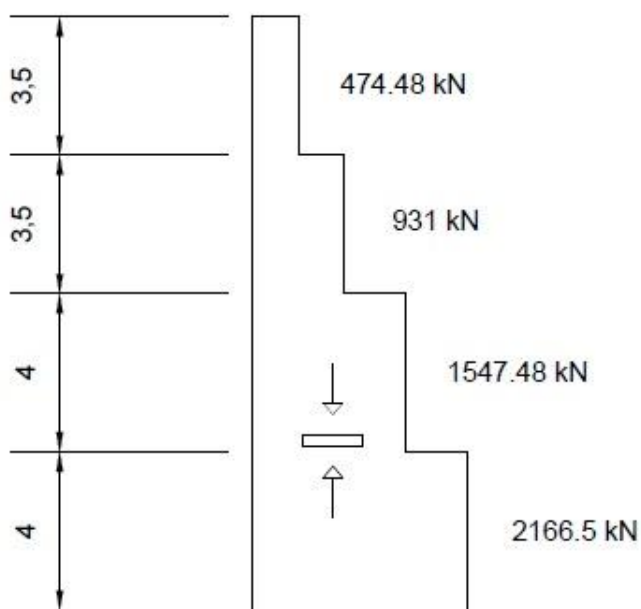


Diagrama de axiles en pilar P8

Datos del pilar P8		
	Geometría	
	Dimensiones	: 50x50 cm
	Tramo	: 0.000/3.100 m
	Altura libre	: 2.60 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : HA-30, Yc=1.5	Plano ZX : 2.60 m
	Acero : B 500 S, Ys=1.15	Plano ZY : 2.60 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Datos del pilar P8		
	Esquina : 4Ø20 Cara X : 2Ø20 Cara Y : 2Ø20 Cuantía : 1.01 %	Estribos : 1eØ6+X1rØ6+Y1rØ6 Separación : 6 - 15 cm
	Incendio	
	Resistencia requerida : R 90	

Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)

Dimensiones mínimas

La dimensión mínima del soporte (b_{min}) debe cumplir la siguiente condición (Artículo 54):

$$500.00 \text{ mm} > 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{min} (Artículo 69.4.1.1):

$$184 \text{ mm} > 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{min} : Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{19} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \underline{15} \text{ mm}$$

\varnothing_{max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

La separación entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser de 350 mm como máximo (Artículo 54):

$$204 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm (Artículo 54):

$$20 \text{ mm} > 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Estribos

La distancia libre d_l , horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas debe ser igual o superior a s_{\min} (Artículo 69.4.1.1):

$$54 \text{ mm} > 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{\min} : Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{\min} : \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$s_1 : \quad 20 \quad \text{mm}$$

$$s_2 : \quad 19 \quad \text{mm}$$

$$s_3 : \quad 6 \quad \text{mm}$$

Siendo:

d_a : Tamaño máximo del árido.

$$d_a : \quad 15 \quad \text{mm}$$

\emptyset_{\max} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\emptyset_{\max} : \quad 6 \quad \text{mm}$$

Para poder tener en cuenta las armaduras pasivas en compresión, es necesario que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación s_t y diámetro \emptyset_t cumplan (Artículo 42.3.1):

$$60 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$60 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\emptyset_{\min} : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\emptyset_{\min} : \quad 20 \quad \text{mm}$$

b_{\min} : Dimensión mínima de la sección.

$$b_{\min} : \quad 500.00 \quad \text{mm}$$

$$6 \text{ mm} > 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

\emptyset_{\max} : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\emptyset_{\max} : \quad 20 \quad \text{mm}$$

Armadura mínima y máxima (EHE-08, Artículo 42.3)

Cuantía geométrica mínima de armadura principal (Artículo 42.3.5)

La cuantía geométrica de armadura principal r_l en pilares con barras de acero $f_{yk}=5096.84 \text{ kp/cm}^2$ debe cumplir:

$$0.0101 > 0.0040 \quad \checkmark$$

Armadura longitudinal mínima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$102.478 \text{ t} > 25.209 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \frac{252.090}{\text{t}}$$

Armadura longitudinal máxima para secciones en compresión simple o compuesta (Artículo 42.3.3)

En secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras principales deben cumplir la siguiente limitación:

$$102.478 \text{ t} < 509.684 \text{ t} \quad \checkmark$$

Donde:

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \frac{25.13}{\text{cm}^2}$$

$f_{yc,d}$: Resistencia de cálculo del acero a compresión.

$$f_{yc,d} : \frac{4077.47}{\text{kp/cm}^2}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \frac{203.87}{\text{kp/cm}^2}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{2500.00}{\text{cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.017} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \frac{2.147}{\text{t}}$$

$$V_{rd1,y} : \frac{0.127}{\text{t}}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \frac{129.120}{\text{t}}$$

$$h : \underline{0.080} \quad \checkmark$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{2.145} \text{ t}$$

$$V_{rd2,y} : \underline{0.099} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{26.718} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·V(-Xexc.+)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} : \underline{129.120} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.13}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{27.28} \text{ kp/cm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{179.579} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

q : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$q : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$V_{u1} : \underline{129.120 \text{ t}}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.13}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{27.28 \text{ kp/cm}^2}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{179.579 \text{ t}}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00 \text{ cm}^2}$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13 \text{ cm}^2}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{122.32 \text{ kp/cm}^2}$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00 \text{ mm}}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40 \text{ mm}}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0 \text{ grados}}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0 \text{ grados}}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p^{ésimos} se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+1.5·V(-Xexc.+)"

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} : \underline{26.449 \text{ t}}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} : \underline{26.718 \text{ t}}$$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00 \text{ mm}}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

g_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$g_c : \underline{1.5}$$

x: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$x : \underline{1.73}$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

s_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s_{cd} : \underline{53.21} \text{ kp/cm}^2$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{133.022} \text{ t}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

r_i: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_i : \underline{0.0084}$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} : \underline{26.449} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} : \underline{26.718} \text{ t}$$

Donde:

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

g_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$g_c : \underline{1.5}$$

x: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$x : \underline{1.73}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm². f_{cv} : 305.81 kp/cm²

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 305.81 kp/cm²

s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. s'_{cd} : 53.21 kp/cm²

N_d : Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 133.022 t

A_c : Área total de la sección de hormigón. A_c : 2500.00 cm²

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 203.87 kp/cm²

r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. r_l : 0.0084

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción. A_s : 15.71 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

h : 0.012 ✓

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd1,x}$: 0.286 t

$V_{rd1,y}$: 1.630 t

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma. V_{u1} : 132.504 t

h : 0.058 ✓

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{rd2,x}$: 0.286 t

$V_{rd2,y}$: 1.630 t

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{28.542} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} : \underline{132.504} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.01}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{1.97} \text{ kp/cm}^2$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{133.021} \text{ t}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

A'_s : Área total de la armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{25.13} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{5096.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} : \underline{141.14} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

θ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} : \underline{132.504} \text{ t}$$

Donde:

K: Coeficiente que depende del esfuerzo axil.

$$K : \underline{1.01}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. $f_{cd} : 235.24 \text{ kp/cm}^2$

s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. $s'_{cd} : 1.97 \text{ kp/cm}^2$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo. $N_d : 133.021 \text{ t}$

A_c : Área total de la sección de hormigón. $A_c : 2500.00 \text{ cm}^2$

A'_s : Área total de la armadura comprimida. $A'_s : 25.13 \text{ cm}^2$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero. $f_{yd} : 5096.84 \text{ kp/cm}^2$

f_{1cd} : Resistencia a compresión del hormigón $f_{1cd} : 141.14 \text{ kp/cm}^2$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón. $f_{ck} : 305.81 \text{ kp/cm}^2$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. $f_{cd} : 235.24 \text{ kp/cm}^2$

b_0 : Anchura neta mínima del elemento. $b_0 : 500.00 \text{ mm}$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. $d : 372.40 \text{ mm}$

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza. $\alpha : 90.0 \text{ grados}$

φ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza. $\varphi : 45.0 \text{ grados}$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.6 m', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$V_{u2} : 28.232 \text{ t}$

con un valor mínimo de:

$V_{u2,min} : 28.542 \text{ t}$

Donde:

b_0 : Anchura neta mínima del elemento. $b_0 : 500.00 \text{ mm}$

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión. $d : 372.40 \text{ mm}$

g_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón. $g_c : 1.3$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

x: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$x : \underline{1.73}$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

f_{ck}: Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

s'_{cd}: Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras.

$$s'_{cd} : \underline{53.21} \text{ kp/cm}^2$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{133.021} \text{ t}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24} \text{ kp/cm}^2$$

r_l: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$r_l : \underline{0.0084}$$

A_s: Área de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$A_s : \underline{15.71} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} : \underline{28.232} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} : \underline{28.542} \text{ t}$$

Donde:

b₀: Anchura neta mínima del elemento.

$$b_0 : \underline{500.00} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{372.40} \text{ mm}$$

g_c: Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$g_c : \underline{1.3}$$

x: Coeficiente que depende del canto útil 'd'.

$$x : \underline{1.73}$$

f_{cv}: Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm².

$$f_{cv} : \underline{305.81} \text{ kp/cm}^2$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón. f_{ck} : 305.81 kp/cm²
 s'_{cd} : Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva), calculada teniendo en cuenta la compresión absorbida por las armaduras. s'_{cd} : 53.21 kp/cm²

N_d : Esfuerzo normal de cálculo. N_d : 133.021 t
 A_c : Área total de la sección de hormigón. A_c : 2500.00 cm²
 f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. f_{cd} : 235.24 kp/cm²
 r_l : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción. r_l : 0.0084

A_s : Área de la armadura longitudinal principal de tracción. A_s : 15.71 cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

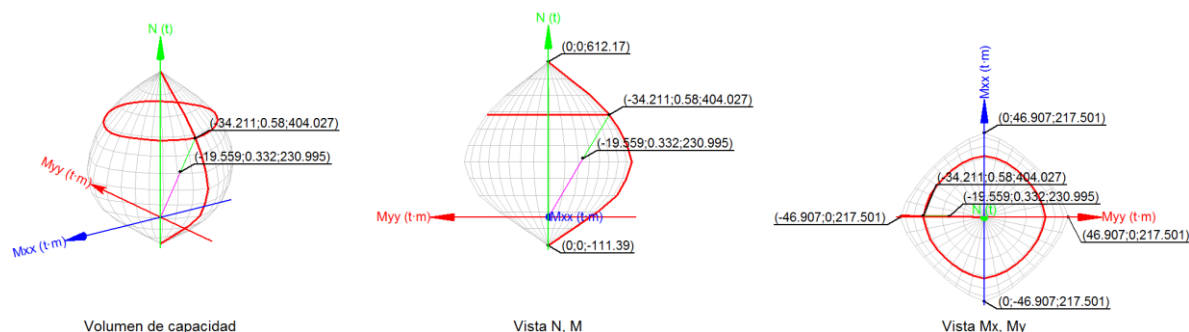
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.+)".

