



Universidad de Valladolid



**ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES**

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

ESCUELA DE INGENIERIAS INDUSTRIALES

Grado en Ingeniería Mecánica

**DIMENSIONADO DE ELEMENTOS
ESTRUCTURALES CARACTERÍSTICOS DE
LA EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN ARMADO**

Autor:

González Martos, Manuel

Tutor(es):

Alonso Álvarez, José Francisco
Cacho Pérez, Mariano
Dpto. Construcciones
Arquitectónicas, Ingeniería del
Terreno y Mecánica de los Medios
Continuos y Teoría de Estructuras

Valladolid, julio 2020



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

RESUMEN.

En el ámbito de la edificación, el hormigón armado siempre ha sido uno de los materiales más empleados para la elaboración de los elementos estructurales. Sus principales ventajas son su alta resistencia a compresión, su resistencia al fuego y la capacidad de adoptar muy diversas formas. Tiene como inconvenientes ser un material muy pesado, tamaño de las secciones mayores que en estructuras de acero y tiempos de ejecución más altos debido al encofrado y fraguado.

El objetivo de este trabajo es proyectar tres elementos característicos de una estructura porticada de hormigón armado (jácena, pilar y zapata) así como comparar y comentar el resultado constructivo con el que proporciona el programa Cype3D.

PALABRAS CLAVE:

Hormigón armado, jácena, pilar, zapata y Cype3D.



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

ABSTRACT.

In the field of building, reinforced concrete has always been one of the most widely used materials for the elaboration of structural elements. Its main advantages are its high compressive strength, its resistance to fire and the ability to take many different forms. It has the disadvantages of being a very heavy material, with a larger section size than for steel and higher execution times due to formwork and setting.

The objective of this paper is to project three characteristic elements of a portico made of reinforced concrete (a pillar, a beam and a beam footing) and compare and comment the result with Cype3D result.

KEYWORDS:

Reinforced concrete, pillar, beam, beam footing and Cype3D.



ÍNDICE DE CONTENIDOS.

1	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.	7
2	DESARROLLO DEL TFG.	13
2.1	PRESENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA.	13
2.2	CARGAS APLICADAS SOBRE LA ESTRUCTURA.	15
2.2.1	COMBINACIÓN DE ACCIONES.	19
2.3	DIAGRAMAS DE ESFUERZOS INTERNOS.	22
2.4	DIMENSIONADO DE JÁCENA.	23
2.4.1	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES.	23
2.4.2	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. AGOTAMIENTO FRENTE A ESFUERZOS CORTANTES.	43
2.4.3	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.	48
2.4.4	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN.	54
2.4.5	COMPARACIÓN Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE CYPE 3D.	55
2.5	DIMENSIONADO DEL PILAR.	59
2.5.1	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD.	59
2.5.2	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES.	72
2.5.3	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. AGOTAMIENTO FRENTE A ESFUERZO CORTANTE.	73
2.5.4	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.FISURACIÓN.	74
2.5.5	COMPARACIÓN Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE CYPE 3D.	75
2.6	DIMENSIONADO DE ZAPATA.	77
2.6.1	PREDIMENSIONAMIENTO.	77
2.6.2	TIPO DE ZAPATA DESDE UN PUNTO DE VISTA ESTRUCTURAL.	78
2.6.3	TIPO DE ZAPATA SEGÚN EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO.	79
2.6.4	DISTRIBUCIÓN DE LAS TENSIONES QUE EJERCE EL TERRENO.	80
2.6.5	CUANTIAS MÍNIMAS EXIGIDAS.	83



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

2.6.6	DISPOSICIÓN DEL ARMADO.....	84
2.6.7	COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE CYPE 3D.	85
3	CONCLUSIONES.	87



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

INDICE DE IMÁGENES.

IMAGEN 1-REPRESENTACIÓN PÓRTICO- FUENTE CYPE 3D.	13
IMAGEN 2-ACCIÓN PESO PROPIO ESTRUCTURA. FUENTE CYPE3D.....	15
IMAGEN 3-ACCIÓN PESO PROPIO FORJADO. FUENTE CIPE 3D.....	16
IMAGEN 4-ACCIÓN CARGA MUERTA. FUENTE CYPE 3D.....	16
IMAGEN 5-ACCIÓN SOBRECARGA DE USO. FUENTE CYPE 3D.	17
IMAGEN 6-ACCIÓN DEL VIENTO DIRECCIÓN 1. FUENTE CYPE 3D.....	18
IMAGEN 7-ACCIÓN DEL VIENTO DIRECCIÓN 2. FUENTE CYPE 3D.....	19
IMAGEN 8-ACCIÓN DE LA NIEVE. FUENTE CYPE 3D.....	19
IMAGEN 9-DIAGRAMA DE PIVOTES, DOMINIOS DE DEFORMACIÓN. FUENTE EHE-08 24	
IMAGEN 10-DIAGRAMA MOMENTOS FLECTORES VANO 1. FUENTE CYPE3D.....	25
IMAGEN 11-EQUILIBRIO ESFUERZOS SOBRE LA SECCIÓN.	26
IMAGEN 12-DISTRIBUCIÓN DE ARMADO EN LA SECCIÓN.....	27
IMAGEN 13-EQUILIBRIO ESFUERZOS SOBRE LA SECCIÓN.	29
IMAGEN 14-DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA LONGITUDINAL.....	30
IMAGEN 15-EQUILIBRIO ESFUERZOS SOBRE LA SECCIÓN.	32
IMAGEN 16-DISPOSICIÓN DE ARMADURA LONGITUDINAL.	33
IMAGEN 17-DIAGRAMA ESFUERZOS INTERNOS, VANO 2. FUENTE CYPE3D	36
IMAGEN 18-EQUILIBRIO ESFUERZOS EXTERNOS EN LA SECCIÓN.....	36
IMAGEN 19-DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA EN LA SECCIÓN.	37
IMAGEN 20-EQUILIBRIO ESFUERZOS EXTERNOS EN LA SECCIÓN.....	38
IMAGEN 21-DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA EN LA SECCIÓN.	39
IMAGEN 22-DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN VANO 3.	41
IMAGEN 23-EQUILIBRIO DE ESFUERZOS DE LA SECCIÓN.	42
IMAGEN 24-DIAGRAMA ESFUERZOS CORTANTES EN VANO 1.....	45
IMAGEN 25-DIAGRAMA ESFUERZOS CORTANTES EN VANO 5.....	45
IMAGEN 26-DIAGRAMA ESFUERZOS CORTANTES EN VANO INTERIOR.....	47
IMAGEN 27-LEY DE MOMENTOS FLECTORES PARA ARMAR.	55
IMAGEN 28-LEY DE MOMENTOS FLECTORES EN EL VANO.	56
IMAGEN 29-ÁREA LONGITUDINAL NECESARIA Y DISPUESTA.....	56



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

IMAGEN 30-ÁREA TRANSVERSAL DISPUESTA Y NECESARIA.....	57
IMAGEN 31-DIAGRAMA DE INTERACCIÓN. FLEXIÓN ESVIADA.	70
IMAGEN 32 ZAPATAS RÍGIDAS-FLEXIBLES. FUENTE EHE-08	78
IMAGEN 33-COMPORTAMIENTO DE LA ZAPATA FRENTE AL TERRENO. FUENTE CTE- DB-SE-C.....	80
IMAGEN 34-DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES QUE EJERCE EL TERRENO.	81
IMAGEN 35-ZAPATA RÍGIDA SOMETIDA A COMPRESIÓN. BIELAS Y TIRANTES.	82
IMAGEN 36-DISTRIBUCIÓN DEL ARMADO DE LA ZAPATA. FUENTE CYPE3D.....	84



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

INDICE DE TABLAS.

TABLA 1 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD ELU.....	20
TABLA 2 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD ELS.....	21
TABLA 3 COMBINACIÓN DE ACCIONES SOBRE EL PILAR. PLANO DEL PÓRTICO.....	61
TABLA 4 ESBELTEZ DEL PILAR.....	62
TABLA 5 ESBELTEZ MECÁNICA, PLANO DEL PÓRTICO.....	63
TABLA 6 COMBINACIÓN DE CARGAS SOBRE EL PILAR. PLANO PERPENDICULAR AL PÓRTICO.....	64
TABLA 7 ESBELTEZ INFERIOR. PLANO PERPENDICULAR AL PÓRTICO.....	65
TABLA 8 ESBELTEZ MECÁNICA. PLANO PERPENDICULAR AL PÓRTICO.....	66
TABLA 9 COMBINACIÓN NIVEL 0. M_z	67
TABLA 10 COMBINACIÓN NIVEL 1. M_z	67
TABLA 11 COMBINACIÓN NIVEL 2. M_z	67
TABLA 12 COMBINACIÓN NIVEL 3. M_z	68
TABLA 13 COMBINACIÓN NIVEL 0. M_y	68
TABLA 14 COMBINACIÓN NIVEL 1. M_y	68
TABLA 15 COMBINACIÓN NIVEL 2. M_y	69
TABLA 16 COMBINACIÓN NIVEL 3. M_y	69
TABLA 17 ADIMENSIONALIZACIÓN ACCIONES MÁS CRÍTICAS.....	71



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.

El uso del hormigón armado como elemento estructural en la edificación está muy extendido debido a propiedades como una alta resistencia a compresión, la capacidad de adoptar gran variedad de formas y geometrías y la resistencia al fuego entre otras. Al contrario de lo que ocurre con el acero, pese a ser un material compuesto de uso muy extendido, no es tan común el conocimiento de la teoría de la flexión aplicada al hormigón armado y el aprender las correspondientes teorías, hipótesis y comportamientos a tener en cuenta a la hora de dimensionar elementos estructurales de dicho material.

En esta como en el resto de las ramas de la ingeniería, la aparición de software de cálculo simplifica enormemente la labor de un ingeniero a la hora de dimensionar sus proyectos. Esto trae consigo que en ocasiones no se conozcan en profundidad todos los conocimientos físicos implicados en la proyección de estas estructuras, amparándose en el buen hacer del programa correspondiente.

Dando respuesta a lo anterior, este trabajo tiene como principal objetivo conocer la teoría de la flexión aplicada a elementos estructurales de hormigón armado y comparar este dimensionamiento con la solución proporcionada por el software de cálculo estructural Cype3D. Para conseguir este objetivo general, se han planteado los siguientes objetivos secundarios:

- Dimensionado de una viga de hormigón armado.
- Dimensionado de un pilar de hormigón armado.
- Dimensionado de una zapata rígida de hormigón armado.



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES



2 DESARROLLO DEL TFG.

2.1 PRESENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

El motivo de escoger un pórtico como estructura base a partir del cual analizar el dimensionado de cada elemento estructural que lo forma se debe a su habitual uso en el mundo de la edificación.

En concreto, el pórtico que se ha elegido consta de cimentación más cuatro alturas. Las jácenas de cada altura se dividen en cinco vanos separados de eje a eje de pilar cinco metros y medio. La longitud de los pilares en cada tramo es de tres metros.

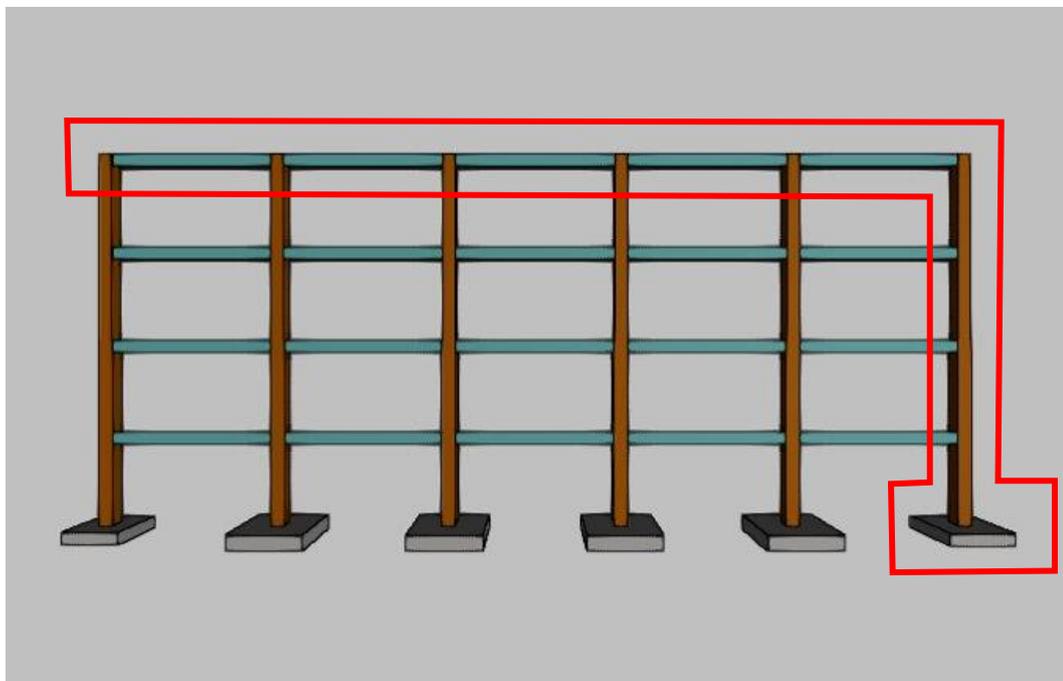


Imagen 1-Representación pórtico- Fuente Cype 3D.

Para la cimentación se ha optado por una cimentación directa, en concreto, cimentación de zapatas aisladas rígidas.

Para los dos primeros niveles se han escogido pilares de 45x45 cm de perfil. En los dos siguientes pasan a ser de 40x40cm.

Las jácenas proyectadas en los cuatro niveles del pórtico son idénticas. Se han escogido jácenas de 40x30 cm de sección.

Para armar todos los elementos estructurales proyectados a lo largo del trabajo se ha escogido acero B 500 S. Se ha escogido hormigón HA-25 ambiente I para vigas y pilares y hormigón HA-25 ambiente IIa en cimentación.



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

El tamaño del recubrimiento mecánico es de 5 cm cumpliendo así con lo establecido en **EHE Artículo 37.2.4.**

Se dimensiona un elemento estructural de cada tipo, la jácena de la última planta, el pilar de la derecha y la zapata de la derecha.



2.2 CARGAS APLICADAS SOBRE LA ESTRUCTURA.

Es necesario conocer las cargas aplicadas sobre la estructura para poder determinar los esfuerzos que en ella aparecen y poder dimensionar así cada elemento estructural.

- Peso propio (P.P.Est): El peso propio de cada elemento estructural se plasma como una carga distribuida. Según el **CTE-SE-AE Tabla C.1- anejo C** el peso específico del hormigón armado es de 25kN/m^3 .
Para las jácenas, todas ellas de $40 \times 30\text{ cm}$, se estima una carga distribuida de 3kN/m .
Para los tramos de pilar de $45 \times 45\text{ cm}$ de perfil se estima una carga distribuida de $5,0625\text{kN/m}$.
Finalmente, para los tramos de pilar de $40 \times 40\text{ cm}$, la carga es de 4kN/m .

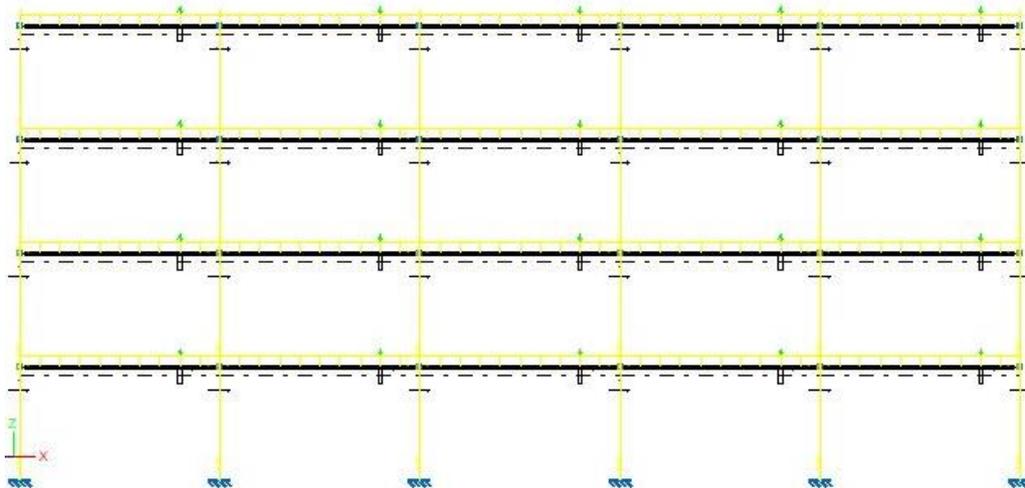


Imagen 2-Acción peso propio estructura. Fuente Cype3D.

- Peso propio forjado (P.P.Forjado): Según el **CTE-SE-AE Tabla C.1- anejo C**, el peso propio de un forjado unidireccional es de 3kN/m^2 . Puesto que el pórtico es interior, se multiplica a esta carga superficial por $5,5\text{ m}$ de longitud contributiva. Obteniéndose así $16,5\text{kN/m}$ de carga lineal que transmiten los forjados a las vigas.

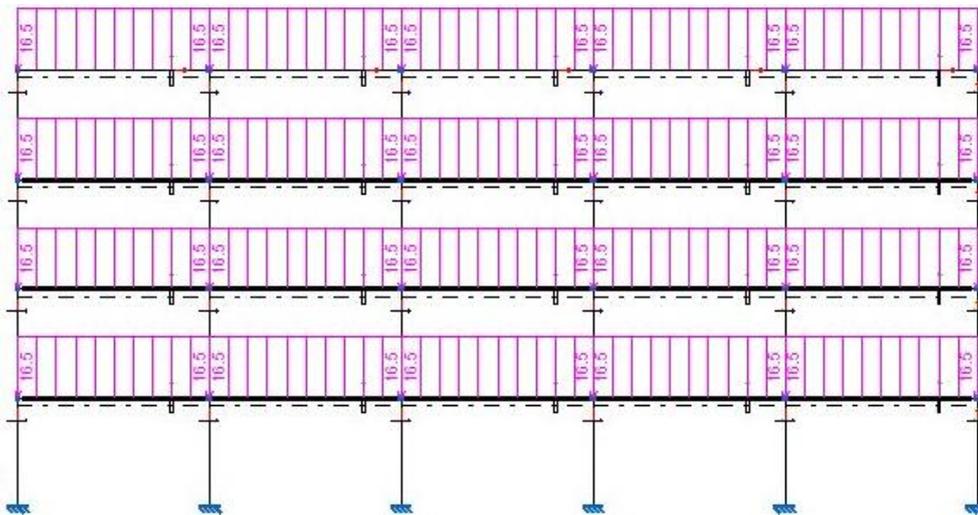


Imagen 3-Acción peso propio forjado. Fuente Cipe 3D.

- Carga muerta (C.M.): Se estima una carga muerta de 2kN/m^2 , aunque en el código técnico se indica que para viviendas es suficiente con plasmar una carga superficial de 1kN/m^2 . Multiplicando por la longitud efectiva de $5,5\text{m}$ se obtiene la carga muerta que recae sobre cada viga por unidad de longitud, 11kN/m .

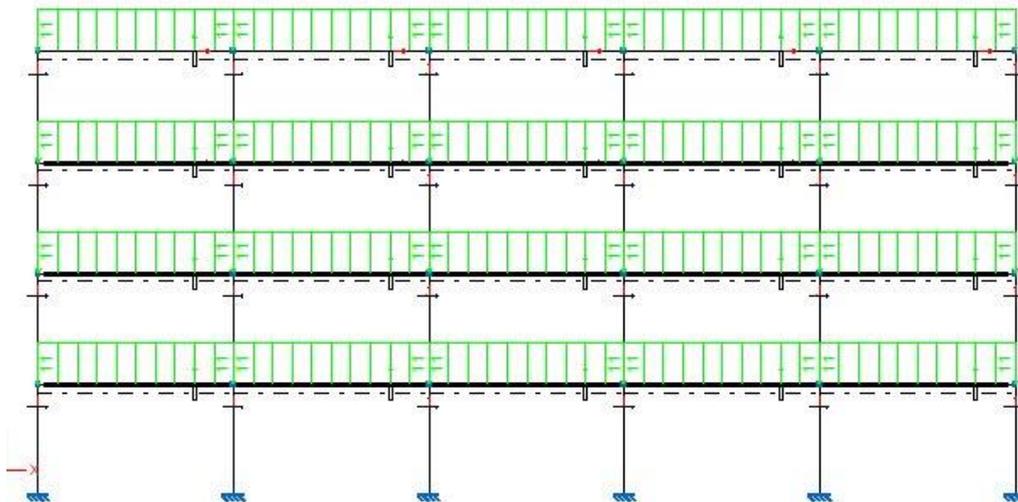


Imagen 4-Acción carga muerta. Fuente Cype 3D.

