Ejercicios complementarios

de dimensionamiento frente a E.L.U.

Pórtico A: viga de planta primera y soporte 1

ÍNDICE

1. ENUNCIADO 4
1.1. Diagramas de cargas y solicitaciones 5
2. VIGA DEL FORJADO DE PLANTA 1 14
2.1. E.L.U. de Tensiones Normales (dimensionamiento a flexión) 14
2.1.1. Cálculo de la armadura longitudinal de la viga 14
2.1.2. Cálculo de la separación entre armaduras 17
2.1.3. Comprobación de la redistribución de esfuerzos 18
2.1.4. Ábacos 20
2.1.5. Esquema de ferralla 21
2.2. E.L.U. de Anclajes y Empalmes 22
2.2.1. Ley de momentos 22
2.2.1. Anclaje en el voladizo 22
2.2.2. Anclaje de la armadura de negativos en el nudo 1 24
2.2.3. Anclaje de la armadura de negativos en el nudo 2 27
2.2.4. Anclaje de la armadura de negativos en el nudo 3 29
2.2.5. Anclaje de la armadura de compresión en el nudo 3 31
2.2.6. Anclaje en el centro de vano (tramo 1-2) 33
2.2.7. Anclaje en el centro de vano (tramo 2-3) 34
2.2.8. Empalme por solapo de la armadura longitudinal 35
2.3. E.L.U. de Esfuerzo Cortante 39
2.3.1. Cálculo de V_{d1} y V_{d2} a partir de la ley de cortantes 39
2.3.2. Armadura mínima 40
2.3.3. Tensiones de compresión en las bielas de hormigón 40
2.3.4. Tensiones de tracción en el alma de la viga 41
3. SOPORTE 1 45
3.1. E.L.U. de Inestabilidad o Pandeo 45
3.1.1. Comprobación de la intraslacionalidad del pórtico 45
3.1.2. Comprobación de pandeo 45
3.2. E.L.U. de Tensiones Normales (dimensionamiento a flexocompresión) 50
3.2.1. Limitaciones 51
3.2.2. Armado del pilar 51
3.3. E.L.U. de Esfuerzo Cortante 55
3.4. E.L.U. de Anclajes y Empalmes 57
3.4.1. Solape de las armaduras de espera de la cimentación 58
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 1 59

3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 2 60
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 3 61
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 4 62
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 5 64
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 6 65
3.5. Esquema de armado del soporte 1 67

1. ENUNCIADO

Dadas las plantas de distribución, los alzados y las secciones de una estructura que corresponde a un edificio de 7 plantas intraslacional (estructura arriostrada) incluido todo en el Anejo adjunto, y conociendo, además, para el pórtico A:

- **Diagramas de solicitaciones** tanto de momentos, como de cortantes y axiles, mayorados, obtenidos mediante cálculo matricial. La carga mayorada (incluido el peso propio de las vigas) considerada en las plantas intermedias es de 50,68 kN/m (excepto en voladizo, que es de 42,43 kN/m). En la planta de cubierta, esta carga mayorada (incluido el peso propio de las vigas) es de 43,67 kN/m (excepto en voladizo, que es de 32,56 kN/m).
- **Características de los materiales:**

  Hormigón: HA–30/B/20/XC1+XS1

  Acero: B 500 SD
- **Coeficientes de seguridad:**

  - Cargas permanentes: $\gamma_{f,G}$ = 1,35

  - Cargas variables: $\gamma_{f,Q}$ = 1,50

  - Minoración de resistencia del acero: γ_s = 1,15

  - Minoración de resistencia del hormigón: γ_c = 1,50
- **Recubrimiento mecánico de las armaduras**[1]**:** $c_1 = c_2 = 55$ mm

Se pide:

Dimensionamiento de la viga de planta primera y del soporte 1 de todas las plantas. El dimensionamiento se hará teniendo en cuenta los siguientes Estados Límites Últimos:

1.E.L.U. de Tensiones Normales.

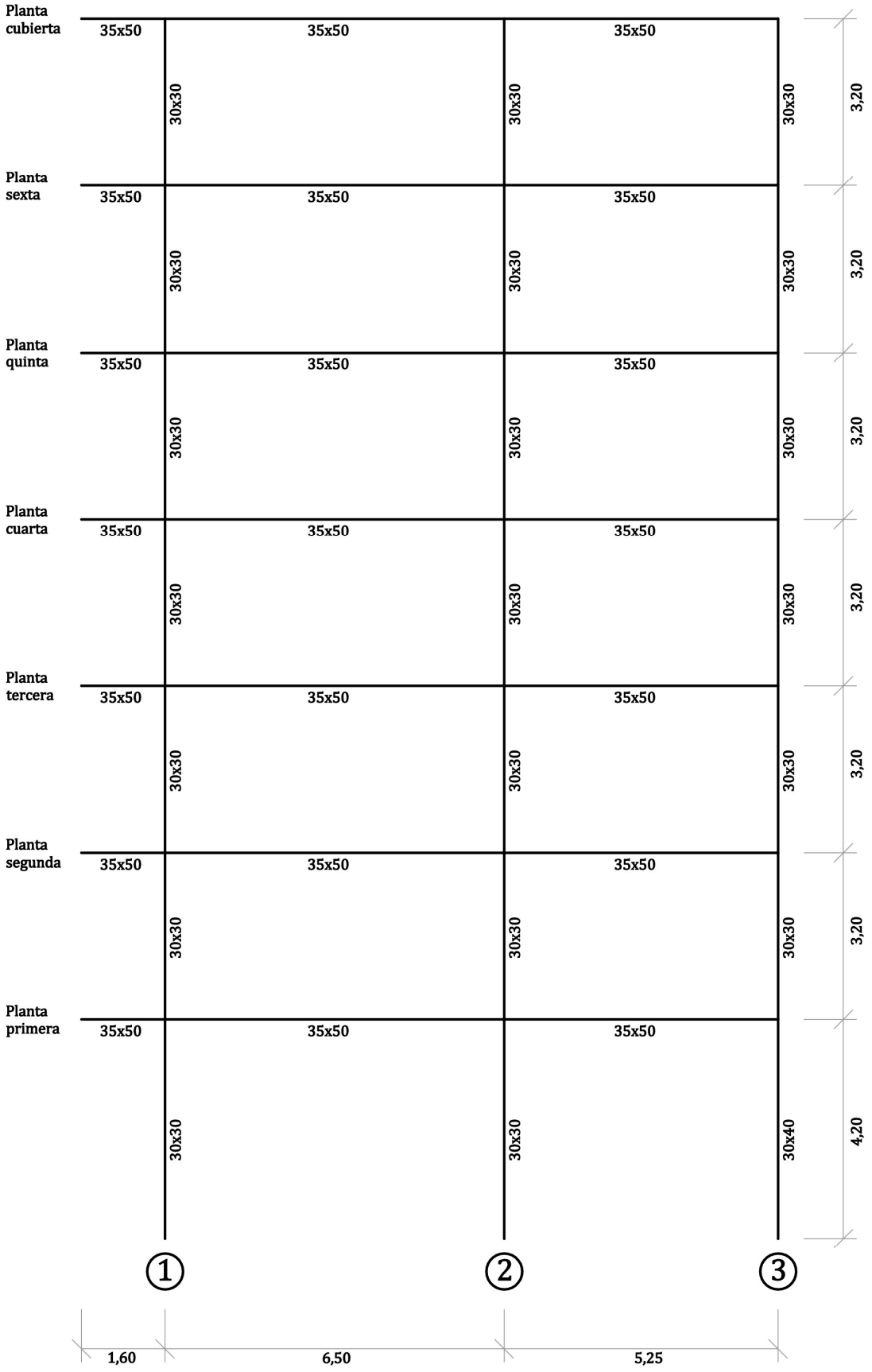
2.E.L.U. de Anclajes y Empalmes.

3.E.L.U. de Esfuerzo Cortante.

4.E.L.U. de Inestabilidad a Pandeo.

[1] De acuerdo con los requisitos de durabilidad, el recubrimiento nominal es $c_{nom} = c_{min} + \Delta c = 25 + 10 = 35$ mm. En consecuencia, el recubrimiento mecánico que se va a considerar es: $c_{mec} = c_{nom} + \varnothing_{estr} + 0{,}5 \cdot \varnothing_{arm\ long} = 35 + 6 + 0{,}5 \cdot 20 = 51$ mm ≈ 55 mm.

1.1. Diagramas de cargas y solicitaciones



Geometría del pórtico A.

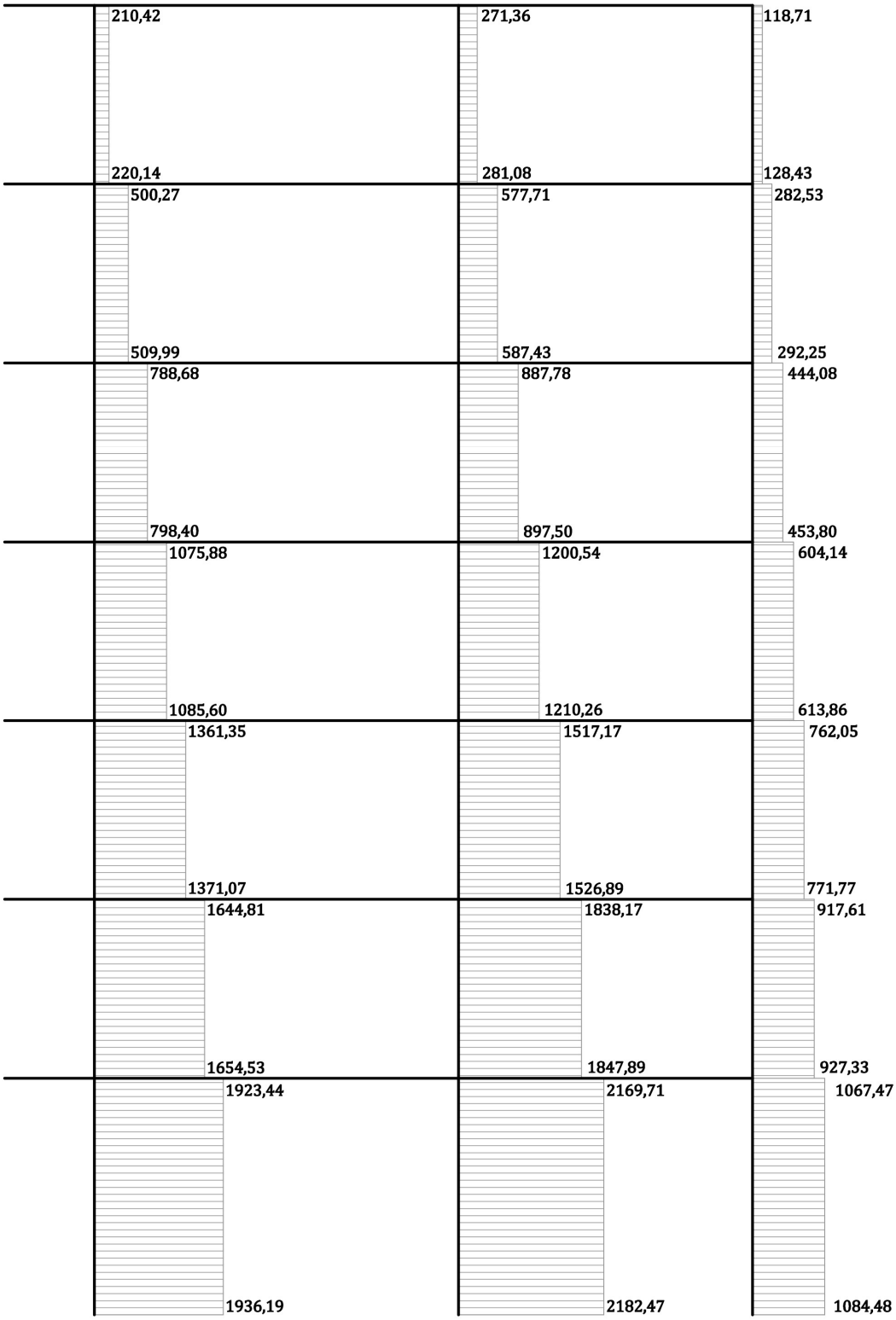


Diagrama de axiles mayorado (pórtico A).

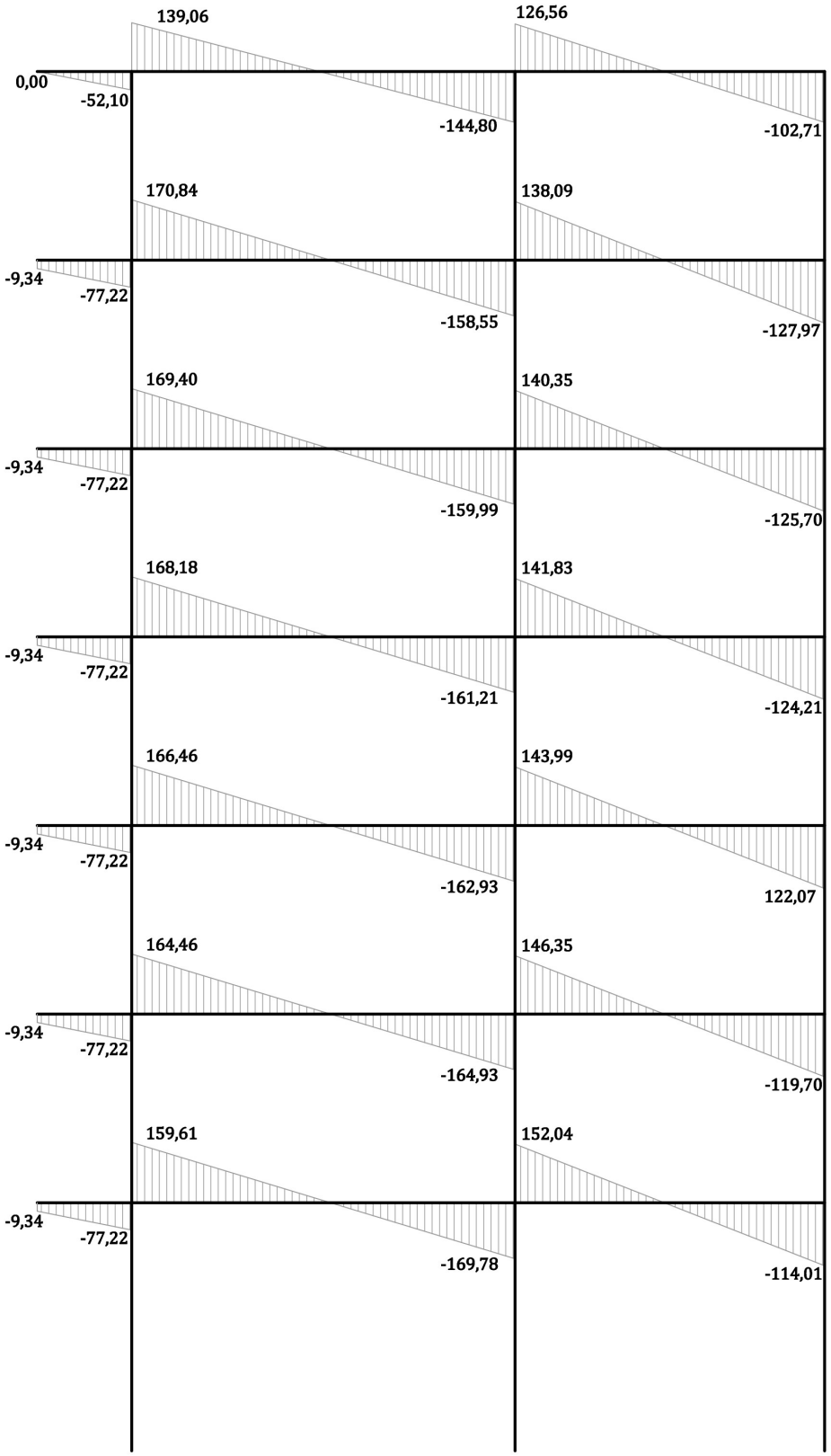


Diagrama de cortantes mayorado (pórtico A-vigas).

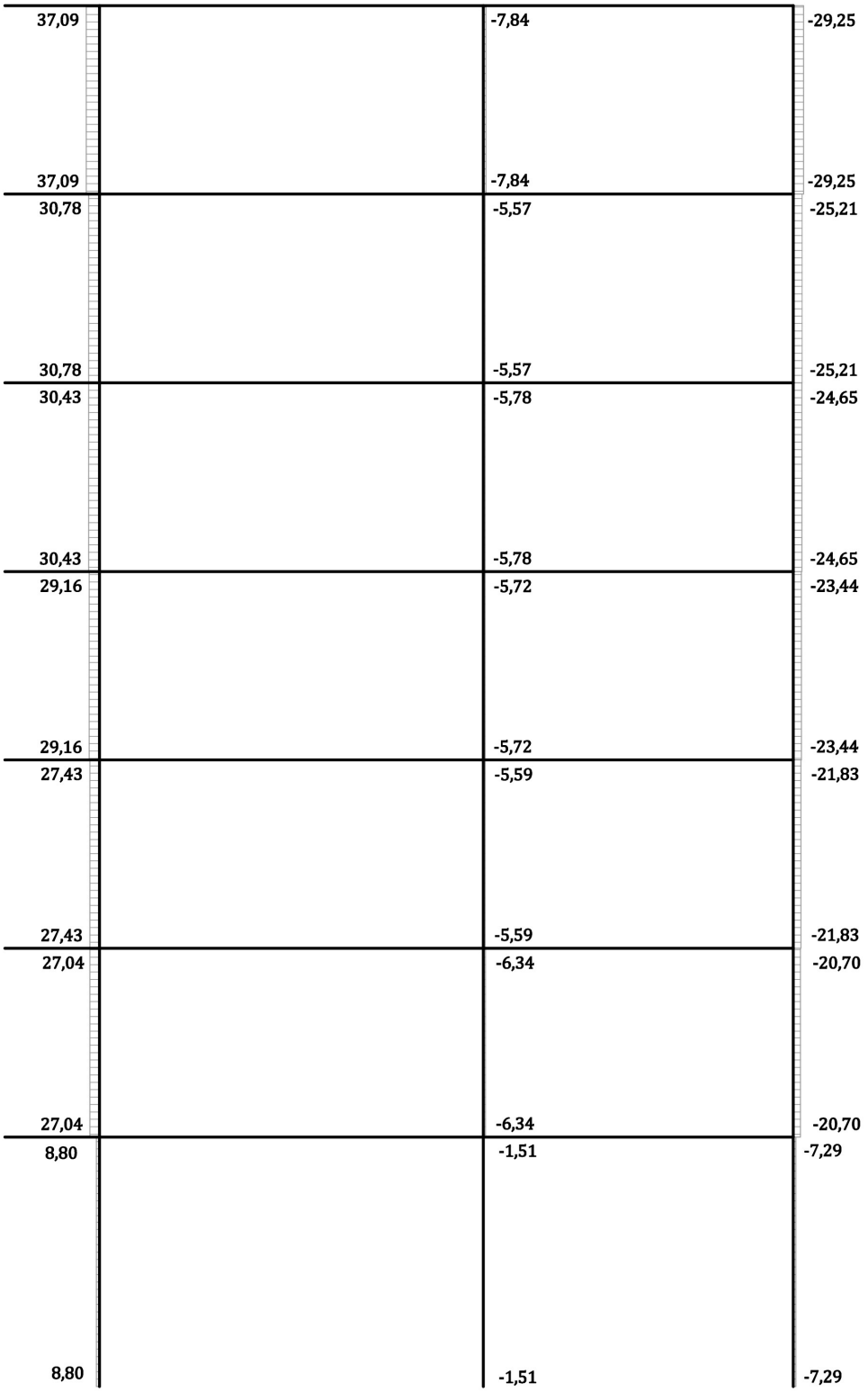


Diagrama de cortantes mayorado (pórtico A-pilares).

