Ejercicios complementarios

de dimensionamiento frente a E.L.U.

Pórtico A: viga de planta cubierta y soporte 3

ÍNDICE

1. ENUNCIADO 4
1.1. Diagramas de cargas y solicitaciones 5
2. VIGA DEL FORJADO DE PLANTA CUBIERTA 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) 35
2.2.8. Empalme por solapo de la armadura longitudinal 37
2.3. E.L.U. de Esfuerzo Cortante 40
2.3.1. Cálculo de V_{d1} y V_{d2} a partir de la ley de cortantes 40
2.3.2. Armadura mínima 41
2.3.3. Tensiones de compresión en las bielas de hormigón 41
2.3.4. Tensiones de tracción en el alma de la viga 42
3. SOPORTE 3 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) 51
3.2.1. Limitaciones 51
3.2.2. Armado del pilar 51
3.3. E.L.U. de Esfuerzo Cortante 56
3.4. E.L.U. de Anclajes y Empalmes 59
3.4.1. Solape de las armaduras de espera de la cimentación 59
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 1 60

3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 2 61
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 3 62
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 4 63
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 5 65
3.4.1. Solape de las armaduras de espera del soporte de planta 6 66
3.5. Esquema de armado del soporte 3 68

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 cubierta y del soporte 3 de todas las plantas. El dimensionamiento se hará teniendo en cuenta los siguientes Estados Límites Últimos:

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

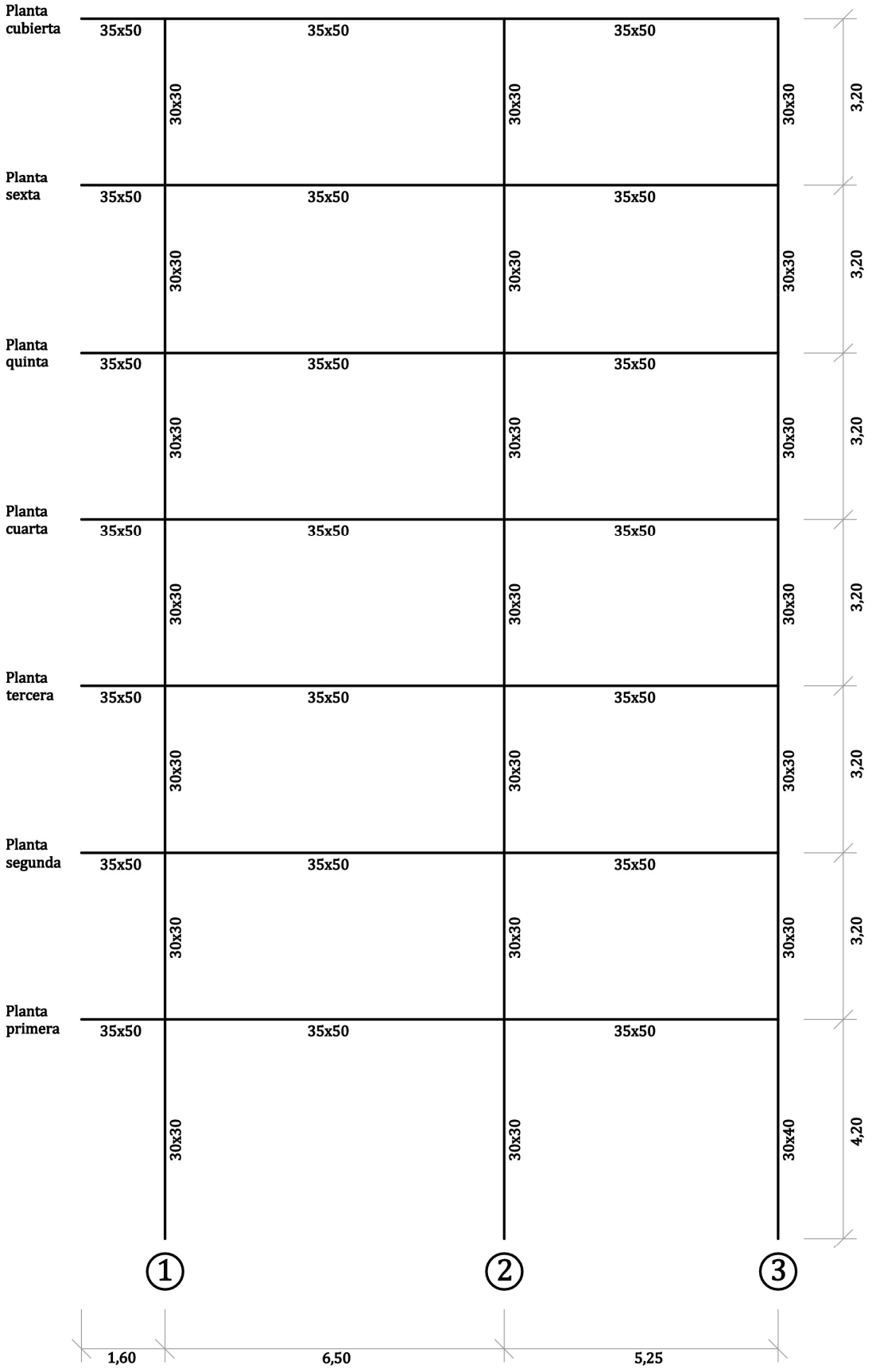
2.E.L.U. de Anclajes y Empalmes.

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.

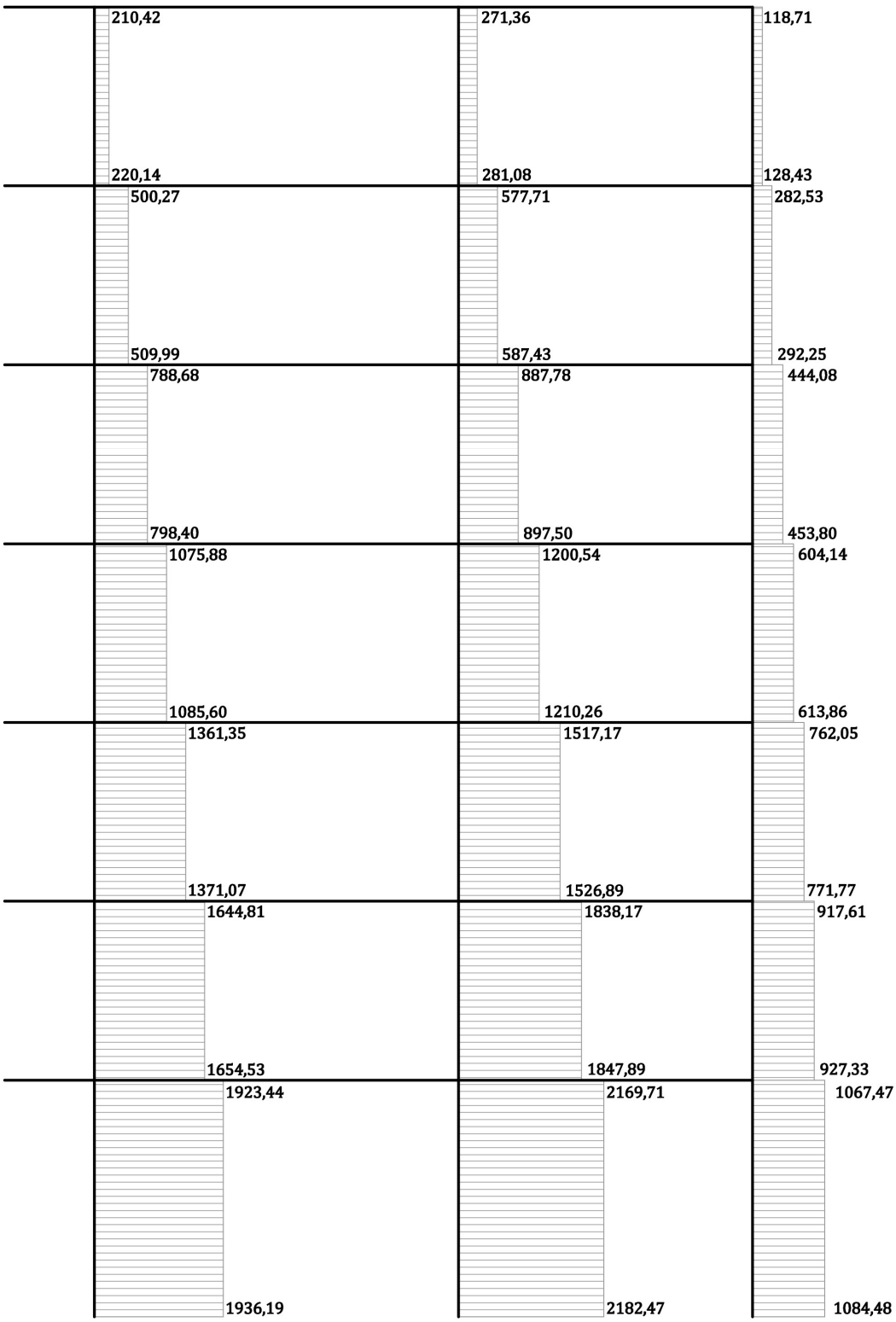


Diagrama de axiles mayorado (pórtico A).

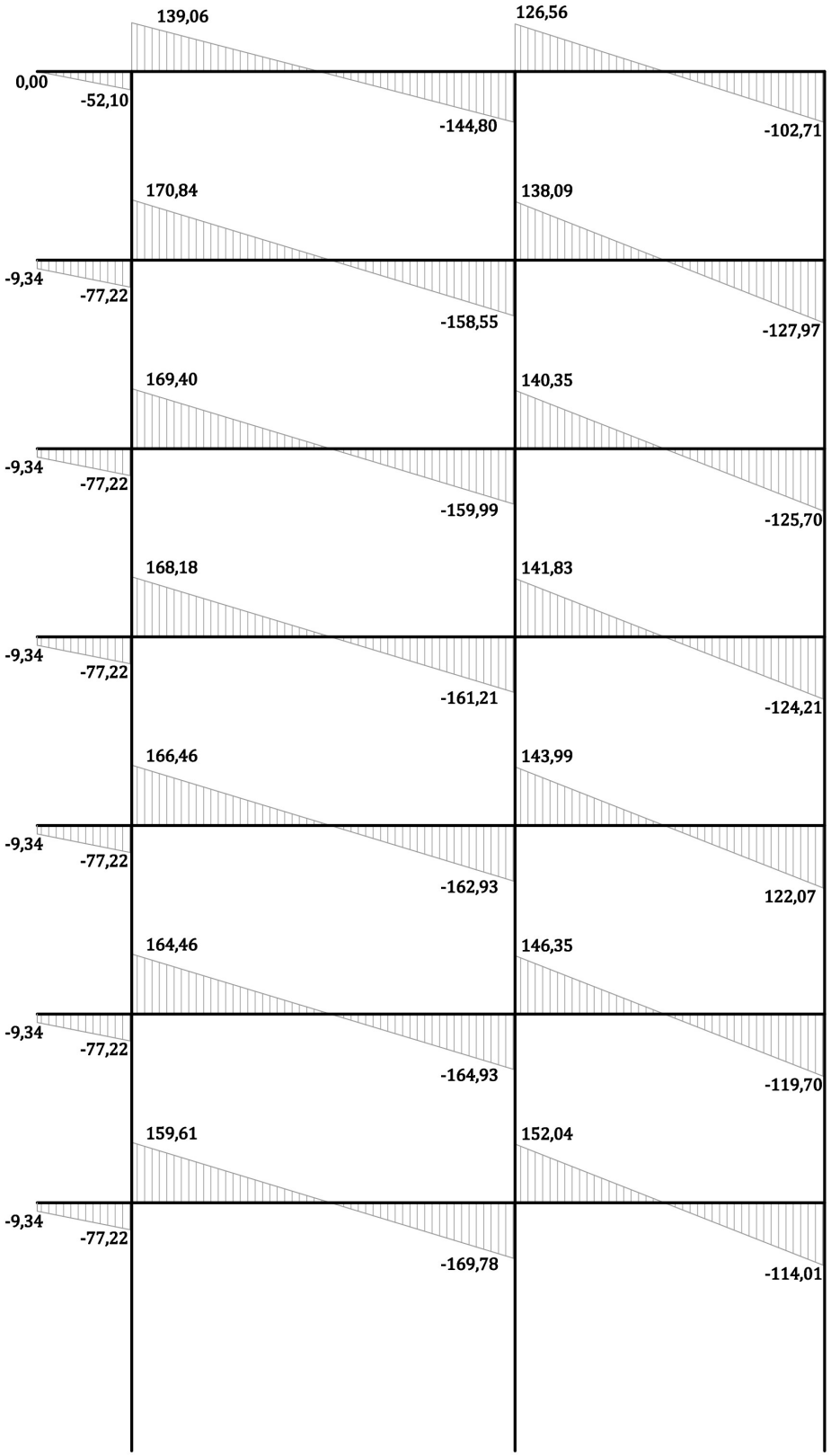


Diagrama de cortantes mayorado (pórtico A-vigas).