Se debe satisfacer:

h : 0.572 ✓

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : \underline{230.995} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} : \underline{0.332} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{-19.559} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{404.027} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{0.580} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-34.211} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Siendo:

e_e : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima e_{min} según el artículo 42.2.1.

$$e_{e,x} : \underline{-84.67} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{1.44} \text{ mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades $e_{0,x}, e_{0,y}$ es superior a la mínima.

Donde:

En el eje x:

$$e_{min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{1.44} \text{ mm}$$

Dónde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{0.332} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{230.995} \text{ t}$$

En el eje y:

$$e_{\min} : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h: Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{-84.67} \text{ mm}$$

Donde:

M_d: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{-19.559} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{230.995} \text{ t}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte I es menor que la esbeltez límite inferior I_{\inf} indicada en 43.1.2.

$$I : \underline{18.01}$$

Donde:

I₀: Longitud de pandeo.

$$I_0 : \underline{2.600} \text{ m}$$

i_c: Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I: Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$I_{\inf} : \underline{57.38}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

C : Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

$$C : \underline{0.21}$$

n : Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

$$n : \underline{0.45}$$

N_d : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{230.995} \text{ t}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

En el eje y:

Los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, ya que la esbeltez mecánica del soporte I es menor que la esbeltez límite inferior I_{inf} indicada en 43.1.2.

$$I : \underline{18.01}$$

Donde:

l_0 : Longitud de pandeo.

$$l_0 : \underline{2.600} \text{ m}$$

i_c : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{14.43} \text{ cm}$$

A_c : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{2500.00} \text{ cm}^2$$

I : Inercia.

$$I : \underline{520833.33} \text{ cm}^4$$

$$I_{inf} : \underline{57.38}$$

Donde:

e_2 : Excentricidad de primer orden correspondiente al mayor momento, considerada positiva.

$$e_2 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

e_1 : En estructuras traslacionales es igual a e_2 .

$$e_1 : \underline{25.00} \text{ mm}$$

h : Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

C: Coeficiente que depende de la disposición de armaduras.

C : 0.21

n: Axil adimensional o reducido de cálculo que solicita el soporte.

n : 0.45

N_d: Esfuerzo normal de cálculo.

N_d : 230.995 t

f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 203.87 kp/cm²

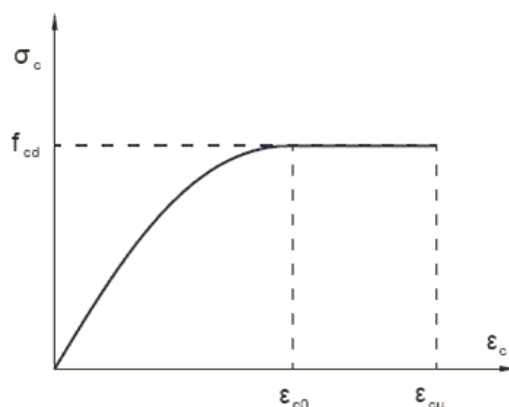
A_c: Área total de la sección de hormigón.

A_c : 2500.00 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Diagramas de cálculo.
 - (i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd}: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

f_{cd} : 203.87 kp/cm²

e_{c0}: Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

e_{c0} : 0.0020

e_{cu}: Deformación de rotura del hormigón en flexión.

e_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

a_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

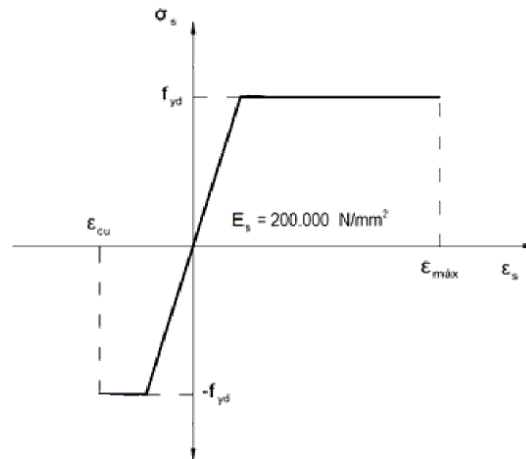
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

g_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$g_c : \underline{1.5}$$

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \underline{0.0100}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

$$f_{yk} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

g_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$g_s : \underline{1.15}$$

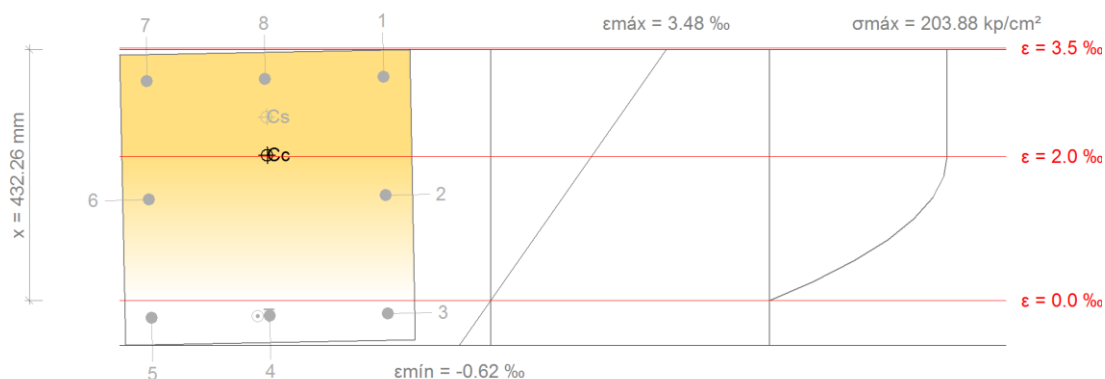
(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+4077.47	+0.003105
2	Ø20	0.00	204.00	+2979.70	+0.001462
3	Ø20	204.00	204.00	-370.39	-0.000182
4	Ø20	204.00	0.00	-435.56	-0.000214
5	Ø20	204.00	-204.00	-500.73	-0.000246
6	Ø20	0.00	-204.00	+2849.35	+0.001398
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.003041
8	Ø20	-204.00	0.00	+4077.47	+0.003073

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	351.390	-72.66	1.18
Cs	56.742	-138.16	1.47
T	4.105	204.00	-20.35

N_{Rd} : 404.027 t

$M_{Rd,x}$: 0.580 t·m

$M_{Rd,y}$: -34.211 t·m

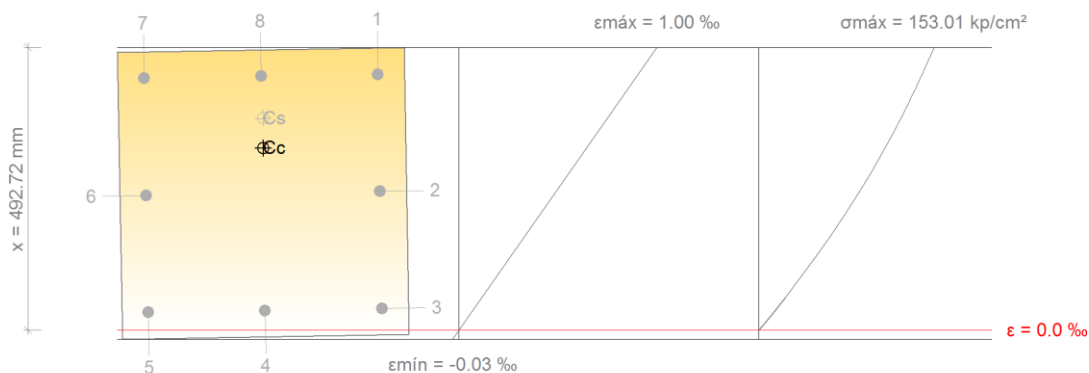
Donde:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+1847.10	+0.000906
2	Ø20	0.00	204.00	+1002.22	+0.000492
3	Ø20	204.00	204.00	+157.35	+0.000077
4	Ø20	204.00	0.00	+142.67	+0.000070
5	Ø20	204.00	-204.00	+127.99	+0.000063
6	Ø20	0.00	-204.00	+972.86	+0.000477
7	Ø20	-204.00	-204.00	+1817.74	+0.000892
8	Ø20	-204.00	0.00	+1832.42	+0.000899

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	206.176	-79.11	1.34
Cs	24.820	-130.90	2.27
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} : \underline{230.995 \text{ t}}$$

$$M_{ed,x} : \underline{0.332 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{ed,y} : \underline{-19.559 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

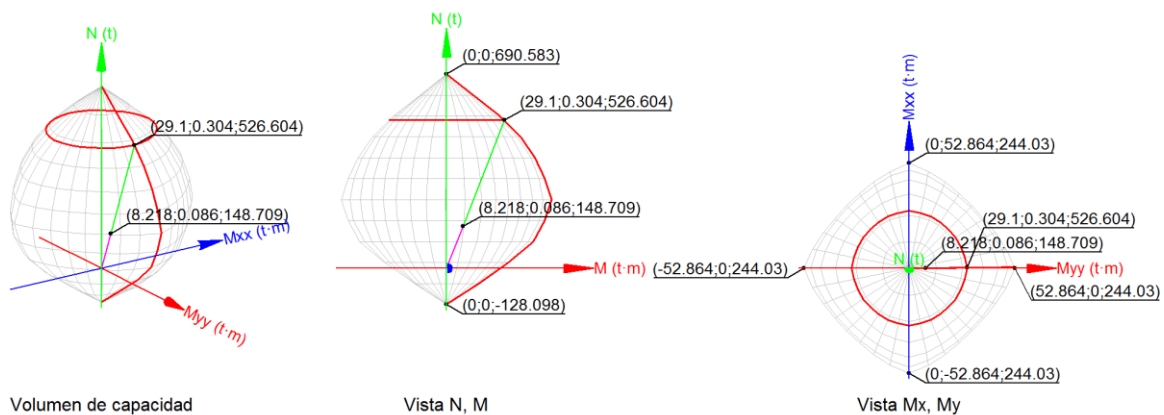
Donde:

