

ANEJO Nº 5.B. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA SOLUCIÓN B

M^a Teresa Martínez Comes



ANEJO Nº 5.B. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA SOLUCIÓN B

1. GENERALIDADES

- 1.1 OBJETO DEL PRESENTE ANEJO
- 1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

2. BASES DE CÁLCULO

- 2.1 NORMATIVA Y RECOMENDACIONES
- 2.2 AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS
 - 2.2.1 Estado límite de durabilidad
 - 2.2.2 Recubrimiento mínimo
- 2.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES
- 2.4 COEFICIENTES DE SEGURIDAD
 - 2.4.1 Estados límite últimos
 - 2.4.1.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
 - 2.4.1.2 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones
 - 2.4.1.3 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones en cimentaciones
 - 2.4.2 Estados límite de servicio
 - 2.4.2.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
 - 2.4.2.2 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones
- 2.5 COMBINACIONES DE ACCIONES
 - 2.5.1 Estados límite último
 - 2.5.2 Estados límite de servicio
 - 2.5.3 Estados límite último en cimentaciones
 - 2.5.4 Coeficientes de combinación

3. ACCIONES

- 3.1 ACCIONES PERMANENTES
- 3.2 ACCIONES VARIABLES
 - 3.2.1 Sobrecarga de uso
 - 3.2.2 Viento
 - 3.2.2.1 Parámetros básicos de viento
 - 3.2.2.2 Casos de carga de viento
 - 3.2.3 Nieve
 - 3.2.4 Temperatura
 - 3.2.5 Acciones sísmicas

3.3 ACCIONES EN LA CIMENTACIÓN

4. HIPÓTESIS DE CARGA

- 4.1 ESTRUCTURA
- 4.2 CIMENTACIÓN

5. MODELO ESTRUCTURAL

- 5.1 PROGRAMAS DE ORDENADOR UTILIZADOS
 - 5.1.1 SAP 2000
 - 5.1.2 CALC_FLEX (versión alumnos)

5.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

6.1 SECCIÓN TIPO

6.2 CUBIERTA

- 6.2.1 Transmitancia térmica
- 6.2.2 Flecha

6.3 VIGAS SECUNDARIAS

- 6.3.1 Propiedades de la sección
- 6.3.2 Estado límite último de agotamiento
- 6.3.3 Estado límite de servicio de fisuración
- 6.3.4 Estado límite de servicio de deformación
- 6.3.5 Armaduras mínimas
 - 6.3.5.1 Armadura mínima geométrica de tracción
 - 6.3.5.2 Armadura mínima mecánica de tracción
 - 6.3.5.3 Armadura mínima en la cara comprimida
 - 6.3.5.4 Armadura mínima transversal
- 6.3.6 Cálculo de longitudes de anclaje
- 6.3.7 Disposiciones de armado
- 6.3.8 Resumen de armados para la viga secundaria

6.4 VIGA PRINCIPAL

- 6.4.1 Propiedades de la sección
- 6.4.2 Estado límite último de agotamiento
- 6.4.3 Estado límite de servicio de fisuración
- 6.4.4 Estado límite de servicio de deformación
- 6.4.5 Armaduras mínimas
 - 6.4.5.1 Armadura mínima geométrica de tracción
 - 6.4.5.2 Armadura mínima mecánica de tracción
 - 6.4.5.3 Armadura mínima en la cara comprimida
 - 6.4.5.4 Armadura mínima transversal
- 6.4.6 Cálculo de longitudes de anclaje
- 6.4.7 Disposiciones de armado
- 6.4.8 Resumen de armados para la viga principal

6.5 PILARES

- 6.5.1 Propiedades de la sección
- 6.5.2 Estado límite último de agotamiento
- 6.5.3 Estado límite de servicio de fisuración
- 6.5.4 Estado límite de servicio de deformación
- 6.5.5 Armaduras mínimas
 - 6.5.5.1 Armadura mínima geométrica de tracción
 - 6.5.5.2 Armadura mínima mecánica de tracción
 - 6.5.5.3 Armadura mínima en la cara comprimida
 - 6.5.5.4 Armadura mínima transversal



- 6.5.6 Cálculo de longitudes de anclaje
- 6.5.7 Disposiciones de armado
- 6.5.8 Resumen de armados para el pilar

6.6 CIMENTACIONES

- 6.6.1 Cimentaciones interiores
 - 6.6.1.1 Predimensionamiento de la sección
 - 6.6.1.2 Comprobación de hundimiento
 - 6.6.1.3 Comprobación a deslizamiento
 - 6.6.1.4 Comprobación a vuelco
 - 6.6.1.5 Estado límite último de agotamiento
 - 6.6.1.6 Armaduras mínimas
 - 6.6.1.6.1 Armadura mínima geométrica
 - 6.6.1.6.2 Armadura mínima mecánica
 - 6.6.1.7 Cálculo de longitudes de solape
 - 6.6.1.8 Disposiciones de armado
 - 6.6.1.9 Resumen de armados para la cimentación central
- 6.6.2 Cimentaciones exteriores
 - 6.6.2.1 Predimensionamiento de la sección
 - 6.6.2.2 Comprobación de hundimiento
 - 6.6.2.3 Comprobación a deslizamiento
 - 6.6.2.4 Comprobación a vuelco
 - 6.6.2.5 Estado límite último de agotamiento
 - 6.6.2.6 Armaduras mínimas
 - 6.6.2.6.1 Armadura mínima geométrica
 - 6.6.2.6.2 Armadura mínima mecánica
 - 6.6.2.7 Cálculo de longitudes de solape
 - 6.6.2.8 Disposiciones de armado
 - 6.6.2.9 Resumen de armados para la cimentación exterior

7. COMPROBACIONES NO ESTRUCTURALES

7.1 TRANSMITANCIA TÉRMICA DE LA CUBIERTA

1. GENERALIDADES

1.1 OBJETO DEL PRESENTE ANEJO

El objeto del anejo presente es el cálculo y dimensionamiento de la nave. Para ello será la determinación de las diferentes acciones actuantes en la estructura, las posibles hipótesis de carga y la realización de un modelo estructural para poder realizar las comprobaciones estructurales necesarias. Todo esto se realizará teniendo en cuenta como base de cálculo la normativa pertinente.

1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

La estructura se concibe como un entramado de vigas de hormigón prefabricadas, apoyadas en tres hileras de pilares de hormigón armado separados a una distancia de 8,95 m respecto a la dirección longitudinal de la nave, y a una distancia de 17,26 m respecto a la dirección transversal, quedando una hilera de pilares en cada fachada longitudinal y otra más en el centro de la nave. Las vigas principales, orientadas en dirección transversal, se apoyarán sobre estos pilares.

Los elementos resistentes de esta solución estructural serán las vigas principales, las vigas secundarias y los pilares. Los pilares se diseñarán a partir de una sección cuadrada con armadura pasiva. Las vigas principales tendrán una sección en I y serán vigas prefabricadas pretesas. En cuanto a las vigas secundarias serán de hormigón armado con sección en T.

Disposición en planta. Sobre los pilares ya descritos, apoyándose directamente sobre ellos y en la dirección de menor anchura de la parcela se disponen las vigas principales. Las secundarias se apoyan sobre estas a media madera. Se definen de este modo siete pórticos en el interior de la nave y cuatro en el perímetro en los dos extremos, siendo estos de diferente longitud.

Las vigas principales cubren una luz de 17,26 m y se encuentran separadas entre sí una distancia de 8,95 metros en la dirección longitudinal de la nave. Las vigas secundarias cubren una luz de 8,95 metros y se encuentran separadas una distancia de 5,75 metros.

Las uniones de las vigas principales a los pilares, y de las vigas secundarias a las principales, se realizarán de tal modo que se impida el desplazamiento horizontal y vertical, permitiéndose el giro. Así pues, las vigas ayudan al arriostramiento del edificio.

Los pilares apoyan en unas zapatas tipo cáliz de hormigón armado realizadas in situ, existen dos tipos de zapatas: las perimetrales (tipo B), cuyas dimensiones son 1.8 x 1.8 x 0.8 metros, y las interiores (tipo A) que tienen unas dimensiones de 1.6 x 1.6 x 0.8 metros. Las dimensiones de las zapatas varían ya que las exteriores están sometidas a la acción del viento, la cual crea una excentricidad en las zapatas, aumentando así su sección. El cáliz de las cimentaciones, tiene una profundidad de 0.5 metros para que ek empotramiento trabaje correctamente.

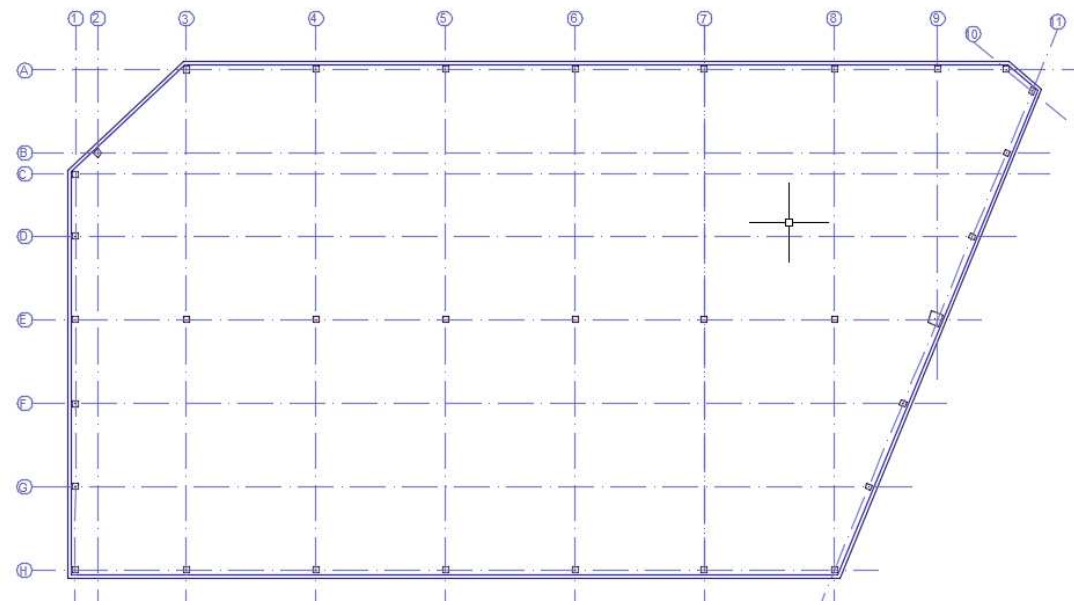


Figura 1.1 Planta y ejes

Pórtico tipo. Consta de tres pilares, dos en los extremos y uno en el centro, el cual tendrá una altura mayor para crear una limatesa en la dimensión longitudinal de la nave, para permitir la evacuación de las aguas, creando de este modo una pendiente del 3% en cada lado de la cubierta. Las aguas evacuadas de la cubierta, se recogerán en unas canaletas, a lo largo de las secciones correspondientes a los ejes A y H, las que se conectan con unas bajantes a la red de saneamiento. En los pilares apoyan las vigas principales, las cuales tendrán una sección en I de 1,20 metros ya que tienen que cubrir una luz entorno a los 17 metros, en estas vigas principales, se apoyan las vigas secundarias con sección T de 0.4 metros de canto. El pórtico tipo se distribuye desde el eje 3 al 7. En los pilares situados en el centro de la nave, se van a disponer dos ménsulas para el apoyo de cada una de las vigas principales que le llegan, en los pilares situados en los extremos, no será necesario ya que en ellos, solamente apoya una viga, por tanto, el pilar cuenta con suficiente superficie de apoyo.

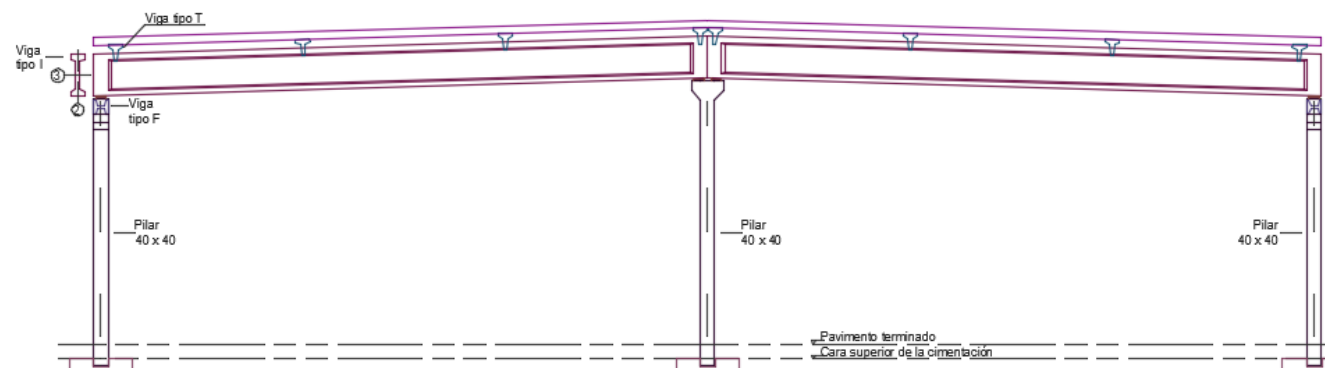


Figura 1.2 Sección tipo

Pórticos de fachada. En el alzado de fachada correspondiente al eje A, se observan ocho pilares separados una distancia de 8.95 m, exceptuando los dos últimos, cuya separación varía para que coincidan con el apoyo de las vigas principales. Para el anclaje de los paneles de fachada a la estructura, se han dispuesto unas vigas

de fachada tipo H prefabricadas de hormigón armado con dimensiones de 40 x 40 cm, las cuales se apoyan en los pilares mediante unas ménsulas que se encuentran en un nivel inferior a las vigas principales que se distribuyen en la dirección transversal. Sobre estas, se observan las vigas secundarias en toda su dimensión, pero se hayan desplazadas hacia el interior de la nave para dejar suficiente espacio al canalón de evacuación de aguas pluviales.

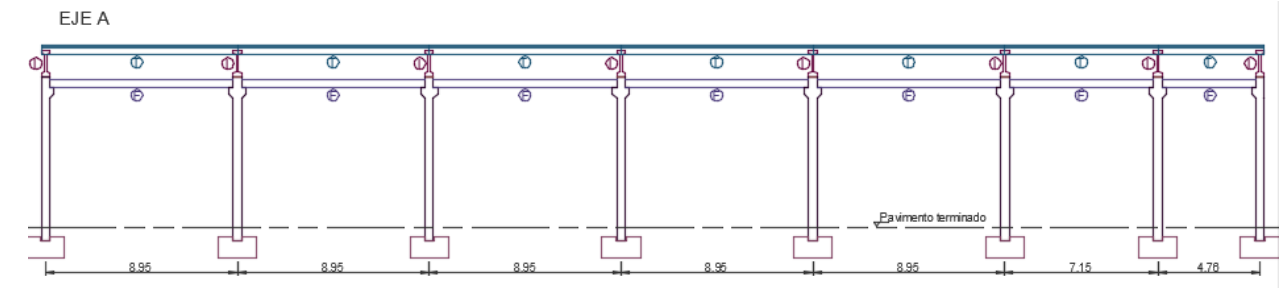


Figura 1.3 Sección eje A

El alzado de fachada correspondiente al eje H es similar al anterior, ya que los elementos resistentes son los mismos, la diferencia con el anterior es que hay siete pilares separados entre sí 8.95 metros excepto el primer vano, cuya separación es diferente para acoplarse al chaflán de la planta del edificio.

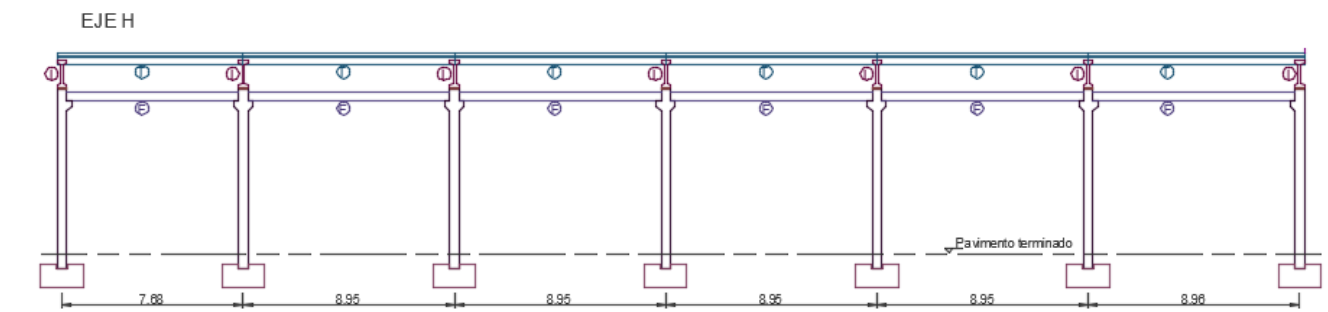


Figura 1.4 Sección eje H

2. BASES DE CÁLCULO

2.1. NORMATIVA Y RECOMENDACIONES

Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)

Código Técnico de la Edificación, Documento Básico, Seguridad Estructural, Acciones en la edificación (CTE, DB-SE-AE)

Código Técnico de la Edificación, Documento Básico, Seguridad Estructural, Cimientos (CTE DB-SE-Cimientos)

Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

Guía de cimentaciones en obras de carreteras.



2.2. AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS

2.2.1. Estado límite de durabilidad

En las vigas y los pilares prefabricados, la clase general de exposición relativa a la corrosión de la armadura, es no agresiva (I) según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, ya que se encuentra en el interior de edificios, por tanto protegidos de la intemperie y no sometido a condensaciones.

En las zapatas, la clase general de exposición relativa a la corrosión de la armadura, al tratarse de una cimentación, es normal (IIa) según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, ya que son elementos enterrados y están sometidos a la humedad del terreno.

La buena calidad de la ejecución de la obra influye en la durabilidad de la estructura y esto se ve reflejado en el recubrimiento necesario para los elementos resistentes.

2.2.2. Recubrimiento mínimo

El recubrimiento del hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la sección y la armadura.

El recubrimiento nominal para los elementos estructurales, tanto las vigas principales, las vigas secundarias como los pilares, lo obtendremos a partir de la EHE-08, Art. 37.2.4.

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

Δr es el margen de recubrimiento según el nivel de control durante la ejecución. Como en este caso son piezas prefabricadas, el control en la ejecución es intenso, quedando este margen en 0 mm.

r_{min} depende de varias variables

-Clase de exposición: I

-Cemento: cualquiera

- $f_{ck} \geq 25$ MPa

-Vida útil: según la tabla 5 de la EHE-08, al tratarse de un edificio industrial la vida útil será entre 15 y 50 años, por tanto adoptamos 50 años.

Con todo esto, el recubrimiento mínimo será igual que el recubrimiento nominal que deben ser al menos 15 mm. Se adoptará como recubrimiento 25 mm para la resistencia frente al fuego.