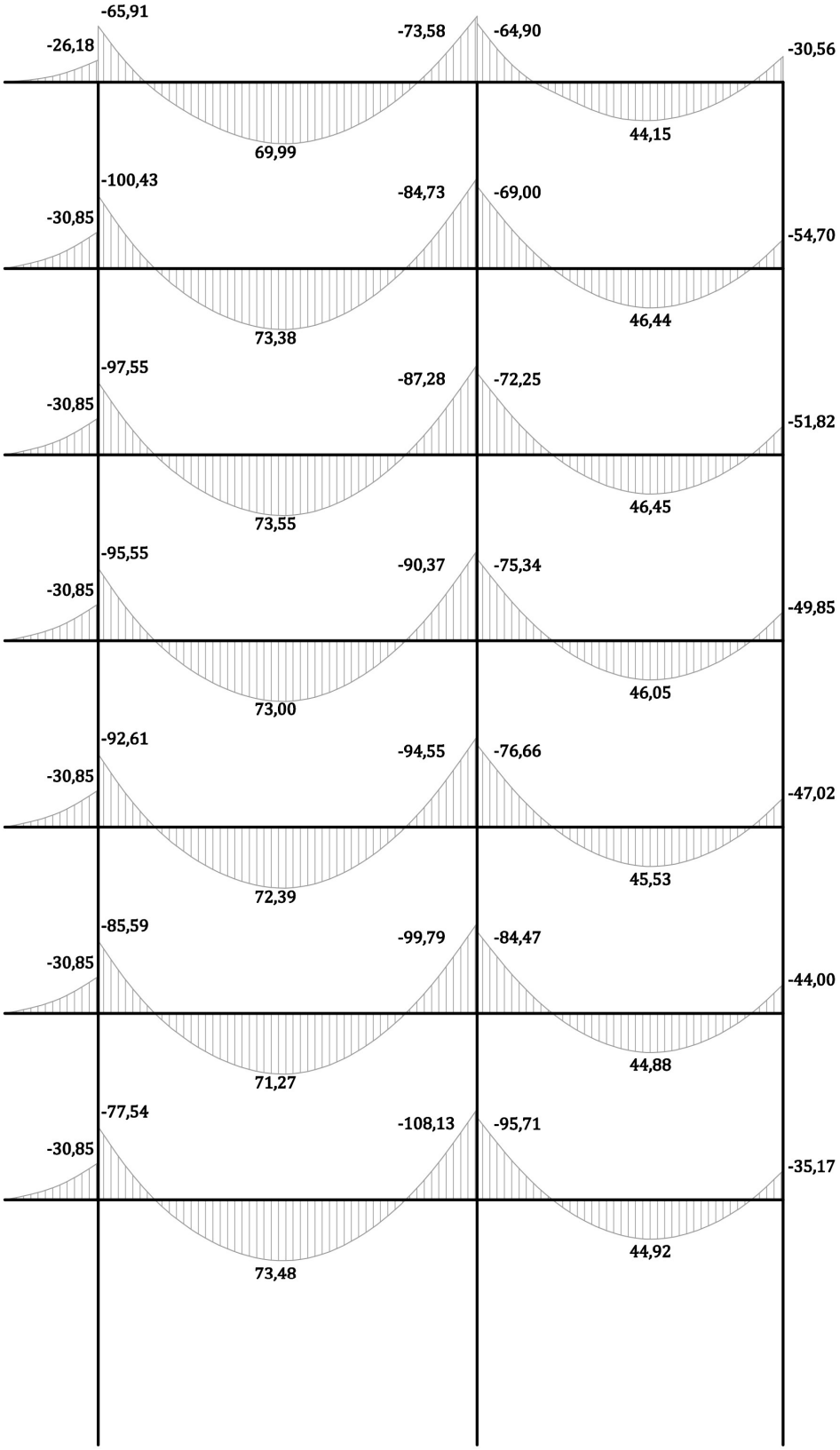


Diagrama de momentos sin mayorar (pórtico A-vigas).

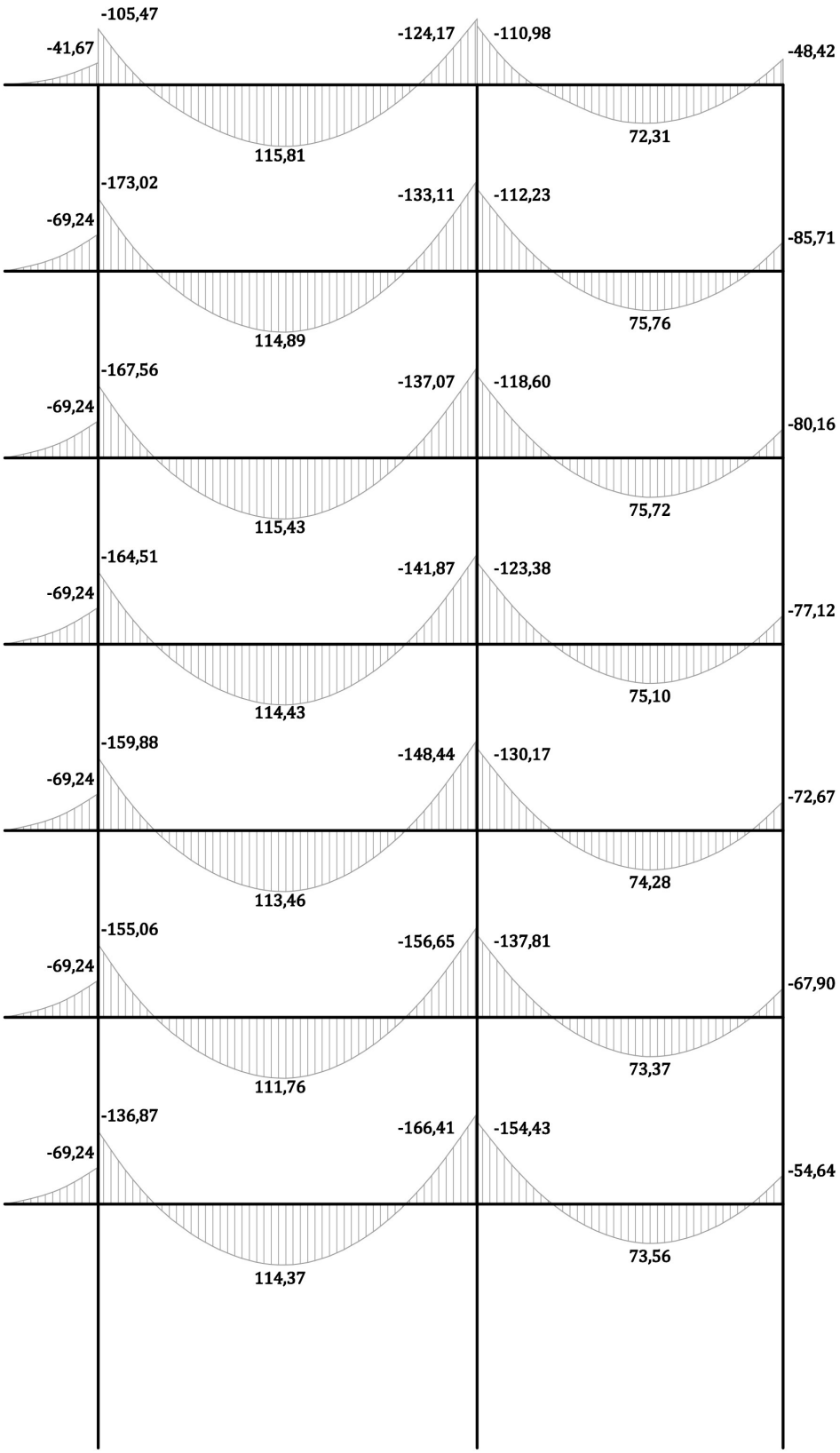


Diagrama de momentos mayorados (pórtico A-vigas).

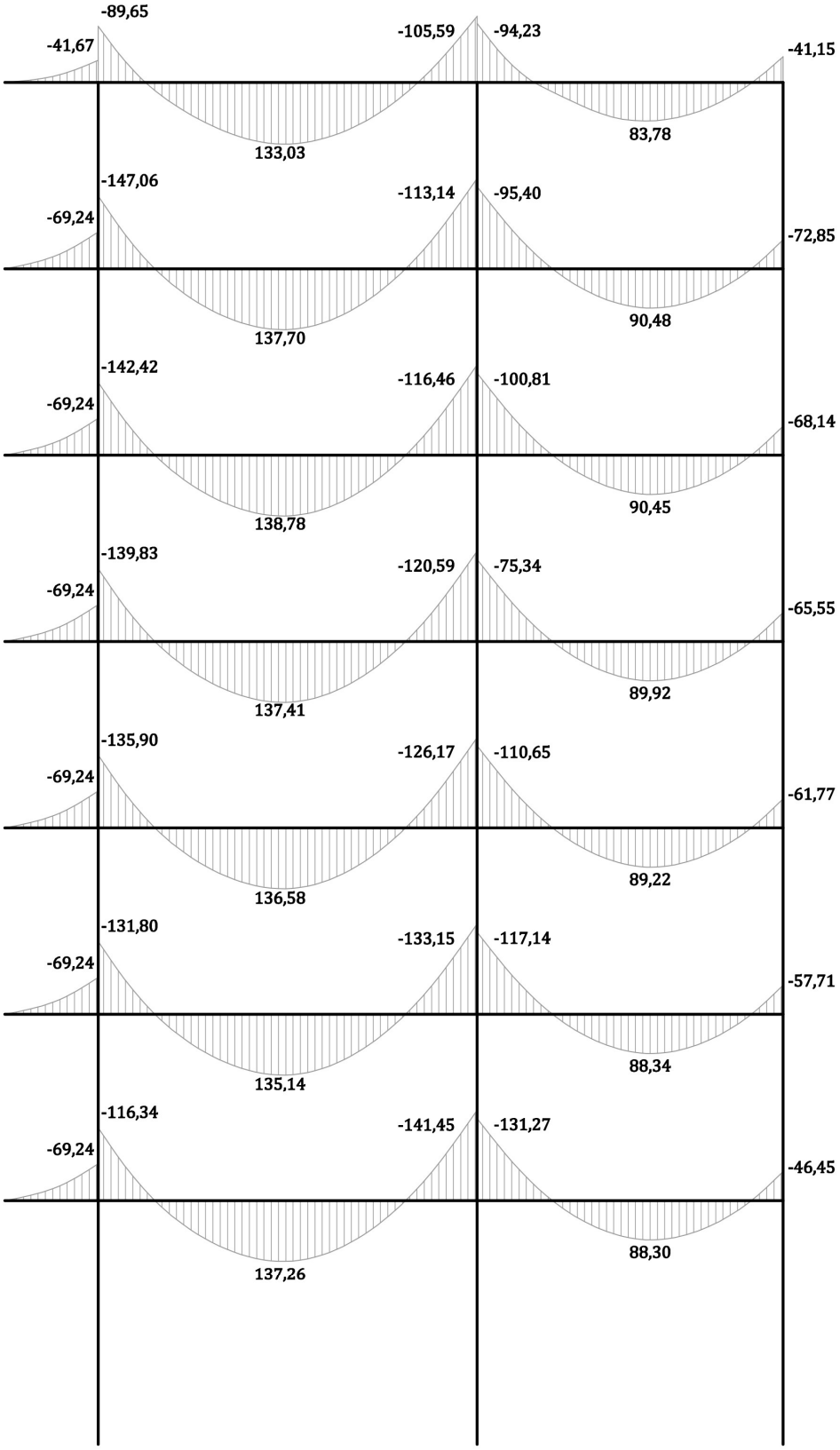


Diagrama de momentos mayorados y redistribuidos al 15% (pórtico A-vigas).

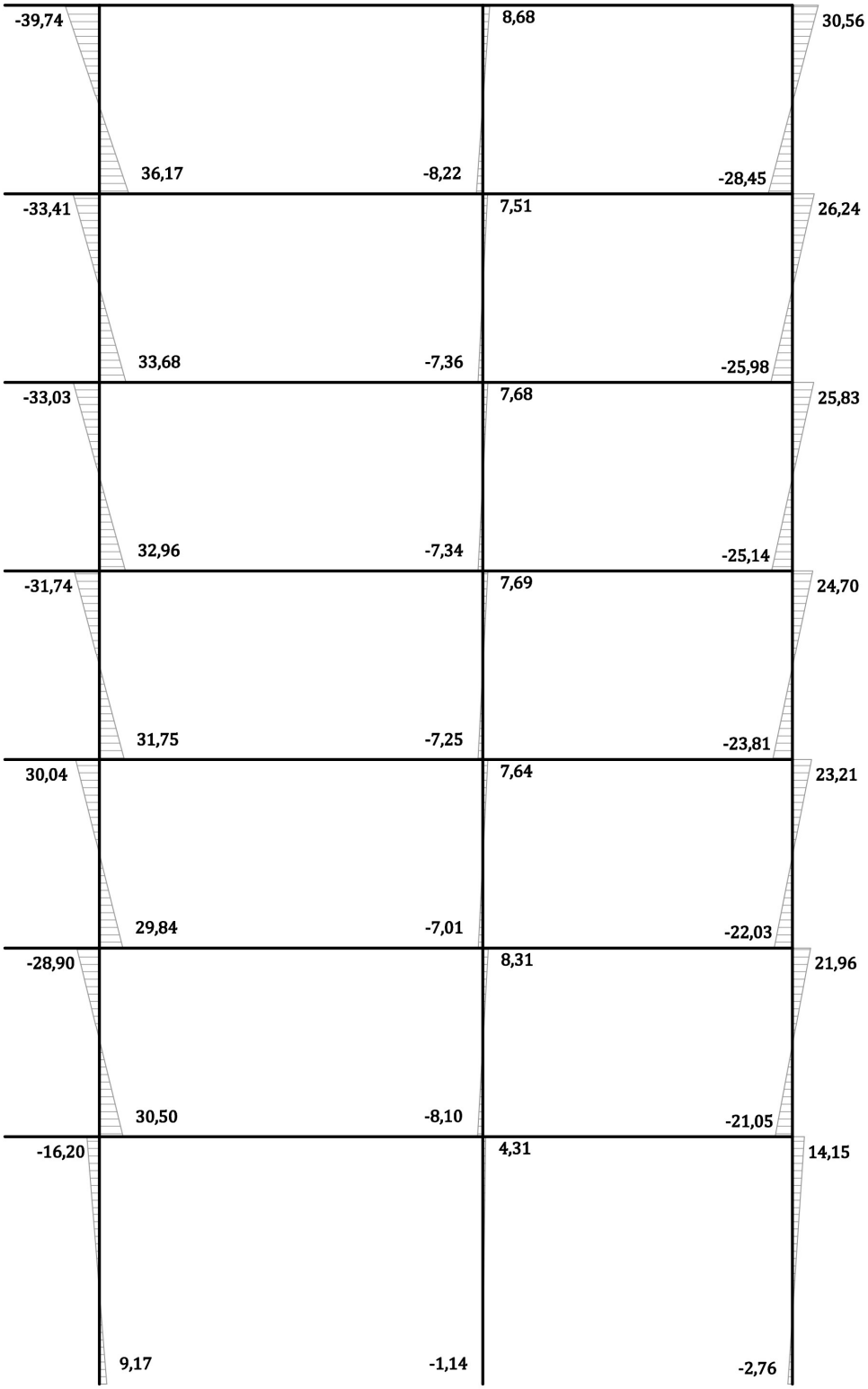


Diagrama de momentos sin mayorar (pórtico A-pilares).