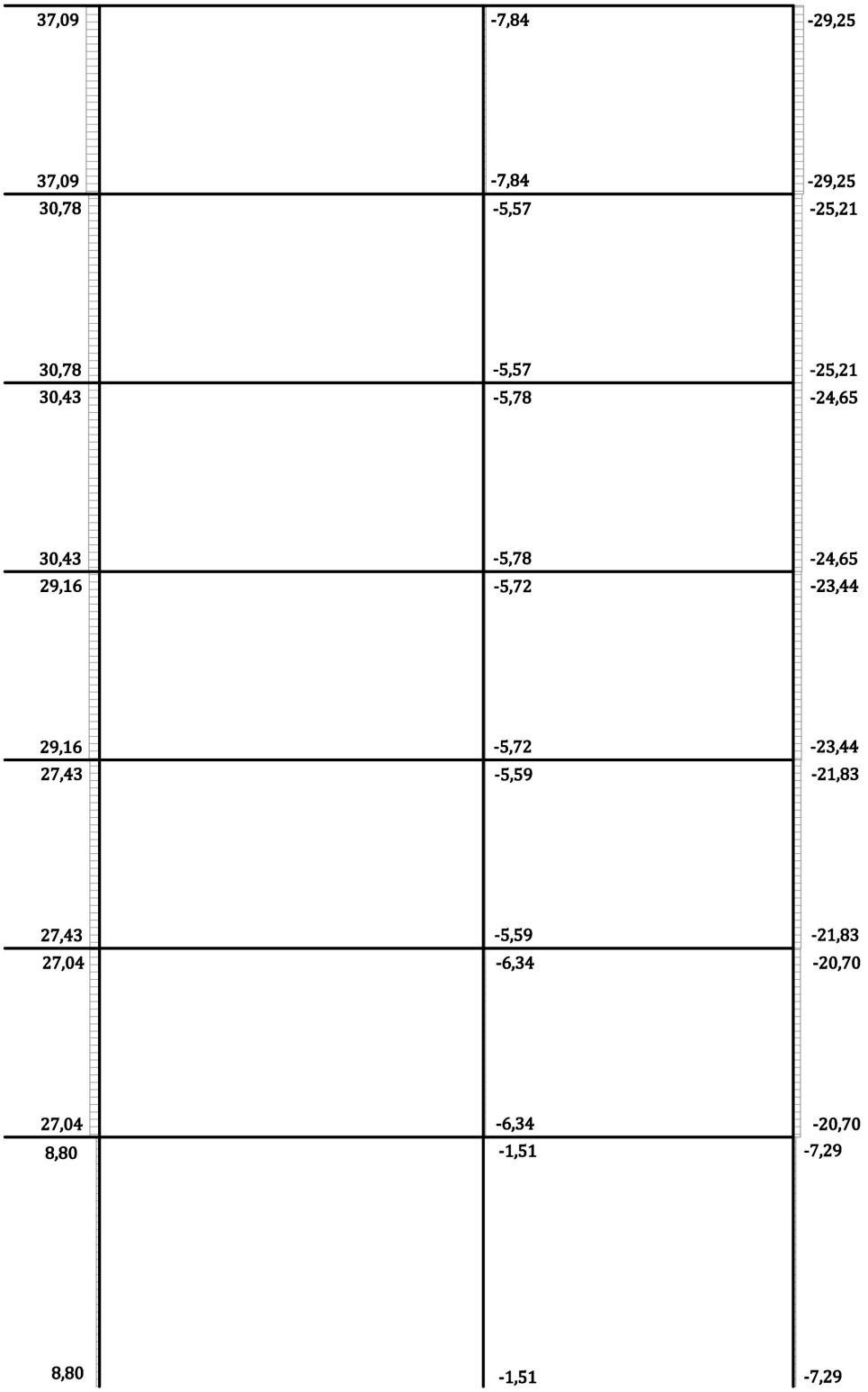


Diagrama de cortantes mayorado (pórtico A-pilares).

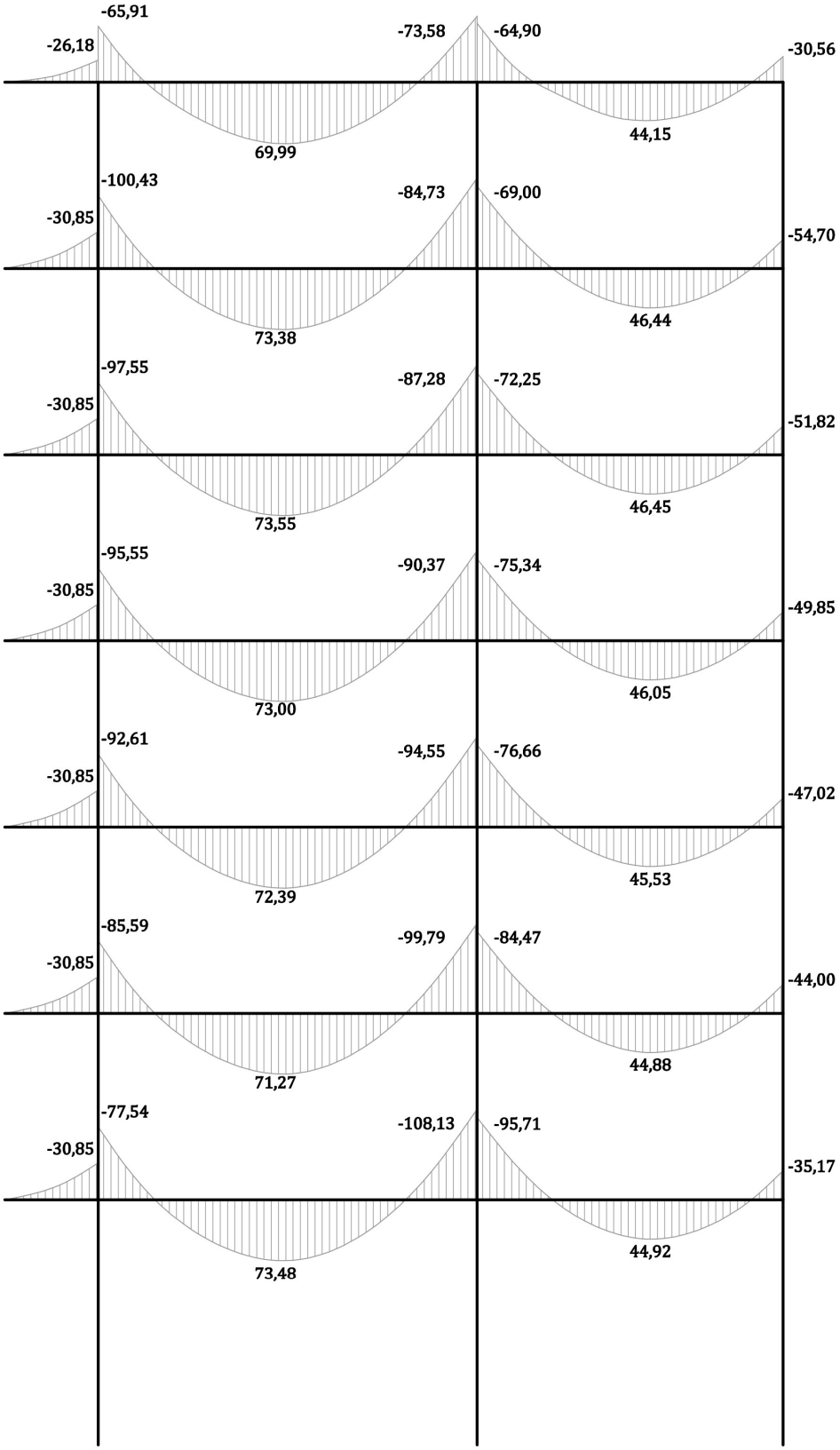


Diagrama de momentos sin mayorar (pórtico A-vigas).

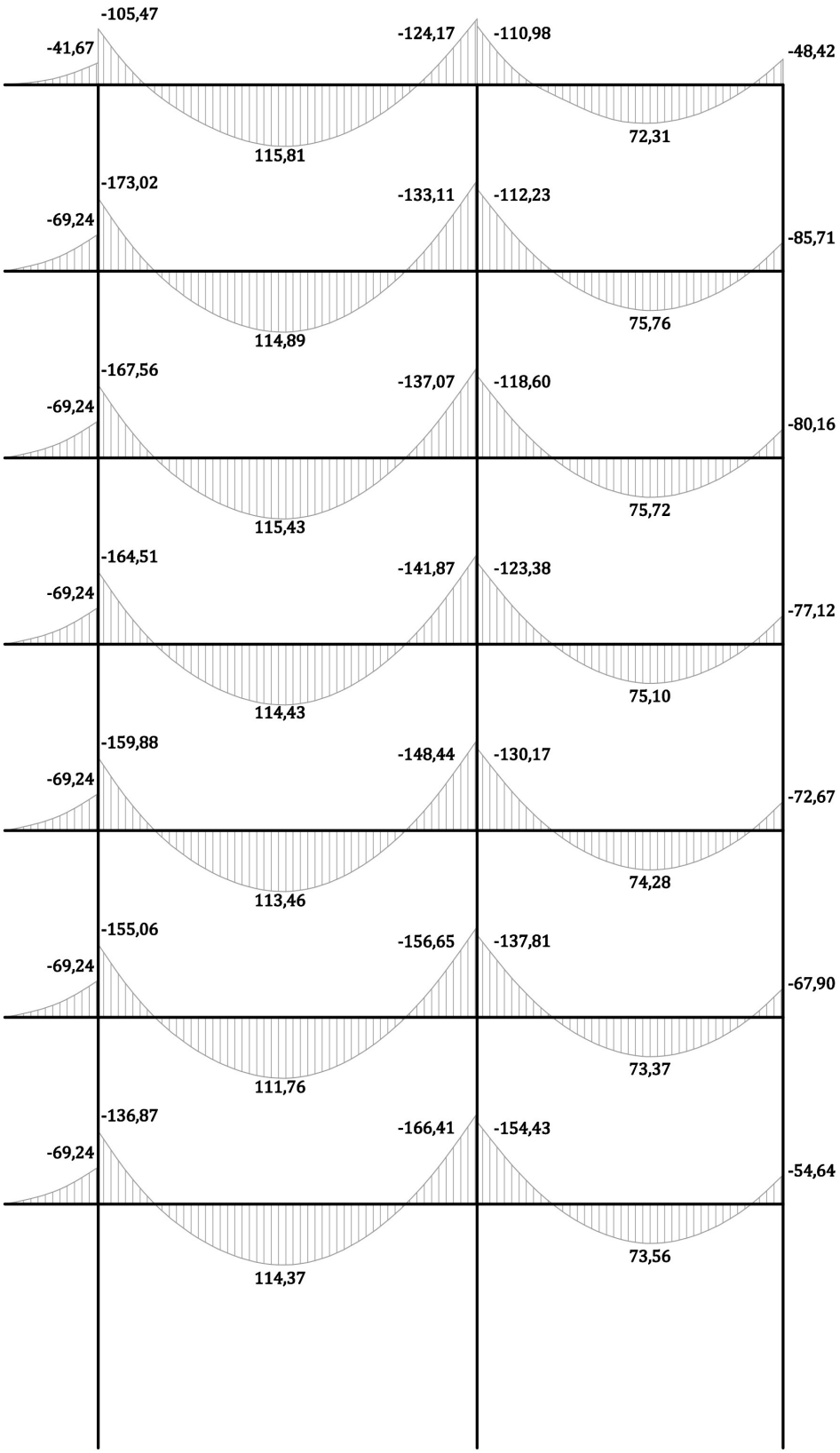


Diagrama de momentos mayorados (pórtico A-vigas).