El recubrimiento debe de cumplir una serie de requisitos mínimos, por tanto, debe ser mayor a 0,8 veces el tamaño máximo del árido y 2 veces el diámetro de la armadura máxima.

Las zapatas al ser elementos ejecutados *in situ*, los recubrimientos exigidos por la normativa aplicada, varían, dando así:

Δr de 5 mm, al tratarse elementos ejecutados *in situ*.

En las zonas de la zapata que se encuentran hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será al menos de 70 mm, en cambio en las zonas donde se haya dispuesto hormigón de limpieza el recubrimiento mínimo será el siguiente;

r_{min} depende de varias variables

-Clase de exposición: IIa

-Cemento: cualquiera

- $25 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}$

-Vida útil: 50 años.

Con todo esto, el recubrimiento mínimo será:

-En las zonas sin hormigón de limpieza, 70 mm.

- En las zonas con hormigón de limpieza, 20 mm.

Por tanto el recubrimiento nominal será de;

- En las zonas sin hormigón de limpieza, 75 mm.

- En las zonas con hormigón de limpieza, 25 mm.

2.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

- Acero en alambres de pretensado Y1670C (EHE-08, Art.34.3.):
 - a) Carga unitaria máxima, f_{max} , 1670 MPa.
 - b) Límite elástico, f_y , 1503 MPa.
 - c) Alargamiento unitario bajo carga máxima, ϵ , 0.035
 - d) Módulo de elasticidad, E , 190000 MPa.

En cuanto a los límites tensionales del pretensado, los obtenemos a partir de la EHE-08, Art.20.2. en el cual nos indica que la fuerza de tesado ha de proporcionar a las armaduras activas una tensión no mayor al menor de estos valores:

$$0,70 \cdot f_{p,max,k} = 0,7 \cdot 1670 = 1169 \text{ MPa}$$

$$0,85 \cdot f_{pk} = 0,85 \cdot 1503 = 1277,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pmax} > \sigma_{po} = P/A$$

$$P_{max} = \sigma_{pmax} \cdot A = 1169 \cdot 44,18 = 51,6 \text{ KN}$$

La máxima fuerza que podemos aplicar sobre cada cable de pretensado será de 51,6 KN



- Acero en armaduras pasivas B500SD (EHE-08, Art.32.3):
 - a) Carga unitaria máxima, f_u , 550 MPa.
 - b) Límite elástico, f_y , 500MPa.
 - c) El alargamiento unitario bajo carga máxima, ϵ , 0,01.
 - d) El módulo de elasticidad, E , 200000 MPa.
- Hormigón en vigas y pilares prefabricados (EHE-08. Art.39):
 - a) Resistencia característica, f_{ck} , 40MPa
 - b) Resistencia media a tracción, $f_{ct,m}$, -3,51MPa
 - c) Resistencia inferior a tracción, $f_{ct,k}$, -2,46MPa
 - d) Resistencia media a flexotracción, $f_{ct,m,fl}$, 3,51MPa
 - e) Deformación de la rotura a compresión simple, ϵ_{co} , 0,002.
 - f) Deformación última, ϵ_{cu} , 0,0035.
 - g) Módulo de deformación longitudinal secante a 28 días, E_{cm} , 30891MPa.
 - h) Módulo de deformación longitudinal inicial, E_c , 36297 MPa.
 - i) Cansancio del hormigón, C , 0,85.
 - j) Consistencia, plástica.
- Hormigón en zapatas (EHE-08. Art.39):
 - a) Resistencia característica, f_{ck} , 30 MPa
 - b) Resistencia media a tracción, $f_{ct,m}$, -2.89 MPa
 - c) Resistencia inferior a tracción, $f_{ct,k}$, -2.02 MPa
 - d) Resistencia media a flexotracción, $f_{ct,m,fl}$, 2.89 MPa
 - g) Módulo de deformación longitudinal secante a 28 días, E_{cm} , 33578 MPa.
 - h) Módulo de deformación longitudinal inicial, E_c , 28577 MPa.
 - j) Consistencia, plástica.

- Hormigón de limpieza:
 - a) Resistencia característica, f_{ck} , 20 MPa
 - b) Consistencia, blanda

2.4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

2.4.1.Estados límite últimos

2.4.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Los coeficientes de seguridad de los materiales los obtenemos a partir de la Tabla 15.3 en la EHE-08. La situación de nuestro proyecto es persistente o transitoria, por tanto tenemos:

- Hormigón, $\gamma_c = 1.5$

- Acero pasivo y activo, $\gamma_s=1.15$

2.4.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, en ELU, los obtenemos a partir de la tabla 12.1.a de la EHE-08.

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	1	1.35
Pretensado	1	1
Variable	0	1.5

Tabla 2.1 Coeficientes de seguridad parciales ELU

2.4.2.Estados límite de servicio

2.4.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Los coeficientes de seguridad de los materiales según lo indicado en el Art. 15.3 de la EHE-08, para el estudio de ELS adoptaran un valor igual a la unidad.

2.4.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, en ELU, los obtenemos a partir de la tabla 12.2 de la EHE-08.

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	1	1
Pretensado armadura pretesa	0.95	1.05
Variable	0	1

Tabla 2.2 Coeficientes de seguridad parciales ELS

2.4.2.3. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones en cimentaciones

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, en ELU, los obtenemos a partir de la tabla A.1.2. del Apéndice 1 de la Guía de cimentaciones en obras de carreteras.

	Situaciones persistentes y transitorias
Permanente (γ_G)	1
Variable (γ_Q)	1.30

Tabla 2.3 Coeficientes parciales de seguridad en cimentaciones

2.5. COMBINACIONES DE ACCIONES

2.5.1.Estados límite último

Para las distintas situaciones de proyecto en ELU, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo al Art. 13.2 de LA EHE-08. Las combinaciones de situaciones permanentes o transitorias se realizan mediante la siguiente ecuación.

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

Donde:

$G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes.

$G_{k,j}^*$ es el valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

$Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante.

$Q_{k,1}$ es el valor característico de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.

2.5.2.Estados límite de servicio

Para las distintas situaciones de proyecto en ELS, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo al Art. 13.3 de LA EHE-08. Las combinaciones poco probable o característica se realizan mediante la siguiente ecuación.

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

Donde:

$G_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes.

$G_{k,j}^*$ es el valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

$Q_{k,1}$ es el valor característico de la acción variable determinante.

$Q_{k,1}$ es el valor característico de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.

2.5.3.Estados límite último en cimentaciones

Según el apartado 4.2 de la Guía de cimentaciones en obras de carreteras, la comprobación de hundimiento se realiza con la combinación ELU. Esta combinación se encuentra definida en el apartado A-1.6 del apéndice A de la Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Al tratarse de una situación persistente o transitoria la combinación a realizar es la siguiente;

Acciones permanentes + γ_Q · Acción variable dominante + $\sum \gamma_Q \cdot \Psi_0$ · Otras acciones variables concomitantes.

2.5.4.Coefficientes de combinación

Los coeficientes de combinación de las diferentes acciones variables, los obtenemos a partir del apartado 4.2.4 del CTE, DB-SE. Para el diseño de la estructura se han tenido en cuenta las siguientes acciones variables; viento, sobrecarga de uso en zonas comerciales, nieve y temperatura, las cuales se detallan en el apartado 3. A continuación se definen las diferentes cargas variables junto con sus respectivos coeficientes de combinación.

- Sobrecarga de uso, se trata de una cubierta accesible únicamente para el mantenimiento.

Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
0	0	0

Tabla 2.4 Coeficientes de combinación sobrecarga de uso



- Nieve, para una altitud menor a 1000 metros.

Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
0.5	0.5	0

Tabla 2.5 Coeficientes de combinación nieve

- Viento

Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
0.6	0.5	0

Tabla 2.6 Coeficientes de combinación viento

- Temperatura

Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
0.6	0.5	0

Tabla 2.7 Coeficientes de combinación temperatura

3. ACCIONES

3.1. ACCIONES PERMANENTES

Las cargas permanentes que debe resistir la estructura son las cargas debidas al peso propio de los diferentes elementos que componen la construcción, los cuales describimos a continuación;

-Peso propio de las vigas principales. Se ha obtenido a partir del peso específico del hormigón y el área de la sección.

- Peso propio de las vigas secundarias. Al igual que las anteriores, se ha obtenido a partir del peso específico del hormigón y el área de la sección.

-Carga muerta. Para el predimensionamiento de la estructura se ha tomado como referencia un catálogo de soluciones de cubierta , de la empresa Acelor Mital la cual usa perfiles Hacierco de la empresa Arval, de la que se ha escogido la cubierta CN 1114i bitum con un perfil Hacierco gama deck para poder resistir la luz existente entre las vigas. Esta cubierta transmite una carga de 0.36 kN/m².

3.2. ACCIONES VARIABLES

3.2.1.Sobrecarga de uso

Según el Apartado 3.1.1 del CTE, en el caso en el cual nos encontramos, una cubierta sobre las vigas secundarias, la cual es únicamente accesible para su conservación existen dos tipos de sobrecarga, una puntual vertical de 1 kN y otra repartida uniformemente de 0.4 kN/m².

Para obtener la sobrecarga por metro lineal la debemos multiplicar por la distancia tributaria de las vigas secundarias, siendo esta 5.75 metros. Dando así, una sobrecarga repartida de 2.3KN/m.

Como esta carga es mayor que la puntual, va a resultar más desfavorable para la estructura considerar la sobrecarga repartida que la puntual, por tanto a partir de ahora, cuando se hable de sobrecarga de uso se hará referencia a la repartida.

3.2.2.Viento

3.2.2.1. Parámetros básicos de viento

Según el CTE DB-SE-AE, la acción del viento es una fuerza perpendicular a la superficie la cual recibe la carga, y que se expresa como;

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

$q_b = 0.5 \text{ kN/m}^2$, válido para cualquier punto del territorio español.

C_e , es el coeficiente de exposición que varía según la altura del punto considerado.

C_p , es el coeficiente eólico o de presión,

3.2.2.2. Casos de carga de viento

Según el CTE, DB-SE-AE, del lado de la seguridad se puede utilizar el anejo D.3 de este mismo documento, que recoge el valor más desfavorable de las cargas del viento conforme a las distintas direcciones.

En el caso de la solución B, se tiene una cubierta plana, se va a proceder a desarrollar cada una de las 8 hipótesis de carga de viento que puede sufrir la estructura:

- Opción de carga, V1:

$$e = \min(65.68, 14) = 14 \text{ m}$$

$$h/d < 0.25$$

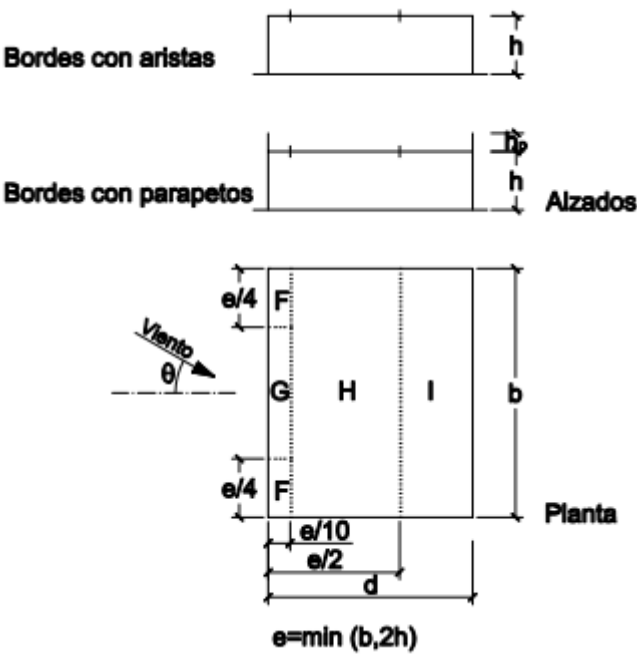


Figura 3.1. Tabla D.4 cubiertas planas, CTE DB-SE-AE, Anejo D.3

$e/4 = 3.5\text{ m}$

$e/10 = 1.4\text{ m}$

$e/2 = 7\text{ m}$

$h_p = 0.7\text{ m}$

$h_p / h = 0.1$

$d = 34.51\text{ m}$

$b = 65.68\text{ m}$

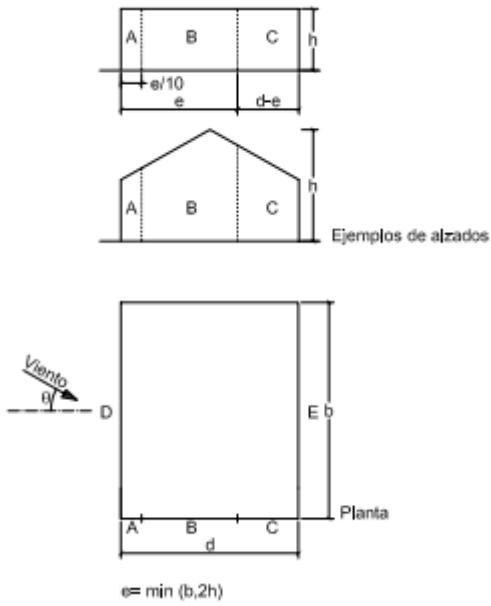


Figura 3.2. Tabla D.3. Paramentos verticales, CTE DB-SE-AE, Anejo D.3

$h = 7\text{ m}$

$b = 65.68\text{ m}$

$d = 34.51\text{ m}$

$e = 14\text{ m}$

$d - e = 20.510\text{ m}$

$e/10 = 1.4\text{ m}$

A continuación se detallan las cargas de viento actuantes en cada zona;

Zonas	c_p	$q_e\text{ kN/m}^2$
A	-1.2	-0.78
B	-0.8	-0.52
C	0.00	0.00
D	0.7	0.45
E	-0.3	-0.19
F	-1.2	-0.78
G	-0.8	-0.52

H	-0.7	-0.45
I	-0.2	-0.13

Tabla 3.1 Valores de viento V1 actuantes en cada zona

- Opción de carga de viento, V2:

En esta opción las zonas siguen siendo las mismas y están dispuestas en el mismo lugar de la cubierta que en la opción 1, pudiendo visualizarse en las imágenes expuestas anteriormente. La variación respecto a los casos anteriores, es el valor del coeficiente de presión / succión, y en consecuencia el valor de la carga actuante:

Zonas	c_p	$q_e \text{ kN/m}^2$
A	-1.2	-0.78
B	-0.8	-0.52
C	0.00	0.00
D	0.7	0.45
E	-0.3	-0.19
F	-1.2	-0.78
G	-0.8	-0.52
H	-0.7	-0.45
I	0.2	0.13

Tabla 3.2 Valores de viento V2 actuantes en cada zona

- Opción carga de viento, V3:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V1, por tanto las cargas tienen el mismo valor pero su posición varía. La zona I intercambia su posición las zonas F y G. De igual modo ocurre con las zonas de la fachada, las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

- Opción de carga de viento, V4:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V2, por tanto las cargas tienen el mismo valor pero su posición varía. La zona I intercambia su posición las zonas F

y G. De igual modo ocurre con las zonas de la fachada, las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

- Opción de carga de viento, V5:

En este caso las zonas D pasa a estar en la fachada en la cual actúa el viento conforme a la imagen Tabla D.4 cubiertas planas, CTE, DB-SE-AE, Anejo D.3, y la zona E pasa a situarse en la fachada opuesta a la de la zona D. Por otro lado las zonas A, B y C se distribuyen en este caso a lo largo de la fachada de mayor longitud.

A continuación se detallan las cargas actuantes en cada zona;

Zonas	c_p	$q_e \text{ kN/m}^2$
A	-1.2	-0.78
B	-0.8	-0.52
C	0.00	0.00
D	0.7	0.45
E	-0.3	-0.19
F	-1.2	-0.78
G	-0.8	-0.52
H	-0.7	-0.45
I	-0.2	-0.13

Tabla 3.3 Valores de viento V5 actuantes en cada zona



- Opción de carga de viento, V6:

En esta opción las zonas siguen siendo las mismas y están dispuestas en el mismo lugar de la cubierta que en la opción 5, pudiendo visualizarse en las imágenes expuestas anteriormente. La variación respecto a los casos anteriores, es el valor del coeficiente de presión/ succión, y en consecuencia el valor de la carga actuante:

Zonas	c_p	q_e kN/m ²
A	-1.2	-0.78
B	-0.8	-0.52
C	0.00	0.00
D	0.7	0.45
E	-0.3	-0.19
F	-1.2	-0.78
G	-0.8	-0.52
H	-0.7	-0.45
I	0.2	0.13

Tabla 3.4 Valores de viento V6 actuantes en cada zona

- Opción de carga de viento, V7:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V5, por tanto las cargas tienen el mismo valor pero su posición varía. La zona I intercambia su posición las zonas F y G. De igual modo ocurre con las zonas de la fachada, las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

- Opción de carga de viento, V8:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V6, por tanto las cargas tienen el mismo valor pero su posición varía. La zona I intercambia su posición las zonas F y G. De igual modo ocurre con las zonas de la fachada, las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

3.2.3. Nieve

Dicha carga depende del clima del lugar por tanto depende de distintos parámetros. Según el apartado 3.5 del CTE DB-SE-AE, el valor de la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, puede tomarse como;

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

μ , es el coeficiente que tiene en cuenta la forma de la cubierta, en nuestro caso podemos añadir que nuestra cubierta presenta un faldón limitado interiormente, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de nieve, además de una pendiente del 10%, por lo tanto el valor de forma tiene valor igual a la unidad.

s_k , es el valor de la sobrecarga de nieve según la capital de provincia. Nuestro edificio está situado en Paterna, Valencia por lo que s_k adquiere un valor de 0.2.

$$q_n = 0.2 \text{ kN/m}^2.$$

3.3.4. Temperatura

Según el Anejo E y el apartado 3.4. del CTE DB-SE-AE, la temperatura máxima que pueden alcanzar los elementos exteriores es de 43°C por el contrario la temperatura mínima que pueden alcanzar estos elementos es de -5°C. Realizando una media entre ambas, se obtiene una temperatura media de exposición de 24°C. Por tanto se decide que el montaje de la estructura se realizará cuando la temperatura ambiente esté entorno a los 20°C.

Finalizada la construcción, los elementos estructurales se encontraran protegidos en el interior del edificio por lo que su temperatura durante todo el año será de 20°C.

Debido a que la variación de temperatura entre el proceso de construcción y cuando la estructura se encuentra en servicio, será prácticamente nula, por lo que no se ha considerado esta acción en los cálculos.

3.3.5. Acciones sísmicas

Todos los cálculos respecto a las acciones sísmicas, se realizaran conforme a la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02).

En primer lugar se procede a la clasificación del edificio proyectado, siendo este un edificio de uso terciario situado en la localidad de Paterna, Valencia. El edificio proyectado presenta clasificación de importancia normal puesto que, su destrucción en caso de terremoto, puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio, no imprescindible y producir importantes pérdidas económicas, según el apartado 1.2.2 de NCSE-02.

En el caso en el que nos encontramos, un edificio con clasificación de importancia normal, la norma no exige el cálculo sísmico cuando;

-En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0.08g.