- Sobrecarga de uso(Q): Según el **CTE-SE-AE Tabla 3.1 Valores característicos de la sobrecarga de uso**, para zonas residenciales de viviendas se plasma una carga uniforme de 2kN/m^2 . Si se multiplica esta última por la longitud contributiva, se obtiene la carga debida a la sobrecarga de uso que se aplica en cada viga.

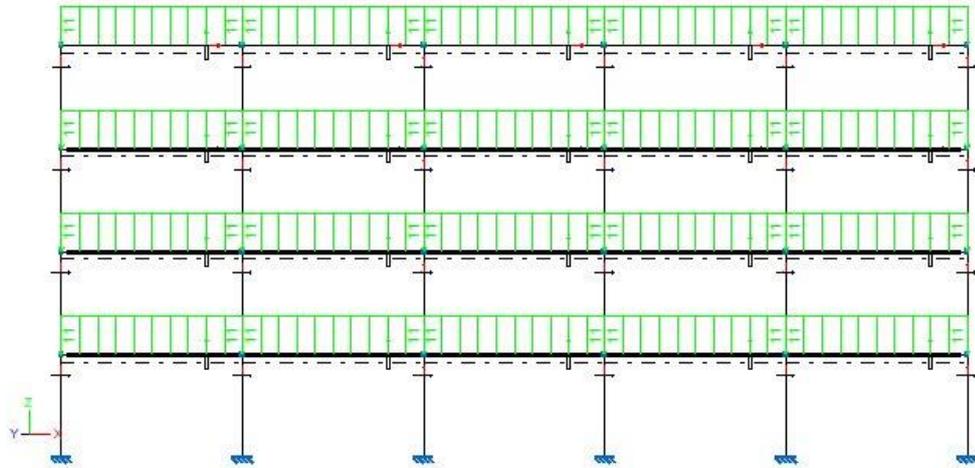


Imagen 5-Acción sobrecarga de uso. Fuente Cype 3D.

- Acción del viento: El efecto del viento da lugar a una fuerza perpendicular a la superficie. Esta recibe el nombre de presión estática y según el **CTE-SE-AE Apartado 3.3.2 Acción del viento**, puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (1)$$

q_b Es la presión dinámica del viento, según el **CTE-DB-SE-AE-Anejo D** el valor de esta para la zona A de España es $0,42 \text{ kN/m}^2$

c_e Es el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto que se considera. De acuerdo con **CTE-DB-SE-AE- Apartado-3.3.2-Acción del viento**, puede utilizarse un valor de 2 (adimensional) constante, independiente de la altura.

c_p Es el coeficiente eólico. Para edificios de pisos, se consideran valores globales del coeficiente eólico a barlovento y sotavento, como se indica en **CTE-DB-SE-AE- Apartado-3.3.4-Coeficiente eólico de edificios de pisos**. Puesto que la esbeltez del pórtico es inferior a 0.50, se escoge 0.7 como coeficiente eólico a barlovento y -0.4 a sotavento, de acuerdo con lo establecido en **CTE-DB-SE-AE- Apartado-3.3.4-Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos**.

Se obtienen dos resultantes de presión estática, una de presión (actúa en la cara en la que incide el viento) y otra de succión (actúa en la cara opuesta en la que incide el viento). Se multiplica por la longitud contributiva para así obtener la carga por unidad de longitud que actúa en los pilares externos.

$$q_e = 0,42(\text{kN/m}^2) \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 5,5(\text{m}) = 3,4 (\text{kN/m})$$

$$q_e = 0,42(\text{kN/m}^2) \cdot 2 \cdot -0,4 \cdot 5,5(\text{m}) = -2 (\text{kN/m})$$



Es necesario considerar que el viento puede incidir en ambos pilares externos del pórtico, pero nunca de forma simultánea. Debido a esto se contemplan dos hipótesis de carga debidas al viento.

V₁, pilar externo izquierdo sometido a presión.

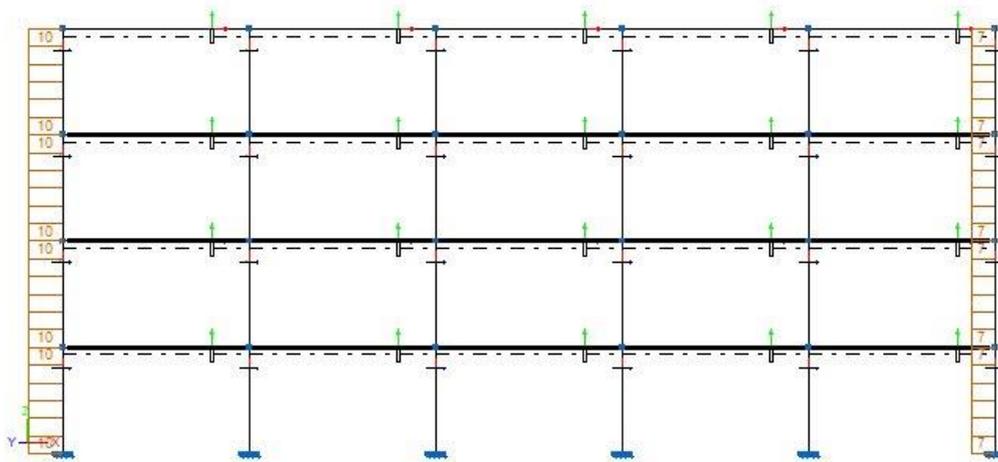


Imagen 6-Acción del viento dirección 1. Fuente Cype 3D.

V_2 , pilar externo derecho sometido a presión.

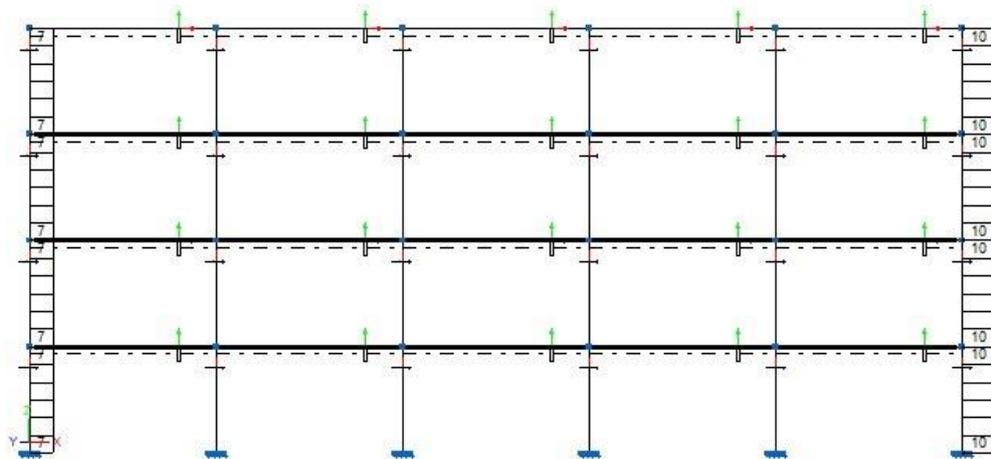


Imagen 7-Acción del viento dirección 2. Fuente Cype 3D.

- Nieve (N): Se utiliza una carga de $1,0\text{kN/m}^2$ conforme a lo que se indica en CTE-DB-SE-AE- 3.5.1 Determinación de la carga de nieve.

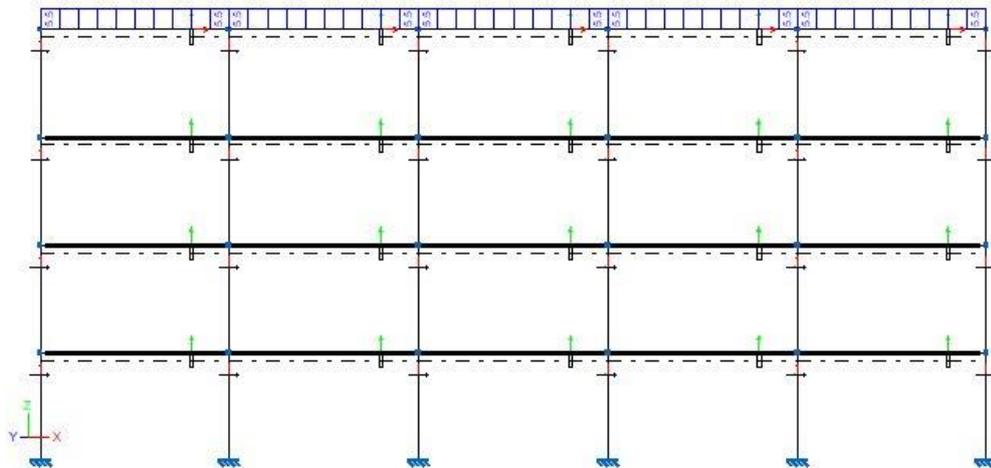


Imagen 8-Acción de la nieve. Fuente Cype 3D.

2.2.1 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Capacidad portante:

Para garantizar la estabilidad de la estructura, el valor de cálculo del efecto de las acciones no debe superar el valor de cálculo de la resistencia de la estructura (CTE-DB-SE-Apartado 4.2.1 Verificaciones).

$$E_d \leq R_d \quad (2)$$



El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria se determina conforme a lo indicado en **CTE-DB-SE-Apartado 4.2.2 Combinación de acciones**, mediante la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3)$$

Al aplicar la expresión (3) teniendo en cuenta todas las cargas que recaen sobre el forjado, se obtienen seis combinaciones de acciones que debe ser capaz de resistir la estructura.

En la Tabla 1 se indican los coeficientes parciales de seguridad que se aplican a las cargas permanentes y variables y los coeficientes de simultaneidad que se aplican a las cargas variables. De acuerdo con lo establecido en **CTE-DB-SE-Tabla 4.1 y Tabla 4.2**

Combinación	γ	γ	γ	$\gamma \cdot \Psi$	$\gamma \cdot \Psi$
	P.P.Est	P.P.Forjado	C.M.	V_1	V_2
1	1.35	1.35	1.35	$0,6 \cdot 1,5$	-
2	1.35	1.35	1.35	$1 \cdot 1,5$	-
3	1.35	1.35	1.35	$0,6 \cdot 1,5$	-
4	1.35	1.35	1.35	-	$0,6 \cdot 1,5$
5	1.35	1.35	1.35	-	$1 \cdot 1,5$
6	1.35	1.35	1.35	-	$0,6 \cdot 1,5$

Tabla 1 Coeficientes parciales de seguridad ELU

$\gamma \cdot \Psi$	$\gamma \cdot \Psi$
N	Q
$0,5 \cdot 1,5$	$1 \cdot 1,5$
$0,5 \cdot 1,5$	$0,7 \cdot 1,5$
$1 \cdot 1,5$	$0,7 \cdot 1,5$
$0,5 \cdot 1,5$	$1 \cdot 1,5$
$0,5 \cdot 1,5$	$0,7 \cdot 1,5$
$1 \cdot 1,5$	$0,7 \cdot 1,5$

Aptitud al servicio:

Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones, la fisuración o el deterioro, si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor limite admisible establecido para dicho efecto.

Según lo establecido en **CTE-DB-SE-Apartado 4.3.2 Combinación de acciones**, los efectos debidos a las acciones de larga duración se determinan mediante



combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{ki} \tag{4}$$

Al aplicar la expresión (4) teniendo en cuenta todas las cargas que recaen sobre el forjado, se obtienen dos combinaciones de acciones para determinar la aptitud de la estructura.

En la Tabla 2 se recogen los coeficientes de simultaneidad que se aplican a las cargas variables. De acuerdo con lo establecido en **CTE-DB-SE-Tabla 4.1 y Tabla 4.2**

Ambas combinaciones tienen como resultado el mismo estado de carga.

Combinación	γ	γ	γ	Ψ	Ψ
	P.P.Est	P.P.Forjado	C.M.	V_1	V_2
1	—	—	—	0	-
2	—	—	—	-	0

Tabla 2 Coeficientes parciales de seguridad ELS

Ψ	Ψ
N	Q
0	0,3
0	0,3



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

2.3 DIAGRAMAS DE ESFUERZOS INTERNOS.

Para conocer la respuesta tensional del pórtico presentado se recurre al programa de cálculo estructural cype3D de la casa CYPE Ingenieros.

Se introduce la geometría de la estructura, el material utilizado y las cargas aplicadas sobre ella. Mediante el método de la matriz de rigidez, el programa calcula las leyes de esfuerzos en cada punto de la estructura para cada combinación de cargas previamente descritas.

Todos los valores de esfuerzos utilizados en el dimensionamiento a mano de la jácena, pilar y zapata se toman del archivo. ed3 adjunto (PORTICO TFG.ed3).



2.4 DIMENSIONADO DE JÁCENA.

Como ya se ha indicado previamente, la jácena a dimensionar es la situada en la última planta.

Para que la viga este correctamente dimensionada, han de cumplirse el estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales, estado límite de agotamiento frente a cortante, estado límite de fisuración y estado límite de deformación.

2.4.1 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES.

Al estar ante un caso de flexión compuesta, prima más el efecto del momento flector resultante debido a la carga distribuida que el axil debido a la carga del viento. Por esta razón, se toma como simplificación considerar solo el efecto de la carga distribuida, teniendo así un caso de flexión simple.

Cabe destacar que se toman como momentos positivos los momentos antihorarios y como negativos los horarios.

Es muy común en edificación disponer una sección de hormigón tal, que sea capaz de soportar las compresiones debidas a la flexión sin necesidad de armado. Aunque no sería necesaria su disposición, la norma establece una cuantía mínima descrita a continuación.

Los cálculos se realizan sin tener en cuenta la contribución del acero dispuesto en la parte comprimida. Para ello es necesario que el momento límite de la viga sea mayor que el momento flector máximo aplicado.

$$M_{lim} = 0,375 \cdot U_0 \cdot d = 0,375 \cdot d^2 \cdot b \cdot f_{yd} \quad (5)$$

Donde el momento límite es el momento máximo que puede resistir una sección de hormigón armado, **EHE Anejo 7**. Se caracteriza por alcanzar en el punto más comprimido de la sección la deformación de rotura a del hormigón comprimido (3,5‰) y el acero alcanzar su límite elástico el acero. Esta configuración de deformaciones separa las roturas dúctiles de las frágiles.

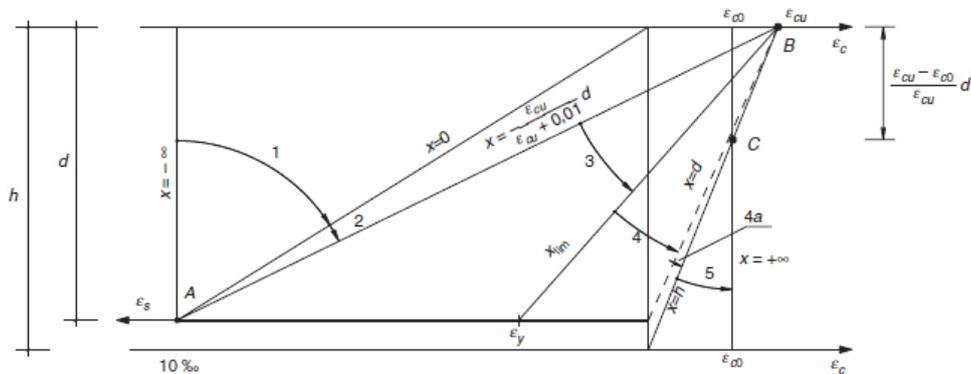


Imagen 9-Diagrama de pivotes, dominios de deformación. Fuente EHE-08

A partir de la expresión (5) particularizándolo para la sección de la viga, se obtiene que el momento límite vale 230,7kN.m. Este valor es mayor que el valor máximo de momento flector aplicado en la jácena.

En la EHE se indican una serie de cuantías de acero que deben disponerse como mínimo en la parte traccionada de todas las secciones de la jácena.

- Cuantía geométrica: Según la norma **EHE-Tabla 42.3.5**, la cuantía geométrica mínima en tanto por mil para vigas con acero de resistencia característica de 500N/mm² es de 2,8. (respecto a la sección)

$$A_s = \frac{2,8}{1000} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} = 336 \text{ mm}^2$$

La EHE recomienda disponer en la cara comprimida el 30% de la armadura correspondiente a la cuantía geométrica.

$$\frac{30}{100} \cdot 336 = 100,8 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica: Según **EHE Artículo 42.3.2**, el armado mínimo que debe disponerse en la parte traccionada de una sección sometida a flexión simple es:

$$A_s \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6)$$

$$A_s = 0,04 \cdot 40 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot \frac{25}{\frac{1,5}{500}} = 184 \text{ mm}^2$$

Se escoge como armadura base o de montaje cuatro barras de 10mm de diámetro dispuestas dos a cada lado de la sección. Con

esta armadura de montaje se garantiza que en la parte comprimida de la viga se dispone el mínimo exigido por la norma.

Armadura de montaje.

Para garantizar el buen funcionamiento de la armadura de montaje asegurando así la transmisión de los esfuerzos, es necesario disponer una longitud de anclaje adecuada. En los pilares externos, el armado se dispone hasta el eje del pilar y se prolonga una longitud neta de anclaje a cada lado a partir de la expresión (12).

$$L_{b,net\alpha}(\text{armado superior}) = 150 \text{ mm}$$

$$L_{b,net\alpha}(\text{armado inferior}) = 170 \text{ mm}$$

También es necesario solapar las barras de acero de montaje a la altura de cada pilar, asegurando así el correcto funcionamiento y distribución de tensiones. De acuerdo con lo que se indica en **EHE Artículo 69.5.2.2**

$$l_s = \alpha \cdot l_{b,net\alpha} \quad (7)$$

$$L_{solape}(\text{armado superior}) = 210 \text{ mm}$$

$$L_{solape}(\text{armado inferior}) = 170 \text{ mm}$$

Vano 1. Momentos positivos.

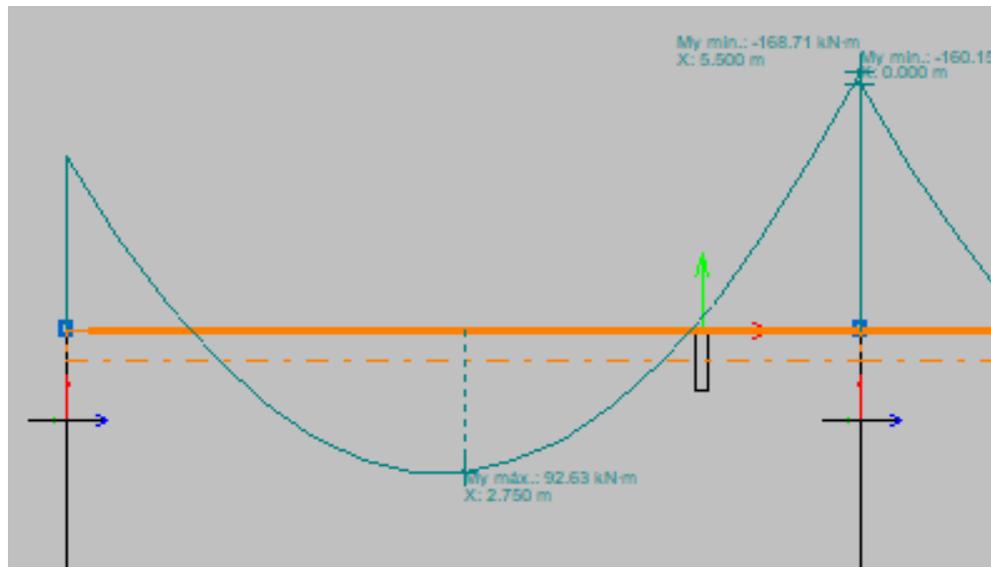


Imagen 10-Diagrama momentos flectores vano 1. Fuente Cype3D.