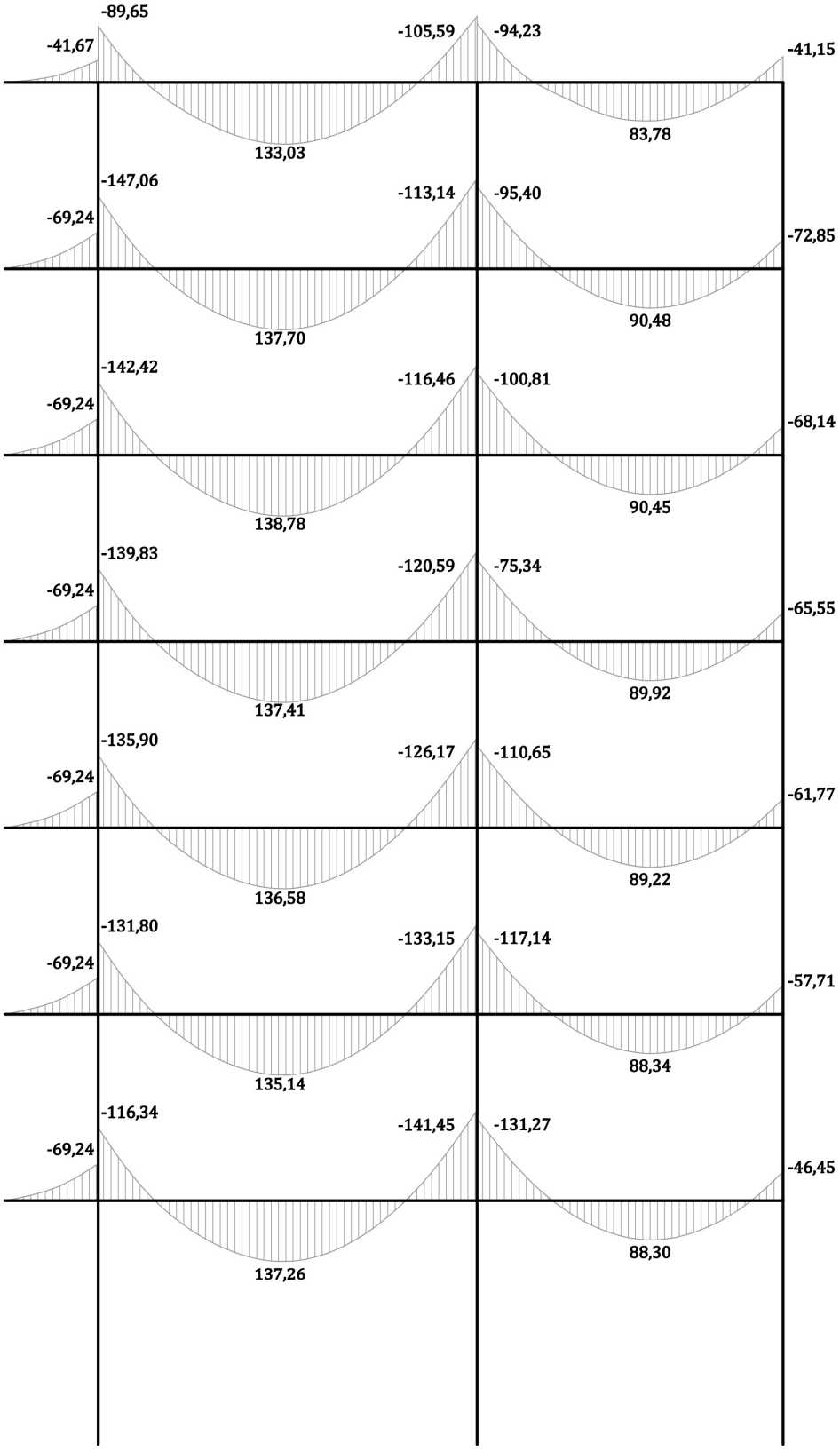


Diagrama de momentos mayorados y redistribuidos al 15% (pórtico A-vigas).

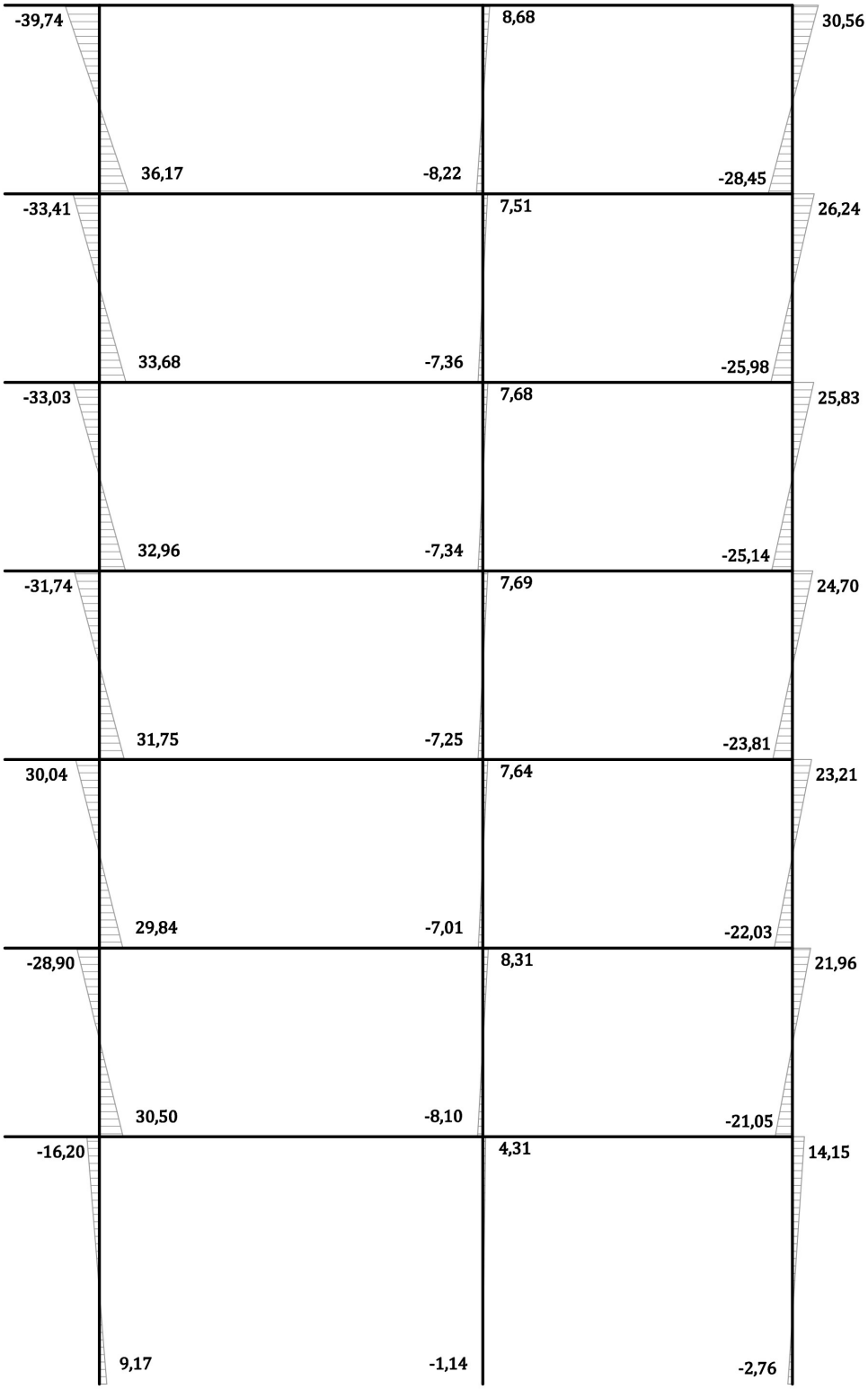


Diagrama de momentos sin mayorar (pórtico A-pilares).

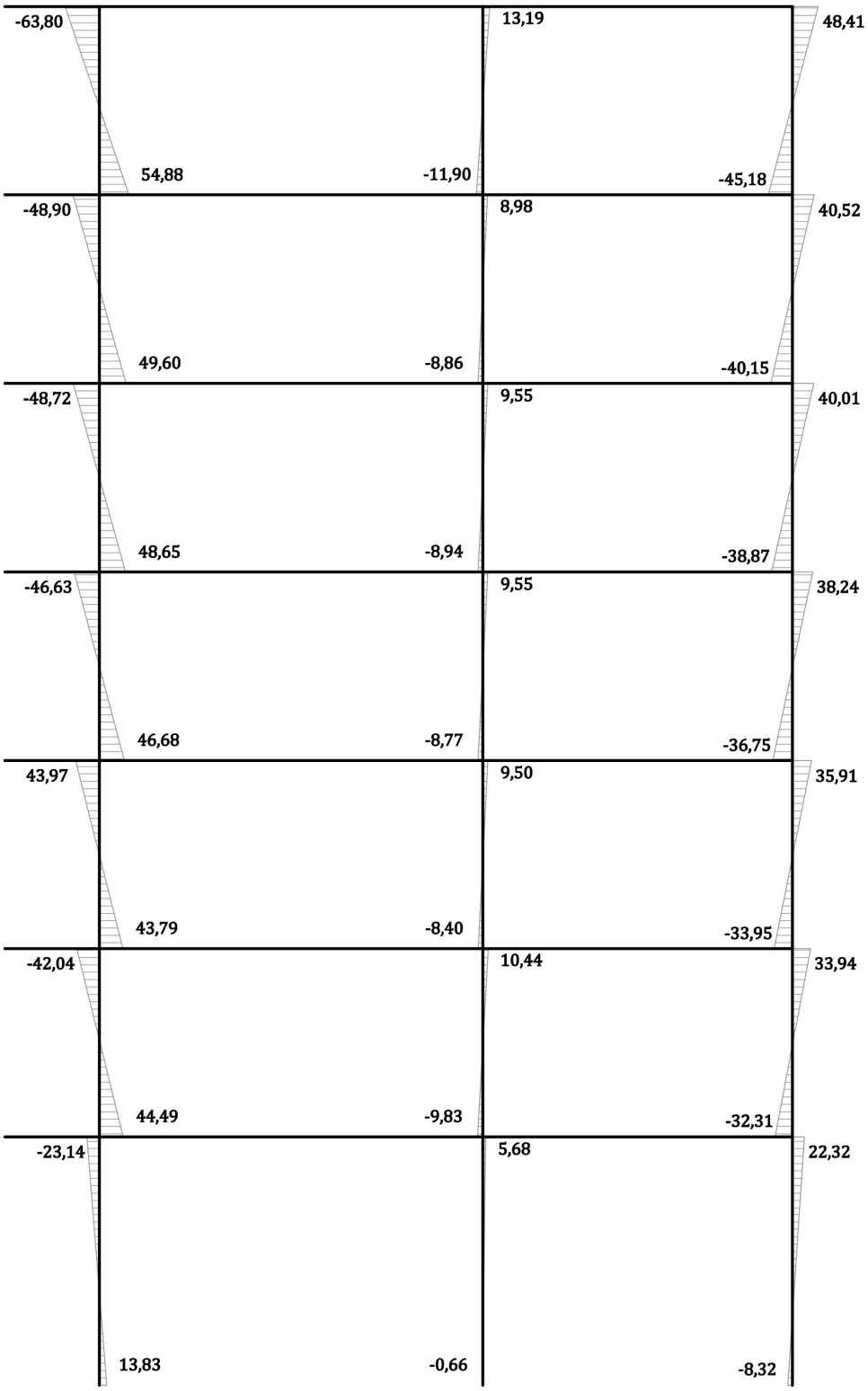


Diagrama de momentos mayorados (pórtico A-pilares).