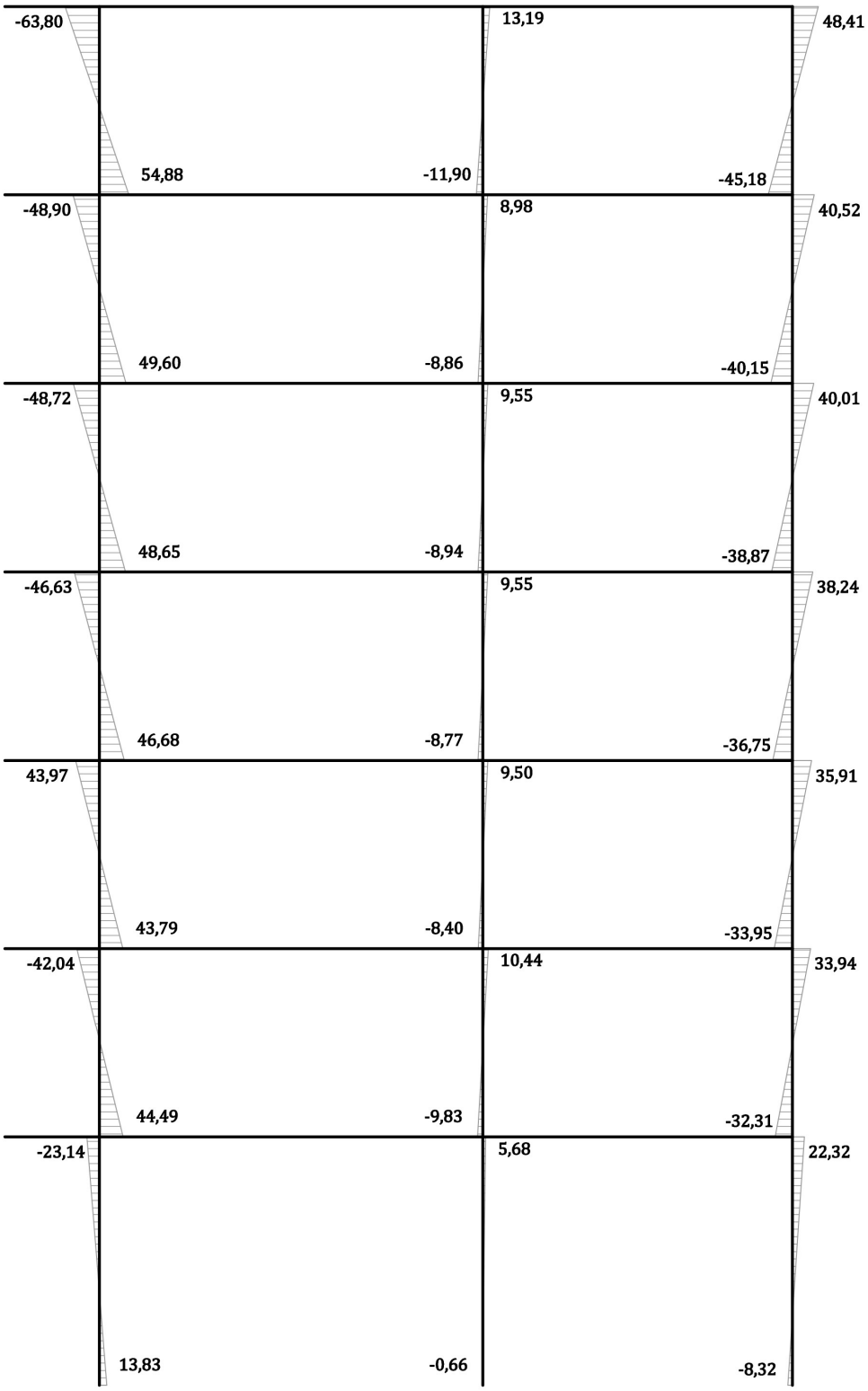


Diagrama de momentos mayorados (pórtico A-pilares).

2. VIGA DEL FORJADO DE PLANTA 1

2.1. E.L.U. de Tensiones Normales (dimensionamiento a flexión)

Dado que se conocen las dimensiones y secciones de las barras que constituyen la estructura, los siguientes cálculos se limitan a la estimación y comprobación de las disposiciones de las armaduras necesarias para evitar el agotamiento frente a esfuerzos normales.

Como los esfuerzos axiles son pequeños se desprecian y se considera que las vigas están sometidas únicamente a Flexión Simple (M_d; $N_d \approx 0$).

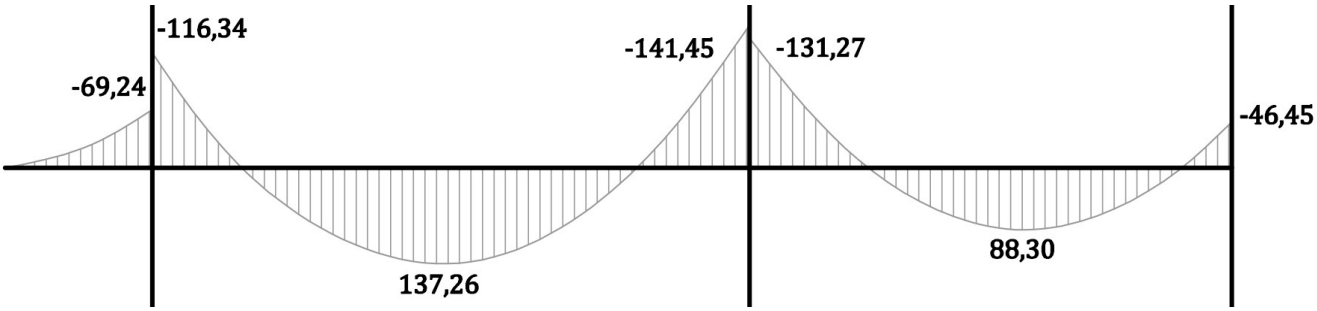
2.1.1. Cálculo de la armadura longitudinal de la viga

Las leyes de momentos que se aportan se han obtenido mediante un cálculo de tipo matricial.

Para el dimensionamiento se van a utilizar los ábacos adimensionales, con los siguientes datos:

$$\boldsymbol{b\ x\ h = 350\ x\ 500\ mm;\quad d = 445\ mm;\quad c_{mec} = 55\ mm;\quad f_{ck} = 30\ MPa;\quad f_{yk} = 500\ MPa}$$

La ley de momentos mayorada y redistribuida un 15% de la viga de planta primera es:



Ley de momentos flectores mayorados (redistribución de esfuerzos del 15%).

2.1.1.1. Valores de cálculo

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

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

$$\varpi = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

siendo:

$$b \cdot d \cdot f_{cd} \;=\; 350 \cdot 445 \cdot \frac{30}{1{,}5} \cdot 10^{-3} \;=\; 3.115{,}00\ kN$$

$$b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \;=\; 350 \cdot 445^2 \cdot \frac{30}{1{,}5} \cdot 10^{-3} \;=\; 1.386.175\ kNmm \;=\; 1.386{,}18\ kNm$$

2.1.1.2. Limitaciones

- Armadura mínima

$$U_{s1,min} = \frac{1}{4{,}8} \cdot b \cdot h \cdot f_{ctm,fl} = \frac{1}{4{,}8} \cdot 350 \cdot 500 \cdot \left(1{,}6 - \frac{500}{1000}\right) \cdot 0{,}30 \cdot \sqrt[3]{30^2} \cdot 10^{-3} = 116{,}16\ kN$$

$$U_{s1,min} = 0{,}05 \cdot\ k \cdot\ b \cdot\ h \cdot f_{ck}^{2/3} = 0{,}05 \cdot 0{,}86 \cdot 350 \cdot 500 \cdot \sqrt[3]{30^2} \cdot 10^{-3} = 72{,}65\ kN$$

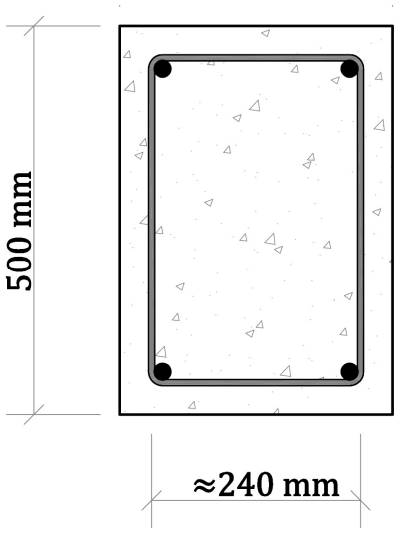
En la expresión anterior se ha interpolado el valor de "k" al ser el canto de la pieza de 500 mm. De las dos limitaciones, se toma la más desfavorable, siendo en este caso 116,16 kN.

- Armadura máxima

$$U_{s1,max} = U_{s2,max} = \frac{40}{1.000} \cdot\ b \cdot\ h \cdot\ f_{yd} = \frac{40}{1.000} \cdot 350 \cdot 500 \cdot \frac{500}{1{,}15} \cdot 10^{-3} = 3.043{,}48\ kN$$

2.1.1.3. Armado

Para la determinación de la armadura de montaje o pasante hay que tener en cuenta que la separación transversal entre ramas debe ser menor o igual al más desfavorable de "$0{,}75 \cdot d$" (33,3 cm) ó "$60\ cm$". Dado que el ancho de la viga es de 35 cm y el recubrimiento mecánico es de 5,5 cm, es suficiente con colocar estribos de 2 ramas, lo que obliga, a su vez, a colocar al menos 2 barras longitudinales por cara.



Detalle de la armadura de montaje.

	Nudo 1		Nudo 2		Nudo 3
	1 ∅ 20 2 ∅ 16	**311,4 kN**	2 ∅ 16 2 ∅ 16	**349,7 kN**	**174,8 kN** 2 ∅ 16
					116,16 kN
U_{s1}	280,35 kN		342,65 kN		~~105,91 kN~~
ω	0,090		0,110		0,034
μ	0,084		0,102		0,034
M_d	**116,34**		**141,45**		**46,45**
M_d		**137,26**		**88,30**	
μ		0,099		0,064	
ω		0,104		0,069	
U_{s1}		323,96 kN		214,94 kN	
		2 ∅ 16 2 ∅ 16 **349,7 kN**		2 ∅ 16 1 ∅ 12 **224,0 kN**	

Se va a adoptar como armadura pasante superior una armadura formada por 2 barras cuya capacidad mecánica sea al menos igual al más desfavorable de los dos siguientes valores: armadura mínima de tracción (116,16 kN) y tercera parte de la armadura necesaria en el nudo más solicitado de cada vano. En el voladizo, sería 280,35/3 = 93,45 kN, mientras que en el vano 1-2, como en el vano 2-3 sería 342,65/3 = 114,22 kN. Teniendo esto en cuenta, se opta por colocar tanto en el vano 1-2 como en el vano 2-3 una armadura de montaje compuesta por 2Ø16 (174,80 kN). En cuanto al voladizo, dado que su luz no es excesiva y que su armadura se resolverá como prolongación de la correspondiente al vano 1-2, su armadura de montaje también será de 2Ø16 (174,80 kN).

Por lo que respecta a la armadura pasante inferior, esta estará formada por 2 barras cuya capacidad mecánica sea al menos igual al más desfavorable de los dos siguientes valores: armadura mínima de tracción (116,16 kN) y mitad de la armadura necesaria en centro de vano (323,96/2 = 161,98 kN en el vano 1-2 y 214,94/2 = 107,47 kN en el vano 2-3). En este caso, se opta por disponer 2Ø16 (174,80 kN) tanto en el vano 2-3, como en el vano 1-2 y la prolongación del voladizo.

Como armaduras de refuerzo, se colocan las descritas en el diagrama anterior.

2.1.2. Cálculo de la separación entre armaduras

De acuerdo con el Código Estructural, las separaciones mínimas entre dos barras libres deben ser superiores a:

- 2,00 cm;
- diámetro de la armadura más gruesa: 2,00 cm;
- D + 0,5 cm, siendo D el tamaño máximo de árido (2,00 + 0,50): **2,50 cm**.

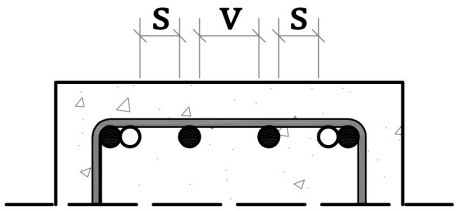
- Nudo 2

Teniendo en cuenta que las dos armaduras de montaje se colocan con el mismo recubrimiento mecánico (5,5 cm), la separación entre barras en el nudo más congestionado (nudo 2) podría quedar como se describe a continuación. Distancia entre ejes de armaduras de montaje:

$$a = 35 - (2 \cdot 5{,}5) = 24\ cm$$

Por tanto, la separación entre barras, dejando una ventana central de 6 cm:

$$s = [24 - 6 - (5 \cdot 1{,}6 \cdot 1{,}2)] / 2 = 4{,}2\ cm$$



Esquema de armado en nudo 2.

Como la separación entre barras cumple con los mínimos establecidos por Código Estructural (en este caso particular es igual a 4,2 cm) y como, además, la ventana "V" que queda en el nudo 2 es suficiente para poder compactar correctamente el hormigón ("V" superior o igual a 6 cm), la solución adoptada puede considerarse válida.

- Nudo 1

Por lo que respecta al nudo 1, la separación entre barras también cumple los dos requisitos anteriores. En este caso, la distancia entre ejes de armaduras de montaje:

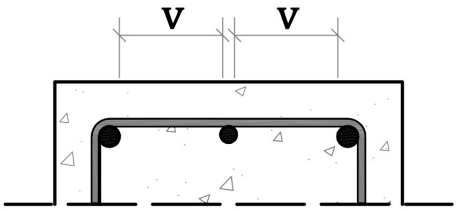
$$a = 35 - (2 \cdot 5{,}5) = 24\ cm$$

Separación entre barras:

$$s = [24 - (1 \cdot 1{,}6 \cdot 1{,}2) - (1 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}2)] / 2 = 10{,}32\ cm$$

En este caso, debido a la disposición constructiva, se generan dos ventanas, donde se debe comprobar que el vibrador (ventana mínima de 6 cm) puede entrar:

$$V = 10{,}32\ cm$$



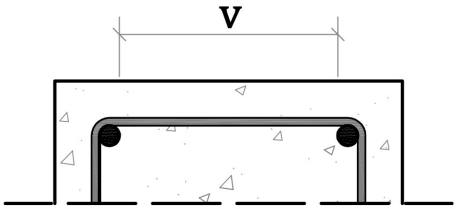
Esquema de armado en nudo 1.

- Nudo 3

Se comprueba también que la separación en el nudo 3 cumple los requisitos marcados anteriormente. Distancia entre armaduras de montaje:

$$a = [35 - (2 \cdot 5{,}5)] = 24\ cm$$

Al no existir armadura flotante, el espacio existente es más que suficiente para el vibrado del hormigón.



Esquema de armado en nudo 3.

2.1.3. Comprobación de la redistribución de esfuerzos

El porcentaje máximo de redistribución que puede admitirse en los nudos viene dado por la siguiente expresión:

$$r = 56 - 125 \cdot \frac{x}{d}$$

donde d es el canto útil y x la profundidad de fibra neutra.

Al tratarse de una sección rectangular, la profundidad de la fibra neutra puede determinarse simplificadamente a partir de las cuantías de armadura de compresión, ω', y de tracción, ω:

- Nudo 1:

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{311{,}4 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}089 \qquad \omega' = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{174{,}8 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}050$$

- Nudo 2:

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{349{,}7 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}100 \qquad \omega' = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{174{,}8 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}050$$

- Nudo 3:

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{174{,}8 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}050 \qquad \omega' = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{174{,}8 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}050$$

En este caso, en ninguno de los nudos la expresión simplificada para obtener la profundidad de la fibra neutra es aplicable, ya que la diferencia entre cuantías no es superior a 0,10. Para determinar "x" hay que recurrir a las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y de momentos. Tras su aplicación se obtiene que en los nudos 1, 2 y 3 el valor de x es 71,90, 76,30 y 55,54 mm, respectivamente.

Así pues, la máxima redistribución permitida con este armado es igual a:

- Nudo 1:

$$r = 56 - 125 \cdot \frac{x}{d} = 56 - 125 \cdot \frac{71{,}90}{445} = 35{,}78\% \rightarrow 30\%$$

- Nudo 2:

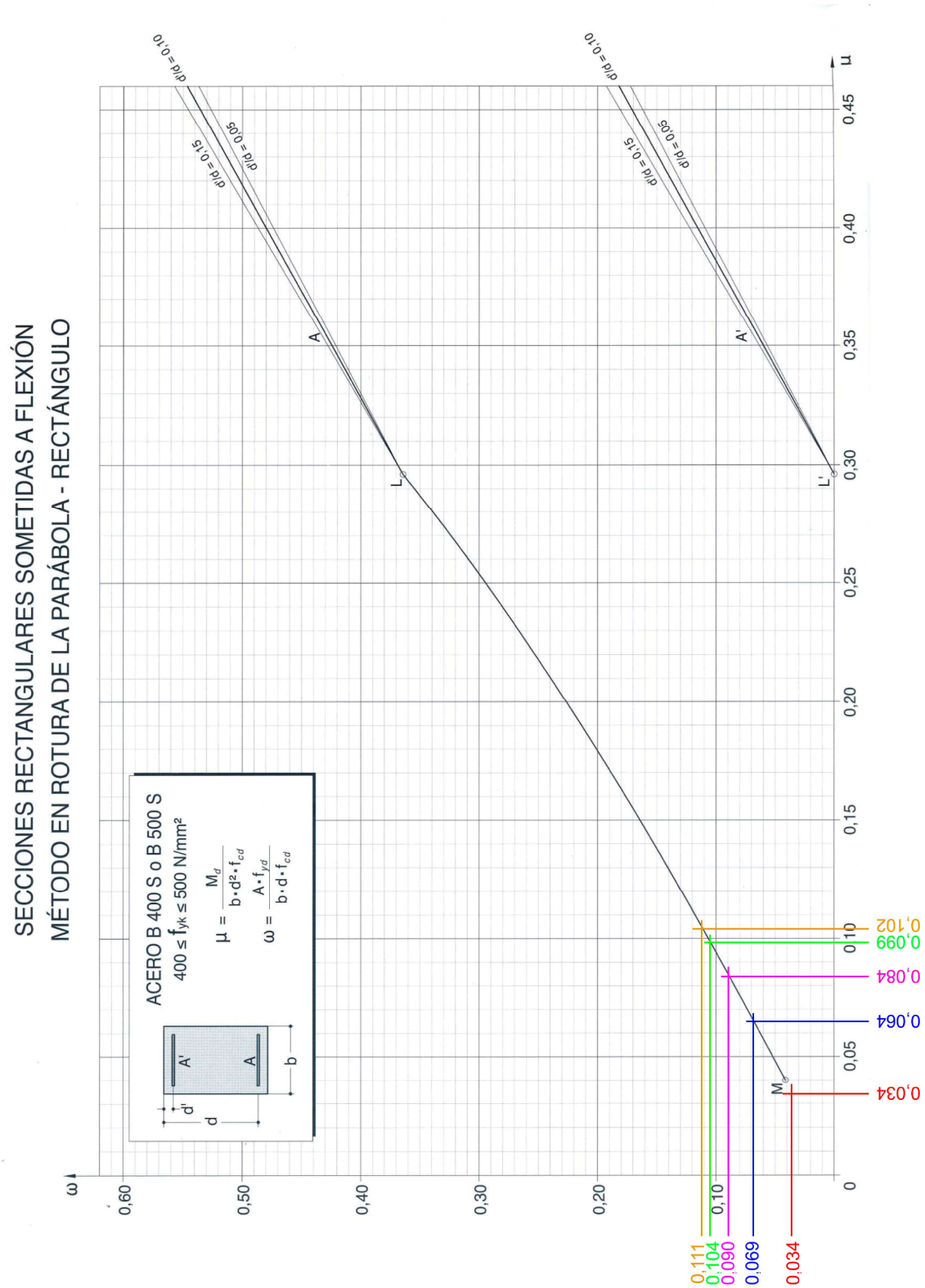
$$r = 56 - 125 \cdot \frac{x}{d} = 56 - 125 \cdot \frac{76{,}30}{445} = 34{,}57\% \rightarrow 30\%$$