En el centro del vano se encuentra la sección más solicitada. El momento que se aplica en esta sección es de 92,63 kN.m.

Se plantea el equilibrio de fuerzas y momentos de la sección para obtener el área de acero necesaria en la parte traccionada.

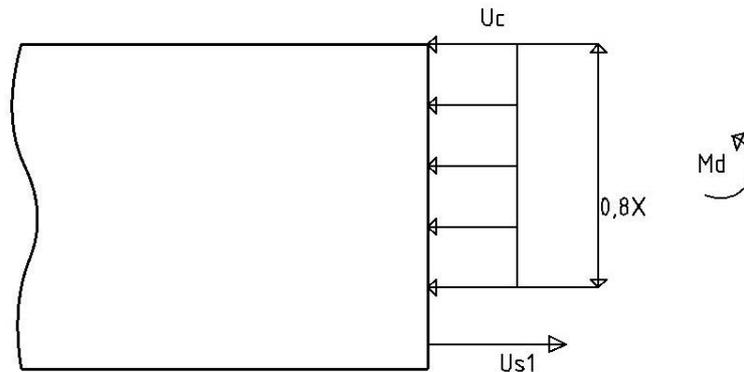


Imagen 11-Equilibrio esfuerzos sobre la sección.

$$U_{S1} = U_c \rightarrow f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd} \cdot 0,8X \cdot b \quad (8)$$

$$M_d = f_{cd} \cdot 0,8X \cdot b \cdot \left(d - \frac{0,8X}{2} \right) \quad (9)$$

$$\begin{cases} \frac{500}{1,15} \cdot A_{s1} = \frac{25}{1,5} \cdot 0,8X \cdot 300 \\ 92,63 \cdot 10^3 = \frac{25}{1,5} \cdot 0,8X \cdot 300 \cdot \left(350 - \frac{0,8X}{2} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} X = 72 \text{ mm} \\ A_{s1} = 662,4 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Donde X es la profundidad de la fibra neutra y A_{s1} el área de acero necesaria para resistir el momento flector aplicado en la parte traccionada de la sección.

Puesto que la profundidad de la fibra neutra se encuentra en el dominio dos del diagrama de pivotes (entre 0 y 0,259d), Se garantiza una rotura dúctil en el caso de superar el momento M_d aplicado.

El área de armado necesaria es mayor que la armadura de montaje dispuesta. Se añade armadura de refuerzo para conseguir así el armado necesario.

Se disponen en total 2Ø10 2Ø16 1Ø12, lo que supone un área de acero de 672,3 mm².

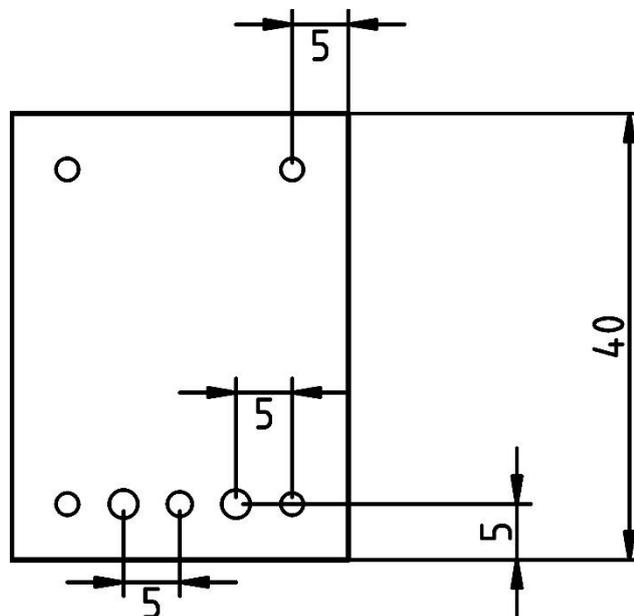


Imagen 12-Distribución de armado en la sección.

La distancia libre entre barras debe ser mayor que la distancia libre mínima estipulada en **EHE artículo 69.4.1.1**. La distancia libre más pequeña de la configuración anterior (3,6 cm), es mayor que la mínima establecida en la norma (2 cm).

Los dos redondos de dieciséis milímetros de diámetro se prolongan hasta los ejes de los pilares más la longitud neta de anclaje a cada lado. Cumpliendo así con lo establecido en **EHE artículo 69.5.1.1**.

La longitud neta de anclaje se estima a partir de la longitud básica de anclaje (**EHE Artículo 69.5.1.2**) y los valores mínimos establecidos por la norma (**EHE Artículo 69.5.1.1**).

La longitud básica de anclaje para barras en posición I:

$$l_{bI} = m \cdot \sigma^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \sigma \quad (10)$$

La longitud básica de anclaje para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1,4 \cdot m \cdot \sigma^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \sigma \quad (11)$$



La longitud neta de anclaje se define como:

$$l_{b, \text{neta}} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s \text{ real}}} \quad (12)$$

La longitud neta de anclaje no puede tomar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- $10 \cdot \emptyset$
- 150 mm.
- La tercera parte de la longitud básica de anclaje para barras traccionadas y los dos tercios de dicha longitud para barras comprimidas.

$$l_{bI} \rightarrow \begin{cases} 1,5 \cdot 16^2 = 384 \text{ mm} \\ \frac{500}{20} \cdot 16 = 400 \text{ mm} \end{cases}; \quad l_{bI} = 400 \text{ mm}$$

$$l_{b, \text{neta}} = \text{Máx}(160, 150, 267) = 267 \text{ mm.}$$

De acuerdo con las expresiones (10) y (12).

Se necesitan dos redondos de 16 mm de diámetro con una longitud cada uno de 6,1 m (5,5 m + 2 x 0,3 m).

La longitud total de la barra de doce milímetros de diámetro se estima a partir de la longitud neta de anclaje, longitud de decalaje y la longitud mecánica.

$$l_{\text{total}} = l_{\text{mecánica}} + 2 \cdot d + 2 \cdot l_{b, \text{neta}} \quad (13)$$

Se obtiene la longitud neta de anclaje a partir de la expresión (12) y de los mínimos previamente definidos de acuerdo con la EHE.

$$l_{bI} \rightarrow \begin{cases} 1,5 \cdot 12^2 = 216 \text{ mm} \\ \frac{500}{20} \cdot 12 = 300 \text{ mm} \end{cases}; \quad l_{bI} = 300 \text{ mm}$$

$$l_{b, \text{neta}} \rightarrow \begin{cases} \text{Máx}(120, 150, 100) \\ 300 \cdot 1 \cdot \frac{559,2}{672,3} = 250 \text{ mm} \end{cases}; \quad l_{b, \text{neta}} = 250 \text{ mm}$$

La longitud de decalaje se corresponde con el canto útil d , **artículo 44.2.3.4.2 EHE**. Se añade este tramo debido al aumento de las tensiones en las barras traccionas longitudinales por el efecto de los cercos dispuestos como armadura a cortante.



La longitud mecánica se corresponde con la longitud necesaria de la barra de 12 mm de diámetro para cubrir la distribución de momentos flectores que no es capaz de resistir el armado previo (2Ø10 y 2Ø16).

Para determinar su valor:

Primero se calcula el momento máximo que es capaz de resistir el armado previo de dos barras de 10mm de diámetro y otras dos de 16mm de diámetro. Esto se hace a partir de las expresiones (8) y (9) obteniéndose un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, la profundidad de la fibra neutra X y el momento flector M_d . El momento máximo que cubre este armado es de 79,18kN.m.

Después, con ayuda del fichero "PORTICO TFG.ed3" se determina en qué puntos del vano se alcanza este valor de momento flector. Siendo en este caso a 1,9m y 3,27m. La diferencia entre estas dos cotas es el tramo donde el valor del momento flector aplicado sobre el vano es mayor que el momento máximo que resiste el armado previo (2Ø10 y 2Ø16) y se corresponde con la longitud mecánica.

Teniendo en cuenta estas longitudes se obtiene la longitud total de la barra de acero de 12 mm de diámetro a partir de la expresión (13):

$$l_{\text{total}} = 1,37 + 2 \cdot 0,35 + 2 \cdot 0,25 = 2,57 \text{ m} \approx 2,60 \text{ m}$$

Vano 1. Momentos negativos-parte izquierda.

En la parte izquierda del vano, el momento máximo negativo aplicado sobre la viga es de 112,77kN.m.

Se plantea el equilibrio de fuerzas y momentos de la sección para obtener el área de acero necesaria en la parte traccionada.

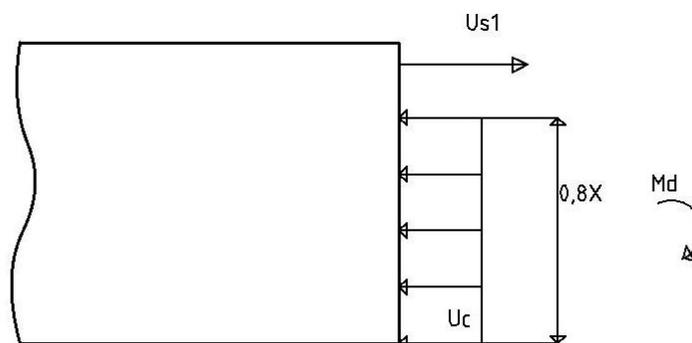


Imagen 13-Equilibrio esfuerzos sobre la sección.



Planteando las expresiones (8) y (9) se llega a un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, “X” y “A_{s1}”.

$$\begin{cases} X = 89,76 \text{ mm} \\ A_{s1} = 825,792 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Donde X es la profundidad de la fibra neutra y A_{s1} el área de acero necesaria para resistir el momento flector aplicado en la parte traccionada de la sección.

Puesto que la profundidad de la fibra neutra se encuentra en el dominio dos del diagrama de pivotes (entre 0 y 0,259d), Se garantiza una rotura dúctil en el caso de superar el momento Md aplicado.

El área de armado necesaria es mayor que la armadura de montaje dispuesta. Se añade armadura de refuerzo para conseguir así el armado necesario.

Se disponen en total 2Ø10 2Ø20 1Ø10 lo que supone un área de acero de 863,94 mm².

La distancia libre más pequeña de la configuración siguiente es de 3,5 cm. Este valor es mayor que la distancia mínima entre barras estipulado en la normativa (2 cm), EHE artículo 69.4.1.1.

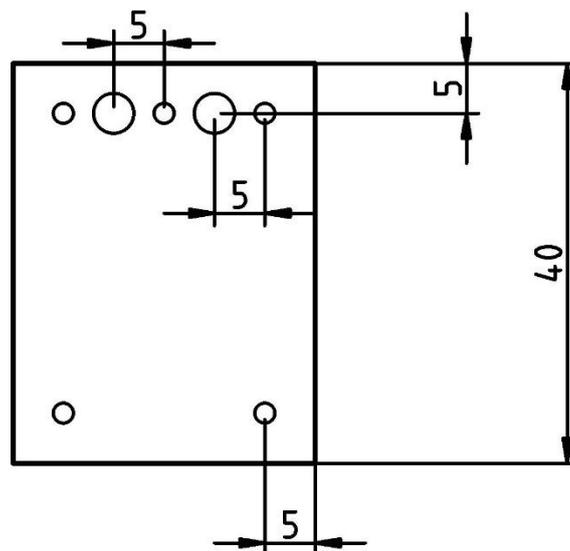


Imagen 14-Distribución de la armadura longitudinal.



La longitud total de los dos redondos de 20 mm de diámetro se determina a partir de la longitud neta de anclaje, la longitud de decalaje y la longitud mecánica presentadas anteriormente.

A partir de la expresión (11), se obtiene la longitud básica de anclaje para barras en posición II.

$$l_{bII} = 840 \text{ mm}$$

Una vez que se conoce la longitud básica de anclaje, se aplica la expresión (12), obteniéndose la longitud neta de anclaje.

$$l_{b,neto} = 280 \text{ mm.}$$

La longitud de decalaje, como se explicó previamente, se corresponde con el canto útil d (35 cm). En este caso solo se añade una vez, debido a que el pórtico solo tiene continuidad hacia un lado.

La longitud mecánica es la longitud necesaria de las barras de 20 mm de diámetro para cubrir la distribución de momentos flectores que no es capaz de resistir el armado de montaje ($2\phi 10$).

Para determinar su valor:

Primero se calcula el momento máximo que es capaz de resistir el armado de montaje formado por dos barras de 10mm de diámetro. Esto se hace a partir de las expresiones (8) y (9) obteniéndose un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, la profundidad de la fibra neutra X y el momento flector M_d . El momento máximo que cubre este armado es de 23,43kN.m.

Después, con ayuda del fichero "PORTICO TFG.ed3" se determina en qué punto del vano se alcanza este valor de momento flector. Siendo en este caso a 0,64m. Este valor se corresponde con la longitud mecánica.

A partir de la expresión (13) se determina la longitud total de las barras de 20 mm.

$$l_{total} = 1,55 \text{ m} \approx 1,60 \text{ m}$$

Se procede de la misma manera para obtener la longitud total de la barra central de 10 mm de diámetro.

A partir de la expresión (11), se obtiene la longitud básica de anclaje para barras en posición II.

$$l_{bII} = 358 \text{ mm}$$

Una vez que se conoce la longitud básica de anclaje, se aplica la expresión (12), obteniendo la longitud neta de anclaje.



$$l_{b,neto} = 318,11 \text{ mm} \approx 320 \text{ mm.}$$

La longitud de decalaje vale 35 cm. Solo se añade una vez, debido a que el pórtico solo tiene continuidad hacia un lado.

Con ayuda del fichero "PORTICO TFG.ed3" y sabiendo que el momento máximo que soporta el armado previo es de 107,85kN.m, se determina en qué punto del vano se alcanza este valor de momento flector. Siendo en este caso a 32mm. Este valor se corresponde con la longitud mecánica.

A partir de las longitudes anteriores, se obtiene la longitud total de anclaje aplicando la expresión (13).

$$l_{total} = 1,022 \text{ m} \approx 1,10 \text{ m}$$

Vano 1. Momentos negativos-parte derecha.

En la parte derecha del vano, el momento máximo negativo aplicado sobre la viga es de 171,62kN.m.

Se plantea el equilibrio de fuerzas y momentos de la sección para obtener el área de acero necesaria en la parte traccionada.

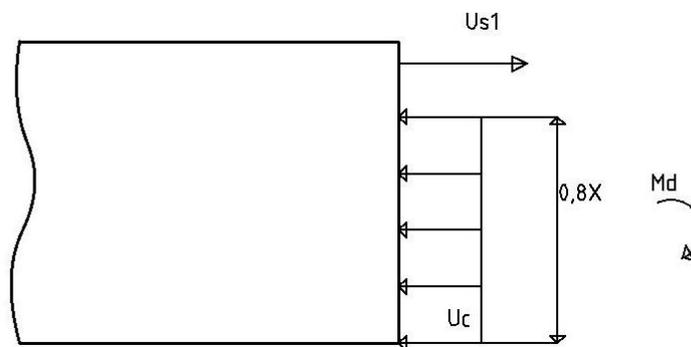


Imagen 15-Equilibrio esfuerzos sobre la sección.

Planteando las expresiones (8) y (9) se llega a un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, "X" y "As1".

$$\begin{cases} X = 147,42 \text{ mm} \\ A_{s1} = 1356,264 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Donde X es la profundidad de la fibra neutra y As1 el área de acero necesaria para resistir el momento flector aplicado en la parte traccionada de la sección.

Puesto que la profundidad de la fibra neutra se encuentra en el dominio tres del diagrama de pivotes (entre $0,259d$ y $0,625d$), Se garantiza una rotura dúctil en el caso de superar el momento M_d aplicado.

El área de armado necesaria es mayor que la armadura de montaje dispuesta. Se añade armadura de refuerzo para conseguir así el armado necesario.

Se disponen en total $2\varnothing 10$ $2\varnothing 25$ $1\varnothing 20$ lo que supone un área de acero de $1452,99 \text{ mm}^2$.

La distancia libre más pequeña de la configuración siguiente es de $2,75 \text{ cm}$. Este valor es mayor que la distancia mínima entre barras estipulado en la normativa (2 cm), **EHE artículo 69.4.1.1.**

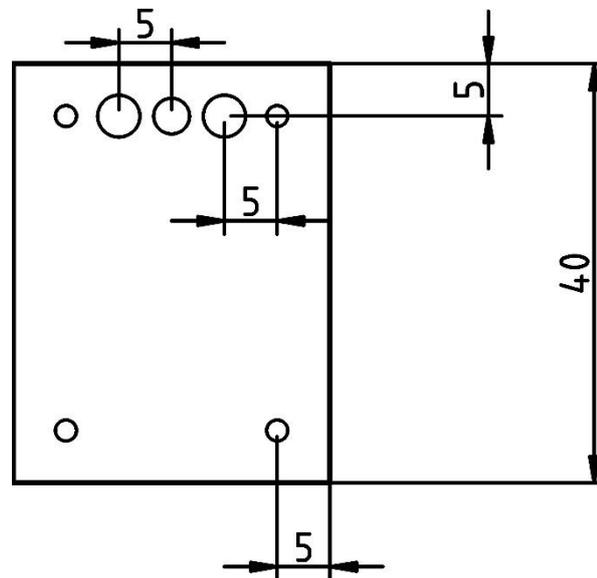


Imagen 16-Disposición de armadura longitudinal.

La longitud total de los dos redondos de 25 mm de diámetro se determina a partir de la longitud neta de anclaje, la longitud de decalaje y la longitud mecánica presentadas anteriormente.

A partir de la expresión (11), se obtiene la longitud básica de anclaje para barras en posición II.

$$l_{bII} = 1,313 \text{ m.}$$

Una vez que se conoce la longitud básica de anclaje, se aplica la expresión (12), obteniéndose la longitud neta de anclaje.

$$l_{b,neto} = 0,438 \text{ m.}$$



La longitud de decalaje, como se explicó previamente, se corresponde con dos veces el canto útil d (35 cm).

La longitud mecánica es el intervalo en el cual la distribución de momentos flectores supera el valor que es capaz de resistir el armado previo ($2\phi 10$).

Para determinar su valor:

Primero se calcula el momento máximo que es capaz de resistir el armado de montaje formado por dos barras de 10 mm de diámetro. Esto se hace a partir de las expresiones (8) y (9) obteniéndose un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, la profundidad de la fibra neutra X y el momento flector M_d . El momento máximo que cubre este armado es de -23,43kN.m.

Después, con ayuda del fichero "PORTICO TFG.ed3" se determina en qué puntos a ambos lados del pilar 2 la distribución de momentos flectores negativa toma este valor. Se utiliza finalmente una longitud mecánica de 2 m.

A partir de la expresión (13) se determina la longitud total de las barras de 25 mm.

$$l_{\text{total}} = 3,60 \text{ m}$$

Se procede de la misma manera para obtener la longitud total de la barra central de 20 mm de diámetro.

A partir de la expresión (11), se obtiene la longitud básica de anclaje para barras en posición II.

$$l_{bII} = 840 \text{ mm.}$$

Una vez que se conoce la longitud básica de anclaje, se aplica la expresión (12), obteniendo la longitud neta de anclaje.

$$l_{b,\text{neta}} = 660 \text{ mm.}$$

El valor de la longitud de decalaje es dos veces el canto útil (35 cm).



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

Con ayuda del fichero “PORTICO TFG.ed3” y sabiendo que el momento máximo que soporta el armado previo es de -148,8kN.m, se determina en qué puntos a ambos lados del pilar 2 la distribución de momentos flectores negativa toma este valor. Se utiliza finalmente una longitud mecánica de 1,2 m.

A partir de las longitudes anteriores, se obtiene la longitud total de anclaje aplicando la expresión (13).

$$l_{\text{total}} = 3,22 \text{ m} \approx 3,25 \text{ m}$$

Vano 2. Momentos positivos.