2. VIGA DEL FORJADO DE PLANTA CUBIERTA

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; $N_d \approx 0$).

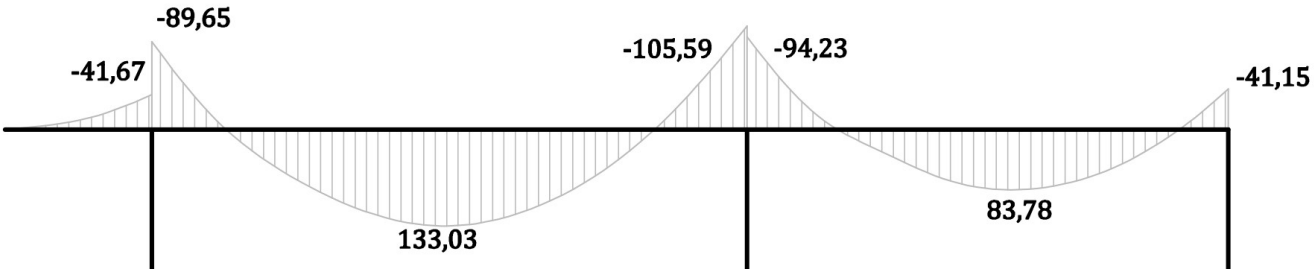
2.1.1. Cálculo de la armadura longitudinal de la viga

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

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

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

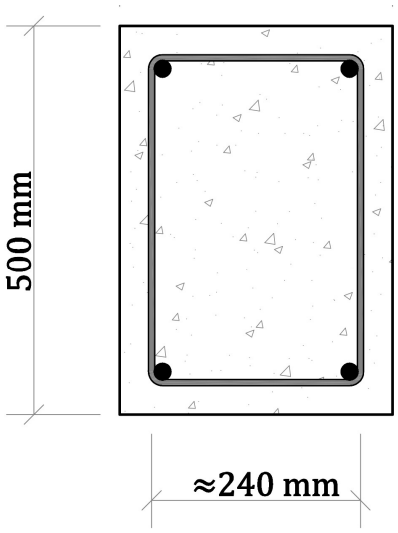
En la expresión anterior se ha interpolado el valor de "k" al ser el canto de la pieza de 500 mm. De las dos limitaciones, se toma la más desfavorable, siendo en este caso 116,16 kN.

- 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 ∅ 12 2 ∅ 16	**224,0 kN**	1 ∅ 16 2 ∅ 16	**262,3 kN**	**174,8 kN** 2 ∅ 16
					116,16 kN
U_{s1}	214,94 kN		249,20 kN		~~93,45 kN~~
ω	0,069		0,080		0,030
μ	0,065		0,076		0,030
M_d	**89,65**		**105,59**		**41,15**
M_d		**133,03**		**83,78**	
μ		0,096		0,060	
ω		0,100		0,062	
U_{s1}		311,50 kN		193,13 kN	
		2 ∅ 16 2 ∅ 12 1 ∅ 12 **322,3 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 214,94/3 = 71,64 kN, mientras que en el vano 1-2, como en el vano 2-3 sería 249,20/3 = 83,07 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, 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 (311,50/2 = 155,75 kN en el vano 1-2 y 193,13/2 = 96,57 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**.

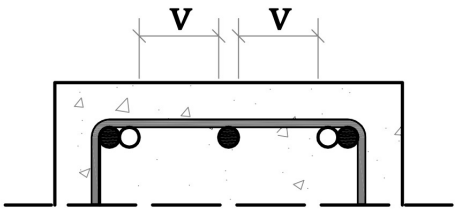
- Nudo 2

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 es de:

$$s = [24 - (4 \cdot 1{,}6 \cdot 1{,}2)] / 2 = 8{,}16\ cm$$



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 8,16 cm) y como, además, estas separaciones sirven como ventanas "V" para la introducción del vibrador y poder compactar correctamente el hormigón, la solución adoptada puede considerarse válida.

- Nudo 1

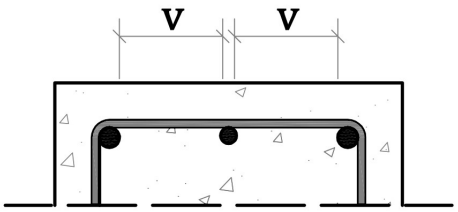
Por lo que respecta al nudo 1, la separación entre barras también cumple los dos requisitos anteriores. En este caso, la distancia entre ejes de armaduras de montaje:

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

Separación entre barras:

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

Como la separación entre barras cumple con los mínimos establecidos por Código Estructural (en este caso particular es igual a 10,32 cm) y como, además, estas separaciones sirven como ventanas "V" para la introducción del vibrador y poder compactar correctamente el hormigón, la solución adoptada puede considerarse válida.



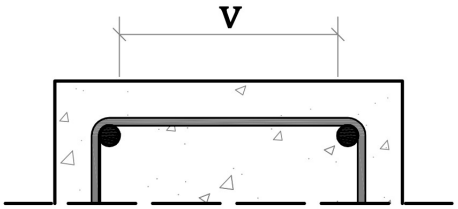
Esquema de armado en nudo 1.

- 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:

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{224{,}0 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}064 \qquad \omega' = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{174{,}8 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}050$$

- Nudo 2:

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{262{,}3 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}087 \qquad \omega' = \frac{A_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{174{,}8 \cdot 10^3}{350 \cdot 500 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}050$$

- 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 61,15, 64,30 y 55,40 mm, respectivamente.

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

- Nudo 1:

$$r = 56 - 125 \cdot \frac{x}{d} = 56 - 125 \cdot \frac{61{,}15}{445} = 38{,}82\% \rightarrow 30\%$$

- Nudo 2:

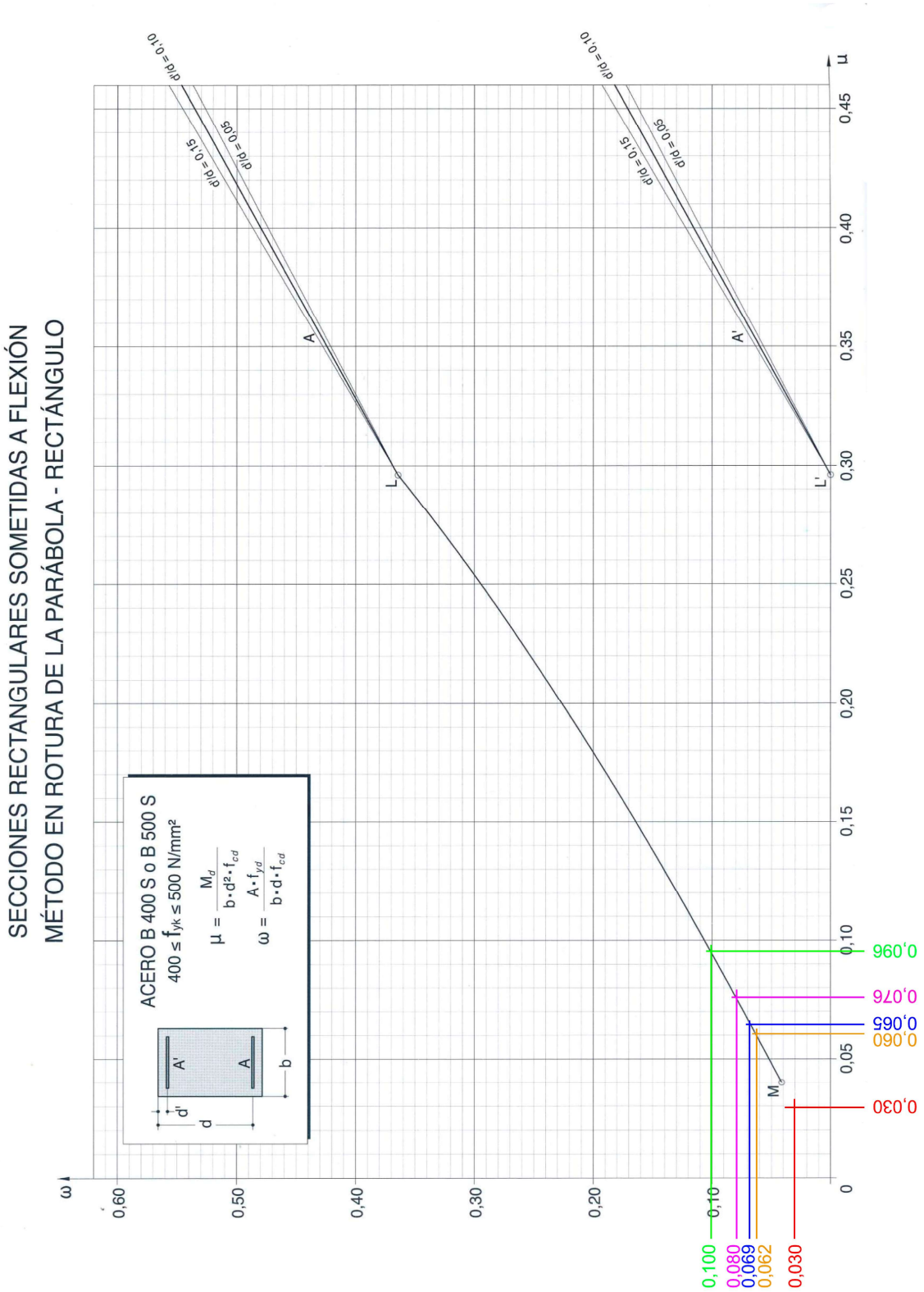
$$r = 56 - 125 \cdot \frac{x}{d} = 56 - 125 \cdot \frac{64{,}30}{445} = 37{,}93\% \rightarrow 30\%$$

- Nudo 3:

$$r = 56 - 125 \cdot \frac{x}{d} = 56 - 125 \cdot \frac{55{,}40}{445} = 40{,}43\% \rightarrow 30\%$$

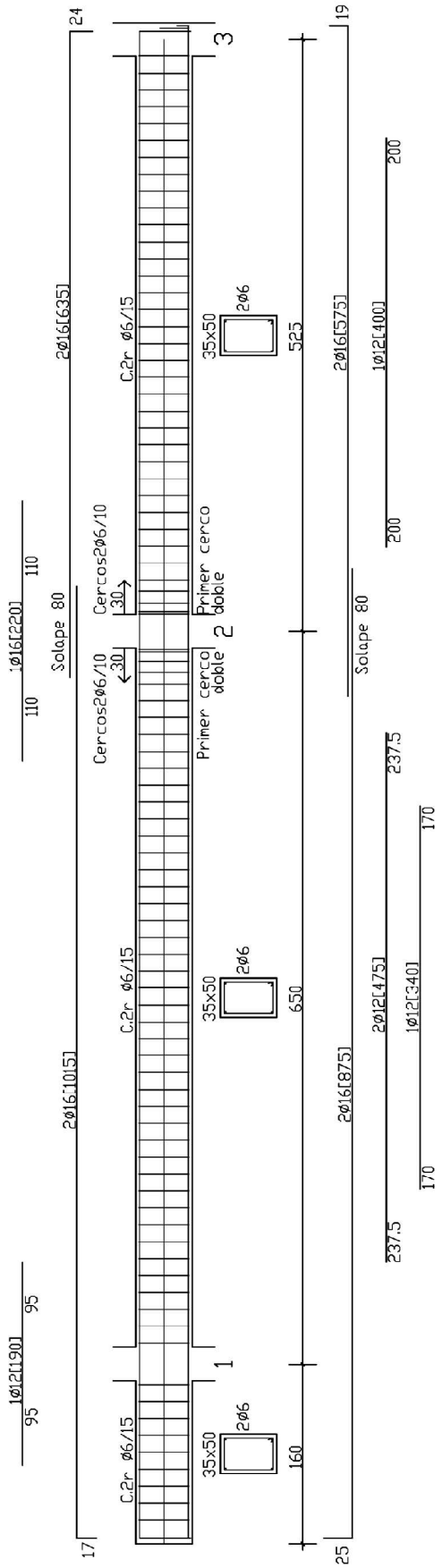
Como en todos los nudos la redistribución admisible es superior al 15%, la redistribución adoptada inicialmente del 15% es correcta.