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)
(EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$h : 0.282 \quad \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{ed} &: 148.709 \quad t \\ M_{ed,x} &: 0.086 \quad t \cdot m \\ M_{ed,y} &: 8.218 \quad t \cdot m \end{aligned}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: 526.604 \quad t \\ M_{Rd,x} &: 0.304 \quad t \cdot m \\ M_{Rd,y} &: 29.100 \quad t \cdot m \end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

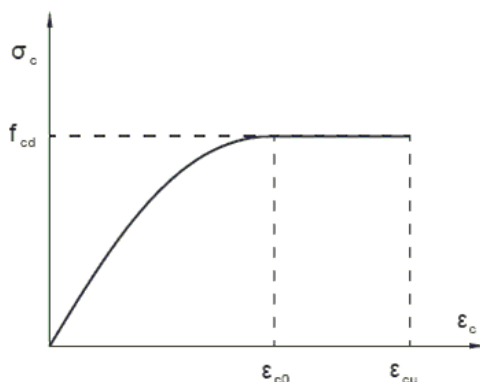
Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

(c) Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

$$\epsilon_{cd} : \underline{0.0020}$$

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

a_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$a_{cc} : \underline{1.00}$$

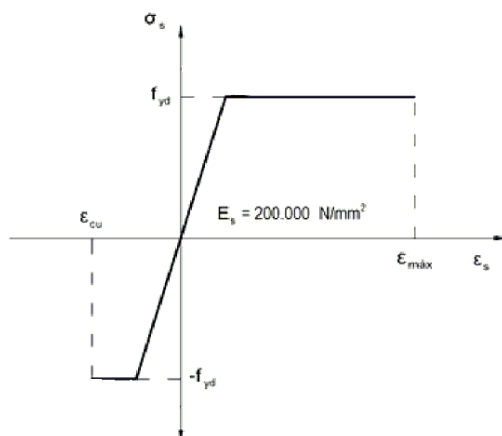
f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

g_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$g_c : \underline{1.3}$$

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \frac{5096.84}{\gamma_s} \text{ kp/cm}^2$$

e_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

$$e_{max} : \frac{0.0100}{\gamma_s}$$

e_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

$$e_{cu} : \frac{0.0035}{\gamma_s}$$

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

f_{yk} : Resistencia característica de proyecto

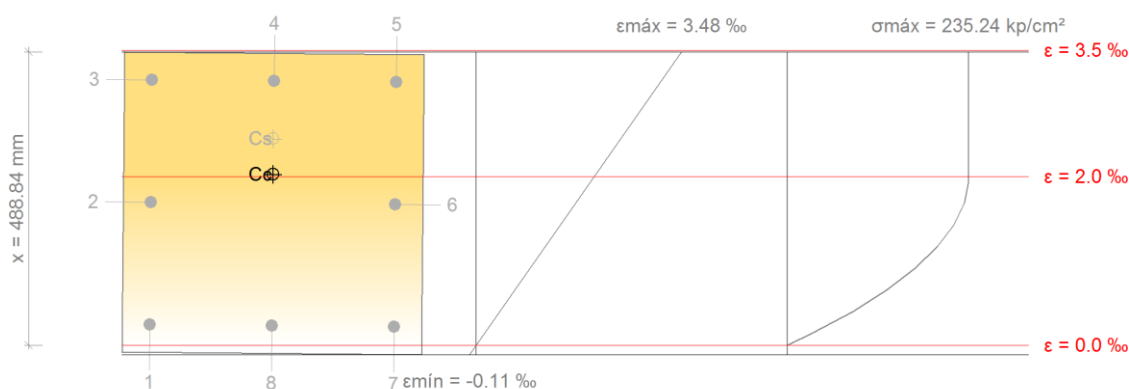
$$f_{yk} : \frac{5096.84}{\gamma_s} \text{ kp/cm}^2$$

g_s : Coeficiente parcial de seguridad.

$$g_s : \frac{1.00}{\gamma_s}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo p_simos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+500.04	+0.000245
2	Ø20	0.00	204.00	+3462.77	+0.001698
3	Ø20	204.00	204.00	+4077.47	+0.003152
4	Ø20	204.00	0.00	+4077.47	+0.003138
5	Ø20	204.00	-204.00	+4077.47	+0.003124
6	Ø20	0.00	-204.00	+3406.69	+0.001671
7	Ø20	-204.00	-204.00	+443.95	+0.000218
8	Ø20	-204.00	0.00	+471.99	+0.000232

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	462.145	47.97	0.50
Cs	64.459	107.54	1.12

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

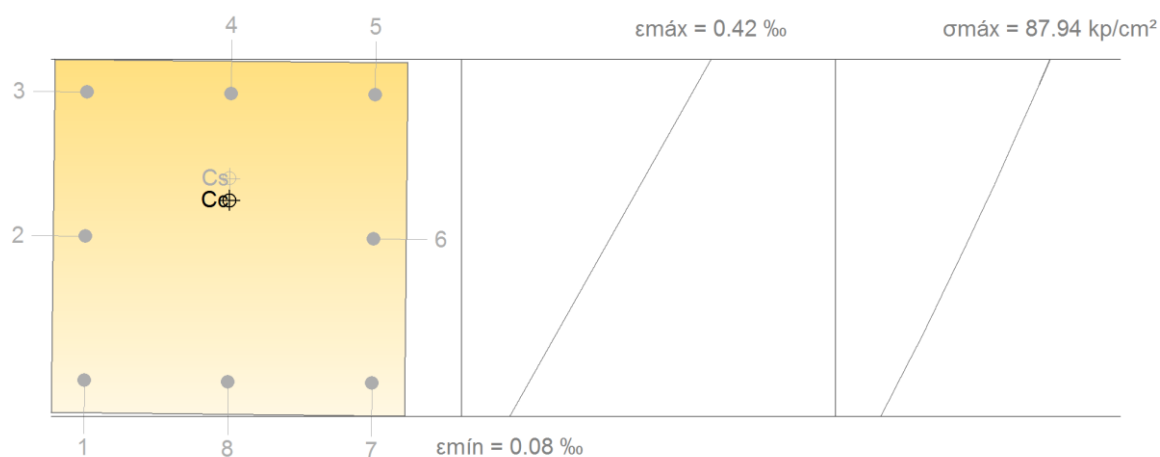
	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{Rd} : \underline{526.604} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{0.304} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{29.100} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (kp/cm²)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+233.23	+0.000114
2	Ø20	0.00	204.00	+510.51	+0.000250
3	Ø20	204.00	204.00	+787.79	+0.000386
4	Ø20	204.00	0.00	+784.90	+0.000385
5	Ø20	204.00	-204.00	+782.00	+0.000384
6	Ø20	0.00	-204.00	+504.72	+0.000248
7	Ø20	-204.00	-204.00	+227.44	+0.000112
8	Ø20	-204.00	0.00	+230.33	+0.000113

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	135.952	52.60	0.55

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	12.758	83.58	0.87
T	0.000	0.00	0.00

$$N_{ed} : \underline{148.709} \text{ t}$$

$$M_{ed,x} : \underline{0.086} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : \underline{8.218} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	$\varnothing a_{si}$ (mm)
Esquinas (4)	314.2	47.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	47.0	500.00	0.0
Cara Y (1)	314.2	47.0	500.00	0.0

Segundo grupo

Continuamos analizando el segundo grupo de paires, del P16 al P45, los referentes a la zona de bodega, que son los marcados en la siguiente imagen.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Diagrama de pilares del grupo 2

Armado del segundo grupo

Para este grupo de pilares las disposiciones de armadura son las siguientes:

		Dimensión		Armado longitudinal					Armado transversal				
		X (cm)	Y (cm)	Esquinas		Cara X		Cara Y		Cercos	Separación		
Forjado 2	8 m		50	4	Ø20	2	Ø20	2	Ø20		Ø10		5
	7.1 m										Ø6		15
Forjado 1	4 m												
Cimentación	0 m				4	Ø20	2	Ø20	2	Ø20		Ø6	

Cuadro de armado del segundo grupo de pilares

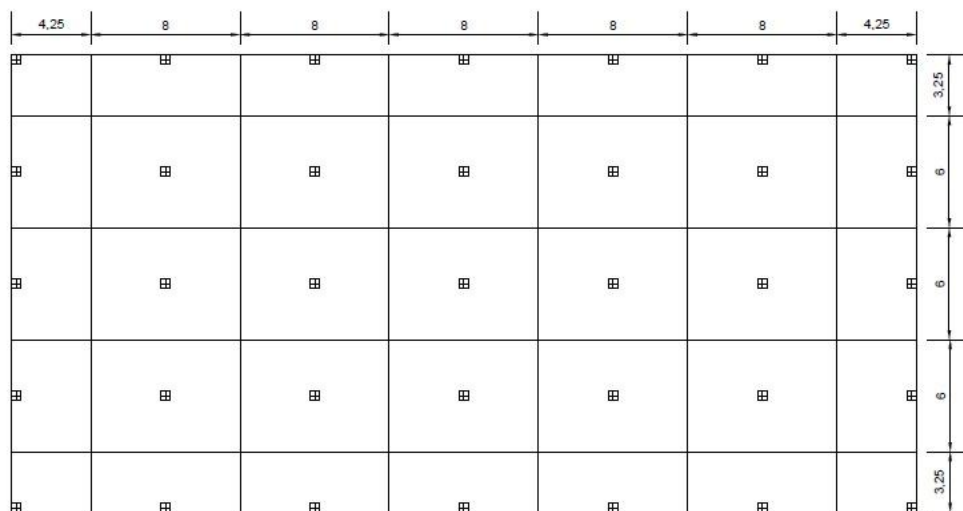
Esfuerzos sobre los pilares

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

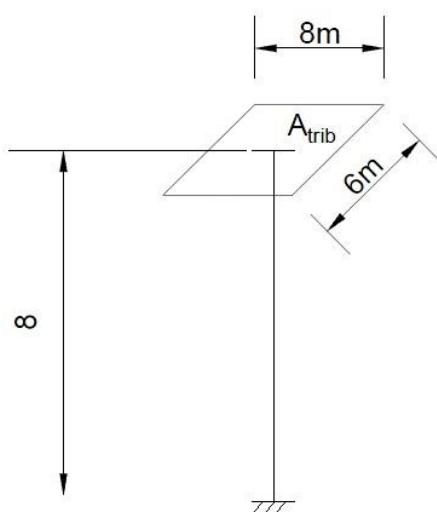
Documento No2: Anejo de Cálculo

En primer lugar vamos a observar cual es el pilar más solicitado del conjunto, para ello obtendremos los esfuerzos a los que se someten dichos pilares. En primer lugar determinaremos las áreas tributarias de cada pilar:



Áreas tributarias del segundo grupo de pilares

Modelización de los pilares:



Modelización de pilar del segundo grupo

Determinamos en esta tabla las acciones actuantes sobre dichos pilares, que son las analizadas en el apartado VALORACIÓN DE LAS ACCIONES SOBRE FORJADOS, correspondientes a la cubierta ajardina:

Forjado 2	Permanentes	Peso Propio	Forjado
			Vigas
		Cargas Muertas	Cubierta
	Variables	Sobrecarga de uso	
		Viento	
		Nieve	
	Accidental	Sismo	

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

La sección más solicitada en los pilares se encuentra en su pie, donde los esfuerzos axiales son mayores. Esta es por tanto la sección determinante para el dimensionado de la armadura de los pilares. A continuación observamos una tabla con los esfuerzos en la base de cada uno de los pilares de este grupo. En la tabla de envolventes de esfuerzos proporcionada por CYPE observamos que los pilares de este grupo se pueden clasificar en 4 subgrupos. Los esfuerzos actuantes en el primer subgrupo, formado por los pilares P16, P20, P21, P25, P26, P30, P31, P35, P36 Y P40 son:

Pilar	Comb.	Comp.	Esfuerzos pésimos					Referencia	
			N (t)	Mox (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	Mox (t-m)	Myy (t-m)
P26	1.35-P...	Q	35.72	1.39	7.83	-3.60	0.81	1.39	7.83
	1.35-P...	N,M	35.72	-0.75	10.61	-1.62	-0.43	-0.75	10.61
	1.35-P...	Q	37.91	-0.71	-1.54	-3.97	0.81	-0.71	-1.54
	1.35-P...	N,M	37.91	0.38	6.40	-1.41	-0.43	0.38	6.40
	1.35-P...	Q	41.29	-3.95	-17.40	-3.97	0.81	-3.95	-17.40
	PP+CM+...	N,M	31.24	-3.94	-16.01	-3.41	0.81	-3.94	-16.01
	1.35-P...	Q	41.29	-3.95	-17.40	-3.97	0.81	-3.95	-17.40
	PP+CM+...	N,M	31.24	-3.94	-16.01	-3.41	0.81	-3.94	-16.01

Los esfuerzos actuantes en el segundo subgrupo, formado por los pilares P17, P18, P19, P22, P23 y P24 son:

Pilar	Comb.	Comp.	Esfuerzos pésimos					Referencia	
			N (t)	Mox (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	Mox (t-m)	Myy (t-m)
P24	PP+CM+...	Q	43.47	0.25	-1.95	-1.52	-0.19	0.25	-1.95
	1.35-P...	N,M	65.88	-1.65	0.94	0.47	0.08	-0.10	0.94
	PP+CM+...	Q	45.09	0.73	-5.91	-1.89	-0.19	0.73	-5.91
	1.35-P...	N,M	65.91	0.70	-5.88	-1.90	-0.18	0.70	-5.88
	PP+CM+...	Q,N,M	47.59	1.47	-13.47	-1.89	-0.19	1.47	-13.47
	PP+CM+...	Q,N,M	47.59	1.47	-13.47	-1.89	-0.19	1.47	-13.47

Los esfuerzos actuantes en el tercer subgrupo, formado por los pilares P27, P28, P29, P32, P33, P34, P37, P38 y P39 son:

Pilar	Comb.	Comp.	Esfuerzos pésimos					Referencia	
			N (t)	Mox (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	Mox (t-m)	Myy (t-m)
P32	PP+CM+...	Q	43.48	-0.22	-1.49	-1.02	0.17	-0.22	-1.49
	1.35-P...	N,M	65.90	1.65	0.42	0.37	-0.04	0.06	0.42
	PP+CM+...	Q	45.10	-0.65	-4.13	-1.38	0.17	-0.65	-4.13
	1.35-P...	N,M	65.93	-0.68	-4.15	-1.38	0.17	-0.68	-4.15
	PP+CM+...	Q	47.60	-1.31	-9.66	-1.38	0.17	-1.31	-9.66
	1.35-P...	N,M	69.30	-1.36	-9.66	-1.38	0.17	-1.36	-9.66
	PP+CM+...	Q	47.60	-1.31	-9.66	-1.38	0.17	-1.31	-9.66
	1.35-P...	N,M	69.30	-1.36	-9.66	-1.38	0.17	-1.36	-9.66

Los esfuerzos actuantes en el cuarto subgrupo formado por los pilares P41, P42, P43, P44 y P45 son:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Pilar	Comb.	Comp.	Esfuerzos pésimos					Referencia	
			N (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)	Q _x (t)	Q _y (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)
P41	1.35-P...	Q	20.06	3.24	4.47	-1.86	1.27	3.24	4.47
	1.35-P...	N,M	20.02	3.19	5.29	-1.27	1.18	3.19	5.29
	1.35-P...	Q	22.25	-0.07	-0.56	-2.22	1.27	-0.07	-0.36
	PP+CM+...	N,M,S	15.96	-0.18	5.45	0.13	1.00	-0.18	5.45
	1.35-P...	Q,N,M	25.63	-5.15	-9.25	-2.22	1.27	-5.15	-9.25
	1.35-P...	Q,N,M	25.63	-5.15	-9.25	-2.22	1.27	-5.15	-9.25

Comprobamos que el subgrupo de pilares más solicitado y por tanto en una situación más desfavorable es el tercero, formado por los pilares P27, P28, P29, P32, P33, P34, P37, P38 y P39. Vamos por tanto a realizar las comprobaciones necesarias establecidas por la EHE-08 para verificar que el pilar resiste las solicitaciones.

5.3.3 Comprobaciones

A continuación vamos a realizar la comprobación del pilar 33, perteneciente al subgrupo más solicitado como hemos comprobado anteriormente. Determinamos en esta tabla las acciones correspondientes al forjado actuante sobre dicho pilar:

Forjado 2	Permanentes	Peso Propio	Forjado
			Vigas
		Cargas Muertas	Cubierta
	Variables	Sobrecarga de uso	
		Viento	
		Nieve	
	Accidental	Sismo	

Forjado 2:

$$q_{pp} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{cm} = 2.65 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{scu} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{viento} = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{nieve} = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

N_{viga} : axil que produce la viga sobre el pilar:

$$A_{viga} = 0.5 \times 0.6 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{hormigón} = 2.4 \text{ kN/m}^3$$

$$l_{viga} = 6 \text{ m}$$

$$q_{viga} = (0.5 \times 0.6 \times 2.4) \times 6 = 4.32 \text{ kN}$$

$$q_{viga} = 4.32 \text{ kN}$$

$$q_{viga,Ed} = 4.32 \times 1.5 = 6.48 \text{ kN}$$

Combinación ELU sobrecarga de uso (hipótesis más desfavorable):

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

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$q_{Ed} = 1.35 \times (5 + 2.65) + 1.5 \times 1 + 1.5 \times (0.6 \times 0.8) + 1.5 \times (0.5 \times 0.5) = 12.9225$$

$$q_{Ed} = 13 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{\text{tributaria}} = 48 \text{ m}^2$$

$$N_{Ed} = A_{\text{tributaria}} \times q_{Ed} = 48 \times 13 = 624 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,f2} = 624 + 6.48 = 630.48 \text{ kN}$$

Diagrama de axil en P33:

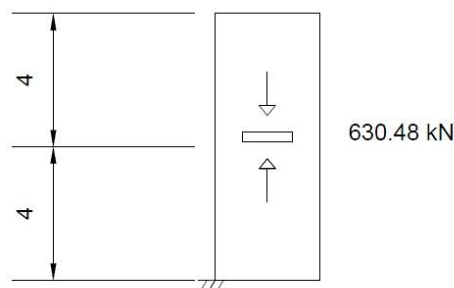


Diagrama de esfuerzo axil en P33

Datos del pilar 33		
	Geometría	
	Dimensiones	: 50x50 cm
	Tramo	: 0.000/7.100 m
	Altura libre	: 6.60 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
	Tamaño máximo de árido	: 15 mm
	Materials	Longitud de pandeo
	Hormigón : HA-30, $Y_c=1.5$	Plano ZX : 6.60 m
	Acero : B 500 S, $Y_s=1.15$	Plano ZY : 6.60 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ6
	Cara X : 2Ø20	Separación : 6 - 15 cm
	Cara Y : 2Ø20	
	Cuantía : 1.01 %	
Incendio		
Resistencia requerida : R 90		

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.012} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{1.413} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{0.003} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{113.884} \text{ t}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$$\eta : \underline{0.083} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{1.406} \text{ t}$$

$$V_{rd2,y} : \underline{0.010} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{16.896} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} : \underline{113.884} \text{ t}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} : \underline{113.884} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} : \underline{16.627} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} : \underline{16.896} \text{ t}$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} : \underline{16.627} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} : \underline{16.896} \text{ t}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Donde:

V_{rd1} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd1,x} : \underline{0.810} \text{ t}$$

$$V_{rd1,y} : \underline{0.032} \text{ t}$$

V_{u1} : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

$$\eta : \underline{0.044} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{rd2} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{rd2,x} : \underline{0.808} \text{ t}$$

$$V_{rd2,y} : \underline{0.031} \text{ t}$$

V_{u2} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u2} : \underline{18.538} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

Cortante en la dirección Y:

$$V_{u1} : \underline{131.404} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} : \underline{18.228} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{u2,min} : \underline{18.538} \text{ t}$$

Cortante en la dirección Y:

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura de cortante se obtiene como:

$$V_{u2} : \underline{18.228} \text{ t}$$

con un valor mínimo de:

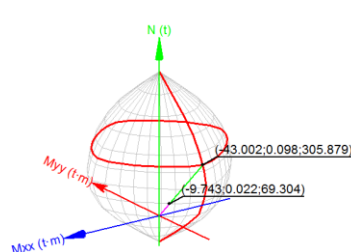
$$V_{u2,min} : \underline{18.538} \text{ t}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

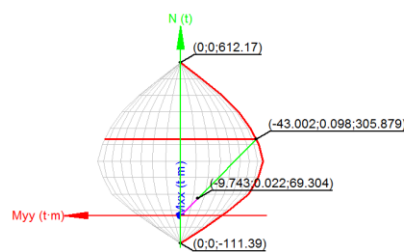
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.05·Qa+1.5·V(-Xexc.-)".