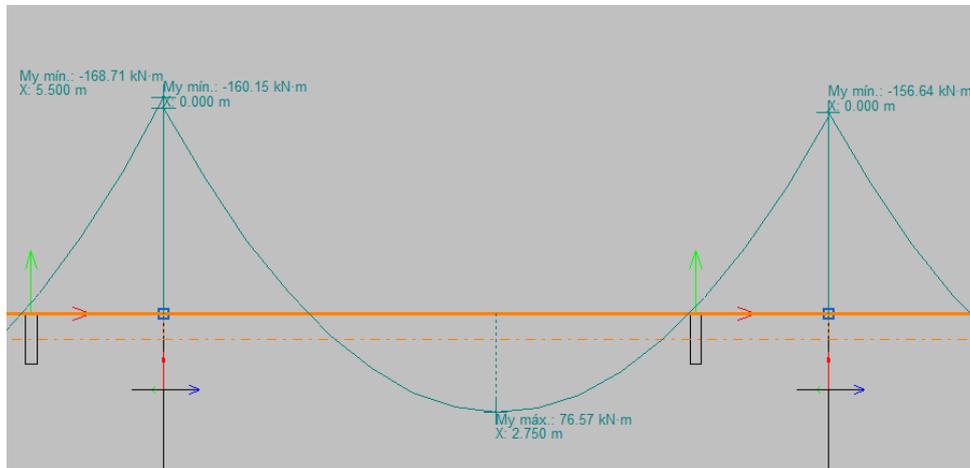


Imagen 17-Diagrama esfuerzos internos, vano 2. Fuente Cype3D

En el centro del vano se encuentra la sección más solicitada con un momento flector aplicado de 76,57 kN.m.

Se plantea el equilibrio de fuerzas y momentos de la sección para obtener el área de acero necesaria en la parte traccionada.

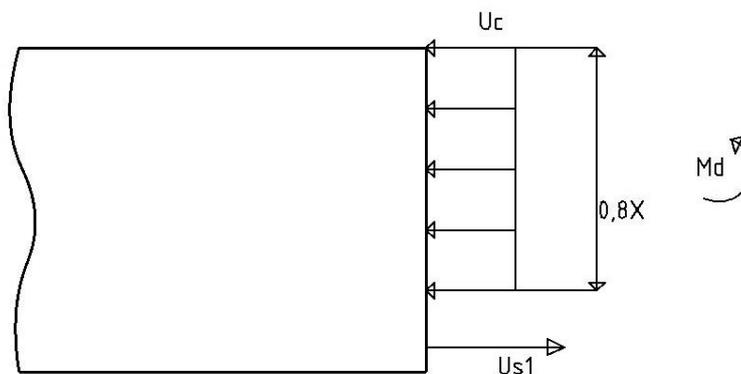


Imagen 18-Equilibrio esfuerzos externos en la sección.

Planteando las expresiones (8) y (9) se llega a un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, "X" y "A_{s1}".

$$\begin{cases} X = 59 \text{ mm} \\ A_{s1} = 542,8 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Donde X es la profundidad de la fibra neutra y A_{s1} el área de acero necesaria para resistir el momento flector aplicado en la parte traccionada de la sección.

Puesto que la profundidad de la fibra neutra se encuentra en el dominio dos del diagrama de pivotes ($0,259d$ y $0,625d$), Se garantiza una rotura dúctil en el caso de superar el momento M_d aplicado.

El área de armado necesaria es mayor que la armadura de montaje dispuesta. Se añade armadura de refuerzo para conseguir así el armado necesario.

Se disponen en total $2\varnothing 10$ $2\varnothing 16$ lo que supone un área de acero de $559,2 \text{ mm}^2$.

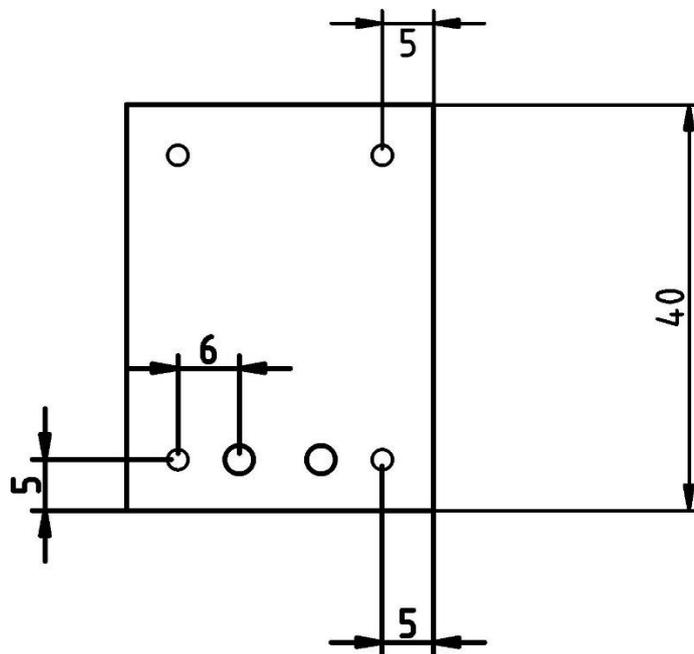


Imagen 19-Distribución de la armadura en la sección.

La distancia libre más pequeña de esta configuración es de $4,7 \text{ cm}$. Este valor es mayor que la distancia mínima entre barras estipulado en la normativa; **EHE artículo 69.4.1.1.**

La longitud total de los dos redondos de 16 mm de diámetro se determina a partir de la longitud neta de anclaje, la longitud de decalaje y la longitud mecánica.

A partir de la expresión (10), se obtiene la longitud básica de anclaje para barras en posición I.

$$l_{bII} = 667 \text{ mm}$$

Una vez que se conoce la longitud básica de anclaje, se aplica la expresión (12), obteniéndose la longitud neta de anclaje.

$$l_{b, \text{neto}} = 223 \text{ mm.}$$



La longitud de decalaje, como se explicó previamente, se corresponde con el doble del canto útil d (35 cm).

La longitud mecánica es la longitud necesaria de las barras de 16 mm de diámetro para cubrir la distribución de momentos flectores que no es capaz de resistir el armado de montaje ($2\phi 10$).

Para determinar su valor:

Primero se calcula el momento máximo que es capaz de resistir el armado de montaje formado por dos barras de 10mm de diámetro. Esto se hace a partir de las expresiones (8) y (9) obteniéndose un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, la profundidad de la fibra neutra X y el momento flector M_d . El momento máximo que cubre este armado es de 23,43kN.m.

Después, con ayuda del fichero "PORTICO TFG.ed3" se determina en qué puntos del vano 2 se alcanza este valor de momento flector. Siendo en este caso a 2,62 m. Este valor se corresponde con la longitud mecánica.

A partir de la expresión (12) se determina la longitud total de las barras de 16 mm.

$$l_{\text{total}} = 3,776 \text{ m} \approx 3,8 \text{ m}$$

Vano 2. Momento negativo parte derecha.

En la parte derecha del vano, el momento máximo negativo aplicado sobre la viga es de 156,64 kN.m.

Se plantea el equilibrio de fuerzas y momentos de la sección para obtener el área de acero necesaria en la parte traccionada.

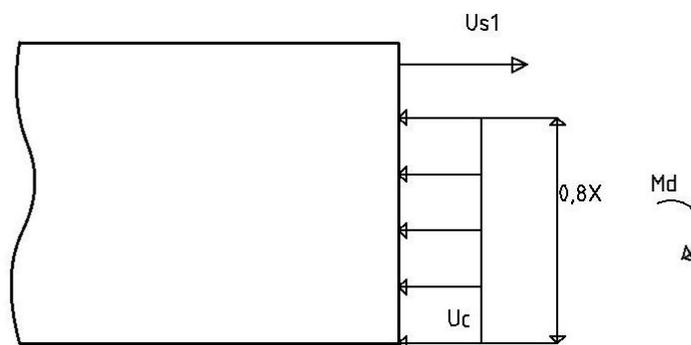


Imagen 20-Equilibrio esfuerzos externos en la sección.



Planteando las expresiones (8) y (9) se llega a un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, "X" y "A_{s1}".

$$\begin{cases} X = 131,7 \text{ mm.} \\ A_{s1} = 1211,64 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Donde X es la profundidad de la fibra neutra y A_{s1} el área de acero necesaria para resistir el momento flector aplicado en la parte traccionada de la sección.

Puesto que la profundidad de la fibra neutra se encuentra en el dominio tres del diagrama de pivotes (0,259d y 0,625d), Se garantiza una rotura dúctil en el caso de superar el momento M_d aplicado.

El área de armado necesaria es mayor que la armadura de montaje dispuesta. Se añade armadura de refuerzo para conseguir así el armado necesario.

Se disponen en total 2Ø10 2Ø25 1Ø10 lo que supone un área de acero de 1217,37 mm².

La distancia libre más pequeña de la configuración siguiente es de 3,25 cm. Este valor es mayor que la distancia mínima entre barras estipulado en la normativa, EHE artículo 69.4.1.1.

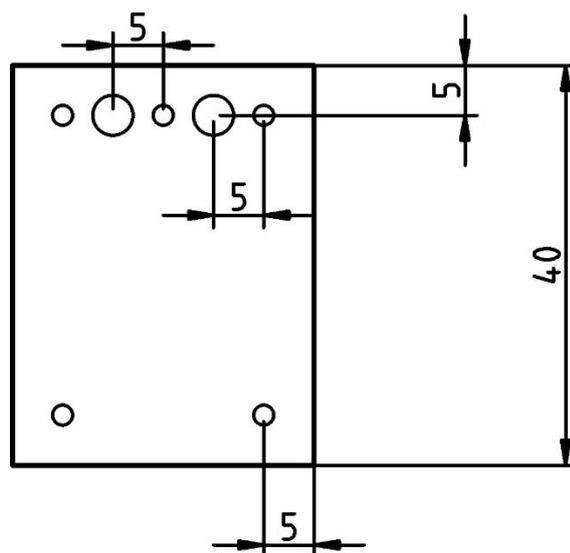


Imagen 21-Distribución de la armadura en la sección.



La longitud total de los dos redondos de 25 mm de diámetro se determina a partir de la longitud neta de anclaje, la longitud de decalaje y la longitud mecánica presentadas anteriormente.

A partir de la expresión (11), se obtiene la longitud básica de anclaje para barras en posición II.

$$l_{bII} = 1,313 \text{ m.}$$

Una vez que se conoce la longitud básica de anclaje, se aplica la expresión (12), obteniéndose la longitud neta de anclaje.

$$l_{b,neta} = 0,438 \text{ m.}$$

La longitud de decalaje, como se explicó previamente, se corresponde con dos veces el canto útil d (35 cm).

La longitud mecánica es el intervalo en el cual la distribución de momentos flectores supera el valor que es capaz de resistir el armado previo ($2\phi 10$).

Para determinar su valor:

Primero se calcula el momento máximo que es capaz de resistir el armado de montaje formado por dos barras de 10 mm de diámetro. Esto se hace a partir de las expresiones (8) y (9) obteniéndose un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, la profundidad de la fibra neutra X y el momento flector M_d . El momento máximo que cubre este armado es de -23,43kN.m.

Después, con ayuda del fichero "PORTICO TFG.ed3" se determina en qué puntos a ambos lados del pilar 2 la distribución de momentos flectores negativa toma este valor. Se utiliza finalmente una longitud mecánica de 2 m.

A partir de la expresión (13) se determina la longitud total de las barras de 25 mm.

$$l_{total} = 3,60 \text{ m}$$

Se procede de la misma manera para obtener la longitud total de la barra central de 10 mm de diámetro.

A partir de la expresión (11), se obtiene la longitud básica de anclaje para barras en posición II.

$$l_{bII} = 358 \text{ mm.}$$

Una vez que se conoce la longitud básica de anclaje, se aplica la expresión (12), obteniendo la longitud neta de anclaje.

$$l_{b, \text{net}} = 281 \text{ mm.}$$

El valor de la longitud de decalaje es dos veces el canto útil (35 cm).

Con ayuda del fichero "PORTICO TFG.ed3" y sabiendo que el momento máximo que soporta el armado previo es de -148,8kN.m, se determina en qué puntos a ambos lados del pilar 3 la distribución de momentos flectores negativa toma este valor. Se utiliza finalmente una longitud mecánica de 1,2 m.

A partir de las longitudes anteriores, se obtiene la longitud total de anclaje aplicando la expresión (13).

$$l_{\text{total}} = 2,462 \text{ m} \approx 2,5 \text{ m}$$

Vano 3. Momentos positivos.

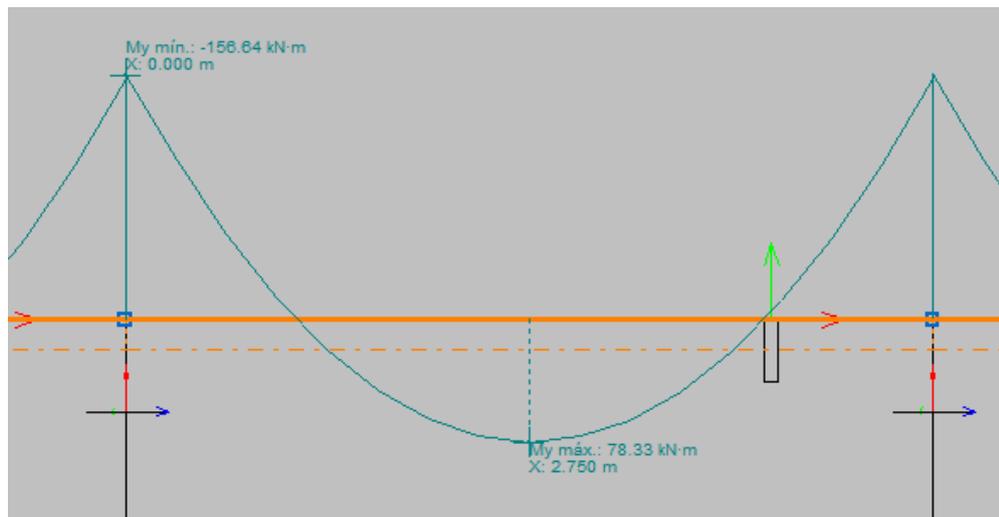


Imagen 22-Diagrama de momentos flectores en vano 3.

En el centro del vano se encuentra la sección más solicitada con un momento flector aplicado de 78,33 kN.m.



Se plantea el equilibrio de fuerzas y momentos de la sección para obtener el área de acero necesaria en la parte traccionada.

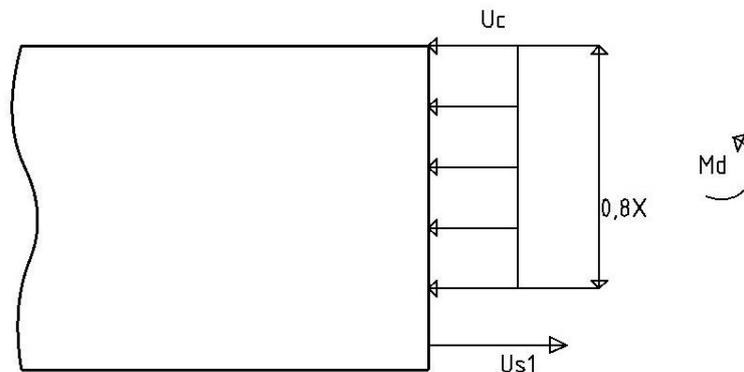


Imagen 23-Equilibrio de esfuerzos de la sección.

Planteando las expresiones (8) y (9) se llega a un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, “X” y “ A_{s1} ”.

$$\begin{cases} X = 60 \text{ mm} \\ A_{s1} = 552 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Donde X es la profundidad de la fibra neutra y A_{s1} el área de acero necesaria para resistir el momento flector aplicado en la parte traccionada de la sección.

Se utiliza la misma solución que para el vano 2 ya que la distribución de momentos flectores sobre este vano es muy similar y por lo tanto la armadura seleccionada cubre perfectamente el área de acero necesaria.

Vanos 4 y 5.

Existen dos combinaciones de cargas externas que hacen que la jácena llegue a su mayor estado de sollicitación. La ley de esfuerzos internos resultante de aplicar uno de estos estados cargas es simétrica del otro.

Esto hace que el dimensionado de los vanos 4 y 5 de la jácena sea igual que el de los vanos 1 y 2.



2.4.2 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. AGOTAMIENTO FRENTE A ESFUERZOS CORTANTES.

El estado límite de agotamiento debido a esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o bien por agotarse su resistencia a tracción.

De acuerdo con el **artículo 44.2.3 EHE**:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad (14)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad (15)$$

Donde V_{rd} Hace referencia al esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores en la sección de cálculo, V_{u1} es el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma y V_{u2} es el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción del alma.

Rotura a cortante por compresión del alma:

Se obtiene el valor del esfuerzo cortante de cálculo a partir del diagrama de esfuerzos cortantes que se proporciona con el archivo "PORTICO TFG.ed3".

En este caso se recurre al valor del esfuerzo cortante más desfavorable de todos los vanos. Esto nos asegura que si se cumple la expresión (13) para este vano, lo hará para todos. De acuerdo con lo que se indica en el **artículo 44.2.3 EHE**, la comprobación para el caso de rotura a cortante por compresión del alma debe hacerse sobre el borde de apoyo. Se escoge por lo tanto el valor del vano 5 parte izquierda de la combinación 4 de cargas sobre el borde de apoyo.

$$V_{rd} = 168,568 \text{ kN.m}$$

Para determinar el valor del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se recurre al **artículo 44.2.3.1 EHE**. En este artículo encontramos la expresión (16). Es una expresión para casos habituales en los que las armaduras forman ángulos α de noventa grados, se desprece el efecto del axil y la resistencia de proyecto del hormigón sea inferior a 60N/mm^2

$$V_{u1} = 30 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \quad (16)$$

Donde f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón, b_0 es el ancho de la sección bruta de hormigón y d es el canto útil de la sección.



De acuerdo con la expresión (16) el valor del cortante por compresión del alma es:

$$V_{u1} = 30 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 300 \cdot 350 = 525 \text{ kN}$$

A partir de los valores obtenidos para V_{u1} y V_{rd} se satisface la expresión (14). Por lo tanto, se comprueba que ningún valor de esfuerzo cortante debido a las cargas exteriores supera el valor límite de agotamiento por compresión del alma.

Rotura a cortante por tracción en el alma:

De acuerdo con lo indicado en la expresión (15), se debe garantizar que el esfuerzo cortante que agota el alma por tracción V_{u2} , debe ser mayor que el esfuerzo cortante aplicado V_{rd} . En este caso se toma el valor de esfuerzo debido a las cargas externas a una distancia d (canto útil) del borde de apoyo.

Conforme a lo que se indica en el **artículo 44.2.3.2.2 EHE**, el esfuerzo cortante que agota el alma por tracción V_{u2} está formado por la contribución de la armadura transversal dispuesta (cercos) V_{su} y por la propia contribución del hormigón, V_{cu} . La expresión que recoge lo anterior es la siguiente:

$$V_{u2} = V_{su} + V_{cu} \quad (17)$$

Para obtener tanto la contribución del hormigón como la de la armadura transversal en el esfuerzo cortante por tracción del alma limite se recurre a la expresión recogida en **el artículo 44.2.3.2.2 EHE**. Estas expresiones se utilizan cuando el armado transversal a cortante está dispuesto a noventa grados, se desprecia el efecto favorable de las compresiones y se supone un ángulo θ de cuarenta y cinco grados.

$$V_{cu} = \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_0 \cdot d \quad (18)$$

$$V_{su} = \frac{A_{S90}}{S_t} \cdot f_{y90,d} \cdot 0,90d \quad (19)$$

A la hora de disponer el armado transversal a cortante, se diferencian dos tipos de disposición. La primera es la disposición que se aplica sobre los vanos exteriores (vano 1 y vano 5). Por último, se escoge otra disposición para los vanos interiores (vanos 2,3 y 4).

Debido a la simetría que presenta la respuesta de esfuerzos internos de la estructura con las combinaciones de carga 1 y 4 se escoge los valores

de esfuerzo cortante más altos de los vanos exteriores para determinar su distribución de armado transversal.