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 cubierta.

2.1.5. Esquema de ferralla

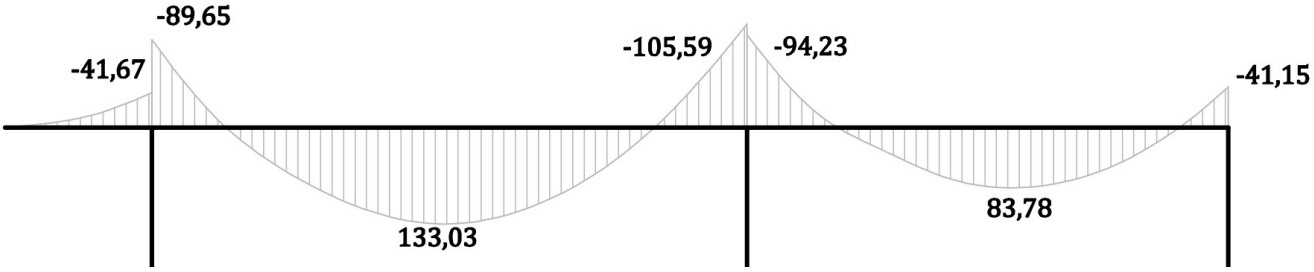


Esquema de ferralla.

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:

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

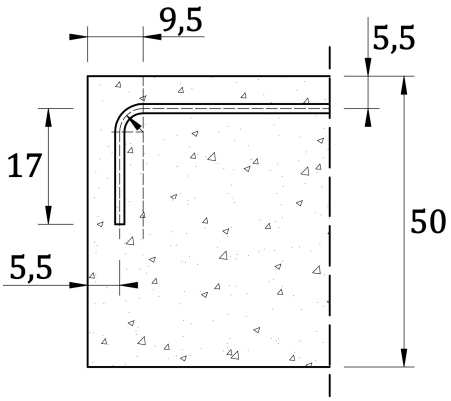
$$\frac{\pi \cdot r}{2} = \frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2} = 6{,}28\ cm$$

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:

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

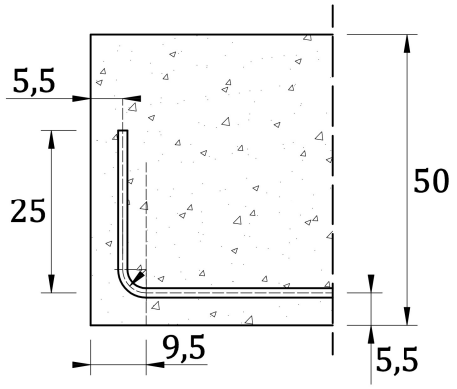
$$\frac{\pi \cdot r}{2} = \frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2} = 6{,}28\ cm$$

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 (41,67 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	78,04 %	32,52
1 ∅ 12 (49,2 kN)	21,96 %	9,16

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):

$$-\frac{32{,}56}{2} \cdot x^2 + 52{,}10 \cdot x - 41{,}67 = -32{,}52 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}12\ m \\ x_2 = 3{,}08\ m \end{array} \right.$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{32{,}56}{2} \cdot x^2 + 52{,}10 \cdot x - 41{,}67 = 0 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 1{,}58\ m \\ x_2 = 1{,}62\ m \end{array} \right.$$

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 12)

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

∅12	$L_{b,II}$	$1{,}4 \cdot m \cdot \varnothing^2 = 26{,}21\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/14) \cdot \varnothing = 42{,}85\ cm}$
	$L_{red,II}$	$1/3 \cdot l_b = 14{,}28\ cm$
		$10 \cdot \varnothing = 12{,}00\ cm$
		$\boldsymbol{15{,}00\ cm}$

La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{174{,}8}{224{,}0} \cdot 42{,}85 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 33{,}43\ cm} \geq l_{red} = 15{,}00\ cm$$

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

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 12 + 44{,}5 + 33{,}43 = 89{,}93 \approx 90\ cm$$

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 (89,65 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	78,04 %	69,96
1 ∅ 12 (49,2 kN)	21,96 %	19,68

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):

$$-\frac{43{,}67}{2} \cdot x^2 + 139{,}06 \cdot x - 89{,}65 = -69{,}96 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}14\ m \\ x_2 = 6{,}22\ m \end{array} \right.$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{43{,}67}{2} \cdot x^2 + 139{,}06 \cdot x - 89{,}65 = 0 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}73\ m \\ x_2 = 5{,}64\ m \end{array} \right.$$

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 ($M = 0$).

$$1/3 \cdot\ U_{s,nec}\ =\ 1/3\ \cdot\ 249{,}20\ =\ 83{,}06\ kN$$

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

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

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

∅12	$L_{b,II}$	$1{,}4 \cdot m \cdot \varnothing^2 =\ 26{,}21\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/14) \cdot \varnothing =\ 42{,}85\ cm}$
	$L_{red,II}$	$1/3 \cdot l_b = 14{,}28\ cm$
		$10 \cdot \varnothing = 12{,}00\ cm$
		$\boldsymbol{15{,}00\ cm}$

La longitud básica neta de anclaje es:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{174{,}8}{224{,}0} \cdot 42{,}85 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 33{,}43\ cm} \geq l_{red} = 15{,}00\ cm$$

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

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 14 + 44{,}5 + 33{,}43 = 91{,}93 \approx 95\ cm$$

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 $L_1 = 95\ cm$.

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 (105,59 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	66,67 %	70,40
1 ∅ 16 (87,4 kN)	33,33 %	35,19

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):

$$-\frac{43{,}67}{2} \cdot x^2 + 144{,}80 \cdot x - 105{,}59 = -70{,}40 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}25\ m \\ x_2 = 6{,}38\ m \end{array} \right.$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{43{,}67}{2} \cdot x^2 + 144{,}80 \cdot x - 105{,}59 = 0 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}83\ m \\ x_2 = 5{,}80\ m \end{array} \right.$$

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 ($M = 0$).

$$1/3 \cdot U_{s,nec} = 1/3 \cdot 249{,}20 = 83{,}06\ kN$$

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

- Anclaje de la primera familia de armaduras (1Ø16)

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:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{174{,}8}{262{,}3} \cdot 57{,}14 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 38{,}08\ cm} \geq l_{red} = 19{,}05\ cm$$

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

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 25 + 44{,}5 + 38{,}08 = 107{,}58 \approx 110\ cm$$

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 (94,23 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	66,6 %	62,82
1 ∅ 16 (87,4 kN)	33,3 %	31,41

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 ∅ 16):

$$-\frac{43{,}67}{2} \cdot x^2 + 126{,}56 \cdot x - 94{,}23 = -65{,}64 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}24\ m \\ x_2 = 5{,}56\ m \end{array} \right.$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{43{,}67}{2}\cdot x^2 + 126{,}56\cdot x - 94{,}23 = 0 \quad \rightarrow \quad \left|\begin{array}{l} x_1 = 0{,}88\ m \\ x_2 = 4{,}92\ m \end{array}\right.$$

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 ($M = 0$).

$$1/3\cdot\ U_{s,nec}\ =\ 1/3\ \cdot\ 249{,}20\ =\ 83{,}06\ kN$$

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

- Anclaje de la primera familia de armaduras (1 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:

$$l_{b,net} = \beta\cdot\frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}}\cdot l_b = 1{,}0\cdot\frac{174{,}8}{262{,}3}\cdot 57{,}14 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 38{,}08\ cm}\ \geq\ l_{red} = 19{,}05\ cm$$

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

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 24 + 44{,}5 + 38{,}08 = 106{,}58 \approx 110\ cm$$

En este caso, en ambos lados del soporte la longitud de anclaje es de 110 cm. Es decir, como longitud de la primera familia se toma $L_1 = 110\ cm$.

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 ($M = 0$).

$$1/3 \cdot U_{s,nec} = 1/3 \cdot 249{,}20 = 83{,}06\ kN$$

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

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:

$$l_1 = \frac{h}{3} - c_{nom} \approx \frac{30}{3} - \left(5{,}5 - \frac{1{,}6}{2}\right) = 5{,}30\ cm$$

Dado que en prolongación recta la longitud disponible es insuficiente ($5{,}30 < 30{,}55\ cm$), 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:

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

$$L_1 = \frac{h}{3} - c_{mec} - r = \frac{30}{3} - 5{,}5 - (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 0{,}50\ cm$$

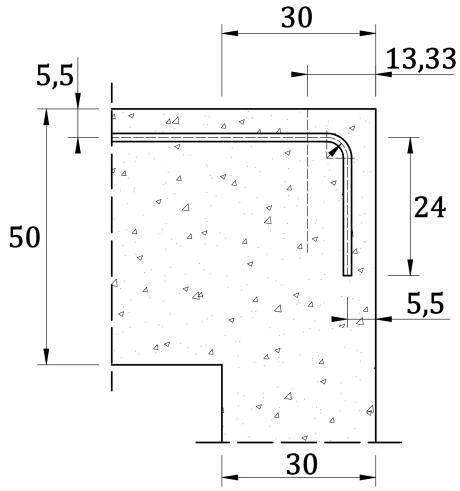
$$\frac{\pi \cdot r}{2} = \frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2} = 6{,}28\ cm$$

de donde se tiene:

$$L_2 = 26{,}58 - L_1 - \frac{\pi \cdot r}{2} = 26{,}58 - 0{,}50 - 6{,}28 = 19{,}80\ cm \geq 5\varnothing = 8\ cm$$

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

$$L'_2 = L_2 + r = 19{,}80 + (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 23{,}80\ cm \ \approx 24\ cm$$



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

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:

$$l_1 = \frac{h}{2} - c_{nom} \approx \frac{30}{2} - (5{,}5 - \frac{1{,}6}{2}) = 10{,}30\ cm$$

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:

$$L_1 = \frac{h}{2} - c_{mec} - r = \frac{30}{2} - 5{,}5 - (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 5{,}50\ cm$$

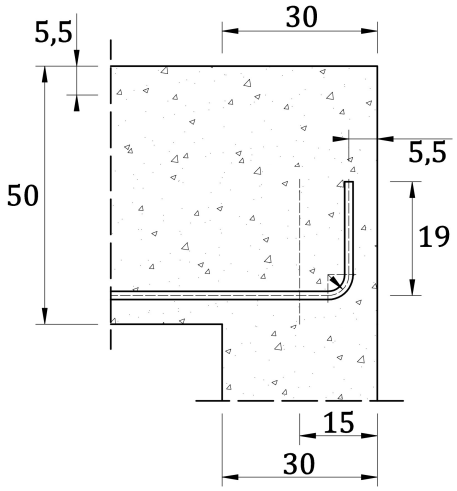
$$\frac{\pi \cdot r}{2} = \frac{\pi \cdot (2{,}5 \cdot 1{,}6)}{2} = 6{,}28\ cm$$

de donde se tiene:

$$L_2 = 26{,}67 - L_1 - \frac{\pi \cdot r}{2} = 26{,}67 - 5{,}50 - 6{,}28 = 14{,}89\ cm \geq 5\varnothing = 8\ cm$$

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

$$L'_2 = L_2 + r = 14{,}89 + (2{,}5 \cdot 1{,}6) = 18{,}89\ cm \ \approx 19\ cm$$