Se debe satisfacer:

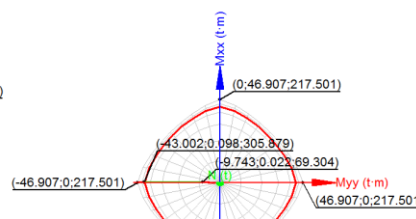
$$\eta : 0.227 \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : 69.304 \text{ t}$$

$$M_{ed,x} : 0.022 \text{ t·m}$$

$$M_{ed,y} : -9.743 \text{ t·m}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : 305.879 \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : 0.098 \text{ t·m}$$

$$M_{Rd,y} : -43.002 \text{ t·m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

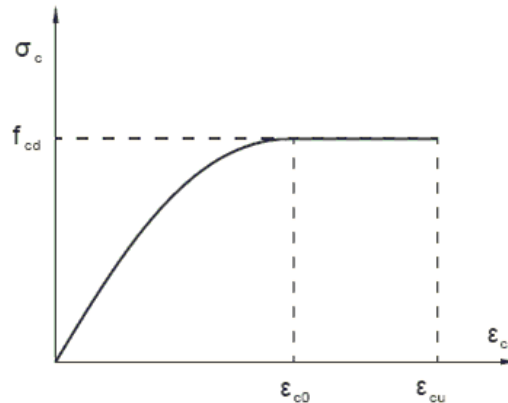
Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

(c) Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

(d) Diagramas de cálculo.

(i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

ε_{c0} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ε_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} : \underline{203.87 \text{ kp/cm}^2}$$

$$\varepsilon_{c0} : \underline{0.0020}$$

$$\varepsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

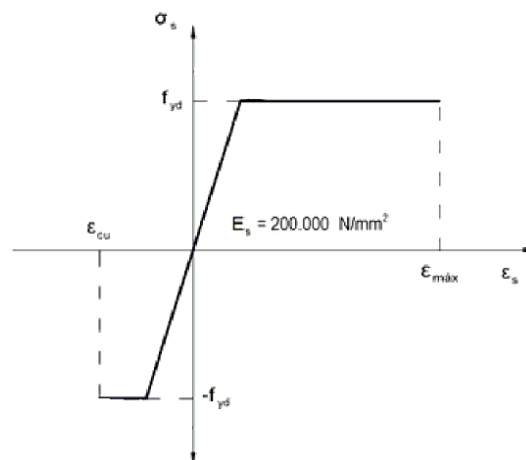
γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{4432.03 \text{ kp/cm}^2}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

ϵ_{\max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{\max} : 0.0100

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

ϵ_{cu} : 0.0035

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

f_{vk} : Resistencia característica de proyecto

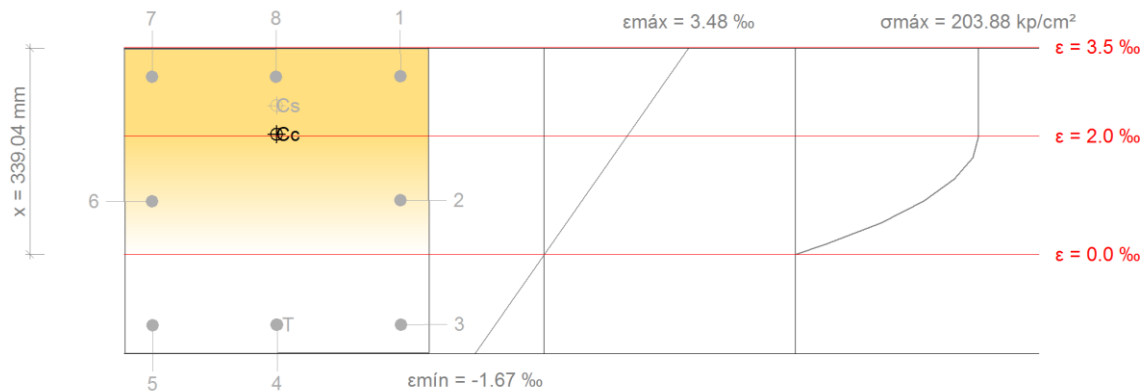
f_{vk} : 5096.84 kp/cm²

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

γ_s : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+4077.47	+0.003009
2	Ø20	0.00	204.00	+1861.68	+0.000913
3	Ø20	204.00	204.00	-2410.32	-0.001182
4	Ø20	204.00	0.00	-2423.30	-0.001189
5	Ø20	204.00	-204.00	-2436.27	-0.001195
6	Ø20	0.00	-204.00	+1835.73	+0.000900
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.002996
8	Ø20	-204.00	0.00	+4077.47	+0.003002

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	278.673	-109.46	0.23
Cs	50.045	-156.65	0.33
T	22.839	204.00	-0.73

N_{Rd} : 305.879 t

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

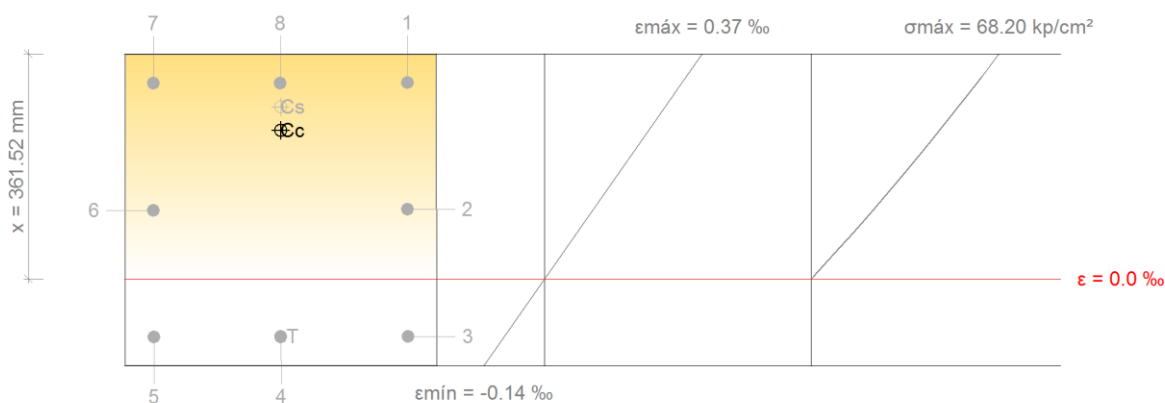
Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

$M_{Rd,x}$: 0.098 t·m

$M_{Rd,y}$: -43.002 t·m

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+655.42	+0.000321
2	Ø20	0.00	204.00	+231.51	+0.000114
3	Ø20	204.00	204.00	-192.41	-0.000094
4	Ø20	204.00	0.00	-193.48	-0.000095
5	Ø20	204.00	-204.00	-194.56	-0.000095
6	Ø20	0.00	-204.00	+229.35	+0.000112
7	Ø20	-204.00	-204.00	+653.27	+0.000320
8	Ø20	-204.00	0.00	+654.34	+0.000321

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	63.513	-127.74	0.28
Cs	7.615	-165.21	0.36
T	1.824	204.00	-0.76

N_{ed} : 69.304 t

$M_{ed,x}$: 0.022 t·m

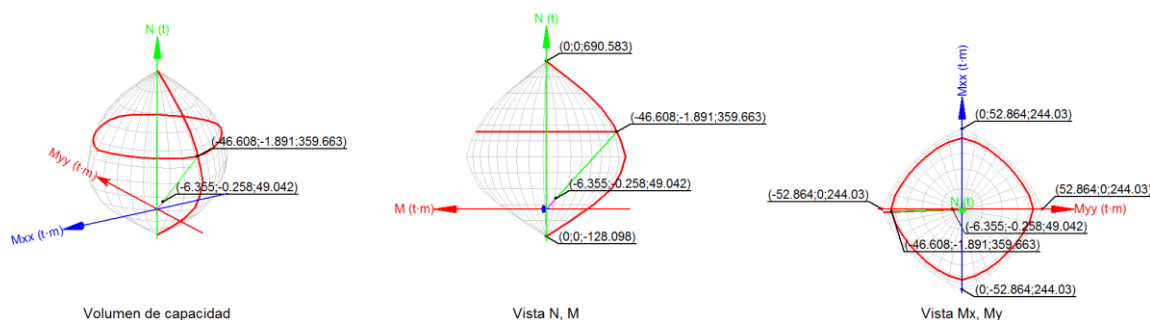
$M_{ed,y}$: -9.743 t·m

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (EHE-08, Artículo 42)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "PP+CM+0.3·Qa-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.136} \quad \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

N_{ed}, M_{ed} son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 42.2.1:

N_{ed} : Esfuerzo normal de cálculo.

M_{ed} : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{ed} : \underline{49.042 \text{ t}}$$

$$M_{ed,x} : \underline{-0.258 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{ed,y} : \underline{-6.355 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

N_{Rd}, M_{Rd} son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

N_{Rd} : Axil de agotamiento.

M_{Rd} : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{359.663 \text{ t}}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-1.891 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-46.608 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 42.1):

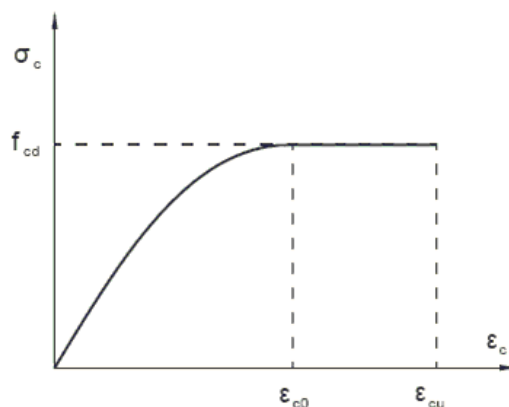
- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones ε_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Diagramas de cálculo.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

- (i) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

ϵ_{cd} : Deformación de rotura del hormigón en compresión simple.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del hormigón en compresión el valor:

$$f_{cd} : \underline{235.24 \text{ kp/cm}^2}$$

$$\epsilon_{cd} : \underline{0.0020}$$

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

α_{cc} : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

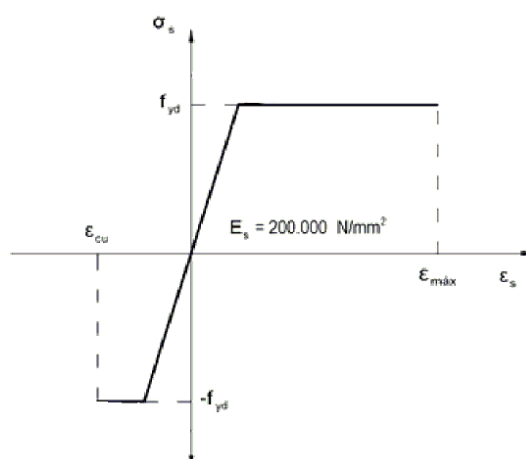
γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$$f_{ck} : \underline{305.81 \text{ kp/cm}^2}$$

$$\gamma_c : \underline{1.3}$$

- (ii) Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

ϵ_{max} : Deformación máxima del acero en tracción.