- Nudo 3:

$$r = 56 - 125 \cdot \frac{x}{d} = 56 - 125 \cdot \frac{55{,}54}{445} = 40{,}40\% \rightarrow 30\%$$

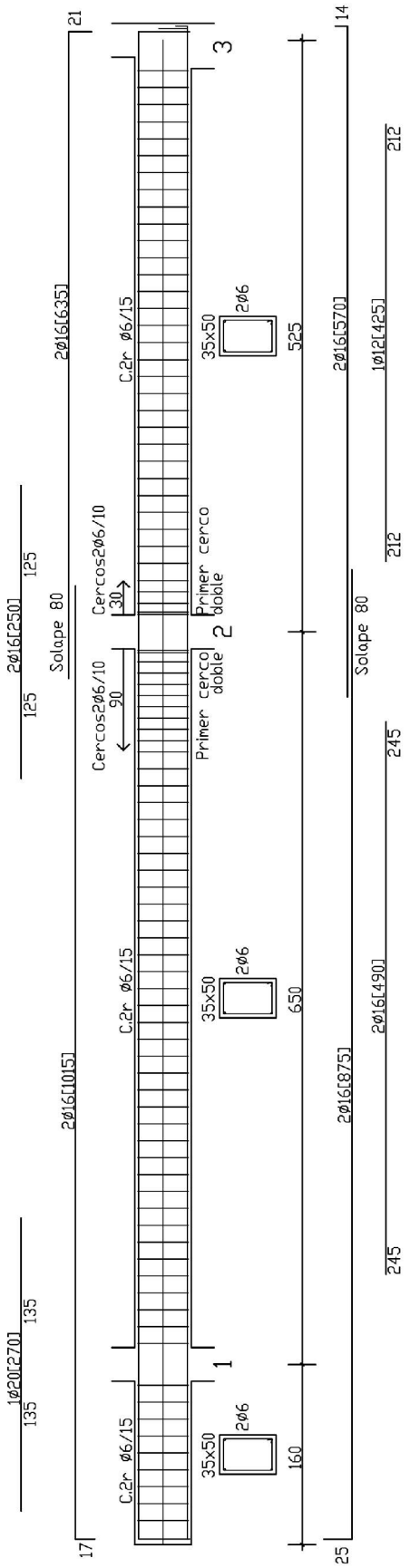
Como en todos los nudos la redistribución admisible es superior al 15%, la redistribución adoptada inicialmente del 15% es correcta.

2.1.4. Ábacos



Ábaco adimensional empleado para llevar a cabo el dimensionamiento a E.L.U. frente a tensiones normales de la viga de planta primera.

2.1.5. Esquema de ferralla

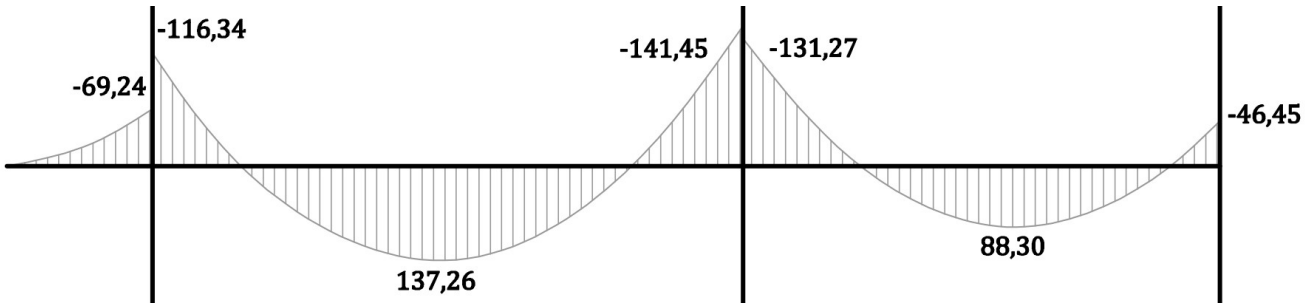


Esquema de ferralla.

2.2. E.L.U. de Anclajes y Empalmes

2.2.1. Ley de momentos

A continuación, se incluye de nuevo la ley de momentos flectores de la viga analizada, con una redistribución de esfuerzos del 15%.



Ley de momentos flectores mayorados (redistribución de esfuerzos del 15%).

2.2.1. Anclaje en el voladizo

Dado que la norma española no señala casi nada al respecto, y teniendo en cuenta que en el extremo de voladizo el momento es nulo, el anclaje que debe realizarse en estos casos es el correspondiente a la longitud reducida. Por otro lado, se considerará que el anclaje comienza en el punto donde comienza el doblado de la barra para efectuar la patilla, siendo el recubrimiento mecánico el mayor condicionante en este caso. En este punto, el armado superior se encuentra traccionado, mientras que el armado inferior comprimido.

2.2.1.1. Armadura superior

Para el caso del anclaje de la armadura de montaje superior (2Ø16).

∅16	$L_{b,II}$	$1{,}4 \cdot m \cdot \varnothing^2 = 46{,}59\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/14) \cdot \varnothing = 57{,}14\ cm}$
	$L_{red,II}$	$\boldsymbol{1/3 \cdot l_b = 19{,}05\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

El punto donde comenzará el doblado de la armadura, respecto del extremo de voladizo es:

$$l_1 = c_{mec} + r = 5{,}5 + 2{,}5 \cdot 1{,}6 = 9{,}50\ cm$$

Dado que este punto es el que se considerará como inicio del anclaje, a partir de ahí se debe asegurar una longitud mínima igual o mayor a la longitud reducida que se ha obtenido previamente. Dado que es evidente que en prolongación recta no se puede resolver el anclaje, se debe calcular la

longitud de anclaje considerando que se utilizará un anclaje por patilla. La longitud de esta patilla deberá ser tal que se cumpla:

$$L_2 + \frac{\pi \cdot r}{2} = 19{,}05\ cm$$

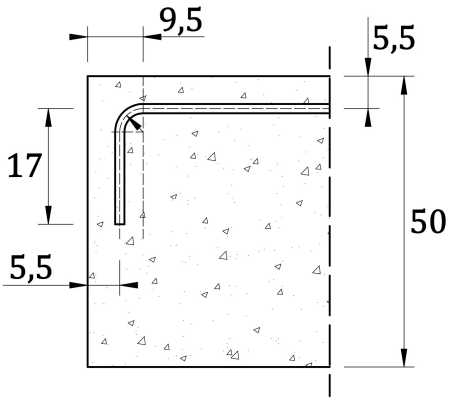
$$\frac{\pi \cdot r}{2} = \frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2} = 6{,}28\ cm$$

de donde se tiene:

$$L_2 = 19{,}05 - \left(\frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2}\right) = 19{,}05 - 6{,}28 = 12{,}77\ cm \geq 5\varnothing = 8\ cm$$

Así pues, la altura L'_2 de la patilla medida desde el eje de la barra será igual a:

$$L'_2 = L_2 + r = 12{,}77 + (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 16{,}77\ cm\ \approx 17cm$$



Anclaje en extremo de voladizo de la armadura de montaje superior.

2.2.1.2. Armadura inferior

Respecto al caso anterior, la principal diferencia radica en que se trata de una armadura en posición favorable, lo que obliga a replantear el cálculo de la longitud básica y reducida, y revisar la longitud que debe tener la patilla. Por otro lado, debe señalarse que, aunque es un punto de momento nulo, la armadura superior se ha considerado que está traccionada, mientras que la armadura inferior se considerará comprimida.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

Igual que en el caso anterior, el punto donde comenzará el doblado de la armadura, respecto del extremo de voladizo es:

$$l_1 = c_{mec} + r = 5{,}5 + 2{,}5 \cdot 1{,}6 = 9{,}50\ cm$$

Dado que este punto es el que se considerará como inicio del anclaje, a partir de ahí se debe asegurar una longitud mínima igual o mayor a la longitud reducida que se ha obtenido previamente. Ya que es evidente que en prolongación recta no se puede resolver el anclaje, se debe calcular la longitud de anclaje considerando que se utilizará un anclaje por patilla. La longitud de esta patilla deberá ser tal que se cumpla:

$$L_2 + \frac{\pi \cdot r}{2} = 26{,}67\ cm$$

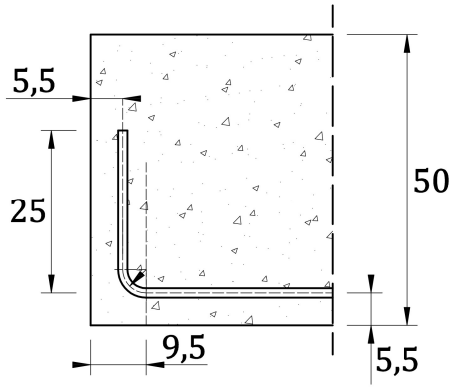
$$\frac{\pi \cdot r}{2} = \frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2} = 6{,}28\ cm$$

de donde se tiene:

$$L_2 = 26{,}67 - \left(\frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2}\right) = 26{,}67 - 6{,}28 = 20{,}39\ cm \geq 5\varnothing = 8\ cm$$

Así pues, la altura L'_2 de la patilla medida desde el eje de la barra será igual a:

$$L'_2 = L_2 + r = 20{,}39 + (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 24{,}39\ cm \ \approx 25\ cm$$



Anclaje en extremo de voladizo de la armadura de montaje inferior.

2.2.2. Anclaje de la armadura de negativos en el nudo 1

2.2.2.1. Anclaje hacia el voladizo

Admitiendo que el momento flector que es capaz de absorber una sección con una armadura es directamente proporcional a la capacidad mecánica de la armadura, se tiene:

U_s	% U_s	M_d (69,24 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	56,13 %	38,86
1 ∅ 20 (136,6 kN)	43,87 %	30,38

Mediante el diagrama o la ley de momentos flectores se determinan los puntos donde dejan de ser necesarias cada una de las familias de barras.

$$M(x) = -q_d \cdot \frac{x^2}{2} + V_d \cdot x - M_d$$

- familia 1 (1 ∅ 20):

$$-\frac{42{,}43}{2} \cdot x^2 + 77{,}22 \cdot x - 69{,}24 = -38{,}86 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}45\ m \\ x_2 = 3{,}19\ m \end{array} \right.$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{42{,}43}{2} \cdot x^2 + 77{,}22 \cdot x - 69{,}24 = 0 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 1{,}60\ m \\ x_2 = 2{,}04\ m \end{array} \right.$$

Por lo que respecta a la última de las familias, hay que tener en cuenta que al menos un tercio de la $U_{s,nec}$ debe anclarse más allá del punto de momento nulo. Sin embargo, en este caso, al ser el punto de momento nulo el extremo de voladizo, y sabiendo que la armadura de montaje llega hasta ese punto, y está correctamente anclada, esta condición puede considerarse satisfecha.

- Anclaje de la primera familia de armaduras (1 Ø 20)

En primer lugar, se calcula la longitud básica y la longitud reducida.

∅20	$L_{b,II}$	$\mathbf{1{,}4 \cdot m \cdot \varnothing^2 = 72{,}80\ cm}$
		$(f_{yk}/14) \cdot \varnothing = 71{,}43\ cm$
	$L_{red,II}$	$\mathbf{1/3 \cdot l_b = 24{,}27\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 20{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{174{,}8}{311{,}4} \cdot 72{,}80 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 40{,}87\ cm} \geq l_{red} = 24{,}27\ cm$$

La longitud de las barras a partir del eje del nudo es:

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 45 + 44{,}5 + 40{,}87 = 130{,}37 \approx 135\ cm$$

2.2.2.2. Anclaje hacia el vano 1-2

Admitiendo que el momento flector que es capaz de absorber una sección con una armadura es directamente proporcional a la capacidad mecánica de la armadura, se tiene:

U_s	% U_s	M_d (116,34 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	56,13 %	65,30
1 ∅ 20 (136,6 kN)	43,87 %	51,04

Mediante el diagrama o la ley de momentos flectores se determinan los puntos donde dejan de ser necesarias cada una de las familias de barras.

$$M(x) = -q_d \cdot \frac{x^2}{2} + V_d \cdot x - M_d$$

- familia 1 (1 ∅ 20):

$$-\frac{50{,}68}{2} \cdot x^2 + 159{,}61 \cdot x - 116{,}34 = -65{,}30 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}34\ m \\ x_2 = 5{,}96\ m \end{array} \right.$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{50{,}68}{2} \cdot x^2 + 159{,}61 \cdot x - 116{,}34 = 0 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}84\ m \\ x_2 = 5{,}46\ m \end{array} \right.$$

Por lo que respecta a la última de las familias, hay que tener en cuenta que al menos un tercio de la $U_{s,nec}$ debe anclarse más allá del punto de momento nulo. Ahora bien, en este caso, como la armadura pasante cumple esta condición no es necesario prolongar armaduras flotantes más allá del punto de momento nulo ($M = 0$).

$$1/3 \cdot U_{s,nec} = 1/3 \cdot 342{,}65 = 114{,}22\ kN$$

$$2\ \varnothing 16 \Rightarrow U_s = 174{,}8\ kN$$

- Anclaje de la primera familia de armaduras (1 Ø 20)

En primer lugar, se calcula la longitud básica y la longitud reducida.

∅20	$L_{b,II}$	$\mathbf{1{,}4 \cdot m \cdot \varnothing^2 = 72{,}80\ cm}$
		$(f_{yk}/14) \cdot \varnothing = 71{,}43\ cm$
	$L_{red,II}$	$\mathbf{1/3 \cdot l_b = 24{,}27\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 20{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{174{,}8}{311{,}4} \cdot 72{,}80 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 40{,}87\ cm} \geq l_{red} = 24{,}27\ cm$$

La longitud de las barras a partir del eje del nudo es:

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 34 + 44{,}5 + 40{,}87 = 119{,}37 \approx 120\ cm$$

Para simplificar la ferralla y evitar errores de ejecución, como longitudes de anclaje se toman los valores más desfavorables de los obtenidos en el cálculo del anclaje a un lado y otro del nudo. Es decir, como longitud de la primera familia se toma $L_1 = 135\ cm$.

2.2.3. Anclaje de la armadura de negativos en el nudo 2

2.2.3.1. Anclaje hacia el Vano 1-2

Admitiendo que el momento flector que es capaz de absorber una sección con una armadura es directamente proporcional a la capacidad mecánica de la armadura, se tiene:

U_s	% U_s	M_d (141,45 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	50,00 %	70,73
2 ∅ 16 (174,8 kN)	50,00 %	70,73

Mediante el diagrama o la ley de momentos flectores se determinan los puntos donde dejan de ser necesarias cada una de las familias de barras.

$$M(x) = -q_d \cdot \frac{x^2}{2} + V_d \cdot x - M_d$$

- familia 1 (2 ∅ 16):

$$-\frac{50{,}68}{2} \cdot x^2 + 169{,}78 \cdot x - 141{,}45 = -70{,}73 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}45\ m \\ x_2 = 6{,}25\ m \end{array} \right.$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{50{,}68}{2} \cdot x^2 + 169{,}78 \cdot x - 141{,}45 = 0 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}98\ m \\ x_2 = 5{,}73\ m \end{array} \right.$$

Por lo que respecta a la última de las familias, hay que tener en cuenta que al menos un tercio de la $U_{s,nec}$ debe anclarse más allá del punto de momento nulo. Ahora bien, en este caso, como la armadura pasante cumple esta condición no es necesario prolongar armaduras flotantes más allá del punto de momento nulo ($M = 0$).

$$1/3\ U_{s,nec} = 1/3 \cdot 342{,}65 = 114{,}22\ kN$$

$$2\ \varnothing 16 \Rightarrow U_s = 174{,}8\ kN$$

- Anclaje de la primera familia de armaduras (2Ø16)

En primer lugar, se calcula la longitud básica y la longitud reducida.

∅16	$L_{b,II}$	$1{,}4 \cdot m \cdot \varnothing^2 = 46{,}59\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/14) \cdot \varnothing = 57{,}14\ cm}$
	$L_{red,II}$	$\boldsymbol{1/3 \cdot l_b = 19{,}05\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{174{,}8}{349{,}6} \cdot 57{,}14 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 28{,}57\ cm} \geq l_{red} = 19{,}05\ cm$$

La longitud de las barras a partir del eje del nudo es:

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 45 + 44{,}5 + 28{,}57 = 118{,}07 \approx 120\ cm$$

2.2.3.2. Anclaje hacia el vano 2-3

Admitiendo que el momento flector que es capaz de absorber una sección con una armadura es directamente proporcional a la capacidad mecánica de la armadura, se tiene:

U_s	% U_s	M_d (131,27 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	50,0 %	65,64
2 ∅ 16 (174,8 kN)	50,0 %	65,64

Mediante el diagrama o la ley de momentos flectores se determinan los puntos donde dejan de ser necesarias cada una de las familias de barras.

$$M(x) = -q_d \cdot \frac{x^2}{2} + V_d \cdot x - M_d$$

- familia 1 (2 ∅ 16):

$$-\frac{50{,}68}{2} \cdot x^2 + 152{,}04 \cdot x - 131{,}27 = -65{,}64 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}47\ m \\ x_2 = 5{,}53\ m \end{array} \right.$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{50{,}68}{2}\cdot x^2 + 152{,}04\cdot\ x - 131{,}27 = 0 \quad \rightarrow \quad \left|\begin{matrix} x_1 = 1{,}04\ m \\ x_2 = 4{,}95\ m \end{matrix}\right.$$

Por lo que respecta a la última de las familias, hay que tener en cuenta que al menos un tercio de la $U_{s,nec}$ debe anclarse más allá del punto de momento nulo. Ahora bien, en este caso, como la armadura pasante cumple esta condición no es necesario prolongar armaduras flotantes más allá del punto de momento nulo ($M = 0$).

$$1/3\ U_{s,nec}\ =\ 1/3\ \cdot\ 342{,}65\ =\ 114{,}22\ kN$$

$$2\ \varnothing 16\ \Rightarrow U_s\ =\ 174{,}8\ kN$$

- Anclaje de la primera familia de armaduras (2 Ø 16)

En primer lugar, se calcula la longitud básica y la longitud reducida.