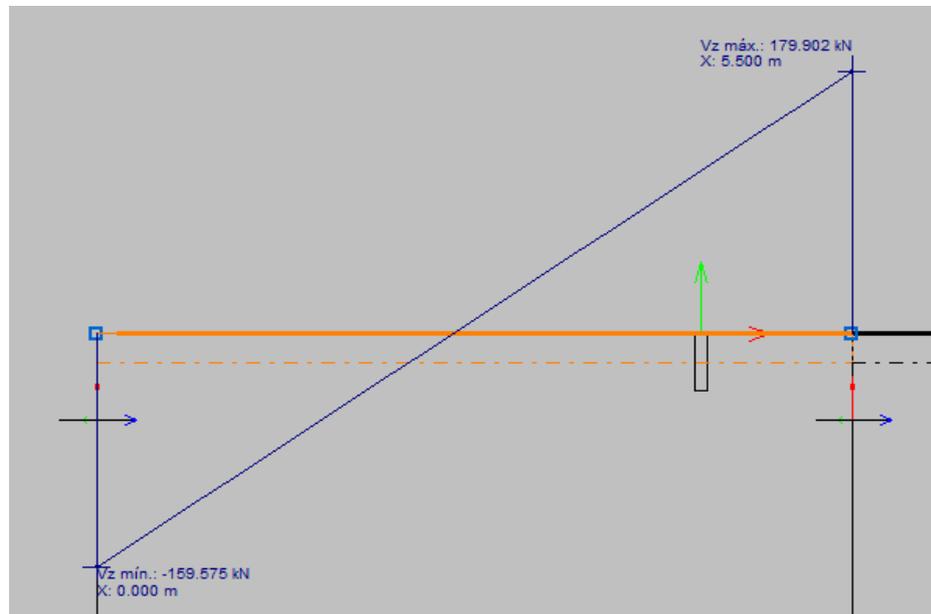


Imagen 24-Diagrama esfuerzos cortantes en vano 1.

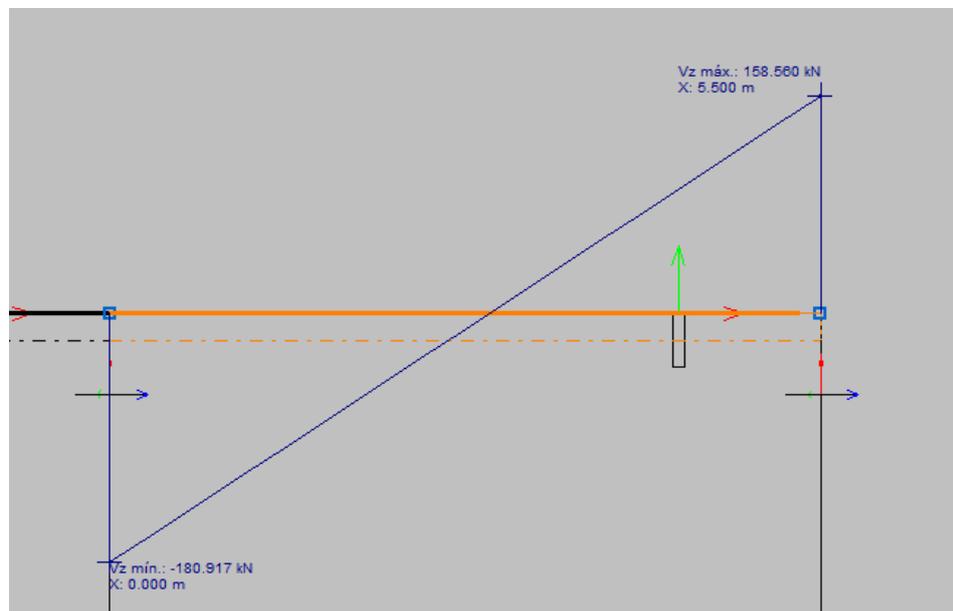


Imagen 25-Diagrama esfuerzos cortantes en vano 5.

El máximo esfuerzo cortante aplicado sobre el extremo del vano (vanos exteriores) por la parte interna es de 180,917kN, como se puede observar en la imagen anterior. Este valor de esfuerzo cortante no se corresponde con el valor V_{rd} al que se hace referencia en la expresión



(15). El valor de V_{rd} se corresponde con el esfuerzo cortante a una distancia d del borde de apoyo, como se indicó previamente. Su valor se obtiene a partir del fichero anexo.

$$V_{rd} = 146,961 \text{ kN.}$$

A partir de la expresión (19) se opera directamente y se obtiene el valor de V_{cu} :

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} \cdot 1,76 \cdot (100 \cdot 0,014 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 300 \cdot 350 = 60,5 \text{ kN}$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1,76 ; \quad \rho = \frac{1453}{300 \cdot 350} = 0,014$$

Para obtener la contribución del acro y así saber la armadura necesaria se impone la condición límite que el esfuerzo cortante debido a las acciones externas sea el mismo que el límite debido a tracción del alma.

$$V_{rd} = V_{cu} + V_{su} \quad (20)$$

$$V_{su} = 86,461 \text{ kN}$$

A partir de la expresión (18) se despeja la distancia entre cercos S_t imponiendo el uso de cercos de 8 mm de diámetro.

$$S_t = 0,9 \cdot 350 \cdot 2 \cdot \frac{\pi 8^2}{4} \cdot \frac{500}{1,15} \cdot \frac{1}{86,461 \cdot 10^3} = 159,24 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se disponen cercos de 8 mm de diámetro separados 15 cm cumpliendo así con la expresión (15). A demás este valor cumple con la separación máxima exigida por la normativa en el **artículo 44.2.3.4.1 EHE**. ($S_t \leq 21 \text{ cm}$).

La disposición de armadura transversal es necesaria cuando el hormigón no es capaz de soportar todas las tracciones en el alma. Por lo tanto, a partir de 2 metros respecto al eje del pilar interior los cercos se separan la distancia máxima permitida por la norma (21 cm). A la cota de 3,5 m se vuelven a separar los cercos la distancia de 15 cm hasta el final del vano.

Desde un punto de vista teórico podría afinarse más el cálculo a la hora de separar los cercos en la parte del pilar externo, ya que la ley de esfuerzos cortantes en esta parte del vano es inferior a los 180,917 kN. En la práctica esto no se hace ya que se busca la mayor uniformidad posible en la distribución de armado para evitar así los errores de montaje que puedan ocasionarse en la obra.

En los vanos interiores la ley de esfuerzos cortantes es muy similar para todos. Por eso se efectúan los cálculos con la parte izquierda del vano 2 según la combinación de carga 4 y se unifica para el resto de los vanos interiores.

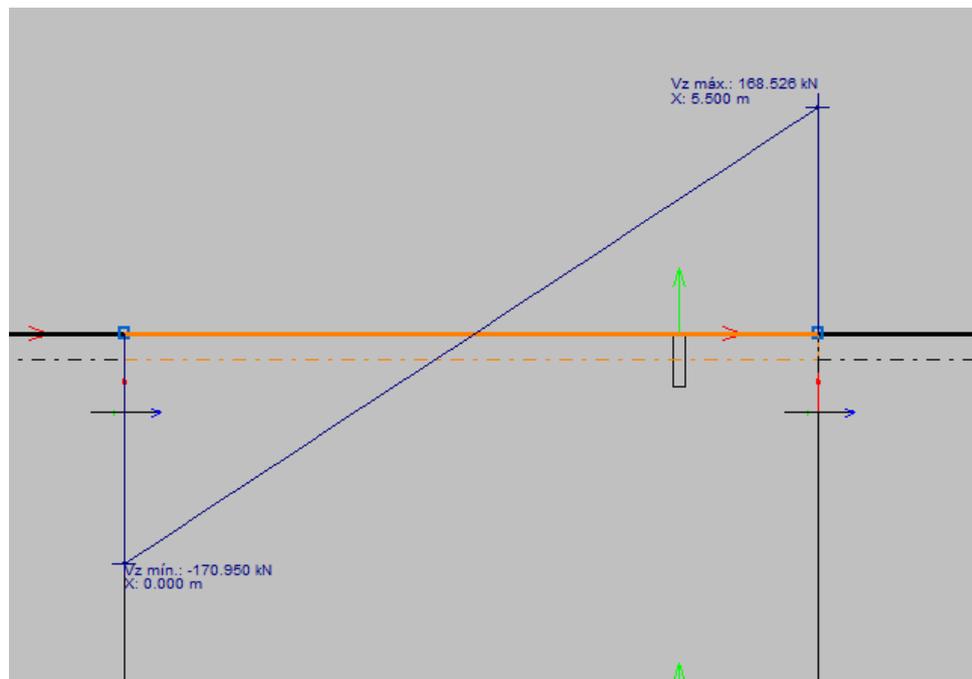


Imagen 26-Diagrama esfuerzos cortantes en vano interior.

En este caso, el valor del esfuerzo cortante debido a las acciones externas a la distancia d del borde de apoyo es:

$$V_{rd} = 137,025 \text{ kN.}$$

A partir de la expresión (18) se obtiene el valor de la contribución del hormigón:

$$V_{cu} = 60,5 \text{ kN}$$

Aplicando la expresión (19) se obtiene la contribución del armado mínima necesaria y por extensión la separación entre cercos ya que se fija el uso de estribos de 8 mm de diámetro.

$$V_{su} = 76,525 \text{ kN}$$

$$S_t = 179,92 \text{ mm}$$

En base a estos valores obtenidos se opta por separar los cercos de 8 mm de diámetro 17 cm desde la base de apoyo del pilar hasta 180 cm a partir del eje del pilar. A partir de esta cota se separan la distancia máxima exigida por la normativa. **Artículo 44.2.3.4.1 EHE.** ($S_t \leq 21 \text{ cm}$). A partir de 370 cm se vuelven a separar los estribos 17 cm.



2.4.3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.

Las fisuras que pueden aparecer en la jácena de hormigón armado se deben principalmente al efecto del esfuerzo cortante, la torsión y la tracción. Puesto que el dimensionado a cortante se desarrolla basándose en el cumplimiento de **EHE Artículo 44** se garantiza el control de la fisuración en estado de servicio. **EHE Artículo 49.3.**

En este trabajo no se contempla los efectos debidos a la torsión. En cualquier caso, siempre que se asegure el cumplimiento de **EHE Artículo 45** estará controlada la fisuración debida al efecto de la torsión. **EHE Artículo 49.4.**

Según lo establecido en **EHE Artículo 49.2.3**, se garantiza el cumplimiento del estado límite de fisuración debido a la tracción cuando:

$$W_K \leq W_{m\acute{a}x} \quad (21)$$

Donde W_K se corresponde con la abertura característica de fisura y $W_{m\acute{a}x}$ se corresponde con la máxima abertura de fisura permitida por la norma.

De acuerdo con lo indicado en **Tabla 5.1.1.2 EHE** y para un tipo de hormigón I usado en las vigas, el valor de la abertura máxima permitida es:

$$W_{m\acute{a}x} = 0,4 \text{ mm}$$

La abertura característica de la fisura se calcula mediante la siguiente expresión de acuerdo con lo establecido en **EHE Artículo 49.2.4**:

$$W_K = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad (22)$$

β es un parámetro que relaciona la abertura media de la fisura con el valor característico. Toma un valor de 1,7.

El valor de la separación media entre fisuras se obtiene a partir de la siguiente expresión recogida en **EHE Artículo 49.2.4**:

$$S_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s} \quad (23)$$

c se corresponde con el recubrimiento mecánico, s con la separación entre barras, $A_{c,eficaz}$ área que colabora con el armado a resistir las tracciones y A_s área de acero contenida en $A_{c,eficaz}$.

Según lo recogido en **EHE Artículo 49.2.4**, el alargamiento medio de las fisuras se determina a partir de la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (24)$$



σ_s se corresponde con la tensión debida a la configuración de cargas correspondiente al estado límite de servicio. Para obtener la tensión de servicio de la armadura pasiva en hipótesis de sección fisurada se recurre a la siguiente expresión.

$$\sigma_s = \frac{M_{cuasip}}{0,8d \cdot A_s} \quad (25)$$

E_s es el módulo elástico del acero.

σ_{sr} se corresponde con la tensión en la armadura en el instante de fisuración del hormigón. Esto ocurre cuando en la fibra más traccionada del hormigón se alcanza el valor de $f_{ctm,fl}$ recogido en **EHE artículo 39.1**.

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,8d \cdot A_s} \quad (26)$$

$$M_{fis} = f_{ctm,fl} \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (27)$$

La comprobación según la expresión (21) se realiza para cada vano a partir de la combinación de cargas cuasi permanente del estado límite de servicio para valores máximos de momento flector positivos y negativos.

Vano 1. Momento flector negativo. Pilar izquierdo.

A partir de la expresión (23) se obtiene la separación media entre fisuras.

$$S_m = 2 \cdot 40 + 0,2 \cdot \frac{300}{5} + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{20 \cdot 10^5}{863,94} = 207,75 \text{ mm}$$

Para obtener la tensión de servicio de la armadura pasiva en hipótesis de sección fisurada se utiliza la expresión (25).

$$\sigma_s = \frac{61,27 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 350 \cdot 863,94} = 253,28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Con la expresión (26) se obtiene la tensión en el instante de fisuración.

$$\sigma_{sr} = \frac{245,76 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 350 \cdot 863,94} = 101,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{fis} = 3,072 \frac{300 \cdot 400^2}{6} = 245,76 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Ahora se obtiene el alargamiento medio de fisuras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{253,28}{2,1 \cdot 10^5} \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{101,60}{253,28} \right)^2 \right] = 1,1 \cdot 10^{-3}$$



Con estos valores se puede obtener la abertura característica de la fisura a partir de la expresión (22)

$$W_K = 1,7 \cdot 207,75 \cdot 1,1 \cdot 10^{-3} = 0,39 \text{ mm}$$

Se cumple la expresión (21).

Vano 1. Momento flector positivo. Centro del vano.

A partir de la expresión (23) se obtiene la separación media entre fisuras.

$$S_m = 2 \cdot 42 + 0,2 \cdot \frac{300}{5} + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{16 \cdot 5,1 \cdot 10^4}{672,3} = 156,7 \text{ mm}$$

Para obtener la tensión de servicio de la armadura pasiva en hipótesis de sección fisurada se utiliza la expresión (25).

$$\sigma_s = \frac{50,52 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 350 \cdot 672,3} = 268,38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Con la expresión (26) se obtiene la tensión en el instante de fisuración.

$$\sigma_{sr} = \frac{245,76 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 350 \cdot 672,3} = 130,55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{fis} = 3,072 \cdot \frac{300 \cdot 400^2}{6} = 245,76 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Ahora se obtiene el alargamiento medio de fisuras:

$$\epsilon_{sm} = \frac{268,38}{2,1 \cdot 10^5} \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{130,55}{268,38} \right)^2 \right] = 1,1 \cdot 10^{-3}$$

Con estos valores se puede obtener la abertura característica de la fisura a partir de la expresión (22)

$$W_K = 1,7 \cdot 156,7 \cdot 1,1 \cdot 10^{-3} = 0,29 \text{ mm}$$

Se cumple la expresión (21).

Vano 1. Momento flector negativo. Pilar derecho.

A partir de la expresión (23) se obtiene la separación media entre fisuras.

$$S_m = 2 \cdot 37,5 + 0,2 \cdot \frac{300}{5} + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{25 \cdot 1,4 \cdot 10^5}{1452,99} = 207,44 \text{ mm}$$



Para obtener la tensión de servicio de la armadura pasiva en hipótesis de sección fisurada se utiliza la expresión (25).

$$\sigma_s = \frac{92,84 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 350 \cdot 1452,99} = 228,20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Con la expresión (26) se obtiene la tensión en el instante de fisuración.

$$\sigma_{sr} = \frac{245,76 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 350 \cdot 1452,99} = 60,41 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{\text{fis}} = 3,072 \frac{300 \cdot 400^2}{6} = 245,76 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Ahora se obtiene el alargamiento medio de fisuras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{228,20}{2,1 \cdot 10^5} \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{60,41}{228,20} \right)^2 \right] = 1,05 \cdot 10^{-3}$$

Con estos valores se puede obtener la abertura característica de la fisura a partir de la expresión (22)

$$W_K = 1,7 \cdot 207,44 \cdot 1,05 \cdot 10^{-3} = 0,37 \text{ mm}$$

Se cumple la expresión (21).

Vano 2 y 3. Momento flector positivo. Centro del vano.

Puesto que en la parte central de los vanos 2 y 3 se dispone la misma armadura y la distribución de momentos flectores sobre los vanos es prácticamente la misma, es una buena aproximación que la abertura característica de la fisura tiene el mismo valor.

A partir de la expresión (23) se obtiene la separación media entre fisuras.

$$S_m = 2 \cdot 42 + 0,2 \cdot \frac{300}{4} + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{16 \cdot 5,1 \cdot 10^4}{559,2} = 171,96 \text{ mm}$$

Para obtener la tensión de servicio de la armadura pasiva en hipótesis de sección fisurada se utiliza la expresión (25).

$$\sigma_s = \frac{41,90 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 350 \cdot 559,2} = 267,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Con la expresión (26) se obtiene la tensión en el instante de fisuración.



$$\sigma_{sr} = \frac{245,76 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 350 \cdot 559,2} = 156,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{fis} = 3,072 \frac{300 \cdot 400^2}{6} = 245,76 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Ahora se obtiene el alargamiento medio de fisuras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{267,60}{2,1 \cdot 10^5} \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{156,96}{267,60} \right)^2 \right] = 1,06 \cdot 10^{-3}$$

Con estos valores se puede obtener la abertura característica de la fisura a partir de la expresión (22)

$$W_K = 1,7 \cdot 171,96 \cdot 1,06 \cdot 10^{-3} = 0,31 \text{ mm}$$

Se cumple la expresión (21).

Vano 3. Momento flector negativo. Pilar izquierdo.

A partir de la expresión (23) se obtiene la separación media entre fisuras.

$$S_m = 2 \cdot 37,5 + 0,2 \cdot \frac{300}{5} + 0,4 \cdot 0,125 \cdot \frac{25 \cdot 1,4 \cdot 10^5}{1217,37} = 230,75 \text{ mm}$$

Para obtener la tensión de servicio de la armadura pasiva en hipótesis de sección fisurada se utiliza la expresión (25).

$$\sigma_s = \frac{84,78 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 350 \cdot 1217,37} = 248,72 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Con la expresión (26) se obtiene la tensión en el instante de fisuración.

$$\sigma_{sr} = \frac{245,76 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 350 \cdot 1217,37} = 71,88 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$M_{fis} = 3,072 \frac{300 \cdot 400^2}{6} = 245,76 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Ahora se obtiene el alargamiento medio de fisuras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{248,72}{2,1 \cdot 10^5} \cdot \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{71,88}{248,72} \right)^2 \right] = 1 \cdot 10^{-3}$$



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

Con estos valores se puede obtener la abertura característica de la fisura a partir de la expresión (22)

$$W_K = 1,7 \cdot 230,75 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 0,39 \text{ mm}$$

Se cumple la expresión (21).



2.4.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN.

Se garantiza el cumplimiento del estado límite de deformación siempre y cuando los giros y desplazamientos que aparecen en la estructura por efecto de las acciones externas aplicadas sean menores que unos valores límites máximos.

De acuerdo con **EHE artículo 50.2.2.1**, para vigas no es necesaria la comprobación del estado límite de deformación siempre que el cociente luz canto útil sea inferior o igual al valor indicado en **EHE Tabla 50.2.2.1.a**.

$$\frac{L}{d} = \frac{5500}{350} = 15,71$$

En este caso el valor de L/d es menor que los dos valores contemplados para viga continua en un extremo y en dos extremos. Por lo tanto, no es necesaria la comprobación y se garantiza el cumplimiento del estado límite de deformación.



2.4.5 COMPARACIÓN Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE CYPE 3D.

En este apartado se busca comparar la solución obtenida del dimensionamiento de la jácena con ayuda de la teoría de la flexión para hormigón, la normativa EHE y Código técnico de la edificación con la solución que aporta el programa de uso profesional Cype 3D del grupo Cypeingenieros.

En la edificación como en otras muchas ramas de la ingeniería no hay una solución única a un problema. En este caso, siempre que se cumplan todas las especificaciones citadas a lo largo de todo este capítulo 1.4 se estará ante una solución correcta.