ϵ_{cu} : Deformación de rotura del hormigón en flexión.

Se considera como resistencia de cálculo del acero el valor:

$$f_{yd} : \underline{5096.84 \text{ kp/cm}^2}$$

$$\epsilon_{max} : \underline{0.0100}$$

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

f_{vk} : Resistencia característica de proyecto

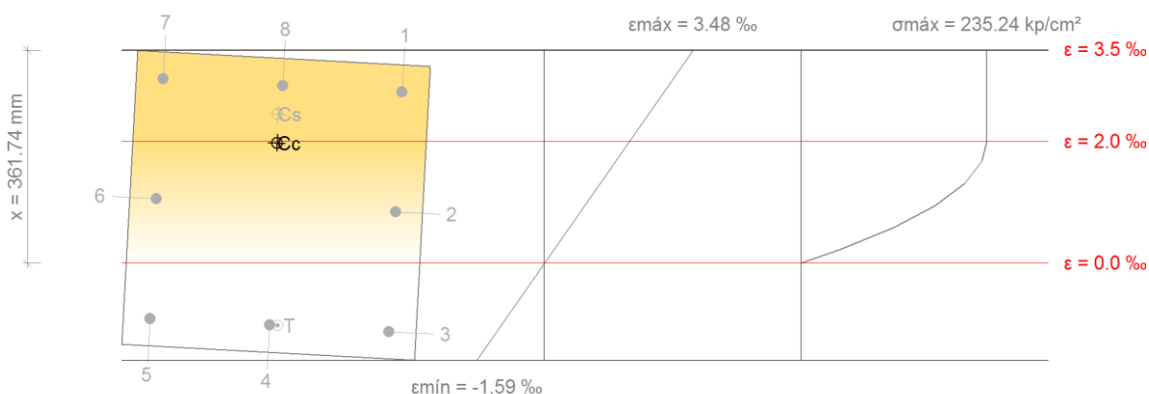
f_{vk} : $\frac{5096.84}{1.00}$ kp/cm²

γ_s : Coeficiente parcial de seguridad.

γ_s : $\frac{1.00}{1.00}$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+4077.47	+0.002803
2	Ø20	0.00	204.00	+1716.28	+0.000842
3	Ø20	204.00	204.00	-2281.72	-0.001119
4	Ø20	204.00	0.00	-2064.18	-0.001012
5	Ø20	204.00	-204.00	-1846.65	-0.000906
6	Ø20	0.00	-204.00	+2151.34	+0.001055
7	Ø20	-204.00	-204.00	+4077.47	+0.003016
8	Ø20	-204.00	0.00	+4077.47	+0.002910

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	328.538	-105.92	-4.06
Cs	50.580	-154.99	-5.51
T	19.455	204.00	14.33

N_{Rd} : $\frac{359.663}{1.00}$ t

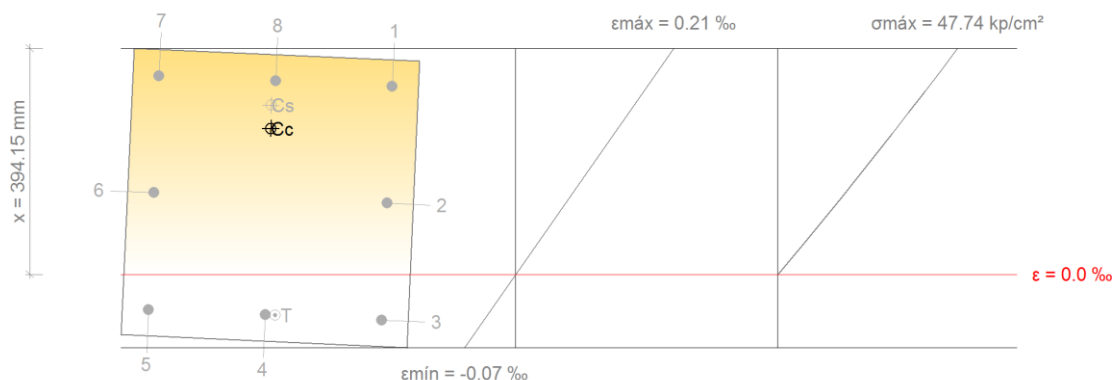
$M_{Rd,x}$: $\frac{-1.891}{1.00}$ t·m

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

$$M_{Rd,v} : -46.608 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	σ_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø20	-204.00	204.00	+363.48	+0.000178
2	Ø20	0.00	204.00	+137.44	+0.000067
3	Ø20	204.00	204.00	-88.59	-0.000043
4	Ø20	204.00	0.00	-78.38	-0.000038
5	Ø20	204.00	-204.00	-68.17	-0.000033
6	Ø20	0.00	-204.00	+157.87	+0.000077
7	Ø20	-204.00	-204.00	+383.90	+0.000188
8	Ø20	-204.00	0.00	+373.69	+0.000183

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	45.331	-121.02	-4.82
Cs	4.450	-161.47	-5.88
T	0.739	204.00	17.72

$$N_{ed} : 49.042 \text{ t}$$

$$M_{ed,x} : -0.258 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,v} : -6.355 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{yk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Esquinas (4)	314.2	47.0	500.00	0.0
Cara X (1)	314.2	47.0	500.00	0.0

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

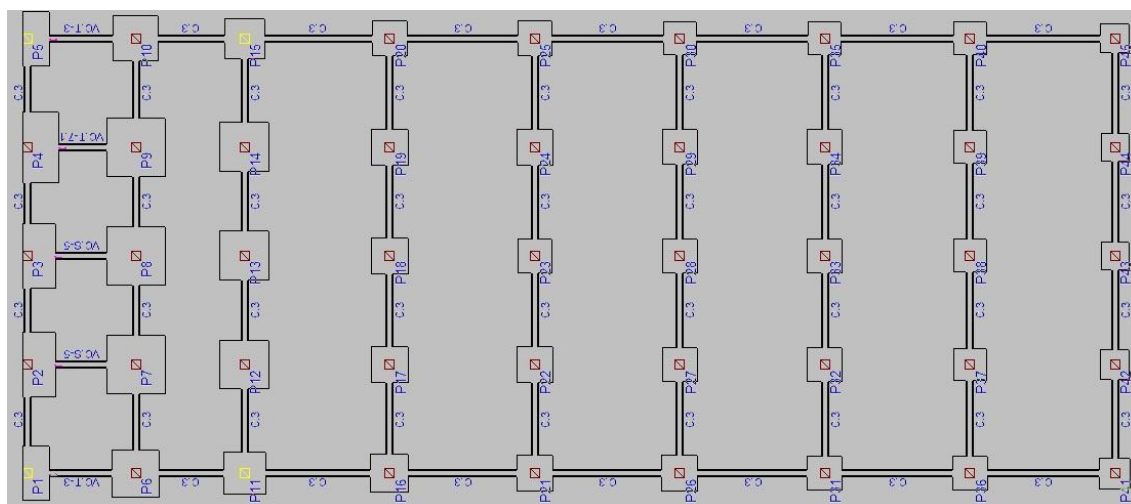
Documento No2: Anejo de Cálculo

Barras	A_s (mm ²)	a_s (mm)	f_{vk} (MPa)	Δa_{si} (mm)
Cara Y (1)	314.2	47.0	500.00	0.0

5.4 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACION DE CIMENTACIÓN

5.4.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y MATERIALES

A continuación vamos a proceder al dimensionamiento y comprobación de las zapatas de cimentación. Compuesta por zapatas aisladas unidas mediante vigas de atado, a continuación observamos un esquema de la cimentación de la estructura:



Plano de cimentación de la estructura

Posteriormente tras el dimensionado de cada una de las zapatas y de las vigas de atado y centradoras se determinaran sus dimensiones y armado correspondiente.

El hormigón empleado en los elementos de cimentación es HA-25, y para el acero de las armaduras en zapatas y encepados empleamos un B 500 S, como ya habíamos definido anteriormente en este documento.

5.4.2 NORMATIVA

Para el dimensionamiento y comprobación de los elementos de cimentación seguiremos la normativa establecida en el CTE por el Documento Basico de Seguridad Estructural de Cimentacion, DB-SE-C.

El ámbito de aplicación de este DB-C es el de la seguridad estructural, capacidad portante y aptitud al servicio, de los elementos de cimentación y, en su caso, de contención de todo tipo de edificios, en relación con el terreno, independientemente de lo que afecta al elemento

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

propiamente dicho, que se regula en los Documentos Básicos relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la instrucción EHE.

Para el dimensionado de la cimentación se distinguirá entre:

-Estados límite últimos: asociados con el colapso total o parcial del terreno o con el fallo estructural de la cimentación.

-Estados límite de servicio: asociados con determinados requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas y de servicio.

Verificación de la Estabilidad

El equilibrio de la cimentación, estabilidad al vuelco o estabilidad frente a la subpresión, quedará verificado si para las situaciones de dimensionado pertinentes se cumple la condición:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Siendo:

$E_{d,dst}$: valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.

$E_{d,stab}$: valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

Verificación de la Resistencia

La resistencia local o global del terreno quedará verificada si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, la condición:

$$E_d \leq R_d$$

Siendo:

E_d : valor de cálculo del efecto de las acciones.

R_d : valor de cálculo de la resistencia del terreno.

Valores de cálculo del efecto de las acciones

El valor de cálculo del efecto de las acciones para cada situación de dimensionado se podrá determinar según la relación:

$$E_d = \gamma_E E \left(\gamma_F \times F_{repr}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

Siendo:

F_{repr} : valor representativo de las acciones que intervienen en la situación de dimensionado considerada.