La aceleración sísmica básica, se obtiene conforme al apartado, 2.2 Aceleración sísmica de cálculo, de la norma NCSE.

La aceleración sísmica básica viene dada por la figura 2.1 Mapa de peligrosidad sísmica en la norma sismoterresistente NCSE-02.



Figura 3.3 Mapa de sismicidad

El edificio está situado en Paterna, Valencia, por lo que le corresponde una aceleración sísmica básica comprendida entre $0.04g < a_b < 0.08g$. De lo que se deduce que nos encontramos en un caso en el que la norma sismorresistente no exige llevar a cabo la comprobación de la estructura frente a acciones sísmicas.

3.3. ACCIONES EN LA CIMENTACIÓN

Las acciones a las que se encuentra sometida la cimentación son las que le llegan desde la base del pilar, ya que este, apoya en la cimentación y le transmite todos los esfuerzos a los que se encuentra sometido. En esta estructura, según los esfuerzos que se transmiten, se puede diferenciar dos tipos de zapatas;

Tipo B. Son todas las zapatas que se hayan en el perímetro de la construcción, ya que reciben la carga del viento que crea flectores en la unión entre la zapata y el pilar. Además también recibe las cargas verticales, que las vigas transmiten al pilar como axil y este a la cimentación, siendo estas el peso propio, viento en presión, la sobrecarga de uso, las cargas muertas y la nieve. A continuación se muestra una tabla resumen con todos los esfuerzos.

Esfuerzo	Peso propio	Sobrecarga de uso	Viento	Carga muerta	Nieve
N	118.5 KN	41.21 KN	2.13 KN	37.1 KN	20.6 KN
M_y	0.0	0.0	-16.7 KNm	0.0	0.0
M_z	0.0	0.0	-73.9 KNm	0.0	0.0

Tabla 3.1 Acciones en zapatas exteriores

Tipo A. Son las zapatas situadas en el centro de la nave, estas reciben un axil mayor, ya que en los pilares apoyan dos vigas principales, en cambio, los flectores que reciben son menores ya que el viento no actúa directamente en los pilares que apoyan en estas zapatas. En cuanto a cargas verticales, reciben las debidas al peso propio de la estructura, al viento actuando en presión, la sobrecarga de uso, las cargas muertas y la nieve. A continuación se muestra una tabla resumen con todos los esfuerzos.

Esfuerzo	Peso propio	Sobrecarga de uso	Viento	Carga muerta	Nieve
N	187.53 KN	62 KN	45.13 KN	55.8 KN	31 KN
M_y	0.0	0.0	22.24 KNm	0.0	0.0
M_z	0.0	0.0	43.92 KNm	0.0	0.0

Tabla 3.2 Acciones en zapatas interiores

4. HIPÓTESIS DE CARGA

4.1. ESTRUCTURA

Para el cálculo de la estructura se ha tenido en cuenta una serie de acciones, detalladas anteriormente. Aplicando las prescripciones del artículo 13 de la EHE-08 con los coeficientes de combinación del apartado 4.2.4 del CTE-DB-SE se han definido tres hipótesis de carga en estado límite último y tres hipótesis de carga en estado límite de servicio.

ELU (combinación persistente o transitoria):

-Hipótesis de carga 1: 1.35 PP + 1.35 CM + 1.5 SCU + 0.75 Nieve + 0.9 Viento

-Hipótesis de carga 2: 1.35 PP + 1.35 CM + 0 SCU + 1.5 Nieve + 0.9 Viento

-Hipótesis de carga 3: 1.35 PP + 1.35 CM + 0 SCU + 0.75 Nieve + 1.5 Viento

ELS (combinación característica):



-Hipótesis de carga 4: PP + CM + SCU + 0.5 Nieve + 0.6 Viento

-Hipótesis de carga 5: PP + CM + 0 SCU + Nieve + 0.6 Viento

-Hipótesis de carga 6: PP + CM + 0 SCU + 0.5 Nieve + Viento

4.2. CIMENTACIONES

Para el cálculo de las cimentaciones se ha tenido en cuenta una serie de esfuerzos, detallados anteriormente. Como se ha citado, hay cargas permanentes y variables, con todas ellas se han realizado las distintas hipótesis de carga, hasta hallar la más desfavorable, en cada tipo de zapata.

ELU Zapata interior;

-Hipótesis de carga 1: Actúan las cargas permanentes y todas las variables, siendo en este caso la carga determinante la sobrecarga de uso.

$$N_{q1} = 379.3 \text{ kN}$$

Comparándolo con los axiles obtenidos en los siguientes apartados, se observa que N_{q1} es el que adquiere mayor valor, por tanto se calculan los momentos concomitantes, entorno al eje x e y, con la misma combinación.

$$M_{1x} = 27.46 \text{ kN m}$$

$$M_{1y} = 57.4 \text{ kN m}$$

Los valores de N_{q1} , M_{1x} y M_{1y} , serán los que se van a utilizar para el diseño de la zapata interior tipo.

-Hipótesis de carga 2: Actúan las cargas permanentes y todas las variables, siendo en este caso la carga determinante la nieve.

$$N_{q2} = 318.8 \text{ kN}$$

-Hipótesis de carga 3: Actúan las cargas permanentes y todas las variables, siendo en este caso la carga determinante el viento.

$$N_{q3} = 322.15 \text{ kN}$$

ELU Zapata exterior;

-Hipótesis de carga 4: Actúan las cargas permanentes y todas las variables, siendo en este caso la carga determinante la sobrecarga de uso.

$$N_{q1} = 224.25 \text{ kN}$$

Comparándolo con los axiles obtenidos en los siguientes apartados, se observa que N_{q1} es el que adquiere mayor valor, por tanto se calculan los momentos concomitantes, entorno al eje x e y, con la misma combinación.

$$M_{1x} = -21.7 \text{ kN m}$$

$$M_{1y} = -96.1 \text{ kN m}$$

Los valores de N_{q1} , M_{1x} y M_{1y} , serán los que se van a utilizar para el diseño de la zapata exterior tipo.

-Hipótesis de carga 5: Actúan las cargas permanentes y todas las variables, siendo en este caso la carga determinante la nieve.

$$N_{q2} = 184.1 \text{ kN}$$

-Hipótesis de carga 6: Actúan las cargas permanentes y todas las variables, siendo en este caso la carga determinante el viento.

$$N_{q3} = 171.8 \text{ kN}$$

5. MODELO ESTRUCTURAL

5.1. PROGRAMAS DE ORDENADOR UTILIZADOS

5.1.1. SAP 2000

Para el cálculo de los esfuerzos a los que se encuentran sometidos las vigas, así como todas las combinaciones y las hipótesis de viento posibles, se ha utilizado el programa SAP 2000.

5.1.2. CALC_FLEX (versión alumnos)

Para el dimensionamiento de las armaduras tanto pasivas como activas necesarias por cálculo en las secciones de hormigón, se han empleado los programas de cálculos de secciones CALC_FLEX. En estos programas se ha obtenido la cuantía de armado en las diferentes secciones y la fuerza de pretensado mínima y máxima.

5.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

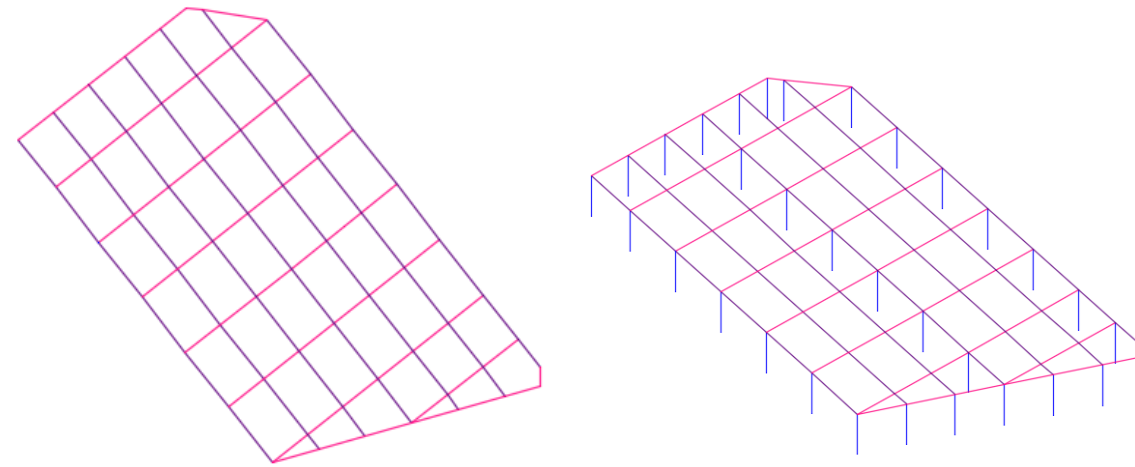


Figura 5.2 Modelo 3D

Se ha empleado un modelo 3D con todos los elementos que componen la estructura, los pilares, las vigas principales y las vigas secundarias. A continuación se desarrollará paso a paso como se ha realizado el dimensionamiento de la estructura.

En primer lugar se dibuja la estructura completa en el programa AUTOCAD, en tres dimensiones. Cada barra se representa por una línea.

Seguidamente se definen los movimientos restringidos. Los pilares se empotran por la base. Las vigas principales se articulan a las cabezas de los pilares, las vigas secundarias se articulan a las vigas principales.

A continuación se define el material (hormigón C40) y las diferentes secciones transversales correspondientes a cada viga, que son:

- Las vigas secundarias tienen una sección obtenida del catálogo de Riphorsa el tipo T-45 del apartado de elementos de cubierta. Es una viga en T con un canto de 0.45 metros; las propiedades de la sección se han metido en el programa manualmente.
- Las vigas principales tienen una sección obtenida del catálogo de Riphorsa vigas en I el tipo VI40 del apartado de vigas de cubierta. Se trata de una sección en I con un canto de 1.20 metros, el programa tiene predeterminados una sección parecida a esta, por tanto se han cambiado los valores y la sección ha quedado definida.
- Los pilares tienen una sección obtenida del catálogo Trabis del apartado pilares. Estos tienen una sección cuadrada con 0.4 metros de lado, esta sección al igual que la anterior ha quedado definida al cambiar los valores en alguna de las secciones cuadradas que el programa tiene como predeterminadas.

A continuación se asigna la sección correspondiente a cada barra. En SAP2000 eso supone determinar la sección transversal y el material.

Una vez hecho esto, se introducen en el modelo las cargas repartidas con el valor característico aplicándolas sobre los elementos pertinentes, que son las vigas secundarias. Para expresar las cargas repartidas sobre la superficie como fuerzas por unidad de longitud basta con multiplicarlas por la longitud tributaria correspondiente, que en este caso es de 5.75 metros.

Primero se definen las cargas permanentes repartidas en las vigas secundarias;

- DEAD, peso propio de la estructura.
- PP_CUB, carga que provoca el peso de la cubierta, 0.36 kN/m^2 , se multiplica por la distancia tributaria y queda una carga de 2.07 kN/m

Seguidamente se definen las cargas variables, cabe añadir que la sobre carga de uso y la nieve se aplican, al igual que las cargas permanentes, repartidas en las vigas secundarias, en el caso del viento, como se ha explicado en el apartado 3.2.2 el viento actúa en la cubierta y en los laterales de la estructura, como la cubierta apoya sobre las vigas secundarias, esta transmite la carga como si fuese repartida a lo largo de las vigas secundarias.

- SCU, sobrecarga de uso, 2.3 kN/m
- Nieve, $0.2 \text{ kN/m}^2 \cdot 5.75 \text{ m} = 2.3 \text{ kN/m}$
- V1, combinación de los vientos 1.

La cubierta está sometida, en su totalidad, a la succión del viento en diferentes valores, dependiendo de la zona. Los primeros 15.4 metros que comprenden desde el eje 1 al 4, en los cuales se incluyen tres pórticos, están sometidos a una presión de -2.6 kN/m . El resto de la superficie se encuentra a una succión de -0.75 kN/m .

Paramentos verticales. Los pilares situados en el eje 1, están sometidos a una presión de 2.24 kN/m . Los pilares 1C, 2B, 3A, 4A, 1H, 3H y 4H, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 4.65 kN/m . los pilares situados en el eje 11, se encuentran sometidos a una succión transversal con valor de 1.1 kN/m .

- V2, combinación de los vientos 2.

La cubierta está sometida a una presión con un mismo valor para toda la superficie. Esta presión adquiere un valor de 0.75 kN/m .

Paramentos verticales. Al igual que el viento 1, los pilares situados en el eje 1, están sometidos a una presión de 2.24 kN/m . Los pilares 1C, 2B, 3A, 4A, 1H, 3H y 4H, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 4.65 kN/m . los pilares situados en el eje 11, se encuentran sometidos a una succión transversal con valor de 1.1 kN/m .



- V3, combinación de los vientos 3.

Esta combinación de vientos es la misma que V1, pero variando la posición de las cargas. Así pues, la succión cuyo valor es de -2.6 KN/m se aplica en los pórticos situados en los ejes 8, 9, 10, 11 y las vigas situadas entre el pilar 7E y 7H. El resto de la superficie está sometida a una presión de -0.75 KN/m.

Paramentos verticales. Los pilares situados en el eje 11 están sometidos a una presión de 2.24 KN/m. Los pilares 10A, 9A, 8A, 8H y 7H, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 4.65 KN/m. Los pilares situados en el eje 1, se encuentran sometidos a una succión transversal con valor de 1.1 KN/m.

- V4, combinación de los vientos 4.

Las acciones en la cubierta son iguales que en el viento 2, por tanto, toda la superficie está sometida a una presión de 0.75 KN/m.

Paramentos verticales. Al igual que el viento 3, los pilares situados en el eje 11 están sometidos a una presión de 2.24 KN/m. Los pilares 10A, 9A, 8A, 8H y 7H, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 4.65 KN/m. Los pilares situados en el eje 1, se encuentran sometidos a una succión transversal con valor de 1.1 KN/m.

- V5, combinación de los vientos 5.

La cubierta está sometida, en su totalidad, a la succión del viento en diferentes valores, dependiendo de la zona. En esta opción de viento las zonas están repartidas de forma perpendicular al viento 1. Los primeros 15.4 metros que comprenden los ejes A, B y D están sometidos a una presión de -2.6 KN/m. El resto de la superficie se encuentra a una succión de -0.75 KN/m.

Paramentos verticales. Los pilares situados en el eje A, están sometidos a una presión de 4.03 KN/m. Los pilares 3A, 1D, 2B, 1C, 10-11, 11B y 11C, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 4.65 KN/m. Los pilares situados en el eje H, se encuentran sometidos a una succión transversal con valor de 1.1 KN/m.

- V6, combinación de los vientos 6.

La cubierta, al igual que el viento 2, está sometida a una presión en toda la superficie, con un valor de 0.75 KN/m.

Paramentos verticales. Al igual que el viento 5, los pilares situados en el eje A, están sometidos a una presión de 4.03 KN/m. Los pilares 3A, 1D, 2B, 1C, 10-11, 11B y 11C, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 4.65 KN/m. Los pilares situados en el eje H, están sometidos a una succión transversal con valor de 1.1 KN/m.

- V7, combinación de los vientos 7.

La cubierta está sometida, en su totalidad, a la succión del viento en diferentes valores, dependiendo de la zona. Los últimos 15.4 metros que comprenden los ejes F, G y H están sometidos a una presión de -2.6 KN/m. El resto de la superficie se encuentra a una succión de -0.75 KN/m.

Paramentos verticales. Los pilares situados en el eje H, están sometidos a una presión de 4.03 KN/m. Los pilares 1F, 1G, 1H, 11F, 11G y 11H están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 4.65 KN/m. Los pilares situados en el eje A, están sometidos a una succión transversal con valor de 1.1 KN/m.

- V8, combinación de los vientos 8.

La cubierta, al igual que el viento 2, está sometida a una presión en toda la superficie, con un valor de 0.75 KN/m.

Paramentos verticales. Al igual que el viento 7, los pilares situados en el eje H, están sometidos a una presión de 4.03 KN/m. Los pilares 1F, 1G, 1H, 11F, 11G y 11H están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 4.65 KN/m. Los pilares situados en el eje A, están sometidos a una succión transversal con valor de 1.1 KN/m.

Una vez aplicadas todas las cargas nos disponemos a determinar las distintas envolventes. En primer lugar vamos a crear una envolvente ENV_V de todos los casos de viento, en la que el programa escoge el caso más desfavorable.

A continuación se crean las siguientes combinaciones,

$$-ELU_1 = 1.35 (CM+DEAD) + 1.5 SCU + 0.75 Nieve + 0.9 ENV_V$$

$$-ELU_2 = 1.35 (CM+DEAD) + 1.5 Nieve + 0 SCU + 0.9 ENV_V$$

$$-ELU_3 = 1.35 (CM+DEAD) + 1.5 ENV_V + 0 SCU + 0.75 Nieve$$

$$-ELS_1_PocoProbable = 1.00 (CM +DEAD) + 1.00 SCU + 0.5 Nieve + 0.6 ENV_V$$

$$-ELS_2_PocoProbable = 1.00 (CM +DEAD) + 1.00 Nieve + 0 SCU + 0.6 ENV_V$$

$$ELS_3_PocoProbable = 1.00 (CM +DEAD) + 1.00 ENV_V + 0.5 Nieve + 0 SCU$$

Tras procesar la estructura, obtenemos los esfuerzos a los que se encuentran sometidos los elementos estructurales, los cuales utilizaremos para el dimensionamiento de armado mediante el programa CALC_FLEX, que se explicará en el siguiente apartado.

6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

6.1. SECCIÓN TIPO

6.2. CUBIERTA

6.2.1. Flecha

Para la cubierta, se ha tomado como referencia un catálogo de soluciones de cubierta, de la empresa Acelor Mital la cual usa perfiles Hacierco de la empresa Arval, de la que se ha escogido la cubierta CN 1114i bitum con un perfil Hacierco gama deck de gran canto para poder resistir la luz, de 5.75 metros, existente entre las vigas secundarias en las que se apoya la cubierta.

Consideraremos para el cálculo y comprobación de la flecha de la cubierta un tramo biapoyado.

Según el CTE, DB-SE, la flecha para garantizar la integridad, debe ser menor que $L/300$. Para garantizar el confort, la flecha debe ser menor a $L/350$ y por último, para garantizar la apariencia, la flecha debe ser menor a $L/300$. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que la flecha sea menor a $L/350$ se estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

A partir del catálogo del perfil Hacierco, se obtiene la carga máxima para tener una flecha de $L/300$, así que se tiene que obtener la carga máxima para tener una flecha de $L/350$ y comparar esta carga con la que le llega a la cubierta.

Las cargas que le llegan al perfil se van a describir a continuación;

- Sobrecarga de uso, 0.4 KN/m^2 .
- Nieve, 0.2 KN/m^2 .
- Viento, 0.13 KN/m^2 .
- Cubierta, 0.36 KN/m^2 .

Dando así una carga q que llega al perfil de 0.94 KN/m^2 .