A continuación, se divide en cuatro bloques donde se compara el resultado que proporciona el programa con el obtenido a lo largo de este capítulo.

Armadura para cubrir solicitaciones normales:

El programa de cálculo cype3D tiende a truncar el valor de la ley de momentos flectores por el valor de este en el borde de apoyo del pilar y hace un redondeo parabólico. Esto es debido a que al unirse la viga y el pilar la inercia aumenta considerablemente.

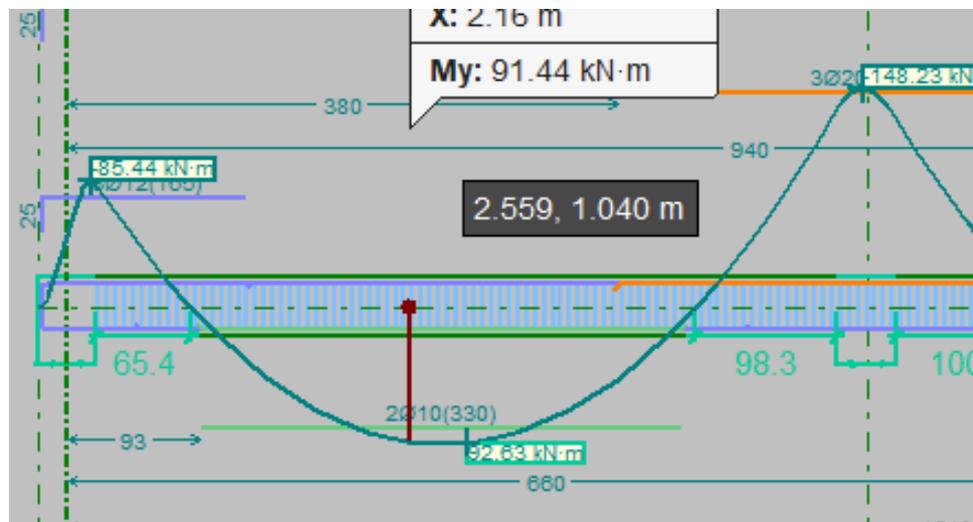


Imagen 27-Ley de momentos flectores para armar.

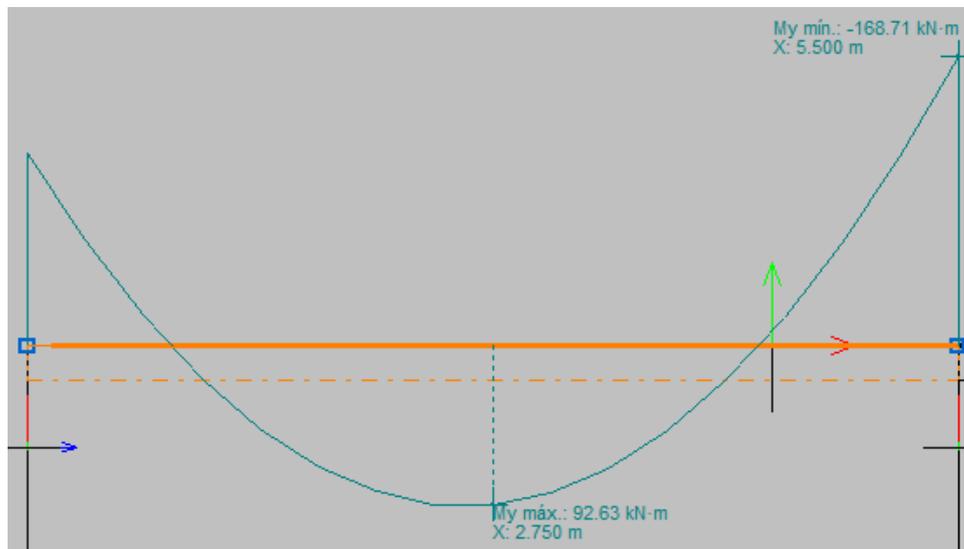


Imagen 28-Ley de momentos flectores en el vano.

La solución aportada por el programa no es la misma que la adoptada en este capítulo. Esto es debido a la variedad de soluciones posibles a llevar a cabo como se indicó previamente. Si que tiene un valor similar en ambos casos y como era de esperar, es el valor de armadura a tracción necesaria en todos los vanos. Las diferencias se deben principalmente al redondeo y la mayor capacidad de calculo que dispone el programa.

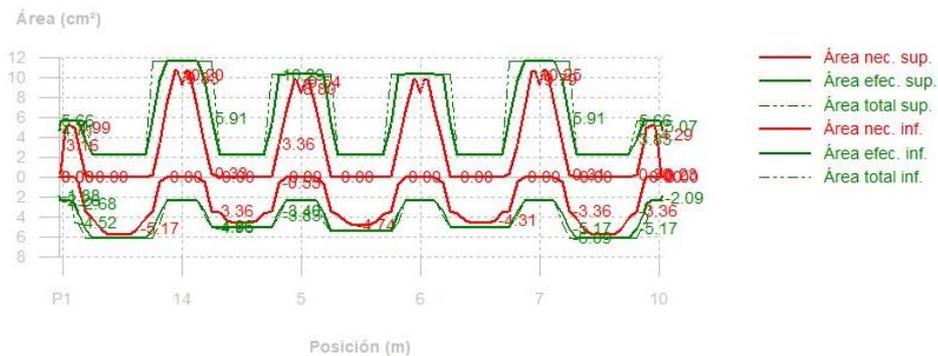


Imagen 29-Área longitudinal necesaria y dispuesta.

Esta grafica que proporciona Cype permite comparar el área de acero dispuesta (verde) y el área necesaria debido a las solicitaciones externas(roja).

En el apartado de comprobación de E.L.U y E.L.S aparecen todos los artículos de la norma EHE que satisface el armado de esta jácena, los mismos que los descritos en el desarrollo de este tema .El análisis del

E.L.U y E.L.S lo hace en los puntos más desfavorables de cada vano, tanto para momentos negativos y positivos.

Armadura para cubrir esfuerzo cortante:

Cuando defines una viga continua entre varios pilares el programa es capaz de armar de manera relativamente correcta la viga de forma longitudinal. En cambio, con el armado transversal no ocurre lo mismo. El programa dispone los cercos de manera uniforme a lo largo de toda la jácena y con una distancia entre cercos mucho menor que el límite de máximo distanciamiento establecido por la norma. Aunque esta solución sería correcta en términos de cumplimiento de la normativa, no sería adecuada en términos económicos debido al encarecimiento de la estructura debido al aumento de kilos de acero.

Si se define en cambio una viga por cada tramo entre pilares, el armado longitudinal que cubre los momentos negativos se ancla en cada pilar en lugar de darle continuidad. Por el contrario, sí que dispone un armado transversal con distintas separaciones en función de la sollicitación a la que está sometida la viga.

El programa toma el valor de V_{u1} en el borde de apoyo del pilar como indica la normativa para calcular así la resistencia por compresión del alma. Esto no ocurre con el cálculo de la resistencia de la viga por tracción en el alma, ya que el valor que asigna a V_{u2} no se corresponde con el valor del esfuerzo cortante a una distancia d del borde de apoyo. El programa asigna un valor a V_{u2} notablemente mayor, esto hace que la distancia entre cercos que permite sin dar error sea menor de la que realmente podría aplicarse.

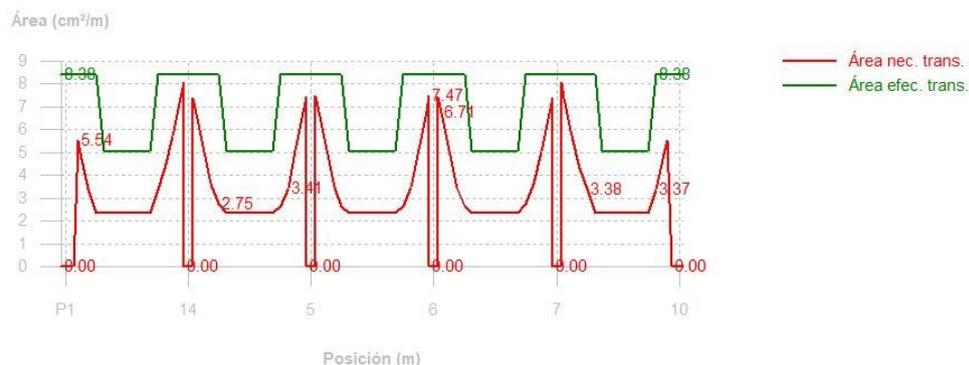


Imagen 30-Área transversal dispuesta y necesaria.

Esta grafica que proporciona Cype permite comparar el área de acero transversal dispuesta (verde) y el área necesaria debido a las sollicitaciones externas(roja).



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

Deformaciones:

Pese a no ser necesaria la comprobación del estado límite de deformación por la esbeltez de la viga seleccionada según lo establecido en la norma, el programa analiza la flecha total a plazo infinito debida a la totalidad de las cargas actuantes y la flecha activa comparándolas con los límites establecidos por la normativa **EHE Artículo 50**.

Fisuración:

Cype realiza la comprobación de fisuración por sollicitaciones normales, debida al efecto de la tracción, comprobando que la abertura característica de fisura es menor que la abertura máxima de fisura permitida. Opera de la misma manera que se realiza en el apartado 1.4.3 de este trabajo.



2.5 DIMENSIONADO DEL PILAR.

Como se ha indicado al principio de este trabajo, el pilar a dimensionar se encuentra a la derecha del pórtico.

Los elementos estructurales de este tipo se caracterizan por trabajar a compresión simple o compuesta. Esto significa que el esfuerzo dominante sobre el elemento estructural es el axil de compresión y por lo tanto todas las fibras estarán sometidas a tensiones de compresión.

El pilar consta de cuatro alturas de tres metros cada una. En las dos primeras se proyecta un perfil de 45x45 cm y en las dos siguientes de 40x40 cm. Se supone que la estructura es traslacional.

Para el correcto dimensionamiento del pilar deberán satisfacerse las respectivas indicaciones de la norma para cumplir con estado límite de inestabilidad, el estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales y estado límite de fisuración.

2.5.1 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD.

La normativa en el artículo **EHE Artículo 42.2.1** establece que los elementos sometidos a una sollicitación de compresión deben ser capaces de resistir esa compresión con una excentricidad mínima. Si se considera el pilar como sólido indeformable (no se tienen en cuenta los esfuerzos de segundo orden) a medida que se incrementa el esfuerzo axil aumentaría de forma proporcional a la excentricidad el momento flector. Sin embargo, se comporta como sólido deformable. Esto implica que el momento flector asociado al axil sea mayor que el que resultaría de desprejarse los esfuerzos de segundo orden.

La norma en **EHE Artículo 43.1.2** establece que podrán desprejarse los efectos de segundo orden siempre que la pérdida de capacidad portante sea menor o igual a un diez por ciento. Para ello se comparan la esbeltez mecánica λ_{mec} y la esbeltez inferior λ_{inf} . Si la esbeltez mecánica es inferior a la esbeltez inferior, no es necesario considerar la pérdida de capacidad portante. En el caso de que sea mayor, es necesario tener en cuenta los efectos de segundo orden mayorando el momento flector aplicado.

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu} \left[1 + \frac{0,24}{\frac{e_2}{h}} + 3,4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \not\geq 100 \quad (28)$$



C es un coeficiente que depende de la posición del armado **EHE Artículo 43.1.2.**

ν es el axil de cálculo adimensionalizado.

e_2 ; Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento, considerada positiva.

e_1 ; Excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento, considerada positiva si tiene el mismo signo que e_2 .

h ; canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$\lambda_{\text{mec}} = \frac{L_0}{\sqrt{I/A}} \quad (29)$$

L_0 ; es la longitud de pandeo.

I ; es la inercia bruta de la sección.

A ; es el área de la sección.

Los pilares están sometidos a compresión compuesta y por lo tanto hay que tener en cuenta la combinación axil momento flector para determinar el estado límite último de la sección. Es necesario comprobar el momento flector más elevado y su axil concomitante, el momento flector más bajo y su axil concomitante, el axil más elevado y su momento flector concomitante y el axil más bajo con su axil concomitante.

A partir del archivo adjunto se obtiene la distribución de esfuerzos axiles y momentos flectores en todas las alturas del pilar para las seis combinaciones del estado límite último.

En la siguiente tabla aparecen los valores máximos en los extremos de cada nivel necesarios para el cálculo de la esbeltez mecánica e inferior. Como se indicó previamente la normativa exige imponer una excentricidad mínima cuando esta no exista (compresión simple) o cuando la existente sea inferior a la mínima establecida. Cuando el momento flector de cálculo en estado de limite último es inferior al resultante del axil aplicado con la excentricidad mínima, se utiliza este segundo.



kN.m y kN NIVEL PILAR	COMBINACION 1			COMBINACION 2			COMBINACION 3		
	N	M sup	M inf	N	M sup	M inf	N	M sup	M inf
0	-708,55	-57,07	44,94	-661,41	-54,39	55,57	-666,21	-52,42	42,73
1	-688,44	-82,98	81,46	-641,30	-79,54	79,28	-646,10	-76,46	75,05
2	-509,21	-61,21	62,51	-473,16	-58,64	59,50	-480,23	-55,19	57,38
3	-334,00	-125,66	75,13	-309,30	-116,28	69,19	-318,40	-122,81	69,98

COMBINACION 4			COMBINACION 5			COMBINACION 6		
N	M sup	M inf	N	M sup	M inf	N	M sup	M inf
-690,88	-51,93	13,82	-631,96	-45,83	-12,64	-648,54	-47,28	12,97
-670,77	-74,58	68,34	-611,54	-65,53	-57,40	-628,42	-68,06	61,93
-498,46	-55,14	55,57	-455,24	-48,53	-47,94	-469,48	-49,13	50,45
-328,50	-124,23	73,41	-301,79	-113,91	-66,32	-313,89	-121,39	68,27

Tabla 3 Combinación de acciones sobre el pilar. Plano del pórtico



Esbeltez inferior-plano del pórtico:

A partir de la expresión (28) se obtiene la esbeltez inferior para cada tramo de pilar y para cada una de las combinaciones.

NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ inferior	
0,00	0,20	0,21	0,08	0,06	0,45	100,00	combinación 1
1,00	0,20	0,20	0,12	0,12	0,45	67,91	
2,00	0,20	0,15	0,12	0,12	0,40	74,72	
3,00	0,20	0,10	0,38	0,22	0,40	100,00	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ inferior	
0,00	0,20	0,20	0,08	0,08	0,45	83,42	combinación 2
1,00	0,20	0,19	0,12	0,12	0,45	67,58	
2,00	0,20	0,14	0,13	0,12	0,40	75,80	
3,00	0,20	0,09	0,38	0,22	0,40	100,00	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ inferior	
0,00	0,20	0,20	0,08	0,06	0,45	100,00	combinación 3
1,00	0,20	0,19	0,12	0,12	0,45	70,71	
2,00	0,20	0,14	0,12	0,11	0,40	80,43	
3,00	0,20	0,09	0,39	0,22	0,40	100,00	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ inferior	
0,00	0,20	0,20	0,08	0,02	0,45	100,00	combinación 4
1,00	0,20	0,20	0,11	0,10	0,45	80,11	
2,00	0,20	0,15	0,11	0,11	0,40	76,88	
3,00	0,20	0,10	0,38	0,22	0,40	100,00	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ inferior	
0,00	0,20	0,19	0,07	0,02	0,45	100,00	combinación 5
1,00	0,20	0,18	0,11	0,09	0,45	91,54	
2,00	0,20	0,13	0,11	0,11	0,40	82,78	
3,00	0,20	0,09	0,38	0,22	0,40	100,00	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ inferior	
0,00	0,20	0,19	0,07	0,02	0,45	100,00	combinación 6
1,00	0,20	0,19	0,11	0,10	0,45	84,65	
2,00	0,20	0,14	0,11	0,10	0,40	83,29	
3,00	0,20	0,09	0,39	0,22	0,40	100,00	

Tabla 4 Esbeltez del pilar.

Esbeltez mecánica-plano del pórtico:

El valor de la esbeltez mecánica se obtiene a partir de la expresión (29). La longitud de pandeo se define como el producto del coeficiente de pandeo α y la longitud del pilar L. EL valor de este coeficiente se determina a partir de la siguiente expresión recogida en la EHE para pórticos traslacionales. **EHE Artículo 43.1.1.**



$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4(\Psi_A + \Psi_B) + 1,6\Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + (\Psi_A + \Psi_B)}} \quad (30)$$

Los valores de Ψ representan la relación existente entre las rigideces de los pilares y las vigas.

En esta tabla se representan los valores de la esbeltez inferior par cada nivel del pilar, así como los valores utilizados para su obtención.

inestabilidad en el plano del pórtico						
NIVEL DE PILAR	Ψ_A	Ψ_B	X(mm)	Y(mm)	I(mm ⁴)	L(mm)
0,00	0,00	7,83	450,00	450,00	3,42E+09	3000,00
1,00	7,83	6,36	450,00	450,00	3,42E+09	3000,00
2,00	6,36	4,89	400,00	400,00	2,13E+09	3000,00
3,00	4,89	2,44	400,00	400,00	2,13E+09	3000,00

X(mm)	Y(mm)	Ix(mm ⁴)	L(mm)	α	L pandeo (mm)	ic(mm)	λ
300,00	400,00	1,60E+09	5500,00	0,68	2054,67	129,90	15,82
300,00	400,00	1,60E+09	5500,00	0,95	2846,64	129,90	21,91
300,00	400,00	1,60E+09	5500,00	0,94	2810,62	115,47	24,34
300,00	400,00	1,60E+09	5500,00	0,90	2708,10	115,47	23,45

Tabla 5 Esbeltez mecánica, plano del pórtico.

El valor de la esbeltez mecánica para cada uno de los tramos del pilar es menor al valor de la esbeltez inferior en cada uno de los tramos de este y para todas las hipótesis de carga. Esto implica que la capacidad portante no se verá reducida en más de un diez por ciento y por lo tanto no es necesario mayorar la carga externa sobre el pilar.

La excentricidad mínima exigida por la norma se debe tener en cuenta en los dos ejes coordenados de la sección. Esto implica que estaremos ante un caso de flexión esviada. Se representa en la siguiente tabla cada combinación de cargas para cada uno de los niveles del pilar.



kN.m y kN	COMBINACION 1		COMBINACION 2		COMBINACION 3	
NIVEL DEL PILAR	N	M sup	N	M sup	N	M sup
0,00	-708,55	-14,17	-661,41	-13,23	-666,21	-13,32
1,00	-688,44	-13,77	-641,30	-12,83	-646,10	-12,92
2,00	-509,21	-10,18	-473,16	-9,46	-480,23	-9,60
3,00	-334,00	-6,68	-309,30	-6,19	-318,40	-6,37

COMBINACION 4		COMBINACION 5		COMBINACION 6	
N	M sup	N	M sup	N	M sup
-690,88	-13,82	-631,96	-12,64	-648,54	-12,97
-670,77	-13,42	-611,54	-12,23	-628,42	-12,57
-498,46	-9,97	-455,24	-9,10	-469,48	-9,39
-328,50	-6,57	-301,79	-6,04	-313,89	-6,28

Tabla 6 Combinación de cargas sobre el pilar. Plano perpendicular al pórtico.

Los valores de momento flector recogidos en la tabla se obtienen al multiplicar el esfuerzo axial por la excentricidad mínima exigida por la norma.

Esbeltez inferior-plano perpendicular al pórtico:

A partir de la expresión (28) se obtiene la esbeltez inferior para cada tramo de pilar y para cada una de las combinaciones.



NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ mínima	
0	0,20	0,21	0,20	0,20	0,45	52,61	combinación 1
1	0,20	0,20	0,20	0,20	0,45	53,37	
2	0,20	0,15	0,20	0,20	0,40	59,64	
3	0,20	0,10	0,20	0,20	0,40	73,64	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ mínima	
0	0,20	0,20	0,20	0,20	0,45	54,45	combinación 2
1	0,20	0,19	0,20	0,20	0,45	55,30	
2	0,20	0,14	0,20	0,20	0,40	61,87	
3	0,20	0,09	0,20	0,20	0,40	76,52	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ mínima	
0	0,20	0,20	0,20	0,20	0,45	54,25	combinación 3
1	0,20	0,19	0,20	0,20	0,45	55,09	
2	0,20	0,14	0,20	0,20	0,40	61,41	
3	0,20	0,09	0,20	0,20	0,40	75,42	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ mínima	
0	0,20	0,20	0,20	0,20	0,45	53,28	combinación 4
1	0,20	0,20	0,20	0,20	0,45	54,07	
2	0,20	0,15	0,20	0,20	0,40	60,28	
3	0,20	0,10	0,20	0,20	0,40	74,25	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ mínima	
0	0,20	0,19	0,20	0,20	0,45	55,71	combinación 5
1	0,20	0,18	0,20	0,20	0,45	56,63	
2	0,20	0,13	0,20	0,20	0,40	63,08	
3	0,20	0,09	0,20	0,20	0,40	77,47	
NIVEL DE PILAR	C	v	e 2(m)	e 1(m)	h(m)	λ mínima	
0	0,20	0,19	0,20	0,20	0,45	54,99	combinación 6
1	0,20	0,19	0,20	0,20	0,45	55,86	
2	0,20	0,14	0,20	0,20	0,40	62,11	
3	0,20	0,09	0,20	0,20	0,40	75,96	

Tabla 7 Esbeltez inferior. Plano perpendicular al pórtico.



Esbeltez mecánica-plano del pórtico:

El valor de la esbeltez mecánica se obtiene a partir de la expresión (29).

Inestabilidad en el plano perpendicular al pórtico					
NIVEL DE PILAR	Ψ_A	Ψ_B	X(mm)	Y(mm)	I(mm ⁴)
0	0,00	infinito	450,00	450,00	3,42E+09
1	infinito	infinito	450,00	450,00	3,42E+09
2	infinito	infinito	400,00	400,00	2,13E+09
3	infinito	infinito	400,00	400,00	2,13E+09

L(mm)	L(mm)	α	L pandeo(mm)	i_c (mm)	λ
3000,00	5500,00	0,70	2100,00	129,90	16,17
3000,00	5500,00	1,00	3000,00	129,90	23,09
3000,00	5500,00	1,00	3000,00	115,47	25,98
3000,00	5500,00	1,00	3000,00	115,47	25,98

Tabla 8 Esbeltez mecánica. Plano perpendicular al pórtico.

Todos los valores de esbeltez mecánica son inferiores a los de esbeltez inferior para cada tramo de cada configuración. Esto implica que no hay una reducción de la capacidad portante superior al diez por ciento y por lo tanto no es necesario mayorar las cargas.

Obtención de la armadura del pilar:

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, es necesario analizar las combinaciones de esfuerzo axial momento flector más críticas a la hora de dimensionar el pilar. La armadura a disponer debe ser capaz de soportar las combinaciones de máximo momento flector-axil concomitante, mínimo momento flector-axil concomitante, máximo axial-momento flector concomitante y mínimo axial-momento flector concomitante. A demás es necesario comprobar estas combinaciones para ambos momentos flectores aplicados en la sección del pilar (flexión esviada).

En la siguiente tabla se recogen todas estas combinaciones posibles.



nivel 0 (kN.m y kN)			
Mz max	My concomitante	N concomitante	combinación
-57,07	-14,17	-708,554	1
Mz min	My concomitante	N concomitante	combinación
12,97	12,97	-648,54	6
N max	My concomitante	M concomitante	combinación
-708,55	14,17	-57,07	1
N min	My concomitante	M concomitante	combinación
-631,96	12,64	-45,83	5

Tabla 9 Combinación nivel 0. M_z

nivel 1(kN.m y kN)			
Mz max	My concomitante	N concomitante	combinación
-82,98	13,77	-688,44	1
Mz min	My concomitante	N concomitante	combinación
-57,40	12,23	-611,54	5
N max	My concomitante	M concomitante	combinación
-688,44	13,77	-82,98	1
N min	My concomitante	M concomitante	combinación
-611,54	12,23	-65,53	5

Tabla 10 Combinación nivel 1. M_z

nivel 2(kN.m y kN)			
Mz max	My concomitante	N concomitante	combinación
62,51	10,18	-509,21	1
Mz min	My concomitante	N concomitante	combinación
-47,94	9,10	-455,24	5
N max	My concomitante	M concomitante	combinación
-509,21	10,18	62,51	1
N min	My concomitante	M concomitante	combinación
-455,24	9,10	-48,53	5

Tabla 11 Combinación nivel 2. M_z



nivel 3(kN.m y kN)			
Mz max	My concomitante	N concomitante	combinación
-125,66	6,88	-334,00	1
Mz min	My concomitante	N concomitante	combinación
-66,32	6,04	-301,79	5
N max	My concomitante	M concomitante	combinación
-334,00	6,88	-125,66	1
N min	My concomitante	M concomitante	combinación
-301,79	6,04	-113,91	5

Tabla 12 Combinación nivel 3. M_z

nivel 0(kN.m y kN)			
My max	Mz concomitante	N concomitante	combinación
-14,17	-57,07	-708,55	1
My min	Mz concomitante	N concomitante	combinación
-12,64	-45,83	-631,96	5
N max	My concomitante	Mz concomitante	combinación
-708,55	-14,17	-57,07	1
N min	My concomitante	Mz concomitante	combinación
-631,96	-12,64	-45,83	5

Tabla 13 Combinación nivel 0. M_y

nivel 1(kN.m y kN)			
My max	Mz concomitante	N concomitante	combinación
-13,77	-82,98	-688,44	1
My min	Mz concomitante	N concomitante	combinación
-12,23	-65,53	-611,54	5
N max	My concomitante	Mz concomitante	combinación
-688,44	13,77	-82,98	1
N min	My concomitante	Mz concomitante	combinación
-611,54	12,23	-65,53	5

Tabla 14 Combinación nivel 1. M_y



nivel 2(kN.m y kN)			
My max	Mz concomitante	N concomitante	combinación
-10,18	62,51	-509,21	1
My min	Mz concomitante	N concomitante	combinación
-9,10	-48,53	-455,24	5
N max	My concomitante	Mz concomitante	combinación
-509,21	10,18	62,51	1
N min	My concomitante	Mz concomitante	combinación
-455,24	-9,1	-48,53	5

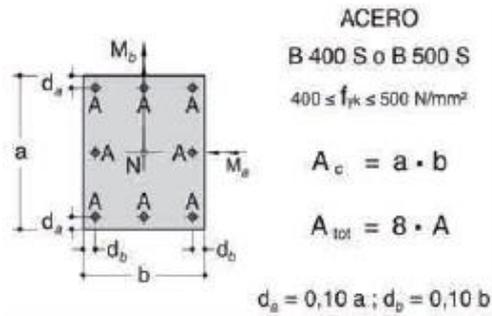
Tabla 15 Combinación nivel 2. My

nivel 3(kN.m y kN)			
My max	Mz concomitante	N concomitante	combinación
-6,68	-125,66	-334	1
My min	Mz concomitante	N concomitante	combinación
-6,04	-113,91	-301,79	5
N max	My concomitante	Mz concomitante	combinación
-334,00	6,88	-125,66	1
N min	My concomitante	Mz concomitante	combinación
-301,79	6,04	-113,91	5

Tabla 16 Combinación nivel 3. My

Como se puede observar a partir de los datos que recoge la tabla, las combinaciones de esfuerzo axial momento flector más críticas son la 1 y la 5 para los cuatro niveles y además la combinación 6 para el nivel 0.

Para obtener la cuantía de acero necesaria para resistir las cargas exteriores es necesario recurrir a los diagramas de interacción adimensionales para flexión esviada. En este caso se ha optado por utilizar los ábacos que proporciona Jiménez Montoya.



$$\mu_a = \frac{M_{a,d}}{A_c \cdot a \cdot f_{c,d}}$$

$$\mu_b = \frac{M_{b,d}}{A_c \cdot b \cdot f_{c,d}}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{c,d}}$$

$$\omega = \frac{A_{tot} \cdot f_{y,d}}{A_c \cdot f_{c,d}}$$

si $\mu_a > \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_a : \mu_2 = \mu_b$

si $\mu_a < \mu_b \Rightarrow \mu_1 = \mu_b : \mu_2 = \mu_a$

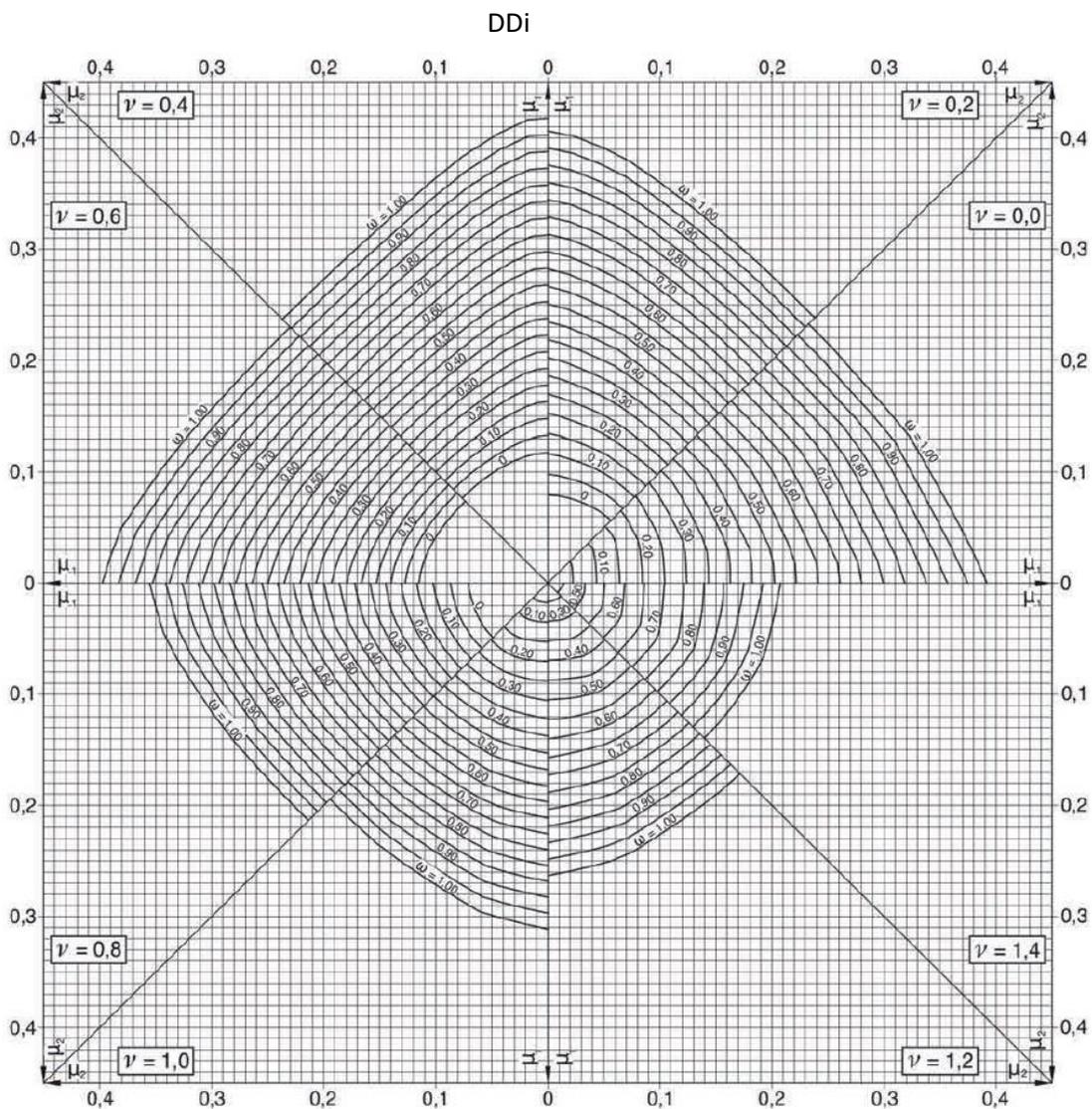


Imagen 31-Diagrama de interacción. Flexión esviada.



Al adimensionalizar los valores de momento flector y esfuerzo axil para las combinaciones antes citadas se obtiene:

nivel 0	combinación 1	nivel 1	combinación 1	nivel 2	combinación 1	nivel 2	combinación 1
V	0,21	V	0,20	V	0,19	V	0,13
M _y	0,01						
M _z	0,04	M _z	-0,04	M _z	0,06	M _z	-0,12
nivel 0	combinación 5	nivel 1	combinación 5	nivel 2	combinación 5	nivel 2	combinación 5
V	0,19	V	0,18	V	0,17	V	0,11
M _y	0,01						
M _z	0,03	M _z	0,04	M _z	0,05	M _z	-0,06
nivel 0	combinación 6						
V	0,19						
M _y	0,01						
M _z	0,01						

Tabla 17 Adimensionalización acciones más críticas

Al entrar con los valores adimensionalizados al diagrama que se presenta, se observa que no sería necesario colocar armadura, sin embargo, puesto que la norma exige la colocación de armado mínimo se colocan 8 barras de 12 mm de diámetro de forma simétrica.

Según EHE Artículo 42.3.1, deben disponerse cercos separados 18 cm entre sí.



2.5.2 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES.

Es necesario garantizar que el armado seleccionado cumple las cuantías mínimas exigidas por la normativa.

- Cuantía geométrica: Según lo indicado en **EHE Tabla 42.3.5** la cuantía geométrica mínima de acero para pilares es de 4‰. Esto equivale a un armado mínimo de 810 mm^2 .
- Cuantía mecánica: De acuerdo con lo indicado en **EHE Artículo 42.3.3**, el armado dispuesto debe cumplir las siguientes limitaciones.

$$A'_{s1} \cdot f_{yc,d} \geq 0,05N_d ; A'_{s1} \cdot f_{yc,d} \leq 0,5f_{cd} \cdot A_c \quad (31)$$

$$A'_{s2} \cdot f_{yc,d} \geq 0,05N_d ; A'_{s1} \cdot f_{yc,d} \leq 0,5f_{cd} \cdot A_c \quad (32)$$

En este caso, como la distribución de armado es simétrica ambas expresiones tomarán el mismo valor.

Los cuatro niveles del pilar cumplen con la expresión (31).

El armado seleccionado en el apartado 5.1 cumple con las cuantías mínimas establecidas por la normativa.



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

2.5.3 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO. AGOTAMIENTO FRENTE A ESFUERZO CORTANTE.

No es necesario disponer mayor armado para controlar el fallo a cortante del pilar. Los estribos colocados para impedir el pandeo de las barras de acero comprimidas a 18 cm son suficientes para garantizar la resistencia por tracción del alma en el pilar.



2.5.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.FISURACIÓN.

Puesto que se cumplen las indicaciones de **EHE Artículo 44**. Se garantiza el control sobre la fisuración en estado de servicio.

El pilar no está sometido a torsión, por lo tanto, no aparecerán fisuras asociadas a este fenómeno.

La aparición de fisuras por efecto de la compresión estará controlada siempre que se cumpla lo establecido en **EHE Artículo 49.2.1**.

$$\sigma_c \leq 0,60f_{ck,j} \quad (33)$$

Aplicando la expresión (33) para el estado de carga casi permanente, de servicio:

$$\frac{85 \cdot 10^3}{450^2} \leq 0,6 \cdot 25 \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)$$

Se garantiza el control de fisuración por compresión en estado de servicio.



2.5.5 COMPARACIÓN Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE CYPE 3D.

En este apartado, al igual que en el apartado 1.4.5 se busca comparar la solución obtenida del dimensionamiento del pilar con ayuda de la teoría de la flexión para hormigón, la normativa EHE y Código técnico de la edificación con la solución que aporta el programa de uso profesional cype 3D del grupo Cypeingenieros.

A continuación, se divide en tres bloques donde se compara el resultado que proporciona el programa con el obtenido a lo largo de este capítulo.

Disposición de armadura: Para garantizar una correcta disposición del armado, Cype se basa en lo recogido en los artículos **EHE Artículo 42.3, Artículo 54 y Artículo 69.4.1.1** para determinar la correcta disposición del armado en el pilar. Estos artículos son los que se ha hecho referencia a lo largo de este capítulo para disponer la armadura de forma correcta.

Esfuerzo cortante: El armado transversal dispuesto para impedir el pandeo de las barras comprimidas del pilar son suficientes para garantizar el no agotamiento por tracción en el alma. La solución aportada por el programa al igual que la solución tomada en el apartado 2.5.3 distribuye los cercos en función de lo indicado por la norma para evitar el pandeo de la armadura, sabiendo que esta cubre sobradamente la tracción en el alma.

Aunque por las dimensiones del pilar y el bajo nivel de sollicitación de este por el esfuerzo cortante aplicado hicieron que despreciásemos el efecto de compresión oblicua, Cype sí que lo calcula. Al compararlo con el aplicado sobre el pilar debido a las cargas externas se confirma la hipótesis tomada.

La solución aportada por el programa estima una separación entre cercos de 15 cm. La norma permite una separación máxima de 18 cm, misma separación adoptada en el apartado 2.5.1. La solución aportada por Cype es más conservadora, esto implica colocar más armado del que realmente se necesita.

Reducción de la capacidad portante y sollicitaciones normales: El programa Cype 3D llega al mismo resultado en cuanto a la pérdida de capacidad portante del pilar en todos sus tramos. Desprecia el efecto de esta debido a que la esbeltez mecánica es menor que la esbeltez límite inferior. La forma en que obtiene ambos valores es la misma que la utilizada en este capítulo y que la propuesta por la EHE.

A la hora de comprobar que combinación de esfuerzo axil momento flector es más crítica para dimensionar el pilar, Cype comprueba todas



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

las posibles combinaciones para después tomar la más crítica en lugar de utilizar el momento flector más bajo y su axil concomitante, el axil más elevado y su momento flector concomitante y el axil más bajo con su axil concomitante.

La solución propuesta por el programa como la definida a en este capítulo es la misma, 8 redondos dispuestos simétricamente de 12 mm de diámetro.



2.6 DIMENSIONADO DE ZAPATA.

Se adoptan zapatas aisladas rígidas como solución constructiva a la cimentación del pórtico por ser la solución más barata y extendida siempre que las condiciones del terreno lo permiten.

Se asume que el terreno sobre el que descansa la estructura porticada es lo suficientemente compacto como para proyectar sobre él una cimentación directa. Suponiendo una tensión admisible del terreno de 2Kg/cm^2 . Lo común en edificación es realizar un estudio geotécnico previo en el emplazamiento donde se va a realizar la construcción para obtener así todos los parámetros y características pertinentes del terreno.

La zapata dimensionada es sobre la que nace el pilar calculado en el capítulo 5. Para que un elemento estructural de cimentación, en este caso una zapata, quede correctamente dimensionado debe cumplir con las indicaciones establecidas en **EHE Artículo 58** y en **CTE-DB-SE-C**.

2.6.1 PREDIMENSIONAMIENTO.

Para obtener una estimación de las dimensiones que tiene la zapata sobre las cuales partir el dimensionamiento, se recurre a la siguiente expresión:

$$\frac{N_c + P}{A} = \sigma_{\text{adm}} \quad (34)$$

Donde N_c hace referencia al axil en el extremo del pilar, P al peso propio de la zapata, A la superficie de la zapata que está en contacto con el suelo y σ_{adm} la tensión admisible del terreno.

Puesto que a priori no es conocido el peso propio de la zapata, se estima que vale el 10% del axil.

$$L = \sqrt{\frac{1,10 \cdot 708,554 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,2 \text{ N/mm}^2}} = 1974,09 \text{ mm} \approx 2 \text{ m}$$

Por lo tanto, se proyecta una zapata cuadrada de dos metros de lado.

2.6.2 TIPO DE ZAPATA DESDE UN PUNTO DE VISTA ESTRUCTURAL.

Desde un punto de vista estructural, según indica la normativa en **EHE Artículo 58.2** las zapatas pueden ser rígidas o flexibles. En el caso de que el vuelo, V (distancia entre el borde del pilar y borde de la zapata) sea menor que el doble del canto, h de la zapata, esta será rígida. Si el vuelo es superior al doble del canto de la zapata será flexible.