X_k : valor característico de los materiales.

a_d : valor de cálculo de los datos geométricos.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

γ_E : coeficiente parcial para el efecto de las acciones.

γ_F : coeficiente parcial para las acciones.

γ_M : coeficiente parcial para las propiedades de los materiales.

Valor de cálculo de la resistencia del terreno

El valor de cálculo de la resistencia del terreno se podrá determinar utilizando la siguiente expresión:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

Siendo:

γ_R : coeficiente parcial de resistencia.

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0

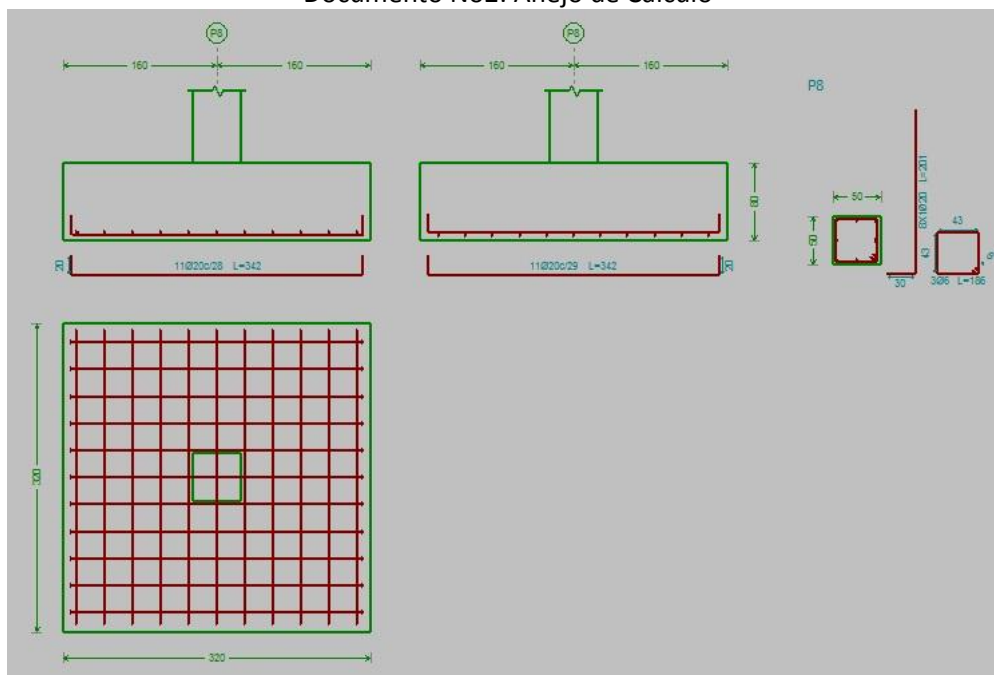
5.4.3 ZAPATAS

Vamos a analizar la zapata que esta sometida a mayores esfuerzos y que por tanto transmite mayores cargas al terreno, la correspondiente al pilar 8. Aquí podemos observar una imagen en la que se muestran las dimensiones y armado de dicha zapata:

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo



Definición geométrica y de armado de la zapata del pilar 8

Dimensionamiento y comprobación:

A continuación podemos observar como la zapata cumple con todas las comprobaciones necesarias exigidas por la normativa: **cambiar resultados por la de 120 de canto**

Referencia: P8		
Dimensiones: 320 x 320 x 80		
Armados: Xi:Ø20c/28 Yi:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión media en situaciones accidentales sísmicas: - Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento: - Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: - Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.972 kp/cm ² Máximo: 3 kp/cm ² Calculado: 1.972 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.972 kp/cm ² Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 2.114 kp/cm ² Máximo: 3.75 kp/cm ² Calculado: 2.02 kp/cm ²	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> - En dirección X: - En dirección Y:	Reserva seguridad: 922.9 % Reserva seguridad: 2478.4 %	Cumple Cumple
Flexión en la zapata:		

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Referencia: P8		
Dimensiones: 320 x 320 x 80		
Armados: Xi:Ø20c/28 Yi:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- En dirección X:	Momento: 91.43 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 86.64 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 56.35 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 73.39 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 509.68 t/m ² Calculado: 228.77 t/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 588.09 t/m ² Calculado: 117.13 t/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- P8:	Mínimo: 53 cm Calculado: 71 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0014	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0014	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 0.0014	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0015	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0014	Cumple
Diámetro mínimo de las barras:		
- Parrilla inferior: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Calculado: 89 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 89 cm	Cumple

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Referencia: P8		
Dimensiones: 320 x 320 x 80		
Armados: Xi:Ø20c/28 Yi:Ø20c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 89 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 69 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 89 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 20 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 de la norma EHE-08)		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.93		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.91		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 111.94 t		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 111.94 t		

5.4.4 VIGAS DE ATADO

Se dispone de vigas de atado para unir las zapatas, como podemos observar la mayoría de ellas son vigas tipo C3, cuya comprobación podemos observar a continuación:

Referencia: C.3 [P21 - P16] (Viga de atado)		
-Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm		
-Armadura superior: 2Ø20		
-Armadura inferior: 2Ø20		
-Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 2 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 26.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos:		
- Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾		No procede

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Referencia: C.3 [P21 - P16] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
(1) <i>Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.</i>		
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 26.4 cm Calculado: 26.4 cm	 Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.4</i>	Mínimo: 8.2 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	 Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	 Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 0 cm ² Mínimo: 0.24 cm ²	 Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	 Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	 Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 35 cm Mínimo: 28 cm Mínimo: 35 cm	 Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 27 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 27 cm	 Cumple Cumple

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Referencia: C.3 [P21 - P16] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 t·m Axil: ± 1.24 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 20.0 mm (Cumple) - Zona de baja sismicidad. - La determinación de los esfuerzos sobre las vigas de atado y centradoras se ha realizado de acuerdo a la Norma de Construcción Sismorresistente. El axil actuante sobre las mismas se ha obtenido afectando el axil proveniente del pilar con la fracción de la aceleración de cálculo correspondiente a la norma sísmica escogida.		

5.4.5 VIGAS CENTRADORAS

Aquí podemos observar las comprobaciones realizadas en referencia a los dos tipos de vigas decentradoras, así como su armado:

Referencia: VC.S-5 [P7 - P2] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 80.0 cm -Armadura superior: 6Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 6Ø25 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 8 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i> - Armadura superior: - Armadura inferior: - Armadura de piel:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 3 cm Mínimo: 2.5 cm Calculado: 3 cm Mínimo: 2 cm Calculado: 20.7 cm	Cumple Cumple Cumple
Separación máxima estribos: <i>Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE "EL VILLAR DEL ARZOBISPO" (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Referencia: VC.S-5 [P7 - P2] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 80.0 cm -Armadura superior: 6Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 6Ø25 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ <i>(1) Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.</i>		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i> - Armadura superior: - Armadura inferior: - Armadura de piel:	Máximo: 30 cm Calculado: 3 cm Calculado: 3 cm Calculado: 20.7 cm	Cumple Cumple Cumple
Cuantía mínima para los estribos: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 3.35 cm ² /m Mínimo: 3.14 cm ² /m Mínimo: 2.73 cm ² /m	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i> - Armadura superior (Situaciones persistentes): - Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Mínimo: 0.0028 Calculado: 0.0092 Calculado: 0.0092	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: <i>Se aplica la reducción del artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i> - Armadura superior (Situaciones persistentes): - Armadura superior (Situaciones accidentales sísmicas):	Calculado: 29.45 cm ² Mínimo: 4.9 cm ² Mínimo: 4.92 cm ²	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.4</i>	Mínimo: 16.41 cm ² Calculado: 63.42 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 63.42 cm ² Calculado: 63.42 cm ²	Cumple Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15</i>	Calculado: 63.42 cm ²	

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Referencia: VC.S-5 [P7 - P2] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 80.0 cm -Armadura superior: 6Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 6Ø25 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 0 cm ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 1.14 cm ²	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:		
- Situaciones persistentes:	Momento flector: -91.27 t·m Axil: ± 0.00 t	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: -54.83 t·m Axil: ± 5.68 t	Cumple
	Momento flector: -14.37 t·m Axil: ± 5.82 t	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Calculado: 131 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 131 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 85 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Calculado: 94 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 94 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 65 cm	Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel origen: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Calculado: 43 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 43 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 30 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Calculado: 72 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 72 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 39 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Calculado: 46 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 46 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel extremo: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 12 cm	
- Situaciones persistentes:	Calculado: 12 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Calculado: 12 cm	Cumple
Comprobación de cortante:		
- Situaciones persistentes:	Cortante: 20.51 t	Cumple

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Referencia: VC.S-5 [P7 - P2] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 80.0 cm -Armadura superior: 6Ø25 -Armadura de piel: 2x2Ø12 -Armadura inferior: 6Ø25 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
- Situaciones accidentales sísmicas:	Cortante: 12.32 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 25.0 mm (Cumple) - Zona de baja sismicidad. - La determinación de los esfuerzos sobre las vigas de atado y centradoras se ha realizado de acuerdo a la Norma de Construcción Sismorresistente. El axil actuante sobre las mismas se ha obtenido afectando el axil proveniente del pilar con la fracción de la aceleración de cálculo correspondiente a la norma sísmica escogida.		