Con los datos proporcionados por el catálogo, y comparando los resultados para que se cumplan las restricciones pertinentes, el perfil que cumple con los requisitos, es el perfil 3.310.135D, con un espesor de 1.25 mm .

6.3. VIGAS SECUNDARIAS

6.3.1. Propiedades de la sección



Figura 6.1 Apoyo viga secundaria

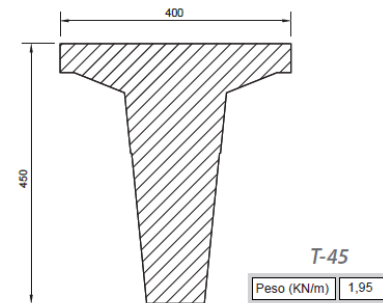


Figura 6.1 Sección viga secundaria

Área: 0.0826 m^2

Perímetro: 1.5531 m

Centro de gravedad: $X= 0.0 \text{ m}$, $Y= 0.2956$

Distancia a la fibra más comprimida/traccionada: $V1=0.1544 \text{ m}$, $V2=-0.2956 \text{ m}$

Momentos de inercia: $X: 0.0085 \text{ m}^4$, $Y: 0.0326 \text{ m}^4$.

Momentos principales de inercia en direcciones X-Y alrededor del centro de gravedad: $I_x= 0.0013 \text{ m}^4$, $I_y= 0.0006 \text{ m}^4$.

6.3.2. Estado límite último de agotamiento

Para el dimensionamiento de ELU de agotamiento se ha realizado la comprobación de fletores y posteriormente la comprobación de cortantes.

- En cuanto a la comprobación de esfuerzos fletores;

Se ha obtenido el momento máximo en el centro de las vigas, ya que al estar biapoyadas en el centro tienen el mayor flector. Dicho flector tiene un valor máximo de 116.47 KNm .

Primero, se va a ejecutar el programa de dimensionamiento de armadura activa, donde se obtendrá la fuerza de pretensado en el caso de que sea necesaria para que la sección. Para poder dimensionar la fuerza de pretensado, precisamos una serie de parámetros que se expondrán a continuación;

Esfuerzos:

- Momento máximo, M_{\max} , 105.98 KNm .
- Momento mínimo, M_{\min} , 27.11 KNm .
- Momento en la combinación frecuente con un valor máximo, M_{\max}^F , 65.38 KNm .
- Momento en la combinación frecuente con un valor mínimo, M_{\min}^F , 36.12 KNm .
- Excentricidad hiperestática, e_h , 0 .

Previsión de pérdidas:

- Coeficiente parcial de seguridad del pretensado, $\gamma_{p,des}$, 1.05 .
- Coeficiente parcial de seguridad del pretensado, $\gamma_{p,fav}$, 0.95 .
- Pérdidas del pretensado, se estiman en torno al 5% .

Limitaciones tensionales y geométricas:

- Tensión máxima del hormigón, σ_{cs} , $\sigma_{cs}= 0.6f_{ctm,fi}= 24 \text{ MPa}$.
- Tensión mínima del hormigón, σ_{ci} , $\sigma_{ci}= f_{ctm,fi}= -3,51 \text{ MPa}$.

Una vez introducidos todos los datos que definen el problema del dimensionamiento seccional de la armadura activa, se obtiene el diagrama de Magnel, mediante el cual se comprueban las pendientes para obtener la sección mínima. Y finalmente nos muestra el pretensado mínimo necesario para garantizar las condiciones tensionales en la sección.

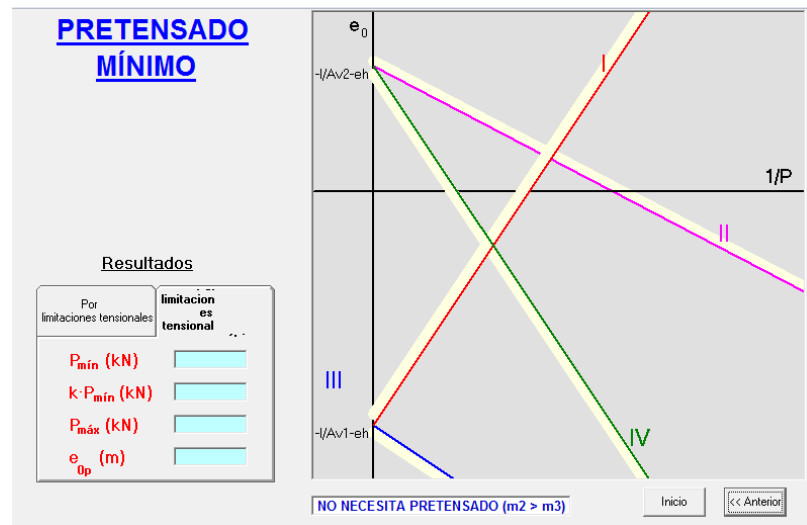


Figura 6.3 Obtención del pretensado

Como se aprecia en la figura 6.3, el pretensado necesario tanto por limitaciones geométricas como por limitaciones tensionales de la sección es 0. Por tanto, esta viga pasa a dimensionarse con armadura pasiva mediante el programa de Rotura, a partir del cual se obtiene la cuantía necesaria por cálculo como veremos a continuación.

Para el cálculo con el programa de Rotura, primero debemos dibujar la sección de hormigón en el programa, seguidamente se definen los materiales con las características del apartado 2.3. A continuación, en las figuras 6.4 y 6.5, se muestra las características mecánicas de los materiales.

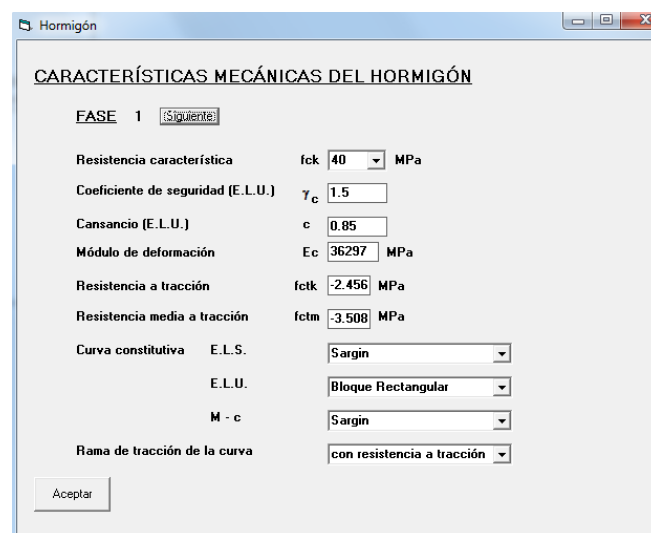


Figura 6.4 Características mecánicas del hormigón

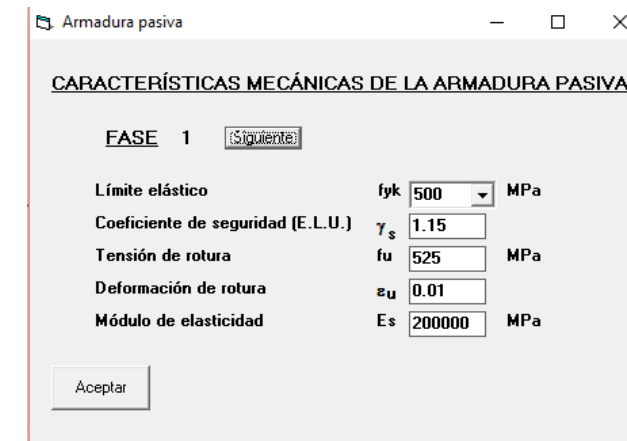


Figura 6.5 Características mecánicas de la armadura pasiva

Una vez ya definidos los materiales, se procede al dimensionamiento de la armadura pasiva, donde debemos indicar el momento en ELU en el eje z que en este caso será 0 y en el eje y.

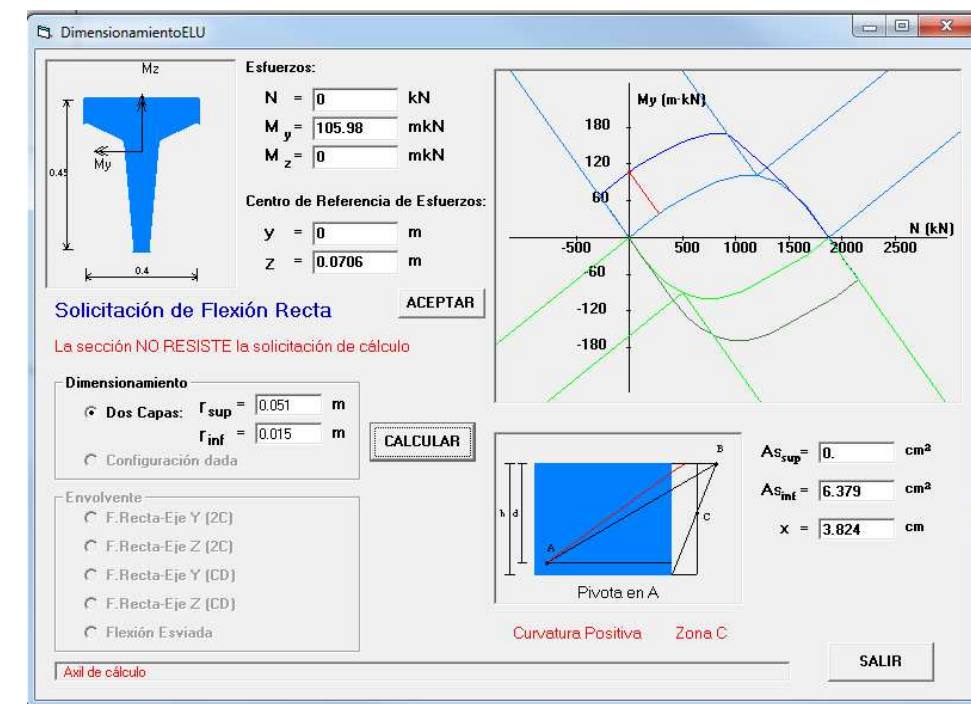


Figura 6.6 Dimensionamiento armadura pasiva

Una vez obtenido el diagrama de interacción, se puede comprobar que la sección no resiste la sollicitación que actúa sobre ella, y para poder resistirla necesitaría una cuantía de armado de 6.4 cm² en la cara inferior de la sección.

Por lo que se pasa a disponer 4Ø16 en la cara inferior de la sección. Se van a disponer en dos capas con una separación entre centros de barras de 4 cm, ya que al tener una la viga base de 8 cm no es posible que se encuentren todas las barras en la misma línea. Las dos barras que se encuentran en la posición más baja, van a situarse juntas y trabajarán como grupo de barras, ya que no cumplen la separación mínima como se explica en el apartado 6.3.7.

A continuación en la figura 6.7. se comprueba que esta disposición de armado resiste las sollicitaciones;

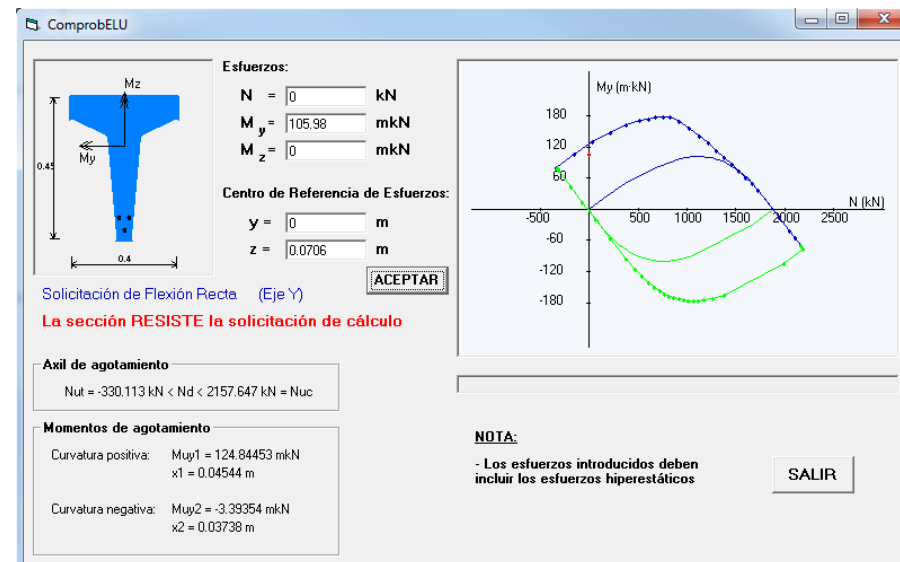


Figura 6.7 Comprobación de la sección en ELU

Como se observa en el diagrama de interacción, los esfuerzos a los que está sometida la viga quedan dentro del diagrama. Por lo que la viga cumple tanto para el momento máximo en el centro del vano como para los apoyos donde el momento es 0, ya que este punto se quedaría dentro del diagrama. Por tanto, esta sección cumple para una combinación de estados límite último.

A continuación, en la figura 6.3, se muestra el diagrama momento-curvatura, en el que se observan los momentos a partir de los cuales la sección fisura, plastifica y también a partir de los cuales la sección llega a la rotura.

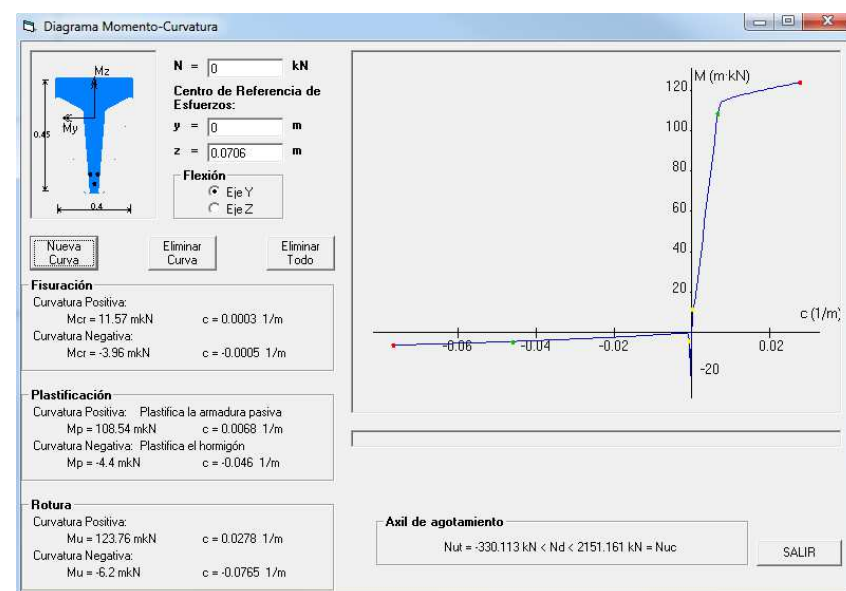


Figura 6.8 Diagrama momento - curvatura

- En cuanto a la comprobación de esfuerzos cortantes;

Se ha obtenido un cortante máximo en los apoyos, ya que al estar biapoyadas en el los extremos es donde se encuentra el mayor esfuerzo cortante. Dicho cortante que debe resistir tiene un valor máximo de 50.97 KN.

El cortante se calcula siguiendo los pasos indicados en el Art. 44.2.3 de la EHE-08, donde se expone que el esfuerzo cortante de cálculo (V_{rd}) debe ser menor al esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{u1}) y al esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma (V_{u2}).

Se procede al cálculo de V_{u1} ;

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

donde;

$$f_{1cd} = 0.6 f_{cd} = 16 \text{ MPa}$$

$$P = 0, \sigma'_{cd} = 0, K = 1$$

$$b_0 = 8 \text{ cm} = 0.08 \text{ m}$$

$$d = 0.42$$

$$\alpha = 83.76, \cotg \alpha = 0.109$$

$$\theta = \theta_e = 45^\circ, \cotg \theta = 1$$

Por tanto,

$$V_{u1} = 298.1 \text{ kN} > V_{rd}$$

Lo cual indica que la viga cumple a esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua.

Se procede al calculo de V_{u2} ;

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Donde;

V_{cu} , es la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante, que se obtiene mediante:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho f_{cv})^{1/3} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

Donde:

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\xi = 1.69 < 2$$

$$\rho = 0.019 \leq 0.02$$

$$f_{cv} = f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\theta = \theta_e, \beta = 1$$

$$f_{cv} = 40 \text{ MPa}$$

Se obtiene,

$$V_{cu}=24.05\text{KN} < V_{rd}$$

V_{su} , es la contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante, que se obtiene mediante:

$$V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}, \quad V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{su}=27 \text{ KN}$$

Con la siguiente formula se calcula la armadura transversal necesaria;

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha, d}$$

$$Z=0.9d= 0.378$$

$$\theta=\theta_e=45^\circ, \cotg \theta= 1$$

$$\cotg \alpha=0.109$$

$$f_{\alpha}=435\text{MPa}$$

Se obtiene,

$$A_{\alpha}=1.5 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ que sería el armado transversal necesario por cálculo.}$$

6.3.3.Estado límite de servicio de fisuración

Para poder comprobar el estado límite de fisuración, se debe obtener las tensiones en la cara superior e inferior, a las que estará sometida la viga en ELS para la combinación más desfavorable. Estas tensiones se van a calcular a través del programa cálculo de tensiones del hormigón, en la figura 6.9 se muestran los resultados obtenidos;

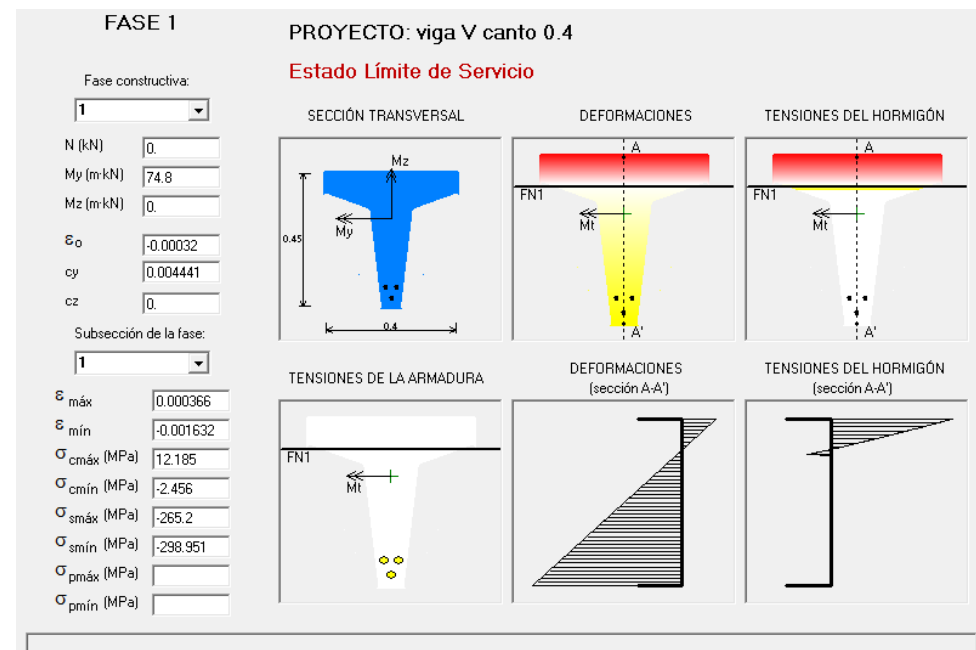


Figura 6.9 Tensiones en la sección en servicio

A partir de la figura 6.9, se observa que la parte superior se encuentra comprimida a una tensión de 12.2 MPa. De este modo, la máxima tensión del hormigón, a partir de la cual se comprueban las fisuras por compresión debe cumplir, según el Art. 49.2.1 de la EHE-08, que la tensión de compresión del hormigón en todas las situaciones persistentes y transitorias bajo la combinación más desfavorable la siguiente limitación;

$$\sigma_{cs} \leq 0.60 f_{ck,j}$$

$$\sigma_{cs}= 24\text{MPa}$$

Con todo esto, se puede decir que no aparecen fisuras por compresión ya que no se supera el sesenta por cien de la resistencia característica del hormigón.