∅16	$L_{b,II}$	$1{,}4\cdot m\cdot \varnothing^2 =\ 46{,}59\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/14)\cdot \varnothing =\ 57{,}14\ cm}$
	$L_{red,II}$	$\boldsymbol{1/3\cdot l_b = 19{,}05\ cm}$
		$10\cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta\cdot\frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}}\cdot l_b = 1{,}0\cdot\frac{174{,}8}{349{,}6}\cdot 57{,}14 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 28{,}57\ cm}\ \geq\ l_{red} = 19{,}05\ cm$$

La longitud de las barras a partir del eje del nudo es:

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 47 + 44{,}5 + 28{,}57 = 120{,}07 \approx 125\ cm$$

Para simplificar la ferralla y evitar errores de ejecución, como longitudes de anclaje se toman los valores más desfavorables de los obtenidos en el cálculo del anclaje a un lado y otro del nudo. Es decir, como longitud de la primera familia se toma $L_1 = 125\ cm$.

2.2.4. Anclaje de la armadura de negativos en el nudo 3

2.2.4.1. Anclaje hacia el vano 2-3

En este caso, únicamente se cuenta con la armadura de montaje, cuyo anclaje se debe calcular. Sin embargo, al ser una armadura pasante, lo que se debe verificar únicamente es que al menos un tercio de la $U_{s,nec}$ debe anclarse más allá del punto de momento nulo. Ahora bien, en este caso, como

la armadura pasante cumple esta condición no es necesario prolongar armaduras flotantes más allá del punto de momento nulo ($M = 0$).

$$1/3\ U_{s,nec} = 1/3 \cdot 342{,}65 = 114{,}22\ kN$$

$$2\ \varnothing 16 \Rightarrow U_s = 174{,}8\ kN$$

2.2.4.2. Anclaje en el nudo

Únicamente se debe calcular el anclaje de la familia de armaduras de montaje, y que corresponde a 2Ø16. En primer lugar, se calcula la longitud básica y la longitud reducida.

∅16	$L_{b,II}$	$1{,}4 \cdot m \cdot \varnothing^2 = 46{,}59\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/14) \cdot \varnothing = 57{,}14\ cm}$
	$L_{red,II}$	$\boldsymbol{1/3 \cdot l_b = 19{,}05\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{116{,}16}{174{,}8} \cdot 57{,}14 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 37{,}97\ cm} \geq l_{red} = 19{,}05\ cm$$

La longitud disponible para el anclaje en prolongación recta es:

$$l_1 = \frac{h}{3} - c_{nom} \approx \frac{40}{3} - \left(5{,}5 - \frac{1{,}6}{2}\right) = 8{,}63\ cm$$

Dado que en prolongación recta la longitud disponible es insuficiente ($8{,}63 < 37{,}97\ cm$), hay que ver si el anclaje se puede realizar entonces con patilla normalizada. En este caso, la longitud necesaria ha de ser:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 0{,}7 \cdot \frac{116{,}16}{174{,}8} \cdot 57{,}14 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 26{,}58\ cm} \geq l_{red} = 19{,}05\ cm$$

Como era de esperar tampoco se puede anclar con patilla normalizada, por lo que hay que anclar con prolongación vertical, debiéndose cumplir:

$$L_1 + L_2 + \frac{\pi \cdot r}{2} = 26{,}58\ cm$$

$$L_1 = \frac{h}{3} - c_{mec} - r = \frac{40}{3} - 5{,}5 - (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 3{,}83\ cm$$

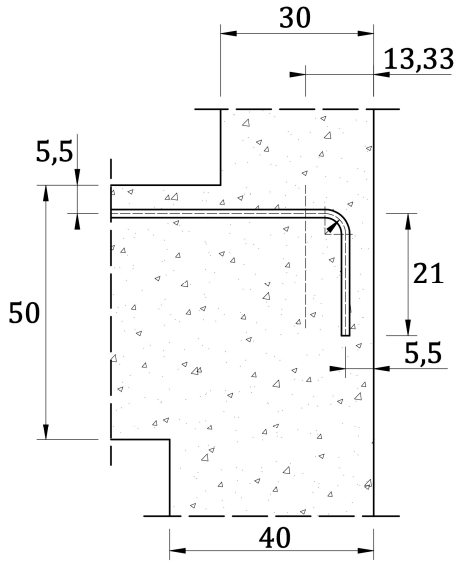
$$\frac{\pi \cdot r}{2} = \frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2} = 6{,}28\ cm$$

de donde se tiene:

$$L_2 = 26{,}58 - L_1 - \frac{\pi \cdot r}{2} = 26{,}58 - 3{,}83 - 6{,}28 = 16{,}47\ cm \geq 5\varnothing = 8\ cm$$

Así pues, la altura L'_2 de la patilla medida desde el eje de la barra será igual a:

$$L'_2 = L_2 + r = 16{,}47 + (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 20{,}47\ cm \ \approx 21\ cm$$



Anclaje en el nudo 3 de la armadura superior.

2.2.5. Anclaje de la armadura de compresión en el nudo 3

En este caso, se debe calcular el anclaje de la armadura de montaje. En primer lugar, se estima la longitud básica y reducida, teniendo en cuenta que se trata de armaduras en posición favorable.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} l_b = 1{,}0 \cdot \frac{0}{174{,}8} \cdot 40 \rightarrow l_{b,net} = 0\ cm \ \geq \ \boldsymbol{l_{red} = 26{,}67\ cm}$$

Al ser la longitud reducida la más restrictiva, esta será la que se deberá considerar. Teniendo esto en cuenta, la longitud disponible para el anclaje de las armaduras en prolongación recta es:

$$l_1 = \frac{h}{2} - c_{nom} \approx \frac{40}{2} - (5{,}5 - \frac{1{,}6}{2}) = 15{,}30\ cm$$

Dado que la longitud disponible no es suficiente, se debe anclar en patilla con prolongación recta:

$$L_1 + L_2 + \frac{\pi \cdot r}{2} = 26{,}67\ cm$$

siendo:

$$L_1 = \frac{h}{2} - c_{mec} - r = \frac{40}{2} - 5{,}5 - (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 10{,}50\ cm$$

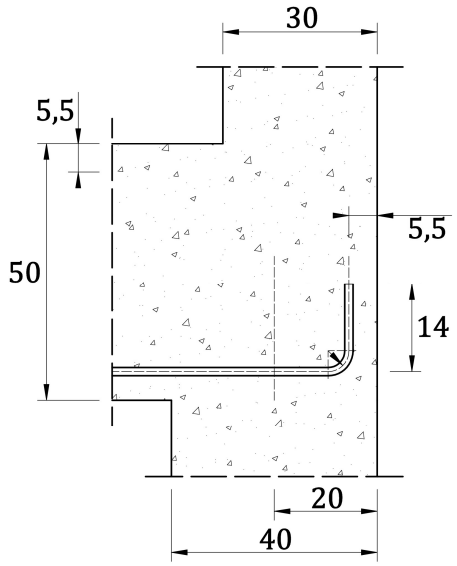
$$\frac{\pi \cdot r}{2} = \frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2} = 6{,}28\ cm$$

de donde se tiene:

$$L_2 = 26{,}67 - L_1 - \frac{\pi \cdot r}{2} = 26{,}67 - 10{,}50 - 6{,}28 = 9{,}89\ cm \geq 5\varnothing = 8\ cm$$

Así pues, la altura L'_2 de la patilla medida desde el eje de la barra será igual a:

$$L'_2 = L_2 + r = 9{,}89 + (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 13{,}89\ cm \ \approx 14\ cm$$



Anclaje en el nudo 3 de la armadura inferior.

2.2.6. Anclaje en el centro de vano (tramo 1-2)

Admitiendo que el momento flector que es capaz de absorber una sección con una armadura es directamente proporcional a la capacidad mecánica de la armadura, se tiene:

U_s	% U_s	M_d (137,26 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	50,0 %	68,63
2 ∅ 16 (174,8 kN)	50,0 %	68,63

Mediante el diagrama o la ley de momentos flectores, se determinan los puntos donde dejan de ser necesarias cada una de las familias de barras.

$$M(x) = -q_d \cdot \frac{x^2}{2} + V_d \cdot x - M_d$$

- familia 1 (2 ∅ 16):

$$-\frac{50{,}68}{2} \cdot x^2 + 159{,}61 \cdot x - 116{,}34 = 68{,}63 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 1{,}53\ m \\ x_2 = 4{,}77\ m \end{array} \right.$$

Estas distancias son desde el eje del soporte. Por tanto, desde el centro de la viga, las distancias que se deben considerar son:

$$x_1 = \frac{6{,}5}{2} - 1{,}53 = 1{,}72\ m$$

$$x_2 = 4{,}77 - \frac{6{,}5}{2} = 1{,}52\ m$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{50{,}68}{2} x^2 + 159{,}61\, x - 116{,}34 = 0 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}84\ m \\ x_2 = 5{,}46\ m \end{array} \right.$$

- Anclaje de la primera familia de armaduras (2 Ø 16)

En primer lugar, se debe calcular la longitud básica y reducida, teniendo en cuenta que se trata de armaduras en posición favorable.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{174{,}8}{349{,}6} \cdot 40 \rightarrow l_{b,net} = 20{,}00\ cm\ \geq\ \boldsymbol{l_{red} = 26{,}67\ cm}$$

La longitud de las armaduras a un lado y al otro del centro de la viga es:

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 172 + 44{,}5 + 26{,}67 = 243{,}17\ cm$$

$$L_2 = x_2 + d + l_{b,neta} = 152 + 44{,}5 + 26{,}67 = 223{,}17\ cm$$

Tomando el más desfavorable de los dos valores para generar la simetría de la armadura respecto al centro de la viga, la longitud total de la barra es:

$$L = 2 \times L_1 = 2 \times 243{,}17 = 486{,}34\ cm \approx 490\ cm$$

2.2.7. Anclaje en el centro de vano (tramo 2-3)

Admitiendo que el momento flector que es capaz de absorber una sección con una armadura es directamente proporcional a la capacidad mecánica de la armadura, se tiene:

U_s	% U_s	M_d (88,30 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	78,04 %	68,91
1 ∅ 12 (49,2 kN)	21,96 %	19,39

Mediante el diagrama o la ley de momentos flectores, se determinan los puntos donde dejan de ser necesarias cada una de las familias de barras.

$$M(x) = -q_d \cdot \frac{x^2}{2} + V_d \cdot x - M_d$$

- familia 1 (1 ∅ 12):

$$-\frac{50{,}68}{2} \cdot x^2 + 152{,}04 \cdot x - 131{,}27 = 68{,}91 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 1{,}95\ m \\ x_2 = 4{,}05\ m \end{array} \right.$$

Estas distancias son desde el eje del soporte. Por tanto, desde el centro de la viga, las distancias que se deben considerar son:

$$x_1 = \frac{5{,}25}{2} - 1{,}95 = 0{,}68$$

$$x_2 = 4{,}05 - \frac{5{,}25}{2} = 1{,}43$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{50{,}68}{2}x^2 + 152{,}04\,x - 131{,}27 = 0 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 1{,}05\ m \\ x_2 = 4{,}95\ m \end{array} \right.$$

- Anclaje de la primera familia de armaduras (1 Ø 12)

En primer lugar, se debe calcular la longitud básica y reducida, teniendo en cuenta que se trata de armaduras en posición favorable.

∅12	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 18{,}72\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 30{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 20{,}00\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 12{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

- La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{174{,}8}{224{,}0} \cdot 30 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 23{,}41\ cm} \geq l_{red} = 20{,}00\ cm$$

La longitud de las armaduras a un lado y al otro del centro de la viga es:

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 68 + 44{,}5 + 23{,}41 = 135{,}91\ cm$$

$$L_2 = x_2 + d + l_{b,neta} = 143 + 44{,}5 + 23{,}41 = 210{,}91\ cm$$

Tomando el más desfavorable de los dos valores para generar la simetría de la armadura respecto al centro de la viga, la longitud total de la barra es:

$$L = 2 \times L_2 = 2 \times 210{,}91 = 421{,}82\ cm \approx 425\ cm$$

2.2.8. Empalme por solapo de la armadura longitudinal

En primer lugar, se debe recordar el valor del coeficiente "α" de acuerdo con el Código Estrucutral.

Distancia a	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero en tracción					Barras solapadas trabajando a compresión (en cualquier porcentaje)
	20	25	33	50	> 50	
$\leq 10 \cdot Ø$	**1,2**	**1,4**	**1,6**	**1,8**	**2,0**	1,0
$> 10 \cdot Ø$	**1,0**	**1,1**	**1,2**	**1,3**	**1,4**	1,0

2.2.8.1. Solape de las barras traccionadas

El porcentaje de armadura solapada es, respecto de la armadura total en tracción, igual al 50%.

- Sección solapada: $2Ø16$; $U_s = 174{,}8\ kN$
- Sección total de acero: $2Ø16 + 2Ø16$; $U_s = 349{,}6\ kN$

La distancia "a", que se corresponde a la distancia entre estribos es:

$$a = 24\ cm\ > 10 \cdot Ø = 16\ cm$$

Teniendo en cuenta las dos consideraciones anteriores, y entrando a la tabla que incluye el Código Estructural, se obtiene el valor del coeficiente α:

$$\alpha = 1{,}3$$

Una vez conocidos estos datos, se debe calcular la longitud básica y reducida, teniendo en cuenta que se trata de armaduras en posición desfavorable.

∅16	$L_{b,II}$	$1{,}4 \cdot m \cdot ∅^2 = 46{,}59\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/14) \cdot ∅ = 57{,}14\ cm}$
	$L_{red,II}$	$\boldsymbol{1/3 \cdot l_b = 19{,}05\ cm}$
		$10 \cdot ∅ = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

Por tanto, la longitud de solape es:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}3 \cdot 57{,}14 \cdot \frac{342{,}65}{349{,}60} \rightarrow \boldsymbol{l_{sol} = 72{,}81\ cm} \geq l_{red} = 19{,}05\ cm$$

Por tanto, se decide tomar como longitud de solape 75 cm. La armadura transversal que se debe colocar debe ser tal que:

$$U_{st} = U_{s,∅16} = 87{,}4\ kN$$

Como en 75 cm existen solo 5 estribos como armado ($U_{5\,∅6} = 61{,}5\ kN$), 3 en un extremo del solape (separados 10 cm) y 2 en el otro extremo (separados 15 cm), es necesario incrementar el número de estribos hasta cubrir la capacidad mecánica de $87{,}4\ kN$. De acuerdo con ello, una posible solución es acercar los tres primeros estribos del vano 2-3, situándolos cada 10 cm, disponiendo así un total de 6 estribos en el solape. Como todavía no se supera la capacidad mecánica necesaria, además, se plantea doblar el primer estribo en cada lado del solape, alcanzando así a colocar un total de 8 estribos ($U_{8∅6} = 98{,}3\ kN$).

Además, parece razonable alargar ligeramente el solape para que la disposición de estribos no quede muy próxima al extremo del solape. En este caso, se decide extender 2,5 cm el solape por cada lado. Es decir, se tiene:

$$l_{sol} = h + 2 \cdot (2 \cdot s_t) + (2 \cdot 5\ cm) = 30 + 2 \cdot (2 \cdot 10) + (2 \cdot 5) = 80\ cm$$

Asimismo, dado que la separación entre estribos es de 10 cm, se cumplen los requisitos constructivos que exige la norma (distancia inferior a 15 cm y estribos concentrados en cada extremo del solape a una distancia inferior a $l_{sol}\ /\ 3\ =\ 26{,}67\ cm$).

2.2.8.2. Solape de las barras comprimidas

Se deben solapar las dos armaduras de montaje (Ø16). Atendiendo esto, en primer lugar, se calcula la longitud básica.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 =\ 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing =\ 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

La longitud básica de solape es:

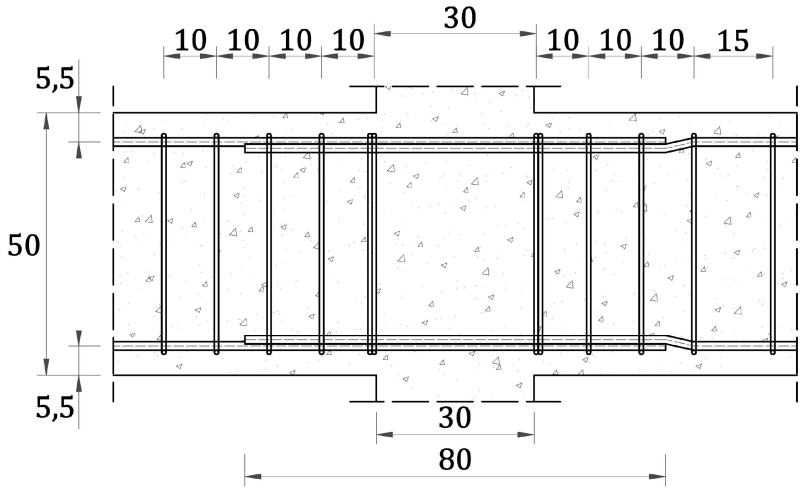
$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} =\ 1{,}0 \cdot 40{,}0 \cdot \frac{0}{174{,}8} \rightarrow l_{\mathrm{sol}} = 0\ cm \not< l_{red} = 26{,}67\ cm$$

Aunque la longitud de solape es en este caso mucho menor, se opta por poner la misma que la obtenida en tracción, es decir 80 cm.

Asimismo, la armadura transversal que hay que colocar en la zona de solape debe de ser tal que:

$$U_{st} =\ U_{s,\varnothing 16}\ =\ 87{,}4\ kN$$

Situación que se cumple según lo visto anteriormente. Ahora bien, en el caso de barras comprimidas, el Código Estructural exige que se coloque un estribo adicional en cada extremo del solape, fuera de la zona de solape, a una distancia inferior a $4\varnothing(\approx\ 6\ cm$ en el caso de las barras ∅16). Tal y como se muestra en la figura, esta condición también se cumple colocando el siguiente estribo tras el fin del solape a 5 cm, y posteriormente, siguiendo la separación definida en el apartado de dimensionamiento a esfuerzo cortante.