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 (133,03 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	54,2 %	72,11
2 ∅ 12 (98,3 kN)	30,5 %	40,57
1 ∅ 12 (49,2 kN)	15,3 %	20,35

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):

$$-\frac{43{,}67}{2} \cdot x^2 + 139{,}06 \cdot x - 89{,}65 = 112{,}68 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 2{,}25\ m \\ x_2 = 4{,}12\ m \end{array} \right.$$

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

$$x_1 = \frac{6{,}5}{2} - 2{,}25 = 1{,}00\ m$$

$$x_2 = 4{,}12 - \frac{6{,}5}{2} = 0{,}87\ m$$

- familia 2 (2 ∅ 12):

$$-\frac{43{,}67}{2} \cdot x^2 + 139{,}06 \cdot x - 89{,}65 = 72{,}11 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 1{,}53\ m \\ x_2 = 4{,}84\ m \end{array} \right.$$

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

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

$$x_2 = 4{,}84 - \frac{6{,}5}{2} = 1{,}59\ m$$

- 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 (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:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{273{,}1}{322{,}3} \cdot 30 \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 25{,}42\ cm} \geq l_{red} = 20{,}00\ cm$$

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

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 100 + 44{,}5 + 25{,}42 = 169{,}92\ cm$$

$$L_2 = x_2 + d + l_{b,neta} = 87 + 44{,}5 + 25{,}42 = 156{,}92\ cm$$

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:

$$L = 2 \times L_1 = 2 \times 169{,}92 = 339{,}84\ cm \approx 340\ cm$$

- Anclaje de la segunda familia de armaduras (2 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:

$$l_{b,net} = \beta \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} \cdot l_b = 1{,}0 \cdot \frac{174{,}8}{273{,}1} \cdot 30 \rightarrow l_{b,net} = 19{,}20\ cm\ \geq\ \boldsymbol{l_{red} = 20{,}00\ cm}$$

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

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 172 + 44{,}5 + 20{,}00 = 236{,}50\ cm$$

$$L_2 = x_2 + d + l_{b,neta} = 159 + 44{,}5 + 20{,}00 = 223{,}50\ cm$$

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:

$$L = 2 \times L_1 = 2 \times 236{,}50 = 473{,}00\ cm \approx 475\ cm$$

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 (83,78 kN.m)
2 ∅ 16 (174,8 kN)	78,04 %	65,38
1 ∅ 12 (49,2 kN)	21,96 %	18,40

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):

$$-\frac{43{,}67}{2} \cdot x^2 + 126{,}56 \cdot x - 94{,}23 = 65{,}38 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 1{,}85\ m \\ x_2 = 3{,}94\ m \end{array} \right.$$

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

$$x_1 = \frac{5{,}25}{2} - 1{,}85 = 0{,}78$$

$$x_2 = 3{,}94 - \frac{5{,}25}{2} = 1{,}32$$

- familia 2 (2 ∅ 16): armadura pasante

$$-\frac{43{,}67}{2} \cdot x^2 + 126{,}56 \cdot x - 94{,}23 = 0 \quad \rightarrow \quad \left| \begin{array}{l} x_1 = 0{,}88\ m \\ x_2 = 4{,}92\ m \end{array} \right.$$

- 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:

$$L_1 = x_1 + d + l_{b,neta} = 78 + 44{,}5 + 23{,}41 = 145{,}91\ cm$$

$$L_2 = x_2 + d + l_{b,neta} = 132 + 44{,}5 + 23{,}41 = 199{,}91\ cm$$

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:

$$L = 2 \times L_2 = 2 \times 199{,}91 = 399{,}82\ cm \approx 400\ cm$$

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 67%.

- Sección solapada: $2Ø16$; $U_s = 174{,}8\ kN$
- Sección total de acero: $2Ø16 + 1Ø16$; $U_s = 262{,}3\ kN$

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:

$$\alpha = 1{,}4$$

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

Por tanto, la longitud de solape es:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}4 \cdot 57{,}14 \cdot \frac{249{,}20}{262{,}30} \rightarrow \boldsymbol{l_{sol} = 76{,}00\ cm} \geq l_{red} = 19{,}05\ cm$$

Por tanto, se decide tomar como longitud de solape 80 cm. La armadura transversal que se debe colocar debe ser tal que:

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

Como en 80 cm existen solo 4 estribos como armado ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$), 2 en un extremo del solape (separados 15 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 de cada vano, 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 ($U_{8\varnothing 6} = 98{,}3\ kN$). De acuerdo con esta organización, 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:

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

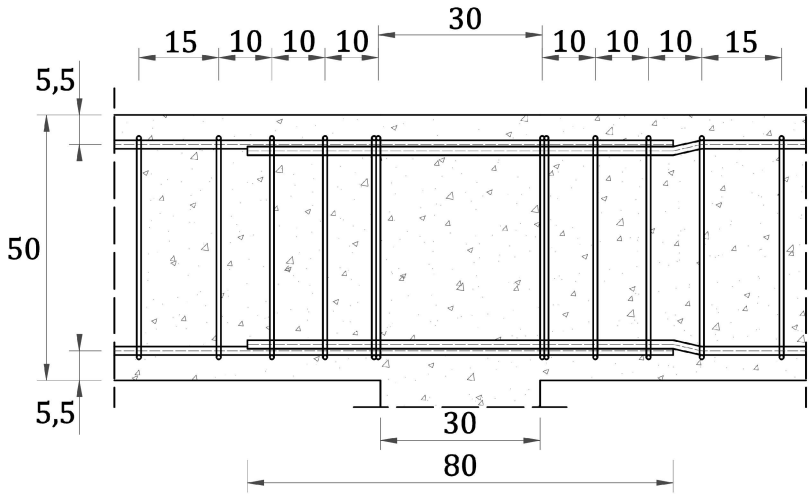
Aunque la longitud de solape es en este caso mucho menor, se opta por poner la misma que la obtenida en tracción, es decir 80 cm.

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∅ (≈ 6 cm en el caso de las barras ∅16). Para poder cumplir con esta limitación, el primer estribo fuera del solape en cada vano se encuentra a más de 6 cm del corte de la armadura (10 cm), lo que obliga a acercar también el primer estribo de

fuera del solape 10 cm del último estribo, o lo que es lo mismo, a 5 cm de donde se corta la armadura solapada, quedando tal y como se muestra en la figura.



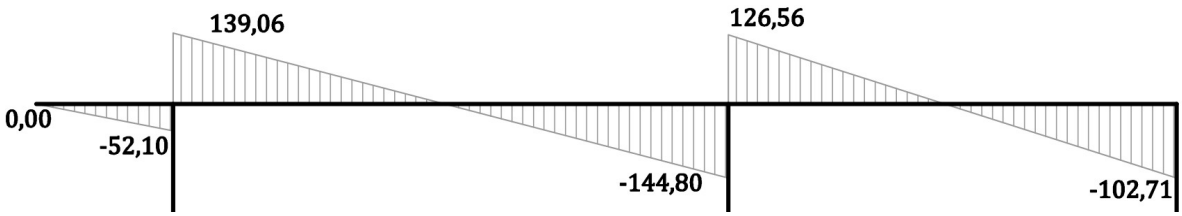
Detalle del solape de la armadura de montaje en el nudo 2.

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:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}30}{2}\right) = 52{,}10 - 32{,}56 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2}\right) = 47{,}22\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 52{,}10 - 32{,}56 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 32{,}73\ kN$$

Nudo 1, derecha:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}30}{2}\right) = 139{,}06 - 43{,}67 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2}\right) = 132{,}51\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 139{,}06 - 43{,}67 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 113{,}08\ kN$$

Nudo 2, izquierda:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}30}{2}\right) = 144{,}80 - 43{,}67 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2}\right) = 138{,}25\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 144{,}80 - 43{,}67 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 118{,}82\ kN$$

Nudo 2, derecha:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}30}{2}\right) = 126{,}56 - 43{,}67 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2}\right) = 120{,}01\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 126{,}56 - 43{,}67 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 100{,}58\ kN$$

Nudo 3:

$$V_{d1}\left(x = \frac{0{,}30}{2}\right) = 102{,}71 - 43{,}67 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2}\right) = 96{,}16\ kN$$

$$V_{d2}\left(x = \frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 102{,}71 - 43{,}67 \cdot \left(\frac{0{,}30}{2} + 0{,}445\right) = 76{,}73\ kN$$

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:

$$V_{Rd,max} = 592{,}10\ kN > V_{d1}(47{,}22\ kN; 132{,}51\ kN; 138{,}25\ kN; 120{,}01\ kN; 96{,}16\ kN) \rightarrow cumple$$

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 1Ø12 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: ..... $V_{Rd,c} = 64{,}92 > V_{d2} = 32{,}73 \rightarrow cumple$
- Hacia el vano 1-2:..... $V_{Rd,c} = 64{,}92 < V_{d2} = 113{,}09 \rightarrow \boldsymbol{no\ cumple}$

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 1Ø16 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: .....$V_{Rd,c} = 64{,}92 < V_{d2} = 118{,}82 \rightarrow$ ***no cumple***
- Hacia el vano 2-3:.....$V_{Rd,c} = 64{,}92 < V_{d2} = 100{,}58 \rightarrow$ ***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: .....$V_{Rd,c} = 64{,}92 < V_{d2} = 76{,}73 \rightarrow \boldsymbol{no\ cumple}$

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 no es necesario aumentar la armadura de cortante en ningún tramo de la viga, por lo que se puede resolver en su totalidad con la armadura mínima dispuesta inicialmente: **2Ø6 c 150**.

3. SOPORTE 3

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:

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

Por otro lado, para el caso del pilar de planta baja, cuya geometría es distinta, 30x40 cm, los datos que se deben tener en cuenta son:

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 40^3}{12} = 160.000\ cm^4$$

$$A_c = 30 \cdot 40 = 1.200\ cm^2$$

Teniendo esto en cuenta, el radio de giro es:

$$i = \sqrt{\frac{I_b}{A_c}} = \sqrt{\frac{160.000}{1.200}} = 11{,}55\ cm$$

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:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}63}{\sqrt{0{,}071}} = 152{,}00$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{45{,}18}{48{,}41} = 2{,}63$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{128{,}43 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}071$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 152{,}00$$

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:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}69}{\sqrt{0{,}162}} = 102{,}92$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{40{,}15}{40{,}52} = 2{,}69$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{292{,}25 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}162$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 102{,}92$$

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:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}70}{\sqrt{0{,}252}} = 82{,}83$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{38{,}87}{40{,}01} = 2{,}67$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{453{,}80 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}252$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 82{,}83$$

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:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}66}{\sqrt{0{,}341}} = 70{,}15$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{36{,}75}{38{,}24} = 2{,}66$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{613{,}86 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}341$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 70{,}15$$

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:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}65}{\sqrt{0{,}429}} = 62{,}31$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{33{,}95}{35{,}91} = 2{,}65$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{771{,}77 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}429$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 62{,}31$$

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:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}65}{\sqrt{0{,}515}} = 56{,}87$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{32{,}31}{33{,}94} = 2{,}65$$

$$n = \frac{N_d}{b\ h\ f_{cd}} = \frac{927{,}33 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}515$$

Dado que:

$$\lambda_m = 36{,}95 < 56{,}87$$

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

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

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{294}{11{,}55} = 25{,}45$$

La esbeltez límite es igual a:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot C}{\sqrt{n}} = 20 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}07}{\sqrt{0{,}452}} = 47{,}42$$

siendo:

$$C = 1{,}7 - r_m = 1{,}7 + \frac{8{,}32}{22{,}32} = 2{,}07$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1.084{,}48 \cdot 10^3}{300 \cdot 400 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}452$$

Dado que:

$$\lambda_m = 33{,}95 < 47{,}52$$

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:

$$f_{yc,d} = \frac{f_{yk}}{1{,}15} = \frac{500}{1{,}15} = 434{,}78\ MPa \ngtr \mathbf{400\ MPa}$$

3.2.1. Limitaciones

- ***Armadura mínima***

Se deben cumplir dos requisitos de armadura total mínima.