Listado de vigas centradoras:

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P6 - P1]	VC.T-3	Ancho: 40.0 cm Canto: 60.0 cm	Superior: 5Ø25 Inferior: 3Ø12 Piel: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8c/30
[P7 - P2], [P8 - P3]	VC.S-5	Ancho: 40.0 cm Canto: 80.0 cm	Superior: 6Ø25 Inferior: 6Ø25 Piel: 2x2Ø12 Estribos: 1xØ8c/30
[P9 - P4]	VC.T-7.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 90.0 cm	Superior: 8Ø25 Inferior: 3Ø12 Piel: 2x2Ø12 Estribos: 1xØ8c/20
[P10 - P5]	VC.T-3	Ancho: 40.0 cm Canto: 60.0 cm	Superior: 5Ø25 Inferior: 3Ø12 Piel: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8c/30

Listado de vigas de atado:

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P1 - P2], [P11 - P6], [P6 - P7], [P2 - P3], [P3 - P4], [P4 - P5], [P15 - P10], [P9 - P10], [P8 - P9], [P7 - P8], [P11 - P12], [P12 - P13], [P13 - P14], [P14 - P15], [P16 - P17], [P17 - P18], [P18 - P19],	C.3	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

[P19 - P20], [P24 - P25], [P23 - P24], [P22 - P23], [P21 - P22], [P26 - P27], [P31 - P32], [P36 - P37], [P41 - P42], [P42 - P43], [P37 - P38], [P32 - P33], [P27 - P28], [P28 - P29], [P29 - P30], [P34 - P35], [P33 - P34], [P38 - P39], [P39 - P40], [P44 - P45], [P43 - P44]			
[P16 - P11], [P20 - P15], [P21 - P16], [P25 - P20], [P30 - P25], [P26 - P21], [P31 - P26], [P36 - P31], [P41 - P36], [P35 - P30], [P40 - P35], [P45 - P40]	C.3	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2Ø20 Inferior: 2Ø20 Estribos: 1xØ8c/30

5.5 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN DE MÉNSULAS

5.5.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA Y MATERIALES

Las mensulas son elementos prefabricados de hormigón que transmiten los esfuerzos de las vigas a los pilares. El hormigón empleado es un HA-30 y el acero de las armaduras un B 500 S, como ya se define anteriormente en este documento. Las mensulas sirven de apoyo en los extremos de la viga. A continuación observamos el catalogo ofrecido por la empresa suministradora de este elemento, PREFABRICADOS PUJOL:

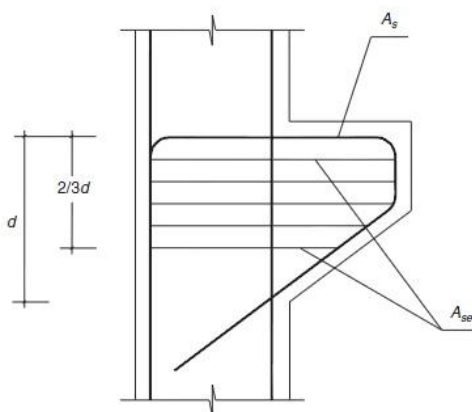
TIPOS DE CARTELAS		
A	B	C
30	25	15
30	35	15
30	45	15
30	65	15
40	30	20
70	25	25
20	18	3



Catalogo de mensulas de PREFABRICADOS PUJOL

5.5.2 NORMATIVA

La normativa aplicada para el cálculo de estos elementos es la EHE-08, concretamente el artículo nº 64, Mensulas cortas y apoyos a media madera. La definición geométrica de las mensulas y de armado viene representada por la siguiente imagen:



Definición del armado en mensulas

El dimensionamiento de la armadura de la mensula viene determinado por las siguientes expresiones.

La armadura principal A_s se dimensionara para una tracción de cálculo:

$$T_{1d} = F_{vd} \operatorname{tg} \theta + F_{hd} = A_s f_{yd}$$

Se dispondrán cercos horizontales A_{se} uniformemente distribuidos para absorber una tracción total:

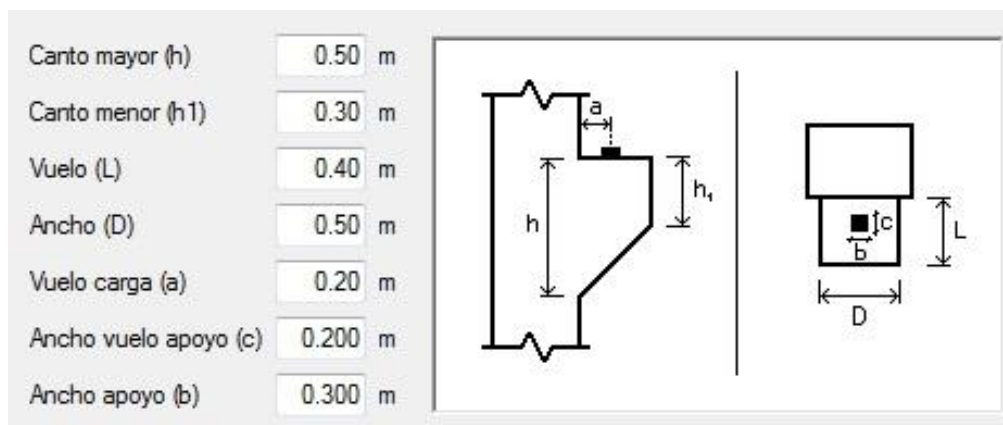
$$T_{2d} = 0.2 F_{vd} = A_{se} f_{yd}$$

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo
Documento No2: Anejo de Cálculo

5.5.3 DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN

Basandonos en las diferentes opciones geométricas que nos ofrece la empresa suministradora, introducimos mensulas, con las siguientes características geométricas, en los apoyos de las vigas en los pilares mediante la opción MENSULAS CORTAS del programa informático CYPE:



Definición geométrica de mensula en CYPE

Referencia: Pórtico 6(P7)		
Comprobación	Valores	Estado
Vuelo de la carga (a): <i>Norma EHE-08. Artículo 64.1.1</i>	Máximo: 0.46 m Calculado: 0.2 m	Cumple
Canto útil de la sección adyacente al soporte (d): <i>Norma EHE-08. Artículo 64.1.2.1</i>	Mínimo: 0.32 m Calculado: 0.46 m	Cumple
Canto útil en borde de apoyo (d1): <i>Norma EHE-08. Artículo 64.1.1</i>	Mínimo: 0.23 m Calculado: 0.31 m	Cumple
Relación de esfuerzos: Fhd / Fvd: <i>Norma EHE-08. Artículo 64.1.2.1.2</i>	Máximo: 0.15 Calculado: 0	Cumple
Área armadura principal necesaria: <i>Norma EHE-08. Artículo 64.1.2.1</i>	Mínimo: 5.6 cm ² Calculado: 5.7 cm ²	Cumple
Resistencia de la biela de compresión: <i>Norma EHE-08. Artículo 64.1.2.1.2</i>	Máximo: 85.62 t Calculado: 31.92 t	Cumple
Área armadura estribos necesaria: <i>Norma EHE-08. Artículo 64.1.2.1.1</i>	Mínimo: 1.56 cm ² Calculado: 1.69 cm ²	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armaduras principales:	Calculado: 10.4 cm	Cumple
- Estribos:	Calculado: 10.3 cm	Cumple
Separación libre mínima de las armaduras: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2 cm	

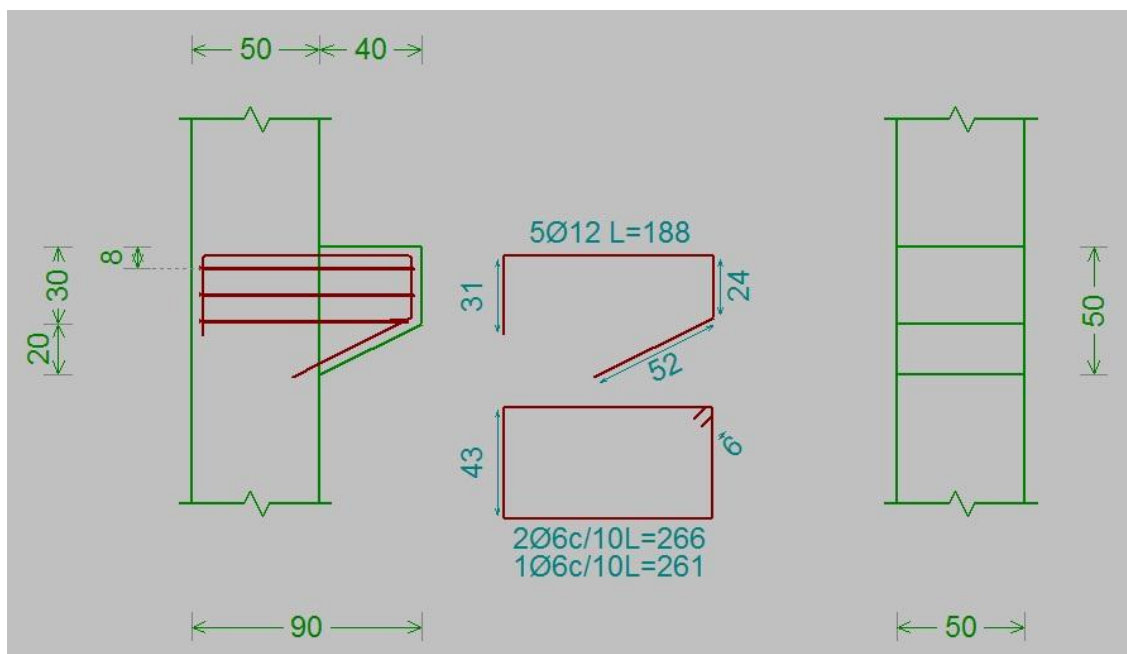
DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo

Referencia: Pórtico 6(P7)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armaduras principales:	Calculado: 9.2 cm	Cumple
- Estribos:	Calculado: 9.7 cm	Cumple
Longitud anclaje arm. principal en pilar: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i>	Mínimo: 31 cm Calculado: 31 cm	Cumple
Longitud anclaje arm. principal en ménsula: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i>	Mínimo: 12 cm Calculado: 12 cm	Cumple
Distancia borde apoyo-quiebro arm. principal: <i>Norma EHE-98. Artículo 61.3</i>	Mínimo: 1.2 cm Calculado: 1.7 cm	Cumple
Vuelo desde el borde de apoyo: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". Capítulo 60.2.2.c</i>	Mínimo: 5 cm Calculado: 10 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- La relación (Fhd / Fvd) calculada corresponde al valor máximo de todas las hipótesis introducidas		
- Fuerza vertical de cálculo pésima(Fvd): 31.92 t		
- Fuerza horizontal de cálculo pésima(Fhd): 0.00 t		

Finalmente tras comprobar la mensula más solicitada, la correspondiente a la viga mas cargada, la que une los pilares P7 y P8, observamos la definición del armado de la misma y sus dimensiones geométricas en la siguiente imagen:



Definición geométrica y de armado de ménsulas en P7 y P8

Esto corresponde con el tipo de cartela suministrada por PREFABRICADOS PUJOL cuyas dimensiones son A=40cm, B=30cm y C=20cm.

DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL EDIFICIO DE LA COOPERATIVA AGRÍCOLA DE “EL VILLAR DEL
ARZOBISPO” (VALENCIA). OFICINAS Y CAVA

Autor: Sergio Nadal Espejo

Documento No2: Anejo de Cálculo