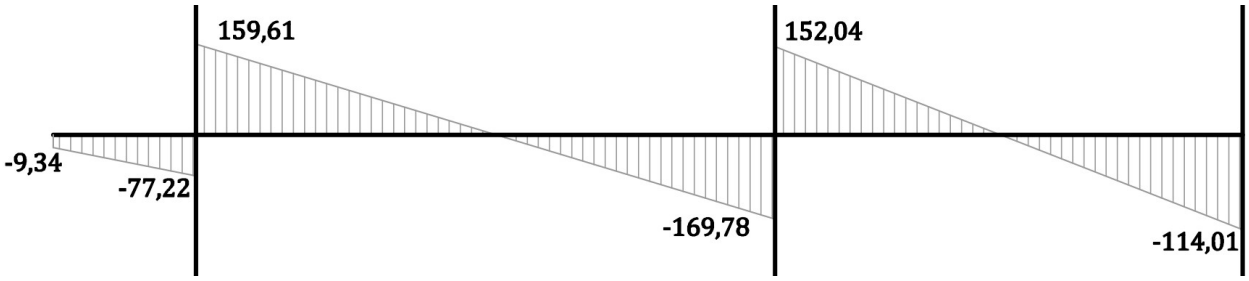
Detalle del solape de la armadura de montaje en el nudo 2.

2.3. E.L.U. de Esfuerzo Cortante

Dado que la carga en las vigas es uniformemente repartida, la ley de cortantes viene dada por la siguiente expresión:

$$V_{rd}\,(x) = V_d - q_d \cdot x$$

En este caso, tal y como se indicaba en el enunciado, la carga mayorada (incluido el peso propio de las vigas) considerada en las plantas intermedias es de 50,68 kN/m (excepto en voladizo, que es de 42,43 kN/m). A continuación, se presenta, aislada, la ley de cortantes en la viga analizada.



Ley de cortantes de la viga analizada.

2.3.1. Cálculo de V_{d1} y V_{d2} a partir de la ley de cortantes

En primer lugar, y teniendo en cuenta los datos presentados anteriormente, el primer paso es calcular el cortante en cara de soporte y a una distancia "d" de la cara de soporte.

Nudo 1, izquierda:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}30}{2}\right) = 77{,}22 - 42{,}43 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2}\right) = 70{,}86\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 77{,}22 - 42{,}43 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 51{,}97\ kN$$

Nudo 1, derecha:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}30}{2}\right) = 159{,}61 - 50{,}68 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2}\right) = 152{,}01\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 159{,}61 - 50{,}68 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 129{,}46\ kN$$

Nudo 2, izquierda:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}30}{2}\right) = 169{,}78 - 50{,}68 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2}\right) = 162{,}18\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 169{,}78 - 50{,}68 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 139{,}63\ kN$$

Nudo 2, derecha:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}30}{2}\right) = 152{,}04 - 50{,}68 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2}\right) = 144{,}44\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 152{,}04 - 50{,}68 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 121{,}89\ kN$$

Nudo 3:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}40}{2}\right) = 114{,}01 - 50{,}68 \cdot \left(\frac{0{,}40}{2}\right) = 103{,}87\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}40}{2} + 0{,}445\right) = 114{,}01 - 50{,}68 \cdot \left(\frac{0{,}40}{2} + 0{,}445\right) = 81{,}32\ kN$$

2.3.2. Armadura mínima

Dadas las dimensiones de la viga, se han dispuesto estribos de 2 ramas de diámetro Ø6.

Por otro lado, al tratarse de una viga, debe disponerse una cuantía mínima, que debe cumplir los siguientes requisitos:

$$s_t \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{0{,}07 \cdot b_w \cdot \sqrt{f_{ck}}} = \frac{24{,}6 \cdot 10^3}{0{,}07 \cdot 350 \cdot \sqrt{30}} = 183{,}32\ mm$$

$$s_t \leq 0{,}75\ d = 0{,}75 \cdot 445 = 333{,}75\ mm$$

Dado que la separación más restrictiva es 183,32 mm, se puede optar por colocar como armadura mínima transversal: **2 ∅ 6 c 150**.

2.3.3. Tensiones de compresión en las bielas de hormigón

El cortante máximo que puede absorber la viga sin que se produzca el agotamiento de las bielas de hormigón comprimido es igual a:

$$V_{Rd,max} = 0{,}216 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} = 0{,}216 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 350 \cdot 445 \cdot \frac{30}{1{,}50} \cdot 10^{-3} = 592{,}10\ kN$$

Dado que en todos los nudos de la viga se tiene:

$$V_{Rd,max} = 592{,}10\ kN > V_{d1}(70{,}86\ kN; 152{,}01\ kN; 162{,}18\ kN; 144{,}44\ kN; 103{,}87\ kN) \rightarrow cumple$$

2.3.4. Tensiones de tracción en el alma de la viga

En primer lugar, se va a comprobar si es necesaria armadura transversal, es decir, si el hormigón por sí solo es capaz de absorber los esfuerzos de tracción que se generan en el alma de la pieza, en cuyo caso, solo sería necesario colocar la armadura transversal mínima. Esta comprobación se debe realizar por cada nudo y punto de V_{d2} analizado.

2.3.4.1. Nudo 1

Esta comprobación corresponde al nudo 1. En este punto la armadura existente en la zona traccionada es de 2Ø16 como armadura de montaje y 1Ø20 como armadura de refuerzo. Sin embargo, y del lado de la seguridad, se considerará que únicamente la familia de 2Ø16 está efectivamente anclada. Por tanto:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d \not< \left(0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

siendo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{445}} = 1{,}670 \not> 2{,}0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 8^2}{350 \cdot 445} = 0{,}003 \not> 0{,}02$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$f_{ck} = 30\ MPa$$

Sustituyendo los valores, se tiene:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}18}{1{,}5} \cdot 1{,}67 \cdot (100 \cdot 0{,}003 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0\right] \cdot 350 \cdot 445 \cdot 10^{-3} = 64{,}92\ kN$$

$$\not< \left(0{,}035 \cdot 1{,}67^{3/2} \cdot \sqrt{30} + 0\right) \cdot 350 \cdot 445 \cdot 10^{-3} = 64{,}44\ kN$$

En este caso:

- Hacia el voladizo: ..... $V_{Rd,c} = 64{,}92 > V_{d2} = 51{,}91 \rightarrow cumple$
- Hacia el vano 1-2:..... $V_{Rd,c} = 64{,}92 < V_{d2} = 129{,}46 \rightarrow \boldsymbol{no\ cumple}$

2.3.4.2. Nudo 2

Esta comprobación corresponde al nudo 2. En este punto la armadura existente en la zona traccionada es de 2Ø16 como armadura de montaje y 2Ø16 como armadura de refuerzo. Sin embargo,

y del lado de la seguridad, se considerará que únicamente la familia de 2Ø16 (armadura de montaje) está efectivamente anclada. Por tanto:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d \not< \left(0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

siendo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{445}} = 1{,}670 \not> 2{,}0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 8^2}{350 \cdot 445} = 0{,}003 \not> 0{,}02$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$f_{ck} = 30\ MPa$$

Sustituyendo los valores, se tiene:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}18}{1{,}5} \cdot 1{,}67 \cdot (100 \cdot 0{,}003 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0\right] \cdot 350 \cdot 445 \cdot 10^{-3} = 64{,}92\ kN$$

$$\not< \left(0{,}035 \cdot 1{,}67^{3/2} \cdot \sqrt{30} + 0\right) \cdot 350 \cdot 445 \cdot 10^{-3} = 64{,}44\ kN$$

En este caso:

- Hacia el vano 1-2: .....$V_{Rd,c} = 64{,}92 < V_{d2} = 139{,}63 \rightarrow$ ***no cumple***
- Hacia el vano 2-3:.....$V_{Rd,c} = 64{,}92 < V_{d2} = 121{,}89 \rightarrow$ ***no cumple***

2.3.4.3. Nudo 3

Esta comprobación corresponde al nudo 3. En este punto la armadura existente en la zona traccionada es únicamente de 2Ø16, y que se corresponde a la armadura de montaje y que se considerará efectivamente anclada. Por tanto:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d \not< \left(0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d$$

siendo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{445}} = 1{,}670 \not> 2{,}0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 8^2}{350 \cdot 445} = 0{,}003 \not> 0{,}02$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$f_{ck} = 30\ MPa$$

Sustituyendo los valores, se tiene:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}18}{1{,}5} \cdot 1{,}67 \cdot\ (100 \cdot 0{,}003 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0\right] \cdot 350 \cdot 445 \cdot 10^{-3} = 64{,}92\ kN$$

$$\nless \left(0{,}035 \cdot 1{,}67^{3/2} \cdot \sqrt{30} + 0\right) \cdot 350 \cdot 445 \cdot 10^{-3} = 64{,}44\ kN$$

En este caso:

- Hacia el vano 2-3: .....$V_{Rd,c} = 64{,}92 < V_{d2} = 81{,}32 \rightarrow$ ***no cumple***

Como se puede ver, existen varios casos donde $V_{Rd,c} < V_{d2}$ (excepto en el voladizo, en todos los nudos), siendo necesario calcular la armadura transversal necesaria. El cortante que absorbe la armadura mínima dispuesta es:

$$V_{Rd,s} = \frac{1{,}8 \cdot\ d}{s_t} \cdot A_{st} \cdot f_{yd} = \frac{1{,}8 \cdot 445}{150} \cdot 24{,}6 = 131{,}36\ kN$$

Dado que para evitar el agotamiento por tracción en el alma es necesario que $V_{Rd,s}$ sea mayor que el cortante solicitación V_{d2}, en este caso es necesario aumentar la armadura de cortante en la zona próxima al nudo 2, hacia el vano 1-2 (se puede optar por poner los estribos más juntos o doblar estribos). En el resto de los nudos, la armadura mínima ($V_{Rd,s}$) es superior al cortante solicitación (V_{d2}).

- Refuerzo del nudo 2, izquierda

La armadura necesaria es igual a:

$$\frac{1{,}8 \cdot\ d}{s_t} \cdot A_{st}\ \cdot f_{yd} \geq\ 139{,}63\ kN\ \Leftrightarrow\ s_t \leq \frac{1{,}8 \cdot 445}{139{,}63} \cdot 24{,}6\ =\ 141{,}12\ mm$$

Se opta por poner como armadura transversal cerca del apoyo **2Ø6 c 100**.

El siguiente paso es determinar hasta donde es necesario colocar dicha armadura, o lo que es lo mismo, hasta donde es suficiente con los estribos mínimos. El máximo cortante que se puede absorber con estribos mínimos es $V_{Rd,s} = 131{,}36\ kN$. Dicho cortante es el existente en una sección situada a una distancia "x" del apoyo, siendo x:

$$V_{(x)} = V_d - q_d \cdot x\ \ \Leftrightarrow x\ =\ \frac{V_d - V_{(x)}}{q_d} = \frac{169{,}78 - 131{,}36}{50{,}68} = 0{,}76\ m$$

Dado que los estribos se han de prolongar una distancia igual a la mitad del canto útil más allá de donde dejan de ser necesarios, la zona, contada a partir de la cara del soporte, donde hay que disponer los estribos más juntos (2Ø6 c 100) es:

$$L = x + d/2 - h/2 = 0{,}76 + 0{,}445/2 - 0{,}30/2 = 0{,}83\,m$$

Como la separación entre estos estribos es de 10 cm, la zona junto al apoyo donde hay que colocarlos tendrá una longitud igual a 90 cm.

3. SOPORTE 1

3.1. E.L.U. de Inestabilidad o Pandeo

3.1.1. Comprobación de la intraslacionalidad del pórtico

De forma simplificada, una estructura se puede considerar arriostrada si:

- no excede de 8 plantas y su altura es inferior al doble de su longitud;
- las cargas son fundamentalmente verticales y no está expuesto a la acción continuada del viento;
- existe tabiquería;

Dado que en esta estructura se cumplen todos estos requisitos, se va a considerar arriostrada.

3.1.2. Comprobación de pandeo

La comprobación de pandeo se realiza calculando los esfuerzos de primer orden y comprobando aisladamente cada soporte.

3.1.2.1. Cálculo de la esbeltez mecánica.

La esbeltez mecánica de un soporte viene dada por la siguiente expresión:

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i}$$

siendo:

- $l_o = \alpha \cdot l$ la longitud de pandeo
- $i = \sqrt{\frac{I_b}{A_c}}$ el radio de giro en la dirección considerada (en este caso dirección x)

El momento de inercia y el área de la sección bruta son:

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 67.500\ cm^4$$

$$A_c = 30 \cdot 30 = 900\ cm^2$$

Teniendo esto en cuenta, el radio de giro es:

$$i = \sqrt{\frac{I_b}{A_c}} = \sqrt{\frac{67.500}{900}} = 8{,}66\ cm$$

La longitud de pandeo del soporte se puede determinar de forma simplificada o aplicando las expresiones generales recogidas en el Código Estructural. En este ejercicio, se seguirá el procedimiento simplificado.

3.1.2.2. Soporte de la sexta planta

En este caso, $\alpha = 1{,}0$ por tratarse de una estructura arriostrada (intraslacional) y poder considerarse, del lado de la seguridad, una barra biarticulada.

$$l_o = \alpha \cdot l = 1{,}0 \cdot 320 = 320\ cm$$

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{320}{8{,}66} = 36{,}95$$

La esbeltez límite es igual a:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}56}{\sqrt{0{,}122}} = 112{,}87$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{54{,}88}{63{,}80} = 2{,}56$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{220{,}14 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}122$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 112{,}87$$

no es necesario tener en cuenta los efectos de 2º orden en el soporte de la sexta planta.

3.1.2.3. Soporte de la quinta planta

En este caso, $\alpha = 1{,}0$ por tratarse de una estructura arriostrada (intraslacional) y poder considerarse, del lado de la seguridad, una barra biarticulada.

$$l_o = \alpha \cdot l = 1{,}0 \cdot 320 = 320\ cm$$

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{320}{8{,}66} = 36{,}95$$

La esbeltez límite es igual a:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}69}{\sqrt{0{,}283}} = 77{,}87$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{48{,}90}{49{,}60} = 2{,}69$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{509{,}99 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}283$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 77{,}87$$

no es necesario tener en cuenta los efectos de 2º orden en el soporte de la quinta planta.

3.1.2.4. Soporte de la cuarta planta

En este caso, $\alpha = 1{,}0$ por tratarse de una estructura arriostrada (intraslacional) y poder considerarse, del lado de la seguridad, una barra biarticulada.

$$l_o = \alpha \cdot l = 1{,}0 \times 320 = 320\ cm$$

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{320}{8{,}66} = 36{,}95$$

La esbeltez límite es igual a:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}70}{\sqrt{0{,}444}} = 62{,}40$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{48{,}65}{48{,}72} = 2{,}70$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{798{,}40 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}444$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 62{,}40$$

no es necesario tener en cuenta los efectos de 2º orden en el soporte de la cuarta planta.

3.1.2.5. Soporte de la tercera planta

En este caso, $\alpha = 1{,}0$ por tratarse de una estructura arriostrada (intraslacional) y poder considerarse, del lado de la seguridad, una barra biarticulada.

$$l_o = \alpha \cdot l = 1{,}0 \times 320 = 320\ cm$$

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{320}{8{,}66} = 36{,}95$$

La esbeltez límite es igual a:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}70}{\sqrt{0{,}603}} = 53{,}55$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{46{,}63}{46{,}68} = 2{,}70$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1.085{,}60 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}603$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 53{,}55$$

no es necesario tener en cuenta los efectos de 2º orden en el soporte de la tercera planta.

3.1.2.6. Soporte de la segunda planta

En este caso, $\alpha = 1{,}0$ por tratarse de una estructura arriostrada (intraslacional) y poder considerarse, del lado de la seguridad, una barra biarticulada.

$$l_o = \alpha \cdot l = 1{,}0 \times 320 = 320\ cm$$

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{320}{8{,}66} = 36{,}95$$

La esbeltez límite es igual a:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}70}{\sqrt{0{,}762}} = 47{,}63$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{43{,}79}{43{,}97} = 2{,}70$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1.371{,}07 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}762$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 47{,}63$$

no es necesario tener en cuenta los efectos de 2º orden en el soporte de la segunda planta.

3.1.2.7. Soporte de la primera planta

En este caso, $\alpha = 1{,}0$ por tratarse de una estructura arriostrada (intraslacional) y poder considerarse, del lado de la seguridad, una barra biarticulada.

$$l_o = \alpha \cdot l = 1{,}0 \times 320 = 320\ cm$$

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{320}{8{,}66} = 36{,}95$$

La esbeltez límite es igual a:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}64}{\sqrt{0{,}919}} = 42{,}40$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{42{,}04}{44{,}49} = 2{,}64$$

$$n = \frac{N_d}{b\ h\ f_{cd}} = \frac{1.654{,}53 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}919$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 42{,}40$$

no es necesario tener en cuenta los efectos de 2º orden en el soporte de la primera planta.

3.1.2.1. Soporte de la planta baja

En este caso, $\alpha = 0{,}7$ por ser estructura arriostrada (intraslacional) y poder considerarse simplificadamente como una barra empotrada - articulada

$$l_o = \alpha \cdot l = 0{,}7 \times 420 = 294\ cm$$

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{294}{8{,}66} = 33{,}95$$

La esbeltez límite es igual a:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}30}{\sqrt{1{,}076}} = 34{,}15$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{13{,}83}{23{,}14} = 2{,}30$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1.936{,}19 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 1{,}076$$

Dado que:

$$\lambda_m = 33{,}95 < 34{,}15$$

no es necesario tener en cuenta los efectos de 2º orden en el soporte de la planta baja.

3.2. E.L.U. de Tensiones Normales (dimensionamiento a flexocompresión)

Se debe de tener en cuenta las siguientes disposiciones constructivas:

- número de barras: $\geq$ 4 barras en secciones rectangulares;
- separación recomendable entre armaduras: $\leq$ 30 cm;
- diámetro de la barra más fina: $\geq$ 12 mm.