La comprobación de abertura máxima de las fisuras en las zonas traccionadas solo es necesario realizarla, según el Art. 49.2.2 de la EHE-08, si se supera la resistencia media a flexotracción. Se tiene una tensión en la parte inferior de la sección es de -2.5 MPa, la cual es mayor a la resistencia a flexotracción, -3.51MPa, por tanto, no es necesario realizar la comprobación de las fisuras por tracción.

6.3.4.Estado límite de servicio de deformación

La comprobación a flecha se ha realizado con las especificaciones del CTE, DB-SE, al igual que ha explicado en el apartado 6.2.2 se debe cumplir la flecha para garantizar la apariencia, confort e integridad, y como el valor más restrictivo lo da el confort, se calcula para este y cumplirá todos los anteriores.

$$L/350= 0.0298 \text{ m}$$

Se procede al cálculo de la flecha existente en la viga, para el que se considera una viga biapoyada, donde la máxima flecha se encuentra en el centro del vano, con la combinación de cargas poco probable, dando así una flecha de 0.0189 m.

Por tanto, se cumple el estado límite de servicio de deformación, ya que la flecha que se obtiene mediante el cálculo es menor a la exigida por el CTE.

6.3.5.Armaduras mínimas

6.3.5.1. Armadura mínima geométrica de tracción

La cuantía geométrica mínima a disponer en la cara de tracción se obtiene a partir de la tabla 42.3.5 de la EHE-08.

Como elemento estructural tenemos una viga y el acero utilizado tiene un límite elástico de 500 MPa, se debe tener al menos un 2.8 por mil de la sección total de hormigón.

$$A_s=0.0028 \cdot A_c=2.313 \text{ cm}^2.$$



6.3.5.2. Armadura mínima mecánica de tracción

La cuantía mínima mecánica en la cara de tracción, se obtiene a partir del artículo 42.3.3 de la EHE-08, ya que estamos frente a un caso de flexión simple.

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 2.025 \text{ cm}^2.$$

Esta cuantía va a ser la misma tanto en la cara de tracción como en la de compresión.

6.3.5.3. Armadura mínima en la cara comprimida

La cuantía geométrica mínima a disponer en la cara de compresión se obtiene a partir del artículo 45.3.5 de la EHE-08, en el que expone que la cuantía mínima geométrica dispuesta en la cara de compresión será el 30 % de la dispuesta en la cara de tracción, dando así, una cuantía a disponer de 0.693 cm^2 .

La cuantía mecánica mínima a disponer en la cara de compresión, obtenida en el apartado 6.3.5.2, tiene un valor de 2.025 cm^2 .

Con todo lo expuesto, se deduce que el armado dispuesto en la cara de compresión será el mínimo mecánico por ser mayor que el geométrico.

6.3.5.4. Armadura mínima transversal

La armadura mínima a disponer en la sección transversal se obtiene en el Art. 44.2.3.4.1 de la EHE-08.

La ecuación mediante la que se calcula es la siguiente;

$$\sum \frac{A_a f_{ya,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

Donde,

$$f_{ya,d} = 435 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 3.51 \text{ MPa}$$

$$\sin \alpha = \sin 83.76$$

$$b_0 = 8 \text{ cm} = 0.08 \text{ m}$$

Se obtiene,

$$A_a = 0.855 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como esta cuantía de armado es menor que la necesaria por cálculo, para resistir el cortante se va a disponer la necesaria por cálculo.

6.3.6. Cálculo de longitudes de anclaje

Este cálculo se va a realizar mediante el Art. 69.5.1 de la EHE-08. Según ese artículo, se diferencian dos tipos de barras, las que están en posición I y las que están en posición II.

Las barras que se hayan en posición I son aquellas posicionadas en los 30 cm superiores de la sección, siendo esta, la armadura de la cara superior y el armado de piel, donde las barras son $\varnothing 8$.

Las barras que se hayan en posición II, son únicamente las situadas en la parte inferior de la sección, donde las barras son $\varnothing 16$.

- Longitud de anclaje posición I: (barras $\varnothing 8$) $l_{bI} = 70 \text{ mm}$

- Longitud de anclaje posición II: (barras $\varnothing 16$) $l_{bII} = 400 \text{ mm}$

6.3.7. Disposiciones de armado

- Armadura longitudinal, en cuanto a las disposiciones de la armadura longitudinal, se debe tener en cuenta el Art. 69.4.1.1. de la EHE-08, en el que expone que la distancia entre barras debe ser mayor a 15mm, $\varnothing_{\max} = 16 \text{ mm}$ o 1.25 veces el TMA. También, se debe comprobar la separación máxima, que se encuentra en el artículo 42.3.1 de la EHE-08, donde la separación máxima entre armaduras debe ser 30 cm.

De este modo, la armadura situada en la capa inferior la sección se considerara como un grupo de barras ya que no cumple los requisitos mínimos, los grupos de barras se contemplan en el Art. 69.4.1.2. de la EHE-08, en el cual expone que para recubrimientos y distancias entre armaduras, se considera como diámetro de grupo el de la sección circular del área equivalente a la suma de las áreas de las barras, que debe ser menor a 50mm.

También, se va a disponer barras $\varnothing 8$ para cumplir los requisitos mínimos de separación máxima donde estos no se cumplan.

- Armadura transversal, la disposición transversal de armado transversal, se obtiene a partir del Art. 44.2.3.4.1 de la EHE-08. Se procede a obtener la separación transversal entre ramas de armadura;

$$V_{u1}/5 = 59.62 \text{ kN} > V_{rd} = 51 \text{ kN}$$

$$S_t = 0.44 \text{ m} < 0.6 \text{ m}$$

A partir de la siguiente formula se obtiene el diámetro de armadura necesario;

$$A_a \leq (n^{\circ} \text{ ramas} \cdot \pi \cdot \varnothing^2) / (S_t \cdot 4)$$

Se obtiene un cerco c8, pero como no se cumple la separación mínima, se va a disponer cercos de 6mm de diámetro cada 0.2 metros.

6.3.8. Resumen de armados para la viga secundaria

	A. superior	A. Inferior	A. transversal
A_s de cálculo	0 cm ²	6.4 cm ²	1.5 cm ² /m
A_s min. geométrica	0.7 cm ²	2.3 cm ²	—
A_s min mecánica	2 cm ²	2 cm ²	—
A_a mínima	—	—	0.86 cm ² /m
A_s a disponer	2 cm ²	6.4 cm ²	1.5 cm ² /m
Armado	5Ø8	4Ø16	C6/0.2m

Tabla 6.1 Resumen armados en viga secundaria

6.4. VIGA PRINCIPAL

6.4.1. Propiedades de la sección

Base: 0.4 m

Canto: 1.20 m

Área: 0.2335 m²

Perímetro: 3.6135 m

Centro de gravedad: X= 0.0 m, Y= 0.6

Distancia a la fibra más comprimida/traccionada: V1=0.6 m, V2=-0.6 m

Momentos principales de inercia en direcciones X-Y alrededor del centro de gravedad: $I_x = 0.0427$ m⁴, $I_y = 0.0019$ m⁴.

6.4.2. Estado límite último de agotamiento

Para el dimensionamiento de ELU de agotamiento se ha realizado la comprobación de flectores y posteriormente la comprobación de cortantes.

- En cuanto a la comprobación de esfuerzos flectores;

Se ha obtenido un momento máximo en el centro de las vigas, ya que al estar biapoyadas, en el centro tienen el mayor flector. Dicho flector tiene un valor máximo de 837.3KNm.

Primero, se va a ejecutar el programa de dimensionamiento de armadura activa, donde se obtendrá la fuerza de pretensado. Para el que se precisa de los siguientes parámetros;

Esfuerzos:

- Momento máximo, M_{max} , 837.3 KNm.

- Momento mínimo, M_{min} , -3.37 KNm.

- Momento en la combinación frecuente con un valor máximo, M_{max}^F , 459.63KNm.

- Momento en la combinación frecuente con un valor mínimo, M_{min}^F , -1.8 KNm.

- Excentricidad hiperestática, e_h , 0.

Previsión de pérdidas:

- Coeficiente parcial de seguridad del pretensado, $\gamma_{p,des}$, 1.05.

- Coeficiente parcial de seguridad del pretensado, $\gamma_{p,fav}$, 0.95.

- Pérdidas del pretensado, se estiman entorno al 5%.

Limitaciones tensionales y geométricas:

- Tensión máxima del hormigón, σ_{cs} , 24MPa.

- Tensión mínima del hormigón, σ_{ci} , -3,51 MPa.

Una vez introducidos todos los datos que definen el problema del dimensionamiento seccional de la armadura activa, se obtiene el diagrama de Magnel, mediante el cual se comprueban las pendientes para obtener la sección mínima. Y finalmente, muestra el pretensado mínimo necesario para garantizar las condiciones tensionales en la sección.

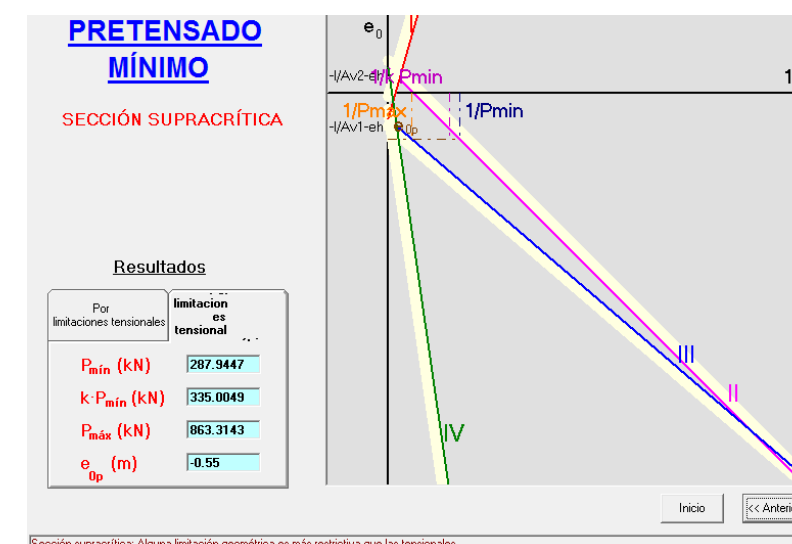


Figura 6.10 Obtención del pretensado

Los diagramas de Magnel sirven para evaluar la fuerza de pretensado mínimo y la excentricidad en la sección. Pero no debe perderse de vista que mediante el empleo de estos diagramas lo que obtenemos son los valores del pretensado que permiten cumplir las limitaciones tensionales impuestas por la normativa.

Como se observa en la figura 6.10, el pretensado determinante es el obtenido por las limitaciones tensionales. Por tanto, esta viga tendrá como mínimo un pretensado de 335 kN y como máximo de 863 kN, lo que indica que el pretensado dispuesto debe estar entre estos valores. La fuerza máxima a la que puede estar sometida cada cable es de 55 kN, así pues, se van a disponer 10 cables en dos capas en la parte inferior de la sección, donde cada cable estará sometido a una fuerza de 40 kN, dando un total de 400 kN de fuerza.

Una vez obtenida la fuerza de pretensado, se pasa a comprobar que se cumple el ELU mediante el programa de Rotura, en el que después de definir la sección junto a las barras de pretensado, se procede a definir los materiales con las características del apartado 2.3. Una vez ya definidos, se procede a la comprobación de la sección en ELU.

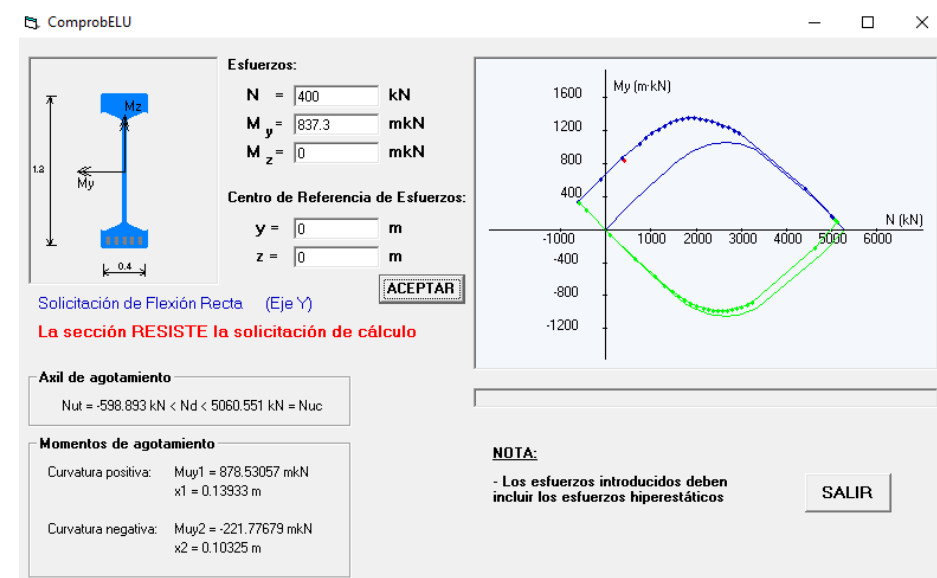


Figura 6.11 Comprobación de la sección en ELU

Una vez obtenido el diagrama de interacción de la figura 6.11, se puede comprobar que la sección resiste la sollicitación que actúa sobre ella con la armadura activa solamente. Por tanto, esta sección cumple para una combinación de estados límite último.

En la figura 6.12 se muestra el diagrama momento-curvatura, en el que se observan los momentos a partir de los cuales la sección fisura, plastifica y también a partir de los cuales la sección llega a la rotura.

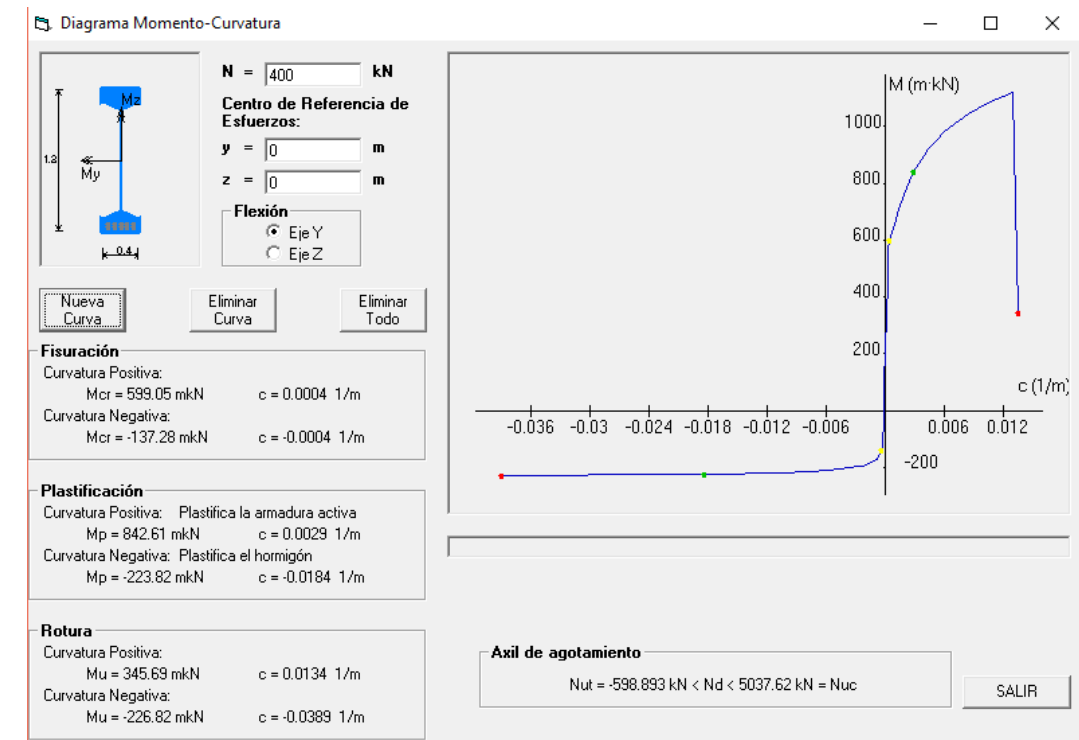


Figura 6.12 Diagrama momento - curvatura

- En cuanto a la comprobación de esfuerzos cortantes;

Se ha obtenido un cortante máximo en los apoyos, ya que al estar biapoyadas en los extremos es donde se encuentra el mayor esfuerzo cortante. Dicho cortante que debe resistir tiene un valor máximo de 165 kN.

El cortante se calcula siguiendo los pasos indicados en el Art. 44.2.3 de la EHE-08, donde se expone que el esfuerzo cortante de cálculo (V_{rd}) debe ser menor al esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{u1}) y al esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma (V_{u2}).

Se procede al cálculo de V_{u1} ;

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

donde;

$$f_{1cd} = 0.6 f_{cd} = 16 \text{ MPa}$$

$$P = 400 \text{ kN}, \sigma'_{cd} = 1.17 \text{ MPa}, K = 1.044$$

$$b_0 = 11 \text{ cm} = 0.11 \text{ m}$$

$$d = 1.144$$

$$\alpha = 90^\circ, \cotg \alpha = 0$$

$$\sigma_{yd} = 0, \sigma_{xd} = 1.17 \text{ MPa}, \cotg \theta_e = 1.155$$

Por tanto,

$$V_{u1} = 1040.2 \text{ kN} > V_{rd}$$

Lo cual indica que la viga cumple a esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua.