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

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

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

- ***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 $c_1/\ h = 0{,}15$, ya que en todos los pilares superiores $c_1/\ h = \frac{55}{300} = 0{,}183$[2], mientras que en el pilar de planta baja $c_1/\ h = \frac{55}{400} = 0{,}138$. 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:

$$\frac{h}{30} \quad o \quad 2\ cm$$

[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.

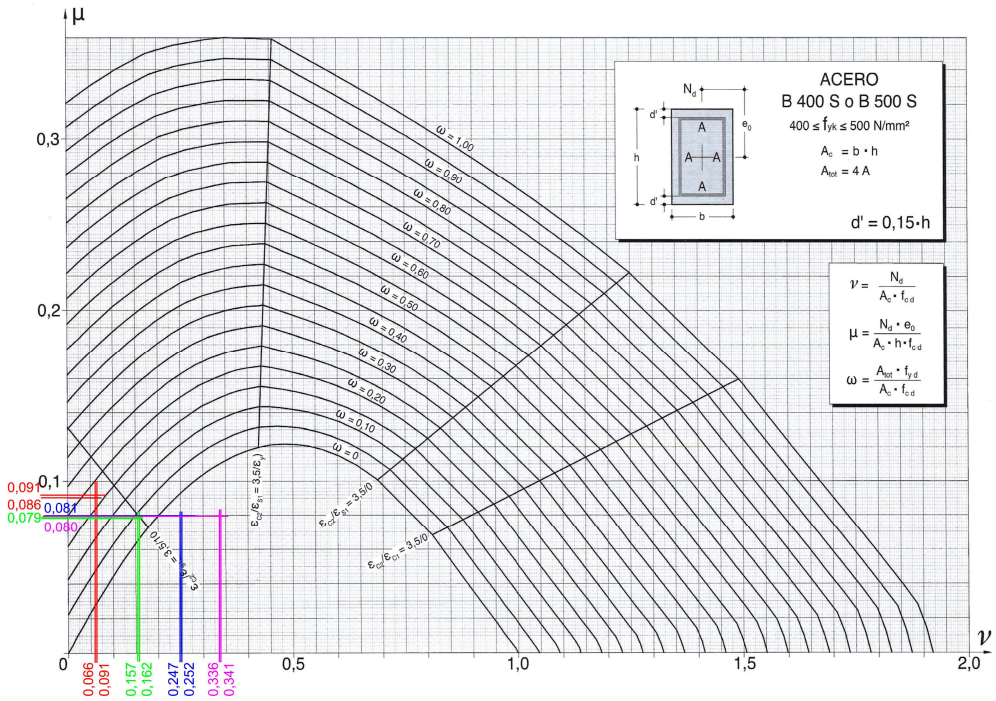
b x h	N_d (kN)	M_{0d} (kN·m)	$M_{0d}+M_i$ (kN·m)	M_{min} (kN·m)	$M_{d,calc}$ (kN·m)	ν	μ	ω_{tot}	$U_{s,tot}$ (kN)	Arm. min. $0{,}21\ A_c\ f_{ctm,fl}$	Arm. min. $0{,}1\ N_d$	Arm. min. $0{,}002\ A_c\ f_{y,d}$	Arm. máx $0{,}04 A_c f_{yc,d}$	$U_{s,tot}$ (kN)	Armado	Armadura atado vertical (kN)
30x30	118,71	48,41	49,36	2,37	49,36	0,066	0,091	0,18	324,0	70,601	11,871	72,000	1440,00	**324,00**	8∅12 (361,9)	154,10 (cumple)
	128,43	45,18	46,21	2,57	46,21	0,071	0,086	0,17	306,0	70,601	12,843	72,000	1440,00			
30x30	282,53	40,52	42,78	5,65	42,78	0,157	0,079	0,04	72,0	70,601	28,253	72,000	1440,00	**321,70**	4∅16 (321,7)	151,83 (cumple)
	292,25	40,15	42,49	5,85	42,49	0,162	0,079	0,04	72,0	70,601	29,225	72,000	1440,00			
30x30	444,08	40,01	43,56	8,88	43,56	0,247	0,081	0,00	0,0	70,601	44,408	72,000	1440,00	**72,00**	4∅12 (181,0)	150,34 (cumple)
	453,80	38,87	42,50	9,08	42,50	0,252	0,079	0,00	0,0	70,601	45,380	72,000	1440,00			
30x30	604,14	38,24	43,07	12,08	43,07	0,336	0,080	0,00	0,0	70,601	60,414	72,000	1440,00	**72,00**	4∅12 (181,0)	148,19 (cumple)
	613,86	36,75	41,66	12,28	41,66	0,341	0,077	0,00	0,0	70,601	61,386	72,000	1440,00			
30x30	762,05	35,91	42,01	15,24	42,01	0,423	0,078	0,00	0,0	70,601	76,205	72,000	1440,00	**77,18**	4∅12 (181,0)	145,83 (cumple)
	771,77	33,95	40,12	15,43	40,12	0,429	0,074	0,00	0,0	70,601	77,177	72,000	1440,00			
30x30	917,60	33,94	41,28	18,35	41,28	0,510	0,076	0,00	0,0	70,601	91,760	72,000	1440,00	**92,73**	4∅12 (181,0)	140,14 (cumple)
	927,33	32,31	39,73	18,55	39,73	0,515	0,074	0,00	0,0	70,601	92,733	72,000	1440,00			
30x40	1067,47	22,32	30,17	21,35	30,17	0,445	0,031	0,00	0,0	86,894	106,747	96,000	1920,00	**108,45**	4∅12 (181,0)	
	1084,48	8,32	16,29	21,69	21,69	0,452	0,023	0,00	0,0	86,894	108,448	96,000	1920,00			

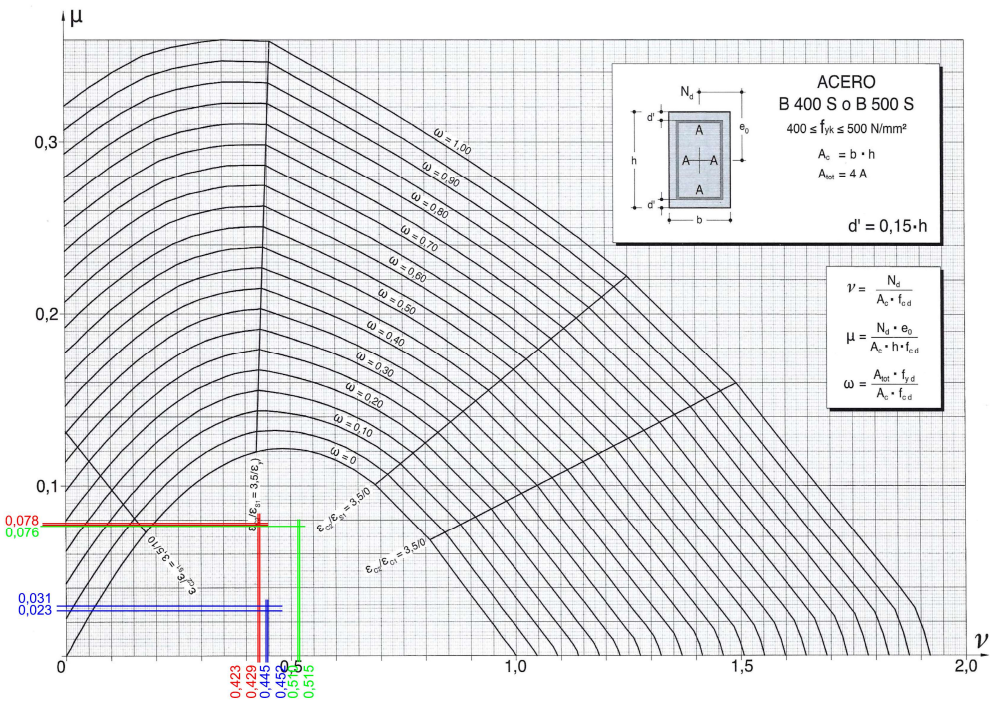
sección 30 x 30: $f_{ctm,fl} = max\left\{\frac{1.600-h}{1.000} f_{ct,m};\ f_{ct,m}\right\} = max\left\{\frac{1.600-300}{1.000} \cdot 0{,}30 \cdot 30^{2/3}\ ; 0{,}30 \cdot 30^{2/3}\right\} = max\{3{,}77; 2{,}90\} = 3{,}77\ MPa$

sección 30 x 40: $f_{ctm,fl} = max\left\{\frac{1.600-h}{1.000} f_{ct,m};\ f_{ct,m}\right\} = max\left\{\frac{1.600-400}{1.000} \cdot 0{,}30 \cdot 30^{2/3}\ ; 0{,}30 \cdot 30^{2/3}\right\} = max\{3{,}48; 2{,}90\} = 3{,}48\ MPa$

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 3.

3.3. E.L.U. de Esfuerzo Cortante

					Agotamiento por compresión				Agotamiento por tracción											
									Resistencia a tracción del hormigón								Armado			
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)	29,25	118,71	2 Ø 6 (24,6)	-0,692	1,000	279,418	✓	1,904	0,0062	1,319	58,917	51,546	58,399	✓	Arm.Mín.	150	-	-	2Ø6c150
		29,25	128,43		-0,360	1,000	279,418		1,904	0,0055	1,427	58,399	52,737							
30x30	4∅16 (321,7)	25,21	282,53	2 Ø 6 (24,6)	1,352	1,068	298,306	✓	1,904	0,0055	3,139	77,277	71,614	72,805	✓	Arm.Mín.	200	-	-	2Ø6c200
		25,21	292,25		2,242	1,112	310,739		1,904	0,0031	3,247	71,021	72,805							
30x30	4∅12 (181,0)	24,65	444,08	2 Ø 6 (24,6)	3,929	1,196	334,308	✓	1,904	0,0031	4,000	79,320	81,104	81,104	✓	Arm.Mín.	150	-	-	2Ø6c150
		24,65	453,80		4,037	1,202	335,817		1,904	0,0031	4,000	79,320	81,104							
30x30	4∅12 (181,0)	23,44	604,14	2 Ø 6 (24,6)	5,707	1,250	349,272	✓	1,904	0,0031	4,000	79,320	81,104	81,104	✓	Arm.Mín.	150	-	-	2Ø6c150
		23,44	613,86		5,815	1,250	349,272		1,904	0,0031	4,000	79,320	81,104							
30x30	4∅12 (181,0)	21,83	762,05	2 Ø 6 (24,6)	7,462	1,250	349,272	✓	1,904	0,0031	4,000	79,320	81,104	81,104	✓	Arm.Mín.	150	-	-	2Ø6c150
		21,83	7711,77		7,570	1,250	349,272		1,904	0,0031	4,000	79,320	81,104							
30x30	4∅12 (181,0)	20,70	917,60	2 Ø 6 (24,6)	9,190	1,250	349,272	✓	1,904	0,0031	4,000	79,320	81,104	81,104	✓	Arm.Mín.	150	-	-	2Ø6c150
		20,70	927,33		9,298	1,250	349,272		1,904	0,0031	4,000	79,320	81,104							
30x40	4∅12 (181,0)	7,29	1067,47	2 Ø 6 (24,6)	8,142	1,250	491,832	✓	1,761	0,0022	4,000	103,045	108,482	108,482	✓	Arm.Mín.	150	-	-	2Ø6c150
		7,29	1084,48		8,283	1,250	491,832		1,761	0,0022	4,000	103,045	108,482							

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: 4Ø12

- Planta cuarta:

  - cabeza: 4Ø12

  - base: 4Ø12

- Planta tercera:

  - cabeza: 4Ø12

  - base: 4Ø12

- Planta segunda:

  - cabeza: 4Ø12

  - base: 4Ø12

- Planta primera:

  - cabeza: 4Ø12

  - base: 4Ø12

- Planta baja:

  - cabeza: 4Ø12

  - base: 4Ø12

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: $s_t \leq 180\ mm$
  - planta tercera: $s_t \leq 180\ mm$
  - planta segunda: $s_t \leq 180\ mm$
  - 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, $s_t \leq 300\ mm.$

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 el caso de las plantas altas, 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: $s_t \leq 100\ mm$

- En el caso del soporte de planta baja, en los primeros y últimos 40 cm del soporte:

  - 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 Ø12.