La resistencia de cálculo del acero de las barras comprimidas no debe de ser superior a 400 MPa. Dado que el acero utilizado en este proyecto es B 500 SD, este requisito no se cumple:

$$f_{yc,d} = \frac{f_{yk}}{1{,}15} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}78\ MPa \not> \mathbf{400\ MPa}$$

3.2.1. Limitaciones

- ***Armadura mínima***

Se deben cumplir dos requisitos de armadura total mínima.

$$A_{s,total} \cdot f_{yc,d} = \frac{b \cdot h^2 \cdot f_{ctm,fl}}{4{,}8 \cdot h} = \frac{b \cdot h}{4{,}8} \cdot f_{ctm,fl} \approx 0{,}21 \cdot b \cdot h \cdot f_{ctm,fl}$$

$$A_{s,tot} \cdot f_{yc,d} \geq 0{,}1 \cdot N_d$$

$$A_{s,tot} \cdot f_{yc,d} \geq \frac{2}{1000} \cdot b \cdot h \cdot f_{yc,d}$$

- ***Armadura máxima***

Se debe cumplir un único requisito de armadura total máxima.

$$U_{s,total} = A_{s,total} \cdot f_{yc,d} = \frac{40}{1.000} \cdot b \cdot h \cdot f_{yc,d}$$

3.2.2. Armado del pilar

Para facilitar y sistematizar el trabajo se ha realizado un esquema del soporte, donde se refleja la dimensión, las solicitaciones mayoradas, el armado necesario y las comprobaciones realizadas.

El dimensionamiento se ha realizado utilizando para todas las plantas un ábaco adimensional en el que $c_1/\ h = 0{,}15$, pues en todos los pilares $c_1/\ h = \frac{55}{300} = 0{,}183$[2]. Además, no hay que olvidar que para el dimensionamiento hay que tener en cuenta un incremento de solicitaciones como consecuencia de posibles imperfecciones de ejecución y considerar una excentricidad mínima de cálculo (e_{cal}) no menor de:

$$\frac{h}{30} \text{ ó } 2\ cm$$

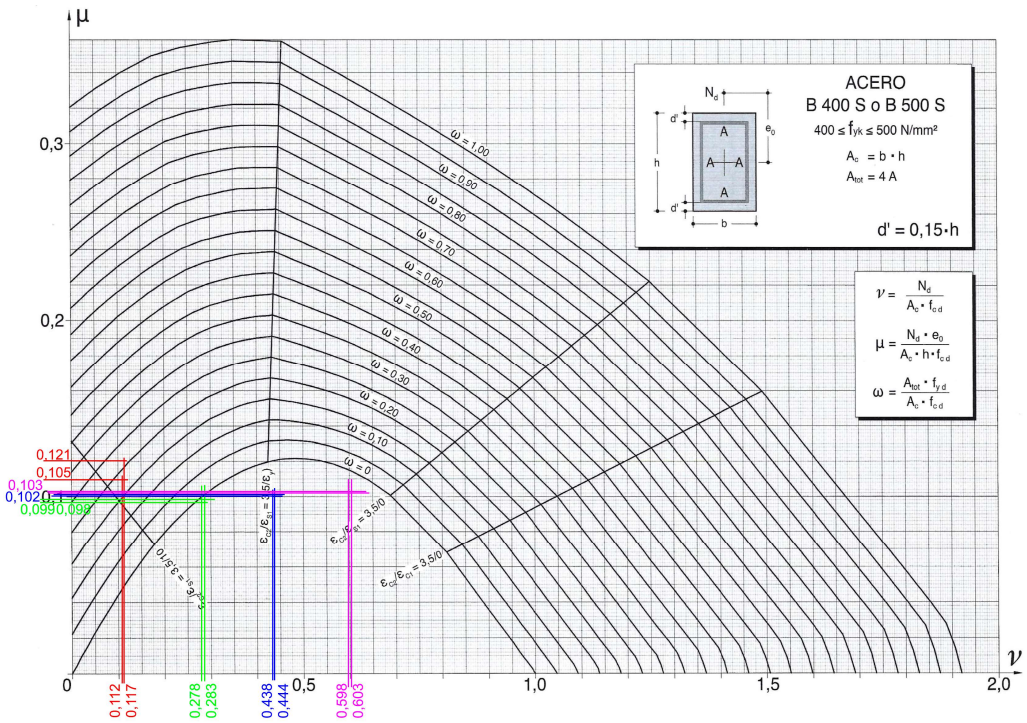
[2] En este caso, la relación entre el recubrimiento mecánico y el canto del soporte resulta muy superior a 0,15. Dado que no existe un ábaco correspondiente a 0,20, se ha optado por emplear el ábaco de 0,15. No obstante, para este caso concreto habría sido más recomendable recurrir a las ecuaciones de equilibrio en lugar de basarse en los ábacos.

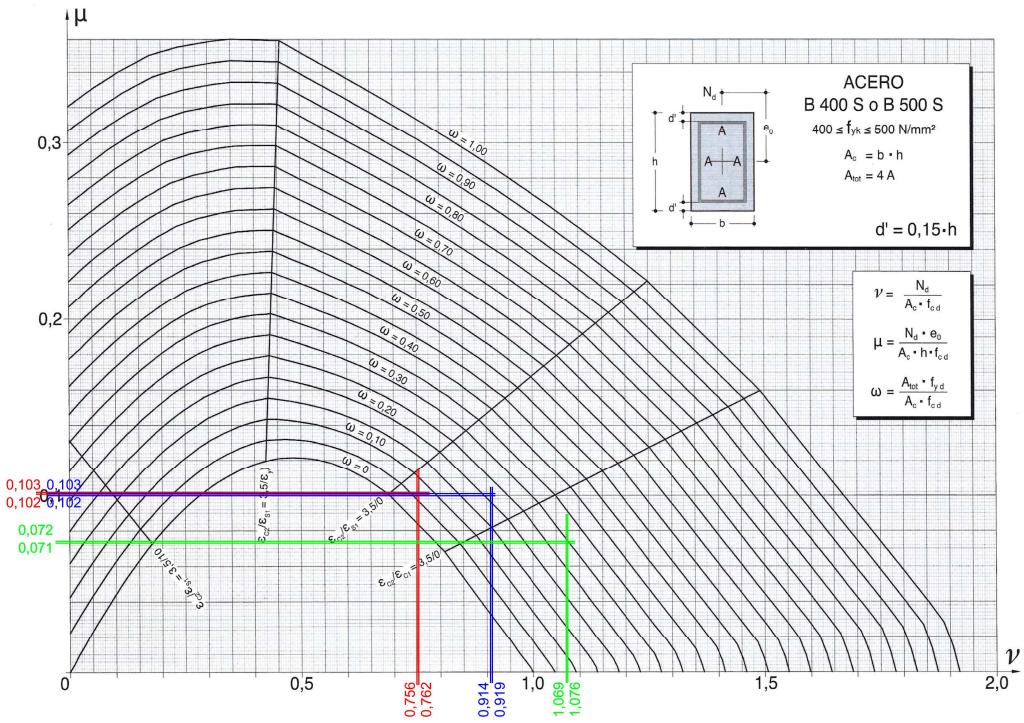
b x h	N_d (kN)	M_{0d} (kN·m)	$M_{0d}+M_i$ (kN·m)	M_{min} (kN·m)	$M_{d,calc}$ (kN·m)	ν	μ	ω_{tot}	$U_{s,tot}$ (kN)	Arm. min. $0{,}21\ A_c\ f_{ctm,fl}$	Arm. min. $0{,}1\ N_d$	Arm. min. $0{,}002\ A_c\ f_{yc,d}$	Arm. máx $0{,}04A_c \cdot f_{yc,d}$	$U_{s,tot}$ (kN)	Armado	Armadura atado vertical (kN)
30x30	210,42	63,80	65,48	4,21	65,48	0,117	0,121	0,18	324,0	70,601	21,042	72,000	1440,00	**324,00**	8∅12 (361,9)	280,13 (cumple)
	220,14	54,88	56,64	4,40	56,64	0,122	0,105	0,16	288,0	70,601	22,014	72,000	1440,00			
30x30	500,27	48,90	52,90	10,01	52,90	0,278	0,098	0,00	0,0	70,601	50,027	72,000	1440,00	**288,00**	4∅16 (321,7)	278,69 (cumple)
	509,99	49,60	53,68	10,20	53,68	0,283	0,099	0,00	0,0	70,601	50,999	72,000	1440,00			
30x30	788,68	48,72	55,03	15,77	55,03	0,438	0,102	0,00	0,0	70,601	78,868	72,000	1440,00	**79,84**	~~4∅12~~ (181,0)	277,48 (no cumple)
	798,40	48,65	55,04	15,97	55,04	0,444	0,102	0,00	0,0	70,601	79,840	72,000	1440,00			4∅16 (321,7)
30x30	1075,88	46,63	55,24	21,52	55,24	0,598	0,102	0,00	0,0	70,601	107,588	72,000	1440,00	**108,56**	~~4∅12~~ (181,0)	275,75 (no cumple)
	1085,60	46,68	55,37	21,71	55,37	0,603	0,103	0,00	0,0	70,601	108,560	72,000	1440,00			4∅16 (321,7)
30x30	1361,35	43,97	54,86	27,23	54,86	0,756	0,102	0,06	108,0	70,601	136,135	72,000	1440,00	**137,11**	~~4∅12~~ (181,0)	273,74 (no cumple)
	1371,07	43,79	54,76	27,42	54,76	0,762	0,101	0,07	126,0	70,601	137,107	72,000	1440,00			4∅16 (321,7)
30x30	1644,81	42,04	55,20	32,90	55,20	0,914	0,102	0,22	396,0	70,601	164,481	72,000	1440,00	**414,00**	4∅12+4∅16 (502,7)	268,91 (cumple)
	1654,53	44,49	57,73	33,10	57,73	0,919	0,107	0,23	414,0	70,601	165,453	72,000	1440,00			
30x30	1923,44	23,14	37,28	38,47	38,47	1,069	0,071	0,25	450,0	70,601	192,344	72,000	1440,00	**450,00**	4∅12+4∅16 (502,7)	
	1936,19	13,83	28,06	38,72	38,72	1,076	0,072	0,25	450,0	70,601	193,619	72,000	1440,00			

sección 30 x 30: $f_{ctm,fl} = max\left\{\frac{1.600-h}{1.000} f_{ct,m};\ f_{ct,m}\right\} = max\left\{\frac{1.600-300}{1.000} \cdot 0{,}30 \cdot 30^{2/3}\ ; 0{,}30 \cdot 30^{2/3}\right\} = max\{3{,}77; 2{,}90\} = 3{,}77\ MPa$

longitud de pandeo *Plantas altas: l_o = 320 cm; planta baja: l_o = 294 cm*

3.2.2.1. Ábacos





Ábaco adimensional empleado para llevar a cabo el dimensionamiento a E.L.U. frente a tensiones normales del soporte 1.

3.3. E.L.U. de Esfuerzo Cortante

					Agotamiento por compresión				Agotamiento por tracción								Armado			
									Resistencia a tracción del hormigón											
b x h		V_d (kN)	N_d (kN)	$U_{st,min}$ (kN)	σ_{cp} (MPa)	α_{cw}	$V_{Rd,max}$ (kN)		k	ρ	σ	(*)	(**)	$V_{Rd,c}$ (kN)			$s_{t,max}$ (mm)	$V_{Rd,s}$ (kN)	s_t (mm)	Armado
30x30	8∅12 (361,9)	37,09	210,42	2 Ø 6 (24,6)	0,327	1,016	283,991	✓	1,904	0,0062	2,338	70,151	62,780	69,634	✓	Arm.Mín.	150	-	-	2Ø6c150
		37,09	220,14		0,659	1,033	288,621		1,904	0,0055	2,446	69,634	63,971							
30x30	4∅16 (321,7)	30,78	500,27	2 Ø 6 (24,6)	3,771	1,189	332,107	✓	1,904	0,0055	4,000	86,767	81,104	86,767	✓	Arm.Mín.	200	-	-	2Ø6c200
		30,78	509,99		3,879	1,194	333,615		1,904	0,0055	4,000	86,767	81,104							
30x30	4∅16 (321,7)	30,43	788,68	2 Ø 6 (24,6)	6,976	1,250	349,272	✓	1,904	0,0055	4,000	86,767	81,104	86,767	✓	Arm.Mín.	200	-	-	2Ø6c200
		30,43	798,40		7,084	1,250	349,272		1,904	0,0055	4,000	86,767	81,104							
30x30	4∅16 (321,7)	29,16	1075,88	2 Ø 6 (24,6)	10,167	1,229	343,439	✓	1,904	0,0055	4,000	86,767	81,104	86,767	✓	Arm.Mín.	200	-	-	2Ø6c200
		29,16	1085,60		10,275	1,216	339,667		1,904	0,0055	4,000	86,767	81,104							
30x30	4∅16 (321,7)	27,43	1361,35	2 Ø 6 (24,6)	13,339	0,833	232,654	✓	1,904	0,0055	4,000	86,767	81,104	86,767	✓	Arm.Mín.	200	-	-	2Ø6c200
		27,43	1371,07		12,442	0,945	263,994		1,904	0,0085	4,000	93,610	81,104							
30x30	4∅12 +4∅16 (502,7)	27,04	1644,81	2 Ø 6 (24,6)	15,483	0,565	157,761	✓	1,904	0,0085	4,000	93,610	81,104	93,610	✓	Arm.Mín.	150	-	-	2Ø6c150
		27,04	1654,53		15,591	0,551	153,989		1,904	0,0085	4,000	93,610	81,104							
30x30	4∅12 +4∅16 (502,7)	8,80	1923,44	2 Ø 6 (24,6)	13,934	0,178	49,631	✓	1,904	0,0085	4,000	93,610	81,104	93,610	✓	Arm.Mín.	150	-	-	2Ø6c150
		8,80	1936,19		14,041	0,160	44,683		1,904	0,0085	4,000	93,610	81,104							

Dependiendo de la sección donde se realiza la comprobación de cortante, la armadura efectivamente anclada que hay que considerar es la siguiente:

- Planta sexta:

  - cabeza: 8∅12

  - base: 4Ø16

- Planta quinta:

  - cabeza: 4Ø16

  - base: 4Ø16

- Planta cuarta:

  - cabeza: 4Ø16

  - base: 4Ø16

- Planta tercera:

  - cabeza: 4Ø16

  - base: 4Ø16

- Planta segunda:

  - cabeza: 4Ø16

  - base: 4Ø12 + 4Ø16

- Planta primera:

  - cabeza: 4Ø12 + 4Ø16

  - base: 4Ø12 + 4Ø16

- Planta baja:

  - cabeza: 4Ø12 + 4Ø16

  - base: 4Ø12 + 4Ø16

Para la separación máxima entre estribos, se han tenido en cuenta los criterios que a continuación se describen.

- Cuantía mínima para evitar roturas frágiles:

$$s_t \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{0{,}07 \cdot b_w \cdot \sqrt{f_{ck}}} = \frac{24{,}6 \cdot 10^3}{0{,}07 \cdot 300 \cdot \sqrt{30}} = 213{,}87\ mm$$

- Distancia mínima para evitar pandeos localizados de la armadura longitudinal comprimida, donde s_t debe ser menor a 15 veces el diámetro mínimo del soporte:

  - planta sexta: $s_t \leq 180\,mm$
  - planta quinta: $s_t \leq 240\,mm$
  - planta cuarta: $s_t \leq 240\,mm$
  - planta tercera: $s_t \leq 240\,mm$
  - planta segunda: $s_t \leq 240\,mm$
  - planta primera: $s_t \leq 180\,mm$
  - planta baja: $s_t \leq 180\,mm$

- Distancia mínima para evitar pandeos localizados de la armadura longitudinal comprimida, donde $s_t$debe ser menor a la dimensión mínima del soporte:

  - todas las plantas: $s_t \leq 300\,mm$

- Además, otra de las condiciones para evitar pandeos localizados de la armadura longitudinal comprimida es que, en todos los casos, $s_t \leq 300\,mm.$

Por último, se debe añadir que, en la base y cabeza del pilar, en una distancia igual a la mayor dimensión del pilar, la separación entre estribos será menor a 9 $Ø_{min}$; 0,6·l_{min}; 18 cm.

- En este caso, en los soportes de todas las plantas, en los primeros y últimos 30 cm del soporte, como condición más restrictiva:

  - planta sexta: $s_t \leq 100\,mm$
  - planta quinta: $s_t \leq 100\,mm$
  - planta cuarta: $s_t \leq 100\,mm$
  - planta tercera: $s_t \leq 100\,mm$
  - planta segunda: $s_t \leq 100\,mm$
  - planta primera: $s_t \leq 100\,mm$
  - planta baja: $s_t \leq 100\,mm$

Como última comprobación, se deberá verificar que en las zonas de solape hay un mínimo de tres estribos.

3.4. E.L.U. de Anclajes y Empalmes

La expresión para el cálculo de la longitud de solape es:

$$l_s = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}}$$

siendo α un coeficiente en función de la separación entre armaduras y el porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción o compresión, con relación a la sección total de acero.