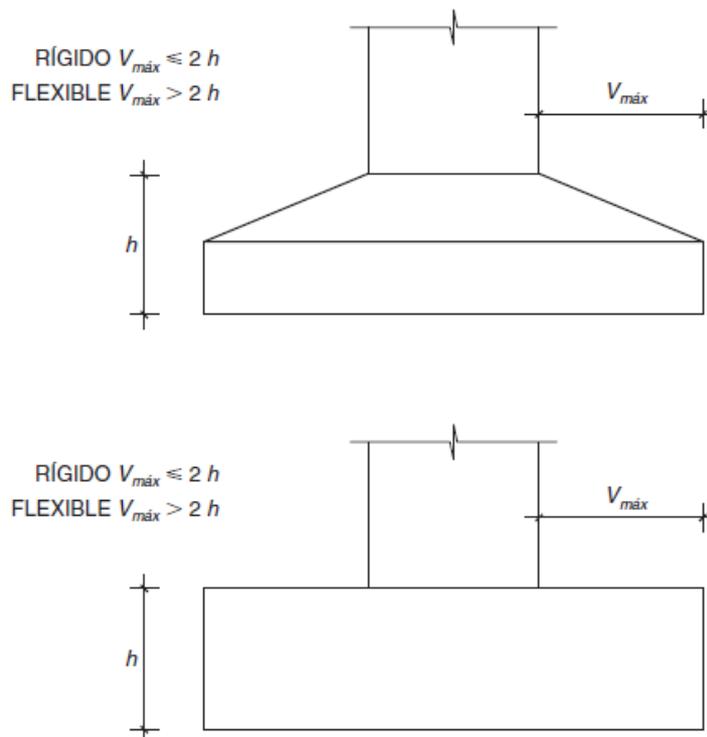


IMAGEN 32 Zapatas rígidas-flexibles. Fuente EHE-08

Se impone la condición de zapata rígida para determinar su altura sabiendo que el lado del pilar es de 45 cm y el de la zapata de 2 m. A partir de esto se determina que la altura h de la zapata debe ser mayor a:

$$h \geq 0,3875 \text{ m}$$

Se escoge una altura de zapata de medio metro.



2.6.3 TIPO DE ZAPATA SEGÚN EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO.

Dependiendo de la interacción existente entre la zapata y el terreno, se distinguen dos tipos de zapatas, flexibles o rígidas. El garantizar un comportamiento rígido del terreno permite simplificar la respuesta tensional de este por un plano. Para ello debe cumplirse la siguiente expresión recogida en el **CTE-DB-SE-C (Anejo E.3)**:

$$V \leq \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot K_{SB}}} \quad (35)$$

Donde:

E_c es el módulo elástico del hormigón (**EHE Artículo 39.6**).

I_c es el momento de inercia de la sección de la zapata perpendicular a la dirección del vuelo considerando respecto a la horizontal que pasa por su centro de gravedad.

B es el ancho de la zapata en la dirección perpendicular al vuelo considerado.

K_{SB} es el módulo de balasto de cálculo.

$$\frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot K_{SB}}} = \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4 \cdot 27264 \cdot 2,08 \cdot 10^{10}}{2000 \cdot 0,04}} \approx 3000 \text{ mm}$$

El valor del vuelo 750 mm. Por lo tanto, se cumple la expresión (35) garantizando así el comportamiento rígido del terreno.

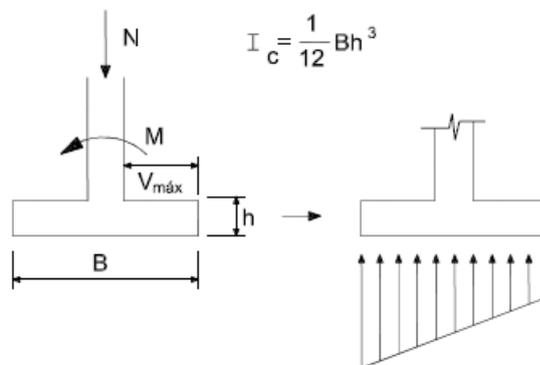
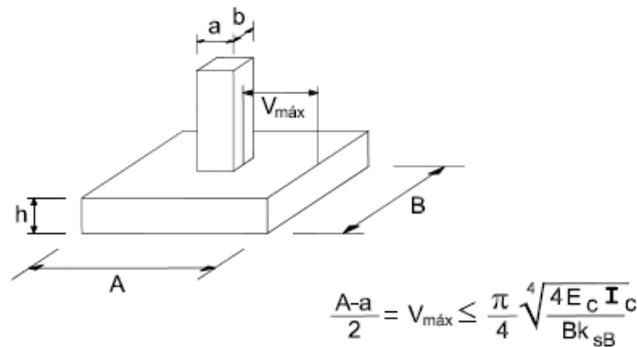


Imagen 33-Comportamiento de la zapata frente al terreno. Fuente CTE-DB-SE-C.

2.6.4 DISTRIBUCIÓN DE LAS TENSIONES QUE EJERCE EL TERRENO.

En el apartado anterior se llega a la conclusión que la interacción terreno zapata para este caso es rígida. Dentro del caso de respuesta rígida, la normativa contempla la posibilidad de que sea elástica lineal (EHE) o plástica (CTE). En este trabajo se va a suponer que la interacción zapata terreno es rígida plástica.

El hecho de que el comportamiento sea plástico implica que la distribución de tensiones en el terreno es uniforme. A demás según recoge el código técnico en el apartado **CTE DB E C Apartado 4.3.1.3**, en zapatas rectangulares podrá tomarse como sección equivalente la sección real de la zapata siempre que la excentricidad sea menor que 1/20 del lado.

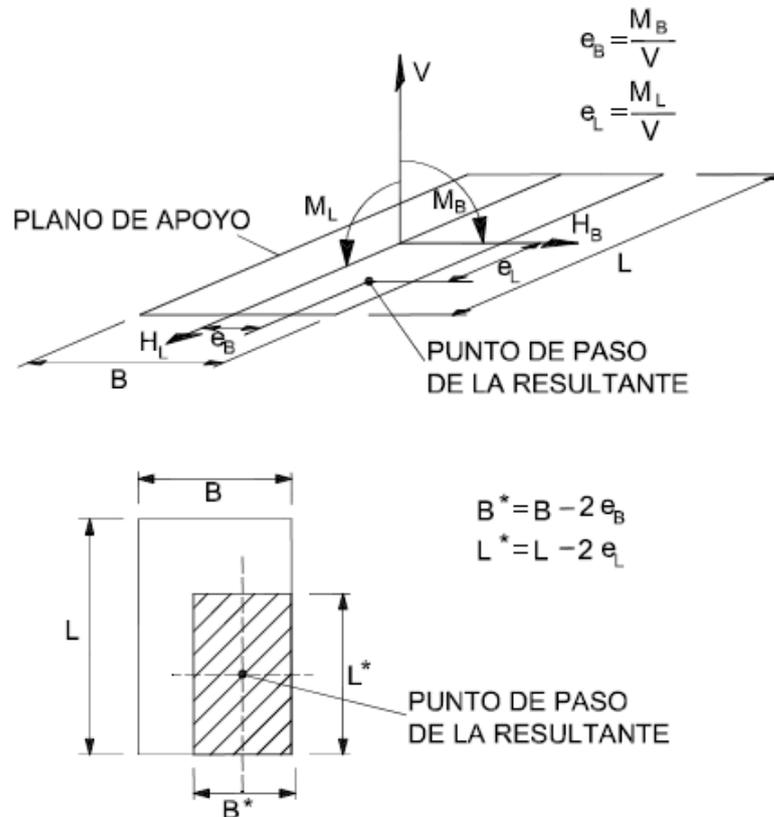


Imagen 34-Distribución de tensiones que ejerce el terreno.

El valor del momento flector y el esfuerzo axial en la configuración de cargas más desfavorable son respectivamente $44,94 \cdot 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ y $708,554 \cdot 10^3 \text{ kN}$. Por lo tanto la excentricidad vale 63,42 mm. Este valor es inferior a $1/20$ de los 2000 mm de lado, por lo tanto, puede tomarse como superficie equivalente la superficie total de la zapata.

El hecho de considerar toda la superficie de la zapata como superficie equivalente implica despreciar el efecto del momento flector frente al esfuerzo axial (excentricidad muy pequeña).

En la siguiente imagen se recoge la solución de una zapata rígida sometida a compresión por el método de bielas y tirantes.

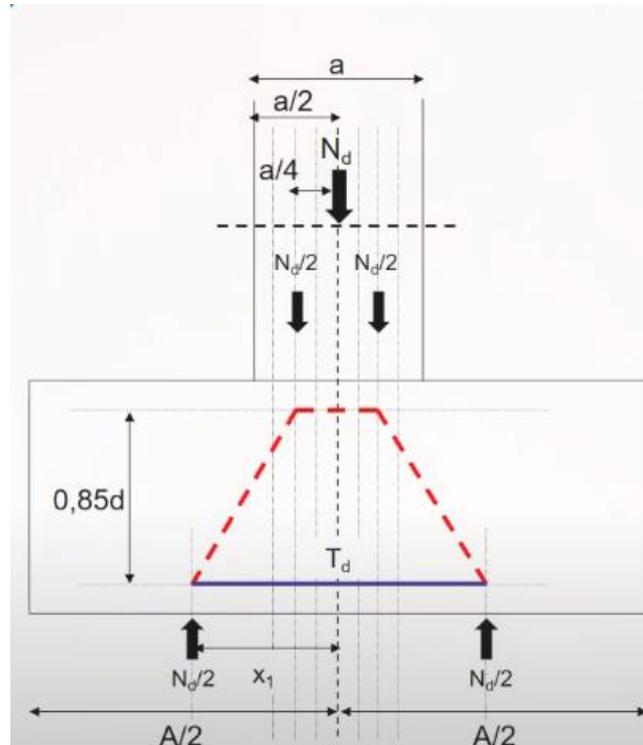


Imagen 35-Zapata rígida sometida a compresión. Bielas y tirantes.

El valor de la fuerza a tracción que recae sobre el tirante T_d es el valor que debe resistir la armadura dispuesta en la zapata.

$$T_d = \frac{N_d/8}{0,85d} \cdot (A - a) = A_s \cdot f_{yd} \quad (36)$$

$$T_d = A_s \cdot f_{yd} \quad (37)$$

A partir de la expresión (36) se obtiene la fuerza de tracción sobre el tirante T_d , de 403,77 kN. Después, a partir de la expresión (37) se obtiene el valor del área de acero necesaria A_s , de 1009,425 mm².

Para cubrir esta área de armado se escogen 9 barras de 12 mm de diámetro.



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

2.6.5 CUANTIAS MÍNIMAS EXIGIDAS.

El cálculo anterior permite conocer el armado necesario a disponer para solventar las solicitaciones que recaen sobre la zapata. La normativa exige cumplir la cuantía mínima geométrica. En este caso al tratarse de una zapata rígida (como elemento estructural) no cumple con las hipótesis para aplicar la teoría de la flexión, por tanto, no es necesario el cumplimiento de la cuantía mínima mecánica **EHE Apartado 42.3.2**.

Según lo indicado en **EHE Tabla 42.3.5** para zapatas con armadura se debe colocar como mínimo un (1,8/2) ‰ de armado.

$$\frac{1,8}{2000} = \frac{A_s}{2000 \cdot 500}; A_s = 900 \text{ mm}^2$$

La cantidad de armadura necesaria calculada en el apartado 2.6.4 es mayor que la mínima geométrica exigida.



2.6.6 DISPOSICIÓN DEL ARMADO.

Para evitar errores en el montaje de la zapata se dispone el mismo armado en las dos direcciones. La norma exige que la distancia entre barras sea como máximo 30 cm. **EHE Artículo 58.8.2.** Según recoge J. Calavera. “Cálculo de estructuras de cimentación” en el capítulo 3.16 la separación entre barras mínima no debe ser inferior a 10 cm. En este mismo libro se recomienda que la longitud de la patilla de anclaje no sea menor a un tercio de la longitud básica de anclaje, diez diámetros o 15 cm.

A partir de la expresión (38) se estima cuanto separar las barras de forma uniforme.

$$s = \frac{l - 2 \cdot \text{recubrimiento} - (n. \text{barras} + 1) \cdot \varnothing}{n. \text{barras} - 1} \quad (38)$$

$$s = \frac{2000 - 2 \cdot 70 - 10 \cdot 12}{8} = 217,5 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Esta separación entre barras está dentro de los márgenes citados.

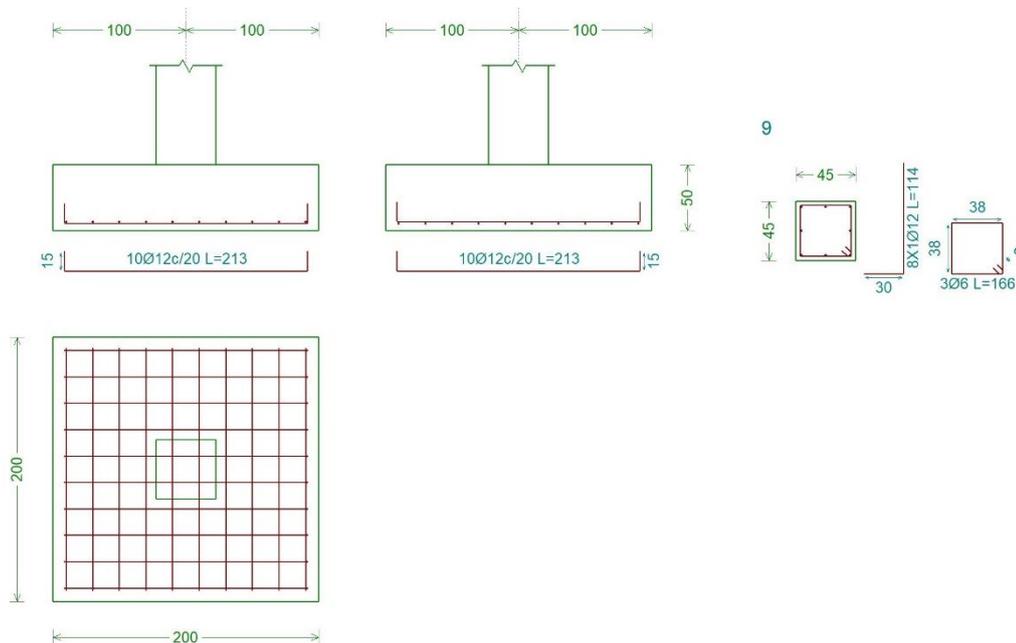


Imagen 36-Distribución del armado de la zapata. Fuente Cype3D.



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

2.6.7 COMPARACIÓN Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE CYPE 3D.

En este apartado se busca comparar la solución obtenida del dimensionamiento de la zapata con ayuda de la teoría de la flexión para hormigón, la normativa EHE y Código técnico de la edificación con la solución que aporta el programa de uso profesional Cype 3D del grupo Cypeingenieros.

Al igual que ocurre con el resto de los elementos estructurales, la solución a la hora de definir la zapata no es única. Siempre que cumpla con las indicaciones recogidas en el código técnico y en la instrucción de hormigón comentadas a lo largo de este tema será una solución correcta.

En este caso, Cype propone una zapata cuadrada de 175 cm de lado y 40 cm de espesor con 9 barras de 12 mm de diámetro y 6 barras de 16 mm de diámetro en la dirección más solicitada.

La solución que aporta el programa tiene menor tamaño que la obtenida en este capítulo. Aunque esta solución no se implementaría una cimentación real ya que el armado de zapatas cuadradas siempre se coloca igual en las dos direcciones para evitar errores de montaje.

El programa a la hora de comprobar el armado dispuesto analiza la cuantía mínima mecánica para elementos sometidos a flexión **EHE Artículo 42.3.2** independientemente de estar ante una zapata rígida o flexible como elemento estructural. Esto es erróneo, ya que las zapatas rígidas no son lo suficientemente esbeltas (zona de discontinuidad) como para poder aplicar la teoría de la flexión. Al no poder aplicar las hipótesis de flexión no se puede aplicar tampoco la cuantía mínima mecánica, ya que esta deriva de la teoría de flexión para el hormigón.

La consecuencia de aplicar la expresión recogida en **EHE Artículo 42.3.2** para elementos sometidos a flexión es que se acaba disponiendo más armado del verdaderamente necesario para resistir las solicitaciones aplicadas.

El programa clasificará como erróneas soluciones que son perfectamente válidas. Esto ocurre con la solución obtenida en este capítulo, el programa entiende que la cantidad de armado dispuesta es inferior a la necesaria por no cumplir la cuantía mínima mecánica a flexión. Siendo la solución perfectamente válida ya que el armado dispuesto es capaz de resistir la sollicitación que se desarrolla en el tirante del método de bielas y tirantes y superior a la cuantía mínima geométrica correspondiente.



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

3 CONCLUSIONES.

El uso de Cype como el de cualquier otro tipo de programa de cálculo, facilita y agiliza el dimensionado de cualquier estructura de manera exponencial. El futuro más presente de la construcción pasa por la metodología BIM (Building Information Modeling), buscando concentrar toda la información de un proyecto en un modelo digital creado por todos los agentes que intervienen. Por lo que es indispensable saber utilizar software de este tipo con soltura.

Pero para poder trabajar de forma eficiente, es necesario conocer ampliamente los fundamentos físicos en los que se basan este tipo de programas. A demás de permitir discernir errores que el propio programa detecta y no son tales, como conocer el orden de magnitud esperado para los resultados y los que arroja el programa.

Estas ideas junto a las plasmadas de forma más concreta en los apartados de comparación y análisis componen las conclusiones obtenidas desde un punto de vista técnico.

A título personal, este trabajo me ha permitido ampliar y afianzar una gran variedad de conceptos adquiridos a lo largo de toda la carrera. Conceptos relacionados directa o indirectamente con la teoría de estructuras.

También ha sido necesario formarme en otras materias de forma autónoma para llegar a adquirir todos los conocimientos plasmados en este trabajo. Dimensionar estructuras de hormigón armado, proyectar estructuras en cype3D o mejorar mis conocimientos en ofimática entre otros aspectos.

En definitiva, la realización de este trabajo me ha permitido obtener una gran variedad de conocimientos que no se imparten a lo largo del grado y que son de gran utilidad en la rama de la construcción en la ingeniería.

Como líneas futuras, podría analizarse la metodología para dimensionar los distintos tipos de forjados existentes, el dimensionamiento de otras alternativas de cimentación como zapatas corridas, losa de cimentación y pilotes entre otros.

También podría estudiarse el dimensionamiento de elementos estructurales de madera en vigas pilares y forjados.



Universidad de Valladolid

DIMENSIONADO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES
CARACTERÍSTICOS DE LA
EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN
ARMADO



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES



BIBLIOGRAFÍA.

1. Hormigón Armado. 14º Edición basada en la EHE. Jiménez Montoya, P., García Meseguer, A. Morán Cabré, F. Editorial Gustavo Gili, S.A., 2000. ISBN: 84-252-1825-X.
2. CALAVERA RUÍZ, J. Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado. 2ª edn. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones. Madrid (2005). ISBN: 9788486957858.
3. HORMIGÓN ARMADO I. MATERIALES, EJECUCIÓN, CONTROL Y PATOLOGÍA (1ª), García Meseguer, Álvaro FUNDACIÓN ESCUELA DE LA EDIFICACIÓN ISBN: 9788486957865.
4. HORMIGÓN ARMADO II. CÁLCULOS EN ESTADOS LÍMITE, García Meseguer, Álvaro; FUNDACIÓN ESCUELA DE LA EDIFICACIÓN.
5. HORMIGÓN ARMADO Alfredo Páez.
6. Código técnico de la edificación. Documento básico - Seguridad estructural (DB-SE)
<https://www.codigotecnico.org/index.php/menu-seguridad-estructural.html>.
7. Código técnico de la edificación. Documento básico. Acciones en la edificación. (DB-SE-AE).
<https://www.codigotecnico.org/index.php/menu-seguridad-estructural.html>.
8. Código técnico de la edificación. Documento básico. Cimientos.
<https://www.codigotecnico.org/index.php/menu-seguridad-estructural.html>.
9. Instrucción Española del Hormigón Estructural. (EHE-08).