Se procede al cálculo de V_{u2} ;

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Donde;

V_{cu} , es la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante, que se obtiene mediante:

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

Donde:

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\xi = 1.42 < 2$$

$$f_{cv} = 40 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0.000713 \leq 0.02$$

$$f_{cv} = f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\theta = \theta_e, \beta = 1$$

$$\sigma'_{cd} = 1.17 \text{ MPa}$$

Se obtiene,

$$V_{cu} = 47.43 \text{ kN} < V_{rd}$$

V_{su} , es la contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante, que se obtiene mediante:

$$V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}, V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{su} = 117.6 \text{ kN}$$

Con la siguiente formula se calcula la armadura transversal necesaria;

$$V_{su} = z \cdot \sin \alpha (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sum A_{\alpha} f_{\alpha, d}$$

$$Z = 0.9d = 1.0296$$

$$\theta = \theta_e = 45^\circ, \cotg \theta = 1$$

$$\cotg \alpha = 0$$

$$f_{\alpha} = 435 \text{ MPa}$$

Se obtiene,

$$A_{\alpha} = 2.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.4.3. Estado límite de servicio de fisuración

Para poder comprobar el estado límite de fisuración, se deben obtener las tensiones en la cara superior e inferior, a las que estará sometida la viga en ELS para la combinación más desfavorable, así como, cuando el momento actuante es 0, ya que al estar pretensada, se pueden crear en la cara superior unas tensiones que provoquen la fisura del hormigón.

La máxima tensión del hormigón, a partir de la cual se comprueban las fisuras por compresión debe cumplir, según el Art. 49.2.1 de la EHE-08, que la tensión de compresión del hormigón en todas las situaciones persistentes y transitorias bajo la combinación más desfavorable la siguiente limitación;

$$\sigma_{cs} < 24 \text{ MPa}$$

La mínima tensión del hormigón, la impone la fisuración por tracción, y como el pretensado se encuentra en la parte inferior de la viga, puede generar tracciones en la parte superior. Según el artículo 49.2.3 de la EHE, solo será necesario la comprobación de la fisuración por tracción si la tensión en la fibra más traccionada supera la resistencia media a flexotracción. Así pues, la tensión en la fibra más traccionada debe ser mayor a la resistencia media a flexotracción.

$$\sigma_{ci} > -3,51 \text{ MPa}$$

Las tensiones a las que se encuentra la viga, se calculan a través del programa cálculo de tensiones del hormigón, en la figura 6.13 se muestran los resultados obtenidos;

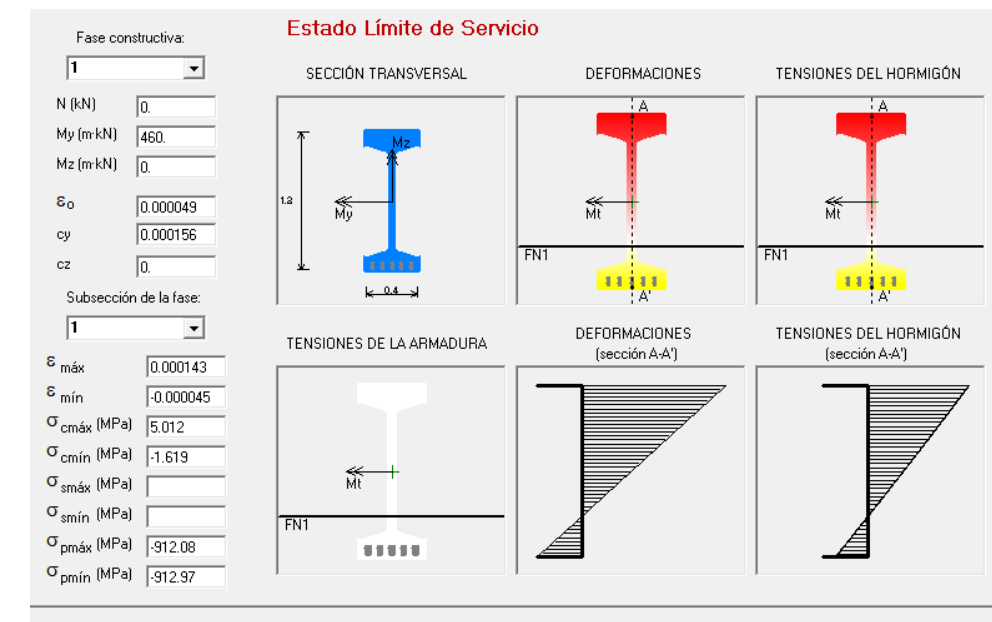


Figura 6.13 Tensiones en la sección en centro vano

La figura 6.13 representa una situación de momento máximo en ELS, donde el hormigón se encuentra traccionado en la parte inferior. La mínima tensión del hormigón en esta tensión es -1.62 MPa, que es mayor a la resistencia a flexotracción, por tanto en este caso se cumple la mínima tensión del hormigón. Respecto a la máxima tensión, se haya en la parte superior, la cual tiene un valor de 5.012 MPa, que también cumple a máxima tracción en el hormigón.

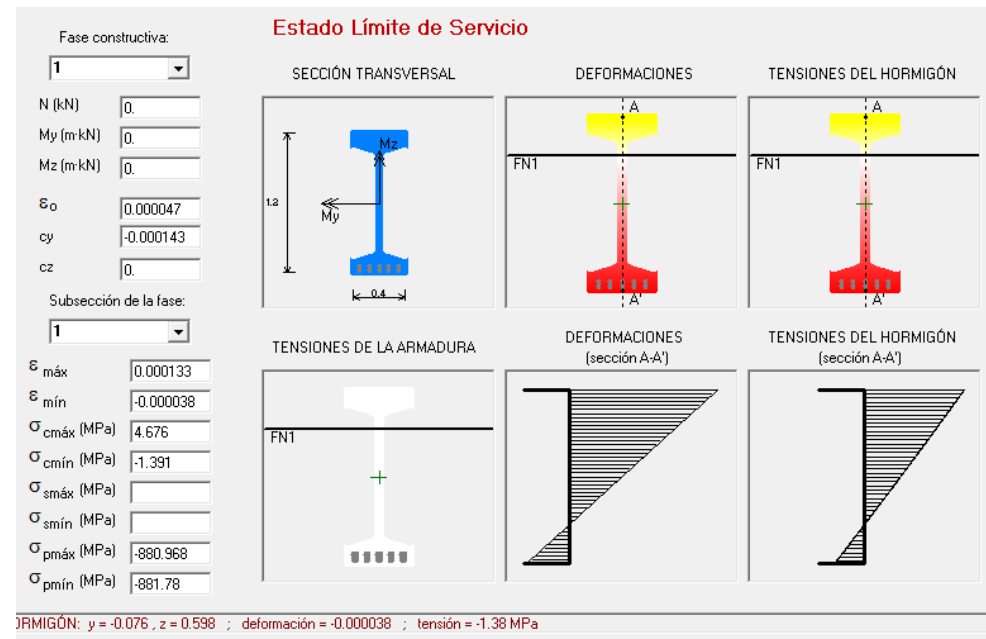


Figura 6.14 Tensiones en la sección en apoyos

La figura 6.14 representa una situación de momento nulo, donde el hormigón se encuentra traccionado en la parte superior. La mínima tensión del hormigón en esta tensión es -1.4 MPa, que es mayor a la resistencia a flexotracción, por tanto en este caso se cumple la mínima tensión del hormigón. Respecto a la máxima tensión, se haya en la parte superior, la cual tiene un valor de 4.7 MPa, que también cumple a máxima tracción en el hormigón.

6.4.4.Estado límite de servicio de deformación

La comprobación a flecha se ha realizado con las especificaciones del CTE, DB-SE, al igual que ha explicado en el apartado 6.2.2 se debe cumplir la flecha para garantizar la apariencia, confort e integridad, y como el valor más restrictivo lo da el confort, se calcula para este y cumplirá todos los anteriores.

$$L/350= 49.3\text{mm}$$

Se procede al cálculo de la flecha existente en la viga, la cual la se obtiene considerando que es una viga biapoyada en la que la máxima flecha se encuentra en el centro del vano, con la combinación de cargas poco probable, dando así una flecha de 0.0168m.

Por tanto, se cumple el estado límite de servicio de deformación, ya que la flecha que se obtiene mediante el cálculo es menor a la exigida por el CTE.

6.4.5.Armaduras mínimas

6.4.5.1. Armadura mínima geométrica de tracción

La cuantía geométrica mínima a disponer en la cara de tracción se obtiene a partir de la tabla 42.3.5 de la EHE-08. En la que expone que en el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta para el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas.

Se tiene como elemento estructural una viga pretensada, por tanto se va a calcular la cuantía necesaria en el caso de tener un acero de 500MPa.

$$A_s=0.0028 \cdot A_c=6.54\text{cm}^2.$$

En la cara inferior, se debe disponer una cuantía de armadura activa de 4.42 cm^2 , la cual es menor a la calculada por mínimo geométrico, pero el límite elástico de la armadura activa es mayor a 500 MPa, por tanto si se calculase proporcionalmente al límite elástico, habría suficiente armado para cumplir con el mínimo geométrico. De todos modos, se va a disponer en la cara inferior $4\phi 10$ en los cambios de dirección y esquinas.

6.4.5.2. Armadura mínima mecánica de tracción

La cuantía mínima mecánica en la cara de tracción, se obtiene a partir del artículo 42.3.2 de la EHE-08, como tenemos una fuerza de pretensado, la formula a utilizar será la siguiente;

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ct,m,fl} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

Donde,

$$A_p= 4.42\text{ cm}^2$$

$$f_{pd}= 1503\text{ MPa}$$

$$d_p= 1.144\text{ m}$$

$$d_s= 1.144\text{ m}$$

$$f_{yd}= 435\text{ MPa}$$

$$W_1= I_x/y_G= 0.07117\text{ m}^3$$

$$Z= 0.96\text{ m}$$

$$P= 400\text{ KN}$$

$$A= 0.2335\text{ m}^2$$

$$e= 0.05\text{ m}$$

$$f_{ct,m,fl}=3.51$$

Se obtiene $A_s = 5.9\text{ cm}^2$ a repartir en las dos caras, dando así en cada cara una cuantía de armado de 2.95cm^2 .



6.4.5.3. Armadura mínima en la cara comprimida

Tanto en la cara inferior como en la superior hay situaciones de proyecto en las que se encuentra traccionada y otras en las que esta comprimida, así que se va a exigir que se cumplan en ambas caras los mínimos de tracción ya que se quedaría del lado de la seguridad.

6.4.5.4. Armadura mínima transversal

La armadura mínima a disponer en la sección transversal se obtiene en el Art. 44.2.3.4.1 de la EHE-08.

La ecuación mediante la que se calcula es la siguiente;

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

Donde,

$f_{y\alpha,d}$ = 435 MPa

$f_{ct,m}$ =3.51 MPa

$\sin \alpha$ =1

b_0 =11cm =0.11m

Se obtiene,

A_{α} =1.18 cm²/m

Como esta cuantía de armado es menor que la necesaria por cálculo, para resistir el cortante se va a disponer la necesaria por cálculo.

6.4.6.Cálculo de longitudes de anclaje

Este cálculo se va a realizar mediante el Art. 69.5.1 de la EHE-08. Según ese artículo, se distinguen dos tipos de barras, las que están en posición I y las que están en posición II.

Las barras que se hayan en posición I son aquellas posicionadas en los 30 cm superiores de la sección, siendo esta, la armadura de la cara superior y el armado de piel, donde las barras son Ø8 o Ø12.

Las barras que se hayan en posición II, son las situadas a partir de los 30 cm desde la cara superior de la viga, donde las barras son Ø8 o Ø10.

- Longitud de anclaje posición I: (barras Ø8) l_{bl} = 70 mm

(barras Ø12) l_{bl} =160 mm

- Longitud de anclaje posición II: (barras Ø8) l_{bII} = 100 mm

(barras Ø10) l_{bII} = 155 mm

6.4.7.Disposiciones de armado

- Armadura longitudinal, en cuanto a las disposiciones de la armadura longitudinal, según el Art. 69.4.1.1. de la EHE-08, la distancia entre barras debe ser mayor a 15mm, \emptyset_{max} =10mm o 1.25 veces el TMA. También, se debe comprobar la separación máxima, que se encuentra en el artículo 42.3.1 de la EHE-08, donde la separación máxima entre armaduras debe ser 30 cm. Todas las barras cumplen la separación mínima, además se va a disponer barras Ø8 para cumplir los requisitos mínimos de separación máxima donde estos no se cumplan, ya que la viga tiene un canto de 1.20 metros.

- Armadura transversal, la disposición transversal de armado transversal, se obtiene a partir del Art. 44.2.3.4.1 de la EHE-08. Se procede a obtener la separación transversal entre ramas de armadura;

$$V_{u1}/5= 208 \text{ KN} > V_{rd}=165 \text{ KN}$$

S_t =0.86m > 0.6 m, S_t =0.6, como no se cumple la separación mínima, se va a disponer una separación S_t = 0.25m.

A partir de la siguiente formula se obtiene el diámetro de armadura necesario;

$$A_{\alpha} \leq (n^{\circ} \text{ ramas} \cdot \pi \cdot \emptyset^2) / (S_t \cdot 4)$$

Se obtiene un cerco c8, se va a disponer cercos de 8mm de diámetro cada 0.25 metros.

6.4.8.Resumen de armados para la viga principal

	A. superior	A. activa	A. inferior	A. transversal
A de cálculo	0 cm ²	4.42 cm ²	0 cm ²	2.63 cm ² /m
A_s min. geométrica	6.54 cm ²	—	6.54 cm ²	—
A_s min mecánica	2.95 cm ²	—	2.95 cm ²	—
A_{α} mínima	—	—	—	1.18 cm ² /m
A_s a disponer	6.54 cm ²	4.42 cm ²	0 cm ² (ya está la A. activa)	2.63 cm ² /m
Armado	6Ø12	10 cables Ø7.5 a 40 KN	4Ø10	C8/0.25m

Tabla 6.2 Resumen armados en viga principal



6.5. PILARES

6.5.1. Propiedades de la sección

Área: 0.16 m^2

Perímetro: 1.6 m

Lado: 0.4 m

Longitud: 1.9 m

Centro de gravedad: $X = 0.0 \text{ m}$, $Y = 0.2 \text{ m}$

6.5.2. Estado límite último de agotamiento

Para el dimensionamiento de ELU de agotamiento se ha realizado la comprobación de flectores y posteriormente la comprobación de cortantes.

- En cuanto a la comprobación de esfuerzos flectores;

Se han obtenido los esfuerzos a los que se encuentra el pilar más solicitado, que en este caso tiene axil, momento en torno al eje z y momento en torno al eje y, a continuación se muestran los valores de cada uno de ellos;

$N = 463 \text{ KN}$

$M_y = 105.11 \text{ KNm}$

$M_z = -138.5 \text{ KNm}$

El dimensionamiento del armado, se va a realizar con el programa de Rotura, pero como no puede realizar el dimensionamiento para los momentos entorno a los dos ejes, se va a realizar por separado. Por un lado los momentos alrededor del eje z, y por otro, los momentos entorno al eje y. Posteriormente, una vez ya dispuesto el armado, se comprobará que la sección resiste las solicitaciones conjuntamente.

➤ Momentos en torno al eje z;

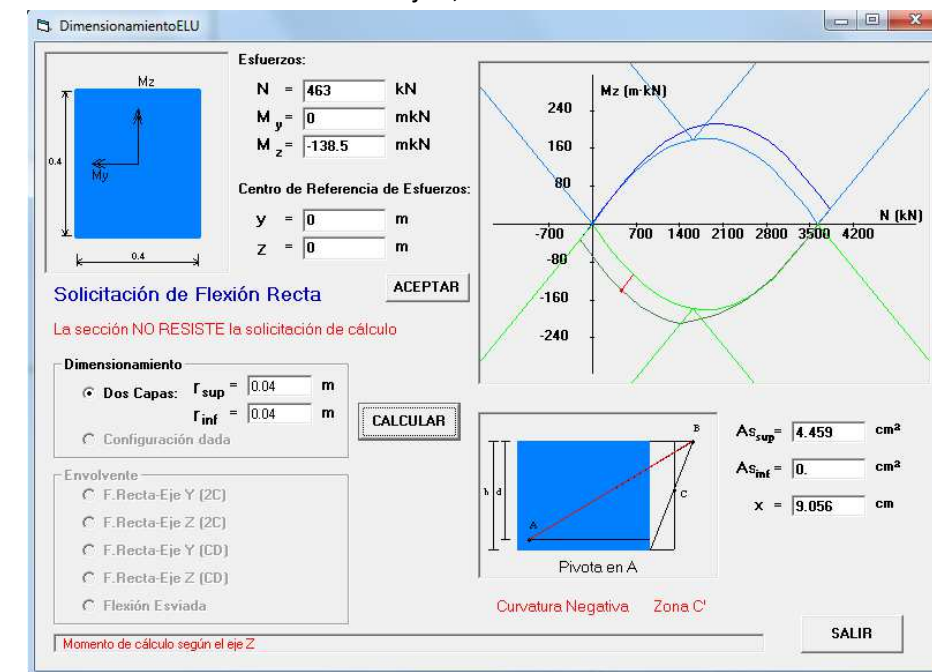


Figura 6.15 Dimensionamiento armadura pasiva en eje z

Una vez obtenido el diagrama de interacción debido al momento entorno al eje z, se puede comprobar en la figura 6.15, que la sección necesita una cuantía de armado de 4.5 cm^2 en la cara superior de la sección.

➤ Momentos en torno al eje y;

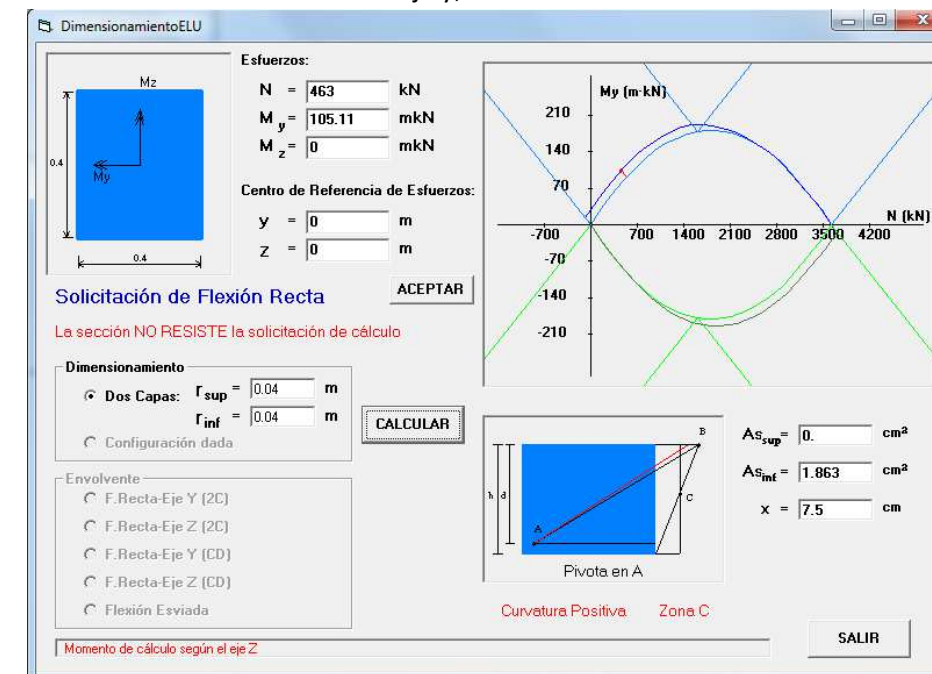


Figura 6.16 Dimensionamiento armadura pasiva en eje y

En la figura 6.16 se muestra el diagrama de interacción debido al momento entorno al eje y, se puede comprobar que la sección necesita una cuantía de armado de 1.9 cm^2 en la cara inferior de la sección.