3.4.1. Solape de las armaduras de espera de la cimentación

De acuerdo con los esfuerzos existentes en la base del soporte de planta baja, el agotamiento se produce en Dominio 5 y, por lo tanto, toda la armadura del soporte está en compresión. Teniendo esto en cuenta, se debe calcular la longitud básica y la longitud reducida de anclaje de una barra Ø16 por ser el caso más desfavorable.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

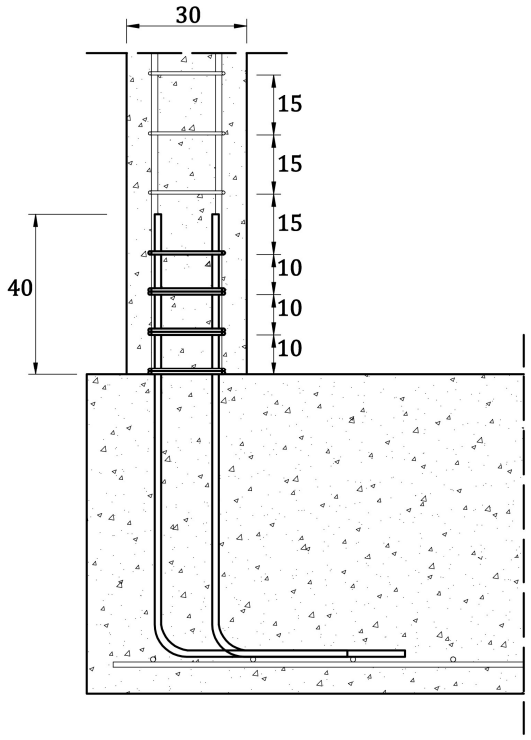
Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot\ l_b\ \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 40{,}0 \cdot \frac{450}{502{,}7} \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 35{,}81\ cm} \approx \boldsymbol{40\ cm} > l_{red} = 26{,}67\ cm$$

La armadura transversal que hay que colocar en la zona de solape debe de ser tal que:

$$U_{st} = U_{s,\varnothing 16} = 80{,}4\ kN$$

Según la comprobación por cortante, en el pilar de planta baja la separación entre estribos es de 15 cm, si bien en la base, en una altura de 30 cm, la separación es de 10 cm. De acuerdo con ello, en la zona de solape (40 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto no cumple. Para poder cumplir, se podría incrementar la longitud de solape hasta abarcar los suficientes estribos para que la cuantía de estribos iguale la capacidad mecánica del redondo de mayor diámetro. Sin embargo, otra opción podría ser, manteniendo esa distancia de solape, doblar los primeros tres estribos ($U_{7\varnothing 6} = 86{,}1\ kN$). Con la longitud de anclaje estimada, se deja además un estribo adicional a menos 5 cm (distancia inferior a 4Ø), cumpliendo las disposiciones constructivas del Código Estructural.



Detalle del solape de las armaduras de espera del pilar de planta baja.

3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 1

De acuerdo con los esfuerzos existentes en la base del soporte de planta primera, el agotamiento se produce en Dominio 4A y, por lo tanto, toda la armadura del soporte está en compresión. Teniendo esto en cuenta, se debe calcular la longitud básica y la longitud reducida de anclaje de una barra Ø16 por ser el caso más desfavorable.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

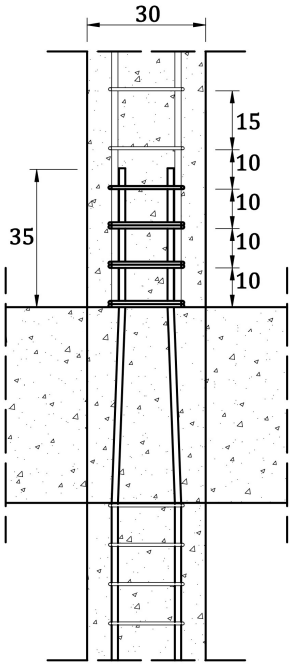
$$l_{sol} = \alpha \cdot\ l_b\ \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 40{,}0 \cdot \frac{414}{502{,}7} \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 32{,}94\ cm} \approx \boldsymbol{35\ cm} > l_{red} = 26{,}67\ cm$$

La armadura transversal que hay que colocar en la zona de solape debe de ser tal que:

$$U_{st} = U_{s,\varnothing 16} = 80{,}4\ kN$$

Según la comprobación por cortante, en el pilar de planta primera la separación entre estribos es de 15 cm, si bien en la base, en una altura de 30 cm, la separación es de 10 cm. De acuerdo con ello, en la zona de solape (35 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto no cumple.

Para poder cumplir, una opción sería doblar parte de los primeros estribos, o alargar el solape. Sin embargo, otra opción podría ser, manteniendo esa distancia de solape, doblar los primeros tres estribos ($U_{7\varnothing 6} = 86{,}1\ kN$). El primer estribo de fuera del solape se colocaría a 5 cm del corte, cumpliendo así con las exigencias de disposiciones constructivas del Código Estructural.



Detalle del solape de las armaduras de espera del pilar de planta primera.

3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 2

De acuerdo con los esfuerzos existentes en la base del soporte de planta segunda, el agotamiento se produce en Dominio 4A y, por lo tanto, toda la armadura del soporte está en compresión. Teniendo esto en cuenta, se debe calcular la longitud básica y la longitud reducida de anclaje de una barra Ø16 por ser el caso más desfavorable.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

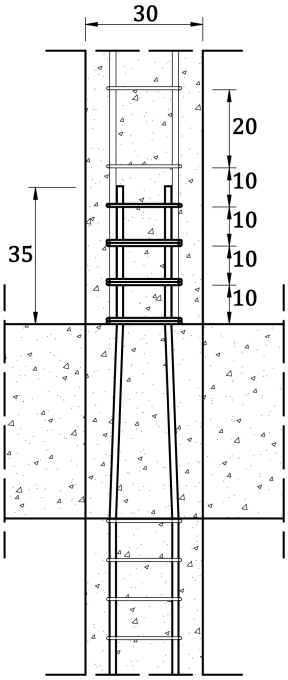
Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 40{,}0 \cdot \frac{126}{321{,}7} \rightarrow l_{b,net} = 15{,}67\ cm \geq \boldsymbol{l_{red} = 26{,}67\ cm} \approx \boldsymbol{30\ cm}$$

La armadura transversal que hay que colocar en la zona de solape debe de ser tal que:

$$U_{st} = U_{s,\varnothing 16} = 80{,}4\ kN$$

Según la comprobación por cortante, en el pilar de planta segunda la separación entre estribos es de 20 cm, si bien en la base, en una altura de 30 cm, la separación es de 10 cm. De acuerdo con ello, en la zona de solape (30 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto no cumple. Para poder cumplir, una opción sería doblar los tres primeros estribos ($U_{7\varnothing 6} = 86{,}1\ kN$). El solape se alargaría 5 cm más de lo estimado para que la armadura no se cortara justo donde se encuentra el estribo, y el primer estribo de fuera del solape se colocaría a 5 cm del corte, cumpliendo así con las exigencias de disposiciones constructivas del Código Estructural.



Detalle del solape de las armaduras de espera del pilar de planta segunda.

3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 3

De acuerdo con los esfuerzos existentes en la base del soporte de planta tercera, el agotamiento se produce en Dominio 5 y, por lo tanto, toda la armadura del soporte está en compresión. Teniendo esto en cuenta, se debe calcular la longitud básica y la longitud reducida de anclaje de una barra Ø16.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

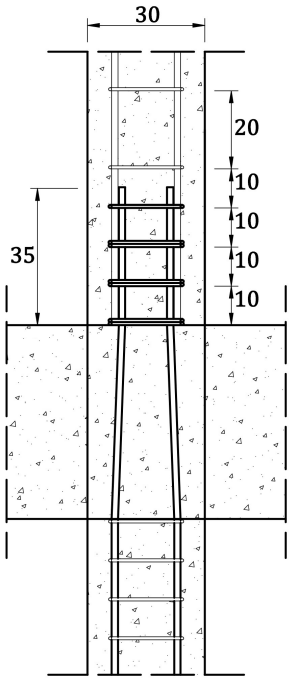
Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 40{,}0 \cdot \frac{0}{321{,}7} \rightarrow l_{b,net} = 0\ cm \geq \boldsymbol{l_{red} = 26{,}67\ cm} \approx \boldsymbol{30\ cm}$$

La armadura transversal que hay que colocar en la zona de solape debe de ser tal que:

$$U_{st} = U_{s,\varnothing 16} = 80{,}4\ kN$$

Según la comprobación por cortante, en el pilar de planta tercera la separación entre estribos es de 20 cm, si bien en la base, en una altura de 30 cm, la separación es de 10 cm. De acuerdo con ello, en la zona de solape (30 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto no cumple. Para poder cumplir, una opción sería doblar los tres primeros estribos ($U_{7\varnothing 6} = 86{,}1\ kN$). El solape se alargaría 5 cm más de lo estimado para que la armadura no se cortara justo donde se encuentra el estribo, y el primer estribo de fuera del solape se colocaría a 5 cm del corte, cumpliendo así con las exigencias de disposiciones constructivas del Código Estructural.



Detalle del solape de las armaduras de espera del pilar de planta tercera.

3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 4

De acuerdo con los esfuerzos existentes en la base del soporte de planta cuarta, el agotamiento se produce en Dominio 5 y, por lo tanto, toda la armadura del soporte está en compresión. Teniendo esto en cuenta, se debe calcular la longitud básica y la longitud reducida de anclaje de una barra Ø16.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

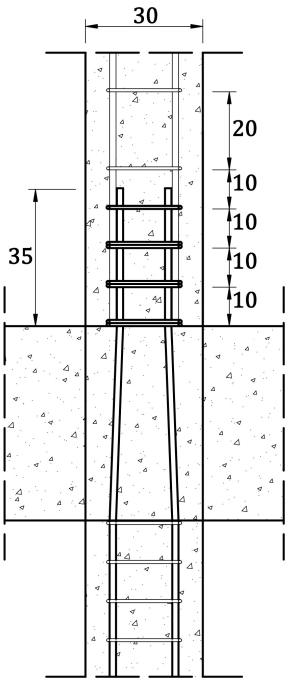
Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 40{,}0 \cdot \frac{0}{321{,}7} \rightarrow l_{b,net} = 0\ cm \geq \boldsymbol{l_{red} = 26{,}67\ cm} \approx \boldsymbol{30\ cm}$$

La armadura transversal que hay que colocar en la zona de solape debe de ser tal que:

$$U_{st} = U_{s,\varnothing 16} = 80{,}4\ kN$$

Según la comprobación por cortante, en el pilar de planta cuarta la separación entre estribos es de 20 cm, si bien en la base, en una altura de 30 cm, la separación es de 10 cm. De acuerdo con ello, en la zona de solape (30 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto no cumple. Para poder cumplir, una opción sería doblar los tres primeros estribos ($U_{7\varnothing 6} = 86{,}1\ kN$). El solape se alargaría 5 cm más de lo estimado para que la armadura no se cortara justo donde se encuentra el estribo, y el primer estribo de fuera del solape se colocaría a 5 cm del corte, cumpliendo así con las exigencias de disposiciones constructivas del Código Estructural.



Detalle del solape de las armaduras de espera del pilar de planta cuarta.

3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 5

De acuerdo con los esfuerzos existentes en la base del soporte de planta quinta, el agotamiento se produce en Dominio 5 y, por lo tanto, toda la armadura del soporte está en compresión. Teniendo esto en cuenta, se debe calcular la longitud básica y la longitud reducida de anclaje de una barra Ø16.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

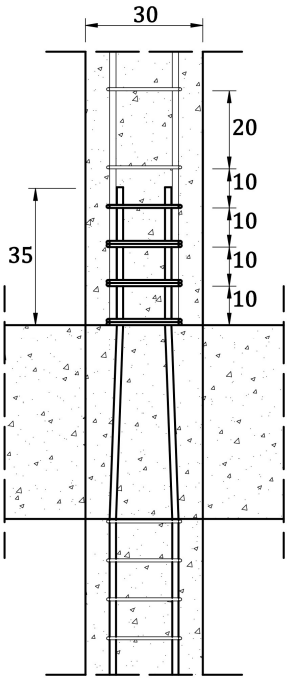
Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 40{,}0 \cdot \frac{0}{321{,}7} \rightarrow l_{b,net} = 0\ cm \geq \boldsymbol{l_{red} = 26{,}67\ cm} \approx \boldsymbol{30\ cm}$$

La armadura transversal que hay que colocar en la zona de solape debe de ser tal que:

$$U_{st} = U_{s,\varnothing 16} = 80{,}4\ kN$$

Según la comprobación por cortante, en el pilar de planta quinta la separación entre estribos es de 20 cm, si bien en la base, en una altura de 30 cm, la separación es de 10 cm. De acuerdo con ello, en la zona de solape (30 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto no cumple. Para poder cumplir, una opción sería doblar los tres primeros estribos ($U_{7\varnothing 6} = 86{,}1\ kN$). El solape se alargaría 5 cm más de lo estimado para que la armadura no se cortara justo donde se encuentra el estribo, y el primer estribo de fuera del solape se colocaría a 5 cm del corte, cumpliendo así con las exigencias de disposiciones constructivas del Código Estructural.



Detalle del solape de las armaduras de espera del pilar de planta quinta.

3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 6

De acuerdo con los esfuerzos existentes en la base del soporte de planta sexta, el agotamiento se produce en Dominio 3 y, por lo tanto, parte de la armadura del soporte está en tracción y parte en compresión. Teniendo esto en cuenta, se calcula la longitud de solape de las barras traccionadas, por ser el caso más desfavorable.

∅12	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 18{,}72\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 30{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$\boldsymbol{1/3 \cdot l_b = 10{,}00\ cm}$ $\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 20{,}00\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 12{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

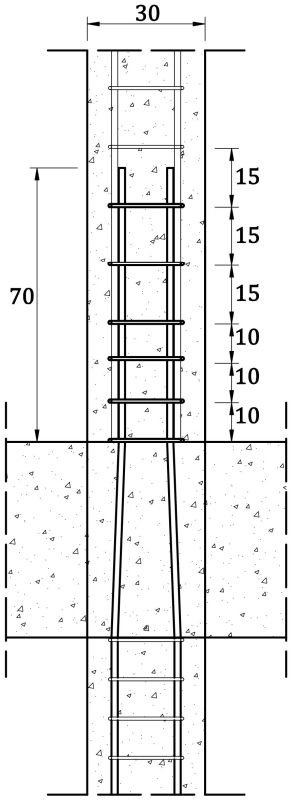
Como la menor separación entre barras es de 9,5 cm, inferior a 10Ø, y se está solapando la totalidad de la armadura de tracción, el coeficiente α es igual a 2,0. Así pues, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 2{,}0 \cdot 40{,}0 \cdot \frac{288}{361{,}9} \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 63{,}66\ cm} \approx \boldsymbol{65\ cm} > l_{red} = 20{,}00\ cm$$

La armadura transversal que hay que colocar en la zona de solape debe de ser tal que:

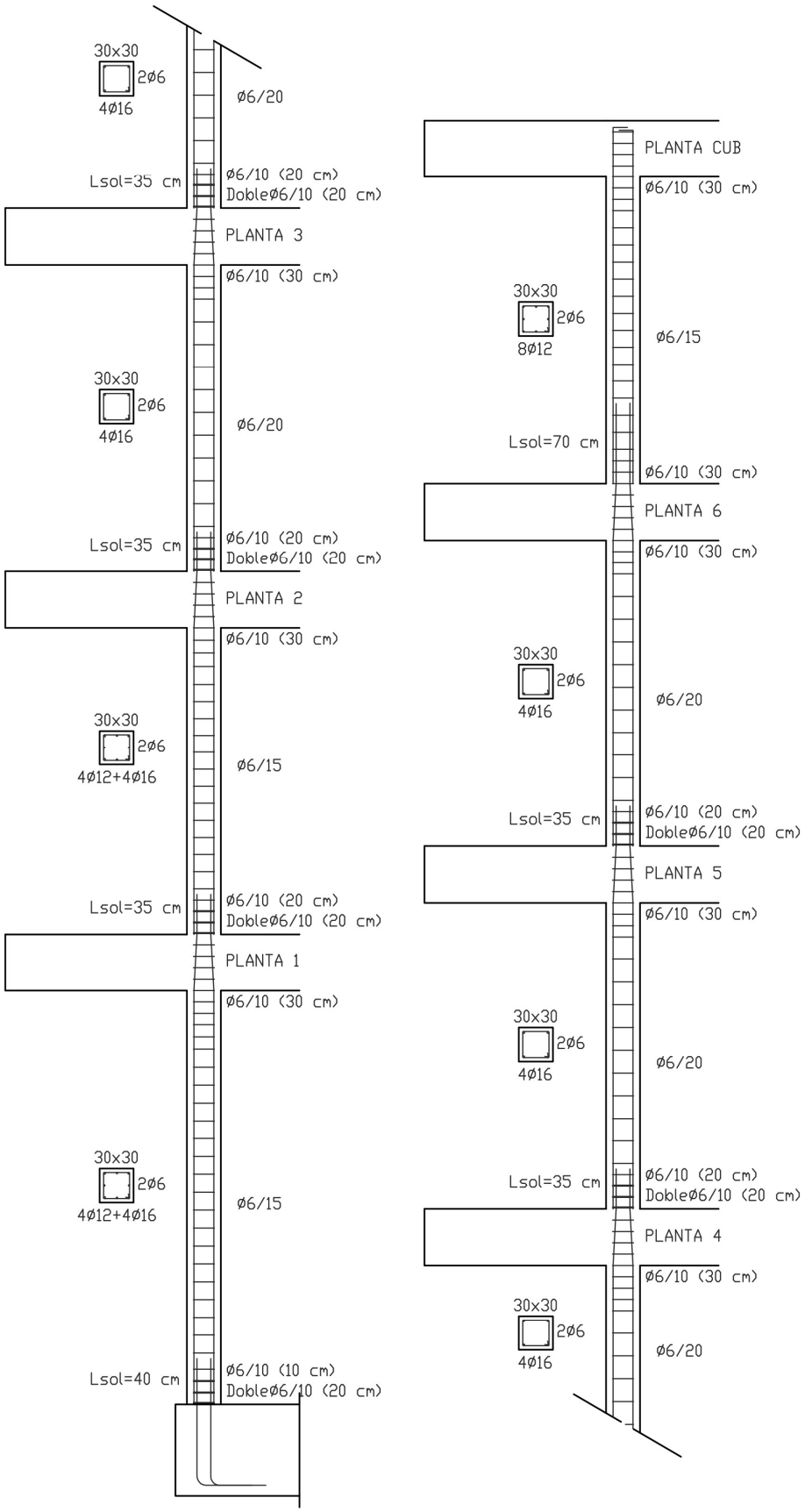
$$U_{st} = U_{s,\varnothing 12} = 45{,}2\ kN$$

Según la comprobación por cortante, en el pilar de planta sexta la separación entre estribos es de 15 cm, si bien en la base, en una altura de 30 cm, la separación es de 10 cm. De acuerdo con ello, en la zona de solape (65 cm) hay dispuestos 6 estribos ($U_{6\varnothing 6} = 73{,}8\ kN$) y por lo tanto cumple. Por otro lado, la longitud de solape se alargaría 5 cm más (hasta los 70 cm), dejando el primer estribo de fuera del solape a 5 cm del corte, cumpliendo así con las exigencias de disposiciones constructivas del Código Estructural.



Detalle del solape de las armaduras de espera del pilar de planta sexta.

3.5. Esquema de armado del soporte 1



Esquema de armado del soporte 1 (Pórtico A).