Al tratarse de un pilar cuadrado, para evitar errores durante la colación de los pilares en la construcción, el armado en las cuatro caras será el mismo. De este modo, se va a disponer la mayor cuantía resultante de los dos dimensionamientos anteriores, que en este caso es el debido al momento entorno al eje z. Así pues, en cada cara del pilar se van a colocar 4Ø12 y se comprueba si los momentos resisten por separado, como se muestra en las figuras 6.17 y 6.18.

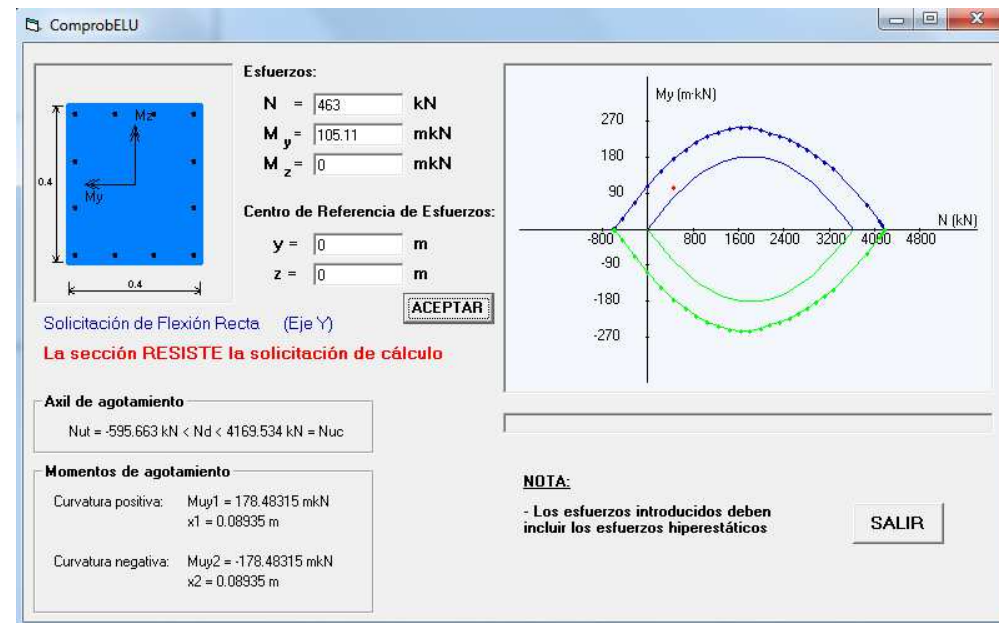


Figura 6.17 Comprobación con momento entorno eje y

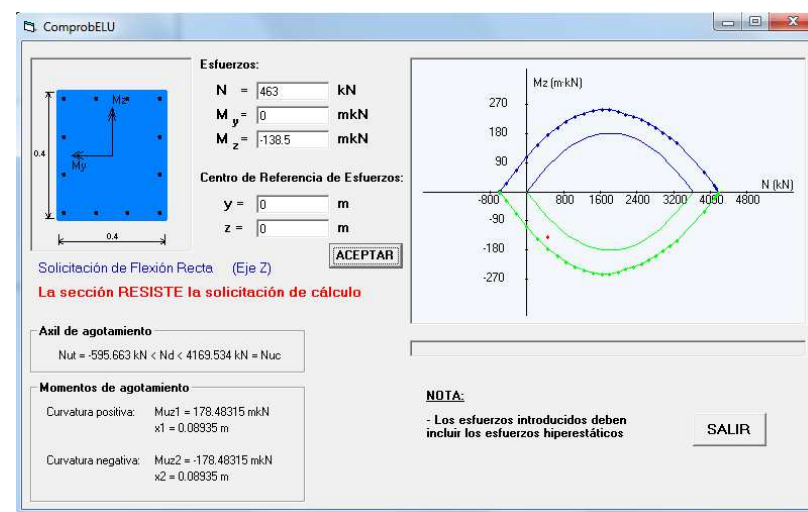


Figura 6.18 Comprobación con momento entorno eje z

Con esta disposición de armado los momentos son resistidos cuando actúan por separado. Ahora, se procede a comprobar que los momentos se pueden resistir conjuntamente con el mismo armado.

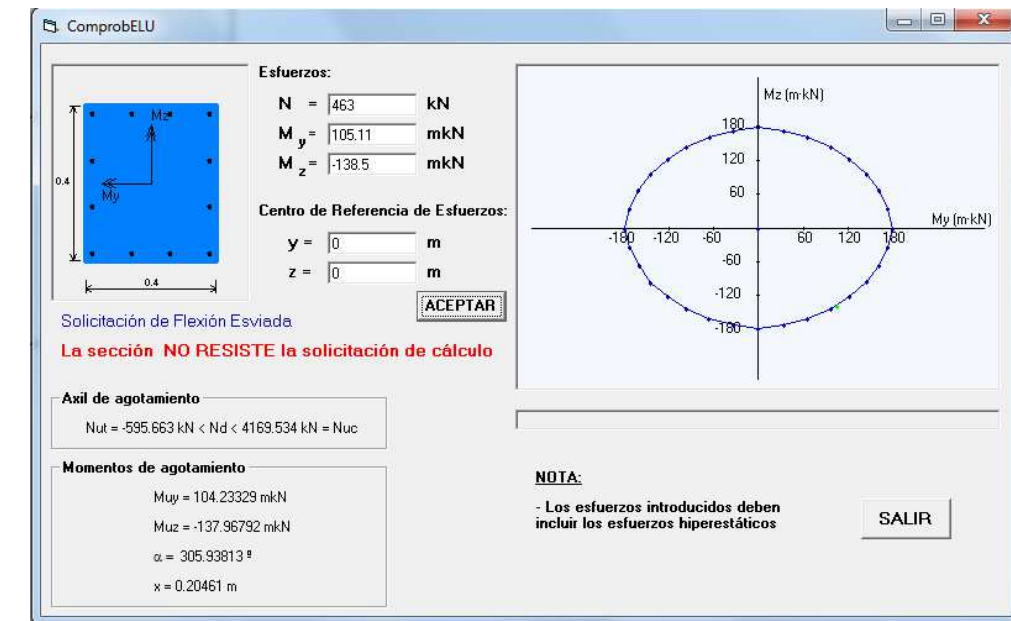


Figura 6.19 Comprobación con momento entorno eje z, y

La sección no resiste cuando actúan sobre ella todas las solicitaciones, por lo que se debe aumentar la cuantía de armado. Se aumenta el diámetro de las barras a 16 mm en la misma disposición.

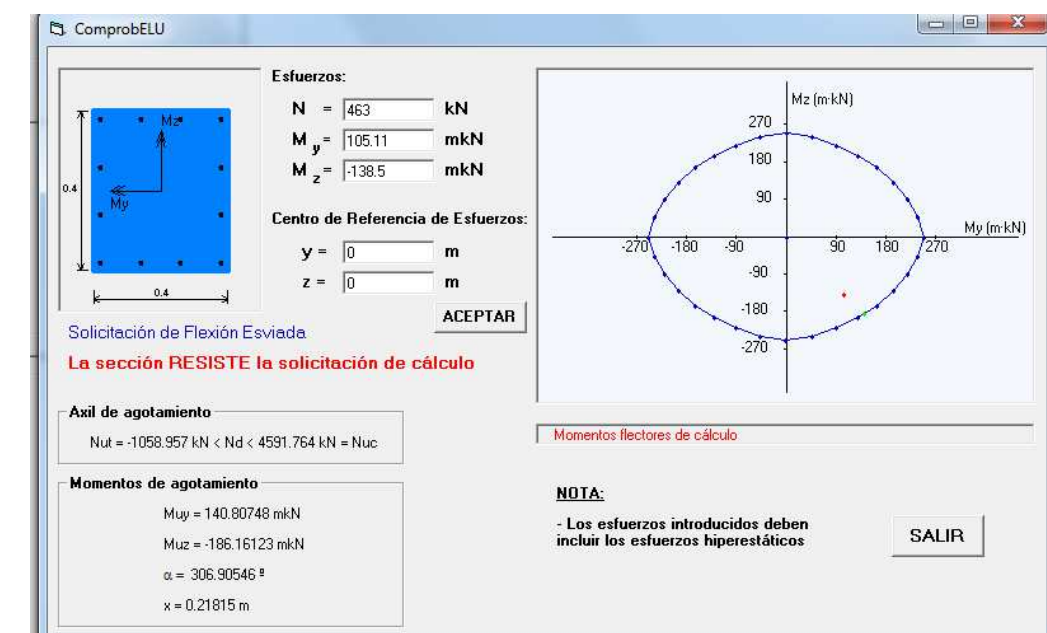


Figura 6.20 Comprobación con momento entorno eje z, y

La sección resiste cuando actúan sobre ella todas las solicitaciones, con una disposición de armado de 4Ø16 en cada cara del pilar.

A continuación, se muestra el diagrama momento-curvatura, en el que se observan los momentos a partir de los cuales la sección fisura, plastifica y también a partir de los cuales la sección llega a la rotura.

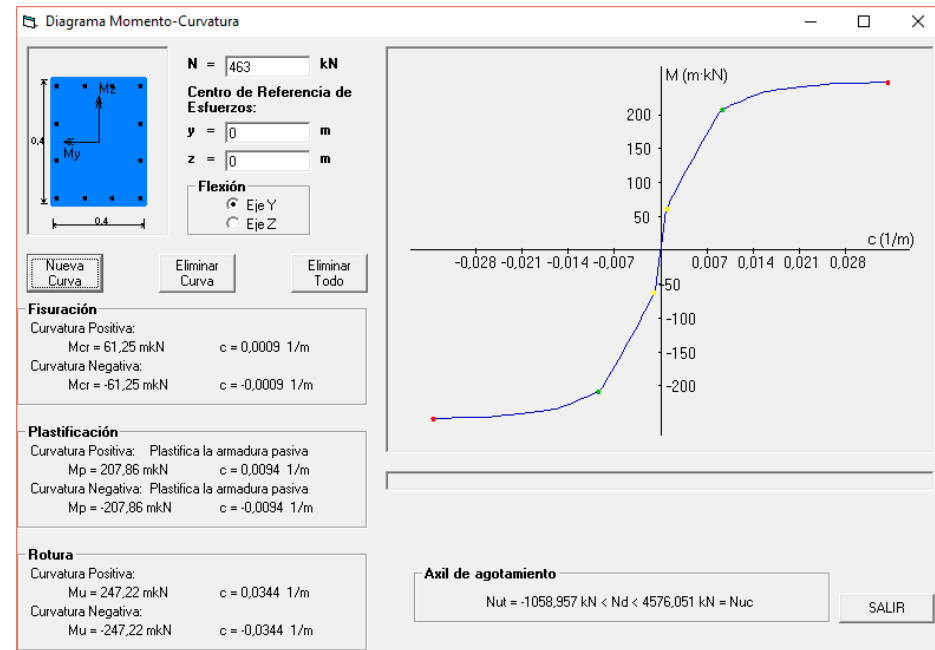


Figura 6.21 Diagrama momento - curvatura

- En cuanto a la comprobación de esfuerzos cortantes;

Se ha obtenido un cortante máximo en el empotramiento, dicho cortante que debe ser resistido tiene un valor máximo de 40.8 KN.

El cortante se calcula siguiendo los pasos indicados en el Art. 44.2.3 de la EHE-08, donde se expone que el esfuerzo cortante de cálculo (V_{rd}) debe ser menor al esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma (V_{u1}) y al esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua en el alma (V_{u2}).

Se procede al cálculo de V_{u1} ;

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

donde;

$$f_{1cd} = 0.6 f_{cd} = 16 \text{ MPa}$$

$$N = 463, \sigma'_{cd} = 2.89, K = 1.11$$

$$b_0 = 40 \text{ cm} = 0.4 \text{ m}$$

$$d = 0.36$$

$$\alpha = 90^\circ, \cotg \alpha = 0$$

$$\theta = \theta_e, \sigma_{yd} = 0, \sigma_{xd} = 2.89 \text{ MPa}, \cotg \theta_e = 1.35$$

Por tanto,

$$V_{u1} = 1223.22 \text{ KN} > V_{rd}$$

Lo cual indica que la viga cumple a esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua.

Se procede al cálculo de V_{u2} ;

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Donde;

V_{cu} , es la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante, que se obtiene mediante:

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0.15 \sigma'_{cd} \right] \beta b_0 d$$

Donde:

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\xi = 1.75 < 2$$

$$f_{cv} = 40 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0.004715 \leq 0.02$$

$$f_{cv} = f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\theta = \theta_e, \beta = 1$$

$$\sigma'_{cd} = 2.89 \text{ MPa}$$

Se obtiene,

$$V_{cu} = 129 \text{ KN} < V_{rd}$$

V_{su} , es la contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante, que se obtiene mediante:

$$V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}, V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$V_{su} < 0$ KN, por tanto $A_{\alpha}=0$.

No se precisa armado de cortante por cálculo, por tanto, se va a disponer el armado mínimo de cortante.

6.5.3.Estado límite de servicio de fisuración

Para poder comprobar el estado límite de fisuración, hay que calcular las tensiones en la cara superior e inferior, a las que estará sometida la viga en Estado límite de servicio para la combinación más desfavorable. Estas tensiones se obtendrán a través del programa cálculo de tensiones del hormigón, en la figura 6.22 se muestran los resultados obtenidos;

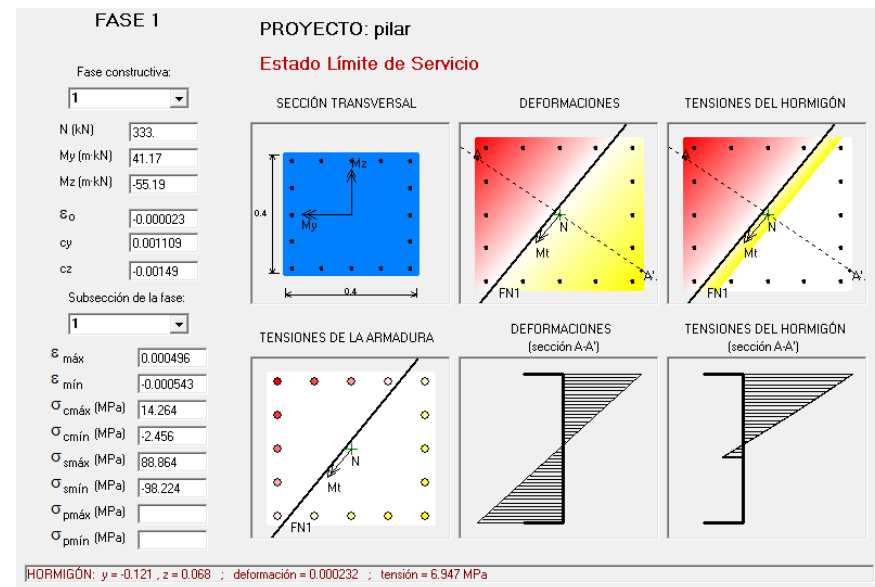


Figura 6.22 Tensiones en la sección en ELS

A partir de esta imagen, se observa que la parte izquierda se encuentra comprimida, a una tensión de 14.26 MPa. Por tanto, la máxima tensión del hormigón, a partir de la cual se comprueban las fisuras por compresión, como se ha explicado en el apartado 6.3.3, se puede decir que no aparecen fisuras por compresión ya que no se supera una tensión de 24 MPa.

En cuanto a la zona traccionada, la derecha, se tiene una tracción de -2.45 MPa, por tanto, la comprobación de abertura máxima de las fisuras en las zonas traccionadas no es necesaria comprobarla ya que no se supera la resistencia a flexotracción.

6.5.4.Estado límite de servicio de deformación

La comprobación a desplazamientos horizontales se ha realizado con las especificaciones del apartado 4.3.3.2 del CTE, DB-SE, al no haber en esta construcción forjados intermedias, el desplome que se va a comprobar es el desplome total, ya que tiene el mismo valor que el local o relativo. El desplome para garantizar la integridad, debe ser menor que L/500, en una combinación

característica; y para garantizar el confort, el desplome relativo debe ser menor a L/350, con una combinación casi permanente. De todo esto se puede deducir que, si se exige que el desplome sea menor a L/500 se estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

$$L/500 = 0.0156 \text{ m}$$

El desplome se obtiene del modelo de sal, donde el máximo desplome en combinación característica se obtiene cuando el viento actúa como acción determinante, y este desplome tiene un valor máximo de 0.0124 m, por tanto, se cumplen las restricciones de la normativa y se puede decir que el pilar cumple el estado límite de servicio de deformación.

6.5.5.Armaduras mínimas

6.5.5.1. Armadura mínima geométrica de tracción

La cuantía geométrica mínima a disponer en la cara de tracción se obtiene a partir de la tabla 42.3.5 de la EHE-08.

Como elemento estructural tenemos un pilar y el acero utilizado tiene un límite elástico de 500 MPa, la cuantía mínima a disponer es el 4 por mil de la sección total de hormigón.

$$A_s = 0.004 \cdot A_c = 6.4 \text{ cm}^2.$$

6.5.5.2. Armadura mínima mecánica de tracción

La cuantía mínima mecánica en la cara de tracción, se obtiene a partir del artículo 42.3.3 de la EHE-08.

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 3.94 \text{ cm}^2.$$

Esta cuantía va a ser la misma tanto en la cara de tracción como en la de compresión.

6.5.5.3. Armadura mínima en la cara comprimida

La cuantía mínima mecánica y geométrica va a ser la misma tanto en la cara de tracción como en la de compresión del pilar.

6.5.5.4. Armadura mínima transversal

La armadura mínima a disponer en la sección transversal se obtiene en el Art. 44.2.3.4.1 de la EHE-08.

La ecuación mediante la que se calcula es la siguiente;

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} b_0$$

Donde,

$$f_{y\alpha,d} = 435 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 3.51 \text{ MPa}$$

sen $\alpha = 1$

$b_o = 40 \text{ cm} = 0.04 \text{ m}$

Se obtiene,

$A_\alpha = 4.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Como esta cuantía de armado es mayor que la necesaria por cálculo, que es 0, se va a disponer repartida uniformemente en el pilar.

6.5.6. Cálculo de longitudes de anclaje

Este cálculo se va a realizar mediante el Art. 69.5.1 de la EHE-08. Según ese artículo, se distinguen dos tipos de barras, las que están en posición I y las que están en posición II.

Las barras que se hayan en posición I son aquellas posicionadas en los 30 cm superiores de la sección, siendo esta, la armadura situada en la parte superior durante el hormigonado.

Las barras que se hayan en posición II, son las situadas en la parte inferior de la sección durante el hormigonado.

- Longitud de anclaje posición I: (barras $\emptyset 16$) $l_{bl} = 285 \text{ mm}$

- Longitud de anclaje posición II: (barras $\emptyset 16$) $l_{bII} = 400 \text{ mm}$

6.5.7. Disposiciones de armado

- Armadura longitudinal, como se ha explicado en el apartado 6.3.7, en este elemento estructural se cumplen las separaciones máximas y mínimas.

- Armadura transversal, su disposición se obtiene a partir del Art. 44.2.3.4.1 de la EHE-08. Se procede a obtener la separación transversal entre ramas de armadura;

$$V_{u1}/5 = 244.64 \text{ KN} > V_{rd} = 40.8 \text{ KN}$$

$$S_t = 0.27 \text{ m} < 0.6 \text{ m}$$

Al tener armaduras en compresión, se debe comprobar que se cumplen las separaciones según el Art. 42.3 de la EHE-08, las cuales son las siguientes;

$$S_t \leq 15\emptyset_{\min} = 24 \text{ cm}$$

$$\emptyset_t \geq \emptyset_{\max} / 4 = 3 \text{ mm}$$

Por tanto la separación entre cercos, será como máximo 24 cm.

A partir de la siguiente fórmula se obtiene el diámetro de armadura necesario;

$$A_\alpha \leq (n^\circ \text{ ramas} \cdot \pi \cdot \emptyset^2) / (S_t \cdot 4)$$

Se obtiene un cerco c8, separados entre sí 20 cm.

6.5.8. Resumen de armados para el pilar

	A. tracción	A. compresión	A. transversal
A_s de cálculo	8.04 cm ²	8.04 cm ²	0 cm ² /m
A_s min. geométrica	6.4 cm ²	6.4 cm ²	—
A_s min mecánica	3.94 cm ²	3.94 cm ²	—
A_α mínima	—	—	4.3 cm ² /m
A_s a disponer	8.04 cm ²	8.04 cm ²	4.3 cm ² /m
Armado	4 $\emptyset 16$	4 $\emptyset 16$	C8/0.2m

Tabla 6.3 Resumen armados en pilares

6.6. CIMENTACIONES

6.6.1. Cimentaciones interiores

6.6.1.1. Predimensionamiento de la sección

Por facilidades de diseño y construcción se decide que las zapatas interiores sean cuadradas tipo cáliz y además, serán zapatas centradas.

Para el predimensionamiento de la zapata tipo B, se ha realizado un primer cálculo basado en el CTE DB-SE-Cimientos, en el apartado 4.1.1 en el cual se detallan la siguiente condición;

Toda aquella zapata rígida deberá cumplir que $V \leq 2h$.

Donde:

V , es el vuelo de la zapata.

h , es el canto de la zapata.

El primer paso que se ha dado para el predimensionamiento de la sección, es el cálculo de la misma frente al hundimiento, la verificación que debe cumplirse para que las zapatas sean estables frente a este fenómeno es;

$$\sigma \leq \sigma_{ADM}$$

Donde:

σ , es la tensión que transmite la estructura al terreno $\sigma = \Sigma N/A$, siendo ΣN la suma del peso propio de la cimentación, y del axil que transmite el pilar.

σ_{ADM} , es la tensión admisible del terreno la cual se obtiene del Anejo nº4, y tiene un valor de 306 kN/m².

Realizando los cálculos indicados, se obtiene que las dimensiones de la zapata son de 1.20x1.20x0.20 m.

La zapata diseñada cumple con la condición expuesta, pero no cumple con los mínimos que exige la normativa. Por prácticas constructivas se decide disponer un canto de 80 cm.



Por tanto para que la zapata sea una zapata rígida debe tener un vuelo de 40 cm, como mínimo. Con estas dimensiones, las dimensiones longitudinales de la zapata serian de 1.20x1.20 m.

Una vez obtenidas las primeras medidas de la zapata nos disponemos a realizar las comprobaciones exigidas por la guía de cimentaciones, las cuales se desarrollan en apartados posteriores.

6.6.1.2. Comprobación de hundimiento

La comprobación de hundimiento de las zapatas exteriores no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.1 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

La carga de hundimiento es de 640.5 kN/m² y la carga transmitida es de 179.12 kN/m², con lo que obtenemos un coeficiente de seguridad de 4, superior a 2.6 que exige la Guía de cimentaciones para obras de carretera. Dando unas dimensiones para las zapatas tipo B de 1.8 x 1.8 x 0.8 metros.

6.6.1.3. Comprobación a deslizamiento

La comprobación de deslizamiento de las zapatas tipo B no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.2 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

6.6.1.4. Comprobación a vuelco

La comprobación de vuelco de las zapatas tipo B no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.3 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

6.6.1.5. Estado límite último de agotamiento

La armadura de cálculo en las zapatas tipo B, se obtiene mediante el dimensionamiento como zapata rígida dispuesto en el Art. 58.4.1 de la EHE-08. Donde se obtiene un armado de cálculo de 0 cm². Por tanto se dispondrá el armado exigido por mínimos.

6.6.1.6. Armaduras mínimas

6.6.1.6.1. Armadura mínima geométrica

Según el artículo 58.8.2 de la EHE-08, el armado mínimo a disponer en una zapata se obtiene mediante lo dispuesto en el artículo 42. La cuantía geométrica mínima a repartir entre la cara superior e inferior, se obtiene a partir de la tabla 42.3.5 de la EHE-08.

Como elemento estructural tenemos un zapata que se armada y el acero utilizado tiene un límite elástico de 500 MPa, debido a la similitud estructural se decide escoger la cuantía mínima de una losa, por tanto, la cuantía mínima a disponer es el 1.8 por mil de la sección total de hormigón.

$$A_s = 0.0009 \cdot A_c = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 1.28 \text{ m}^2$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo geométrico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 5.76 cm² (6Ø12).

6.6.1.6.2. Armadura mínima mecánica

La cuantía mínima mecánica en la cara de tracción, se obtiene a partir del artículo 42.3.2 de la EHE-08, ya que estamos frente a un caso de flexión simple.

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 23.54 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 30 / 1.5 = 20 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = 500 / 1.15 = 435 \text{ Mpa}$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo mecánico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 11.77 cm².

Calculada la armadura mecánica se procede a comparar las cuantías de armado obtenidas con la armadura geométrica y la mecánica, se observa que la cuantía exigida por la armadura mecánica es superior a la armadura exigida por la geométrica. Por tanto se va a disponer armadura mecánica en las dos caras de la cimentación distribuidas en ambas direcciones.

Finalmente se decide disponer un armado de, 11Ø12, en ambas caras y en las dos direcciones.

6.6.1.7. Cálculo de longitudes de solape

Debido a la inexistencia de armadura vertical, la armadura inferior y superior se va a alargar en la dirección perpendicular para trabajar como armadura vertical y armadura de piel en estas zonas. Por lo que se va a proceder al cálculo de la longitud de solape entre las barras, según el artículo 69.5.2.2 de la EHE-08.

Según la normativa, la longitud de solape será:

$$l_s = \alpha \cdot l_{b, \text{neta}}$$

Donde:

α , valor que se obtiene a partir de la tabla 69.5.2.2. de la EHE-08, siendo $a = 14 \text{ cm}$ y el 31 diámetro de las armaduras 12 mm, nos encontramos en el caso de $a > 10\phi$. El porcentaje de las barras solapadas es mayor al 50%, ya que se encuentran solapadas en su totalidad. Con todo esto se obtiene el valor de $\alpha = 1.3$.

$l_{b, \text{neta}}$, longitud de anclaje definida en el artículo 69.5.1.2 de la EHE-08, para el cálculo de la longitud de anclaje precisamos saber las posiciones a las que se encuentran las barras, en este caso;

- las barras superiores se encuentran en posición I por que se hayan en los 30 cm superiores de la sección.

- las barras inferiores están en posición II, debido a que en el momento de hormigonado forman un ángulo 0º con la horizontal.

A continuación se procede al cálculo de la longitud de anclaje, en las barras en posición I y en las barras en posición II, todas estas tienen un diámetro de 12 mm.

- Longitud de anclaje en posición I: (barras Ø12) l_{bl} = 187mm

- Longitud de anclaje en posición II: (barras Ø12) l_{bl} = 262mm

Por tanto la longitud de solape para cada una de las barras es de;

-Longitud de solape en posición I, l_s = 243 mm

-Longitud de solape en posición II, l_s = 340 mm

6.6.1.8. Disposiciones de armado

- Armadura longitudinal, en cuanto a las disposiciones de la armadura longitudinal, debemos tener en cuenta el Art. 69.4.1.1. de la EHE-08, en la cual dice que la distancia entre barras debe ser mayor a 15mm, ϕ_{max} =12 mm o 1.25 veces el TMA. También, se debe comprobar la separación máxima, que se encuentra en el artículo 42.3.1 de la EHE-08, donde la separación máxima entre armaduras debe ser 30 cm.

En la armadura dispuesta la distancia entre barras es de 14 cm, por tanto las restricciones que exige la normativa frente a las disposiciones de armado, se cumplen.

Según la recomendación del Art.58.8.2 el diámetro de barra para disponer en zapatas debe ser como mínimo 12 mm. Por tanto, se va a disponer barras Ø12 en el canto de la zapata para cumplir los requisitos mínimos de separación máxima, ya que tiene un canto de 80 cm, de este modo se dispondrán dos barras entre la armadura inferior y superior en los cuatro lados de la zapata, separadas unos 21 cm entre ellas.

- Armadura vertical, según el Art. 58.8.3, no es necesario disponer armado vertical, pero como en la cara inferior y en la superior se van a disponer 11Ø12 en cada dirección, se van a prolongar estas barras en la dirección vertical.

6.6.1.9. Resumen de armados para la cimentación central

Estas cuantías de armado están referidas a una dirección de armado, de este modo, tanto en la cara superior como en la inferior seria el doble, ya que esta es la cuantía se dispone en cada una de las direcciones de armado.

	A. superior	A. inferior
A_s de cálculo	0 cm ²	0 cm ²
A_s min. Geométrica	5.76 cm ²	5.76 cm ²
A_s min mecánica	11.17 cm ²	11.17 cm ²
A_s a disponer	11.17 cm ²	11.17 cm ²
Armado	11Ø12	11Ø12

Tabla 6.4 Resumen armados en zapatas interiores

6.6.2.Cimentaciones exteriores

6.6.2.1. Predimensionamiento de la sección

Por facilidades de diseño y construcción se decide que las zapatas exteriores sean centradas, cuadradas y tipo cáliz.

Al igual que en el apartado 6.6.1.1. se realiza un primer cálculo basado en el apartado 4.1.1. del CTE DB-SE-Cimientos.

Realizando los cálculos explicados anteriormente, se obtiene que las dimensiones de la zapata son de 0.9x0.9x0.25 m.

La zapata diseñada cumple con las condiciones expuestas, pero no cumple con los mínimos que exige la normativa. Así pues, por prácticas constructivas se decide disponer un canto de 80 cm.

Por tanto para que la zapata sea una zapata rígida debe tener un vuelo de 40 cm, como mínimo. Con estas dimensiones, las dimensiones longitudinales de la zapata serian de 1.20x1.20 m.

Una vez obtenidas las primeras medidas de la zapata nos disponemos a realizar las comprobaciones exigidas por la guía de cimentaciones, las cuales se desarrollan en apartados posteriores.

6.6.2.2. Comprobación de hundimiento

La comprobación de hundimiento de las zapatas exteriores no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.1 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

La carga de hundimiento es de 692.85 kN/m² y la carga transmitida es de 252.1 kN/m², con lo que obtenemos un coeficiente de seguridad de 2.95, superior a 2.6 que exige la Guía de cimentaciones para obras de carretera. Dando unas dimensiones para las zapatas tipo A de 1.6 x 1.6 x 0.8 metros.

6.6.2.3. Comprobación a deslizamiento

La comprobación de deslizamiento de las zapatas tipo A no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.2 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

6.6.2.4. Comprobación a vuelco

La comprobación de vuelco de las zapatas tipo A no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.3 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.



6.6.2.5. Estado límite último de agotamiento

La armadura de cálculo en las zapatas tipo A, se obtiene mediante el dimensionamiento como zapata rígida dispuesto en el Art. 58.4.1 de la EHE-08. Donde se obtiene un armado de cálculo de 2.14 cm^2 . Por tanto se dispondrá el armado exigido por mínimos.

6.6.2.6. Armaduras mínimas

6.6.2.6.1. Armadura mínima geométrica

Según el artículo 58.8.2 de la EHE-08, el armado mínimo a disponer en una zapata se obtiene mediante lo dispuesto en el artículo 42. La cuantía geométrica mínima a repartir entre la cara superior e inferior, se obtiene a partir de la tabla 42.3.5 de la EHE-08.

Como elemento estructural tenemos un zapata que se armada y el acero utilizado tiene un límite elástico de 500 MPa, debido a la similitud estructural se decide escoger la cuantía mínima de una losa, por tanto, la cuantía mínima a disponer es el 1.8 por mil de la sección total de hormigón.

$$A_s = 0.0009 \cdot A_c = 13.96 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 1.44 \text{ m}^2.$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo geométrico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 6.98 cm^2 (7Ø12).

6.6.2.6.2. Armadura mínima mecánica

La cuantía mínima mecánica en la cara de tracción, se obtiene a partir del artículo 42.3.2 de la EHE-08, ya que estamos frente a un caso de flexión simple.

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 26.5 \text{ cm}^2.$$

$$f_{cd} = 30 / 1.5 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo mecánico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 13.25 cm^2 .

Calculada la armadura mecánica se procede a comparar las cuantías de armado obtenidas con la armadura geométrica y la mecánica, se observa que la cuantía exigida por la armadura mecánica es superior a la armadura exigida por la

geométrica. Por tanto se va a disponer armadura mecánica en las dos caras de la cimentación distribuidas en ambas direcciones.

Finalmente se decide disponer un armado de, 7Ø16, en ambas caras y en las dos direcciones.

6.6.2.7. Cálculo de longitudes de solape

Debido a la inexistencia de armadura vertical, la armadura inferior y superior se va a alargar en la dirección perpendicular para trabajar como armadura vertical y armadura de piel en estas zonas. Por lo que se va a proceder al cálculo de la longitud de solape entre las barras, según el artículo 69.5.2.2 de la EHE-08.

Según la normativa, la longitud de solape será:

$$l_s = \alpha \cdot l_{b, \text{neta}}$$

Donde:

α , valor que se obtiene a partir de la tabla 69.5.2.2. de la EHE-08, siendo $a = 27 \text{ cm}$ y el diámetro de las armaduras 16 mm , nos encontramos en el caso de $a > 10\phi$. El porcentaje de las barras solapadas es mayor al 50%, ya que se encuentran solapadas en su totalidad. Con todo esto se obtiene el valor de $\alpha = 1.3$.

$l_{b, \text{neta}}$, longitud de anclaje definida en el artículo 69.5.1.2 de la EHE-08, para el cálculo de la longitud de anclaje precisamos saber las posiciones a las que se encuentran las barras, en este caso;

- las barras superiores se encuentran en posición I por que se hayan en los 30 cm superiores de la sección.

- las barras inferiores están en posición II, debido a que en el momento de hormigonado forman un ángulo 0° con la horizontal.

A continuación se procede al cálculo de la longitud de anclaje, en las barras en posición I y en las barras en posición II, todas estas tienen un diámetro de 16 mm .

- Longitud de anclaje en posición I: (barras Ø16) $l_{bI} = 333 \text{ mm}$

- Longitud de anclaje en posición II: (barras Ø16) $l_{bII} = 466 \text{ mm}$

Por tanto la longitud de solape para cada una de las barras es de;

- Longitud de solape en posición I, $l_s = 433 \text{ mm}$

- Longitud de solape en posición II, $l_s = 605 \text{ mm}$



6.6.2.8. Disposiciones de armado

- Armadura longitudinal, en cuanto a las disposiciones de la armadura longitudinal, debemos tener en cuenta el Art. 69.4.1.1. de la EHE-08, en la cual dice que la distancia entre barras debe ser mayor a 15mm, $\varnothing_{\max} = 12 \text{ mm}$ o 1.25 veces el TMA. También, se debe comprobar la separación máxima, que se encuentra en el artículo 42.3.1 de la EHE-08, donde la separación máxima entre armaduras debe ser 30 cm.

En la armadura dispuesta la distancia entre barras es de 27 cm, por tanto las restricciones que exige la normativa frente a las disposiciones de armado, se cumplen.

Según la recomendación del Art.58.8.2 el diámetro de barra para disponer en zapatas debe ser como mínimo 12 mm. Por tanto, se va a disponer barras $\varnothing 12$ en el canto de la zapata para cumplir los requisitos mínimos de separación máxima, ya que tiene un canto de 80 cm, de este modo se dispondrán dos barras entre la armadura inferior y superior en los cuatro lados de la zapata, separadas unos 21 cm entre ellas.

- Armadura vertical, según el Art. 58.8.3, no es necesario disponer armado vertical, pero como en la cara inferior y en la superior se van a disponer $7\varnothing 12$ en cada dirección, se van a prolongar estas barras en la dirección vertical.

6.6.2.9. Resumen de armados para la cimentación exterior

Estas cuantías de armado están referidas a una dirección de armado, de este modo, tanto en la cara superior como en la inferior sería el doble, ya que esta es la cuantía se dispone en cada una de las direcciones de armado.

	A. superior	A. inferior
A_s de cálculo	2.14 cm ²	2.14 cm ²
A_s min. geométrica	6.98 cm ²	6.98 cm ²
A_s min mecánica	13.25 cm ²	13.25 cm ²
A_s a disponer	13.25 cm ²	13.25 cm ²
Armado	$7\varnothing 16$	$7\varnothing 16$

Tabla 6.5. Resumen armados en zapatas exteriores

7. COMPROBACIONES NO ESTRUCTURALES

7.1. TRANSMITANCIA TÉRMICA DE LA CUBIERTA

Para el cálculo de la transmitancia térmica de todo el edificio se contempla la norma CTE, DB-HE1, Código Técnico de la edificación- Documento Básico HE Ahorro de Energía.

Zona Climática. Apéndice B.1. Zonas climáticas.

Para conocer la zona climática en la cual se encuentra el edificio diseñado, debemos conocer la altitud del municipio de Paterna, siendo la misma 53 msnm.

Observando la *Tabla B.1. Zonas climáticas de la península ibérica* se determina que Paterna tiene una altitud $h < 50$, por lo que le corresponde una zona climática de tipo B3.

Según la zona climática en la cual se encuentra el edificio proyectado se obtiene el valor de la transmitancia de los distintos elementos del edificio, en este caso se diferencia en dos elementos; cubierta y fachada o cerramiento.

En el apéndice E.2. Parámetros característicos de la envolvente térmica, conociendo la zona climática B3, y los elementos que se quieren estudiar, la transmitancia térmica de cada elemento viene dada en la *tabla E.1 transmitancia del elemento, siendo esta;*

$U_M = 0.38 \text{ W/m}^2 \text{ K}$, para muros o fachadas.

$U_C = 0.33 \text{ W/m}^2 \text{ K}$, para cubiertas.