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

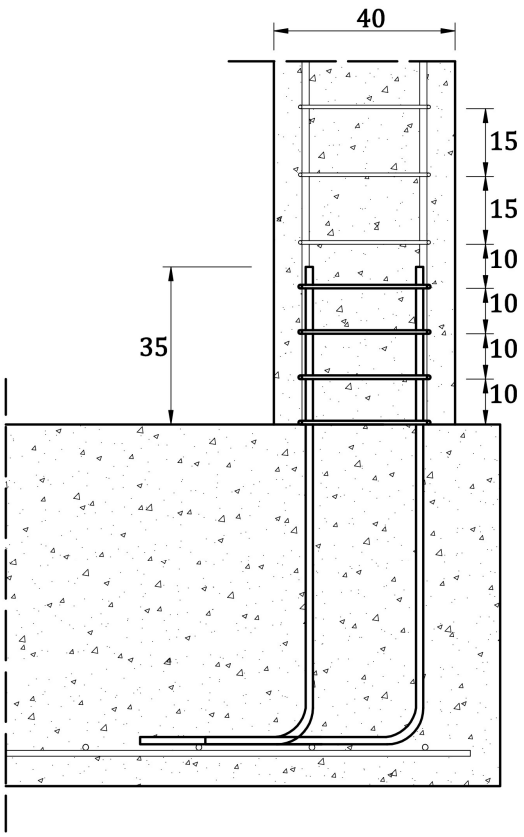
Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot\ l_b\ \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 30{,}0 \cdot \frac{0}{181{,}0} \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 30\ cm} > l_{red} = 20{,}00\ cm$$

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 baja la separación entre estribos es de 15 cm, si bien en la base, en una altura de 40 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 cumple. A partir de la longitud de solape estimada, se decide incrementar en 5 cm esta distancia, para dejar un estribo a 5 cm aproximadamente del corte, lo que permite, además, dejar el siguiente estribo fuera del solape a 5 cm, cumpliendo la exigencia constructiva del Código Estructural (distancia desde el corte de la armadura al siguiente estribo inferior a 4Ø (48 mm).



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 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 Ø12.

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

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

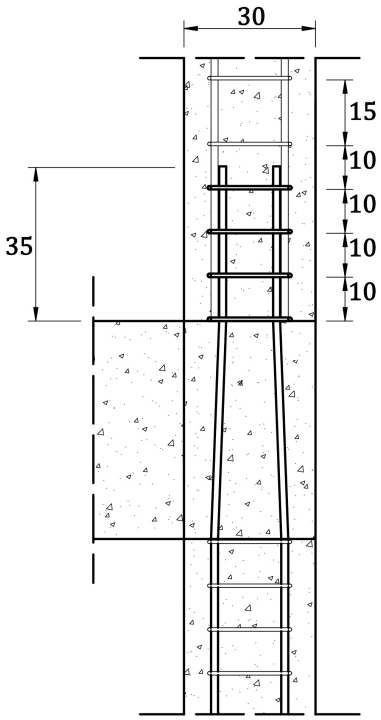
$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 30{,}0 \cdot \frac{0}{181{,}0} \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 30\ cm} > l_{red} = 20{,}00\ cm$$

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 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 (30 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto cumple. A partir de la longitud de solape estimada, se decide incrementar en 5 cm esta distancia, y acercar el primer estribo fuera del solape, para dejarlo a 5 cm aproximadamente del corte, lo que permite, además, dejar el siguiente estribo fuera del solape a 5 cm, cumpliendo la exigencia constructiva del Código Estructural (distancia desde el corte de la armadura al siguiente estribo inferior a 4Ø (48 mm).



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 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 Ø12.

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

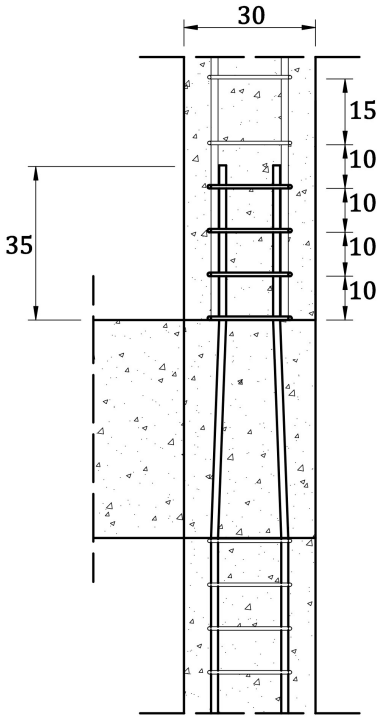
Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 30{,}0 \cdot \frac{0}{181{,}0} \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 30\ cm} > l_{red} = 20{,}00\ cm$$

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 segunda 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 (30 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto cumple. A partir de la longitud de solape estimada, se decide incrementar en 5 cm esta distancia, y acercar el primer estribo fuera del solape, para dejarlo a 5 cm aproximadamente del corte, lo que permite, además, dejar el siguiente estribo fuera del solape a 5 cm, cumpliendo la exigencia constructiva del Código Estructural (distancia desde el corte de la armadura al siguiente estribo inferior a 4Ø (48 mm).



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 Ø12.

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

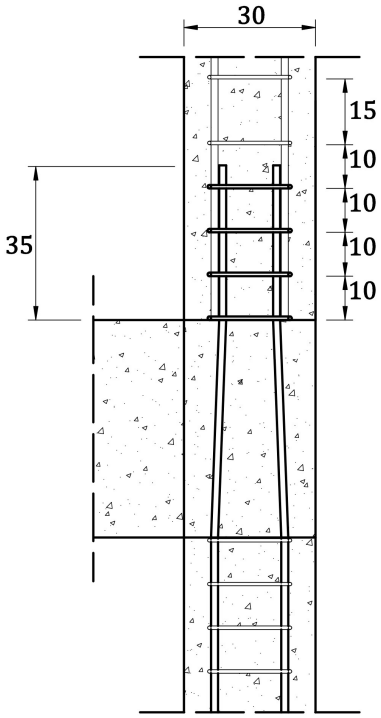
Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 30{,}0 \cdot \frac{0}{181{,}0} \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 30\ cm} > l_{red} = 20{,}00\ cm$$

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 tercera 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 (30 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto cumple. A partir de la longitud de solape estimada, se decide incrementar en 5 cm esta distancia, y acercar el primer estribo fuera del solape, para dejarlo a 5 cm aproximadamente del corte, lo que permite, además, dejar el siguiente estribo fuera del solape a 5 cm, cumpliendo la exigencia constructiva del Código Estructural (distancia desde el corte de la armadura al siguiente estribo inferior a 4Ø (48 mm).



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 Ø12.

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

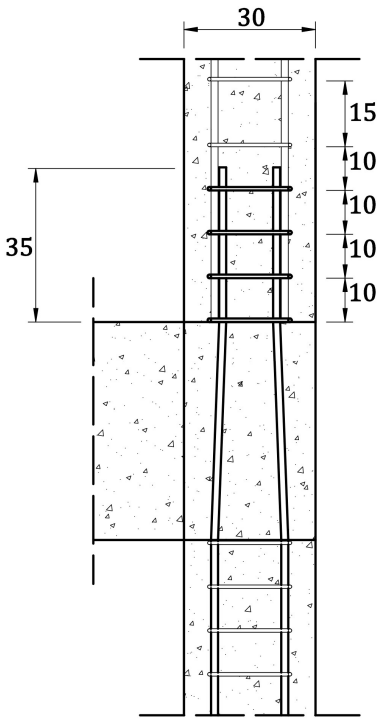
Como en compresión el coeficiente α es igual a 1,0, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}0 \cdot 30{,}0 \cdot \frac{0}{181{,}0} \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 30\ cm} > l_{red} = 20{,}00\ cm$$

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 cuarta 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 (30 cm) hay dispuestos 4 estribos ($U_{4\varnothing 6} = 49{,}2\ kN$) y por lo tanto cumple. A partir de la longitud de solape estimada, se decide incrementar en 5 cm esta distancia, y acercar el primer estribo fuera del solape, para dejarlo a 5 cm aproximadamente del corte, lo que permite, además, dejar el siguiente estribo fuera del solape a 5 cm, cumpliendo la exigencia constructiva del Código Estructural (distancia desde el corte de la armadura al siguiente estribo inferior a 4Ø (48 mm).



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 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.

∅16	$L_{b,I}$	$m \cdot \varnothing^2 = 33{,}28\ cm$
		$\boldsymbol{(f_{yk}/20) \cdot \varnothing = 40{,}00\ cm}$
	$L_{red,I}$	$1/3 \cdot l_b = 13{,}33\ cm$ $\boldsymbol{2/3 \cdot l_b = 26{,}67\ cm}$
		$10 \cdot \varnothing = 16{,}00\ cm$
		$15{,}00\ cm$

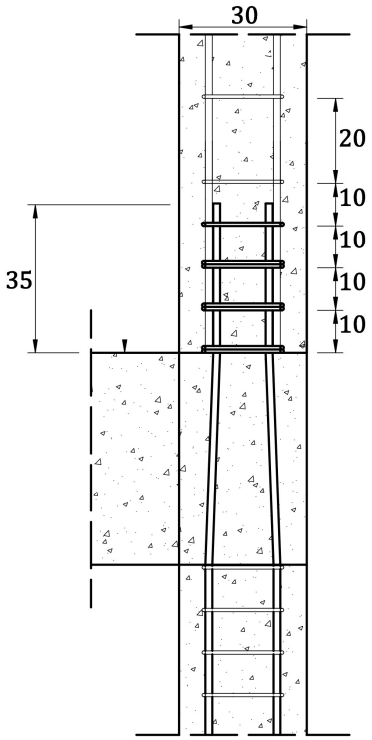
Como la menor separación entre barras es de 19 cm, superior a 10Ø, y se está solapando la totalidad de la armadura de tracción, el coeficiente α es igual a 1,4. Así pues, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 1{,}4 \cdot 40{,}0 \cdot \frac{72}{321{,}7} \rightarrow l_{b,net} = 12{,}53\ cm < \boldsymbol{l_{red} = 26{,}67\ cm \approx 30\ cm}$$

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 (20 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 ($U_{7\varnothing 6} = 86{,}1\ kN$). Sin embargo, adicionalmente y para poder cumplir con las exigencias constructivas del Código Estructural, se decide incrementar la longitud de solape hasta los 35 cm, y acercar el primer estribo fuera del solape (10 cm entre estribos), para tener un estribo adicional a aproximadamente 4Ø (48 mm) tras el corte de la barra.



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 2 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 la más desfavorable.

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

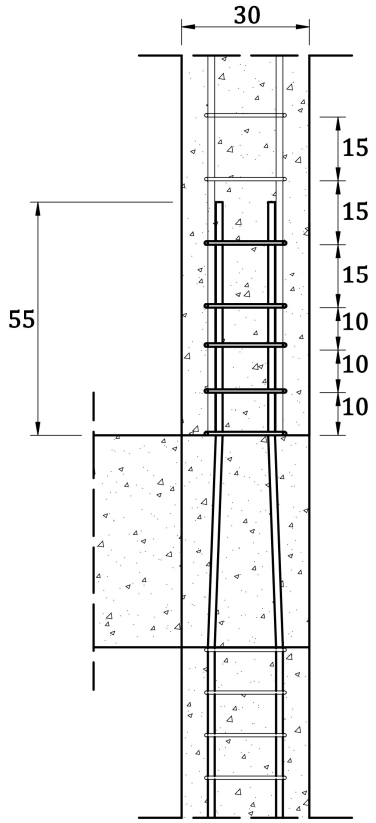
Como la menor separación entre barras es de 9,5 cm, inferior a 10Ø, y se está solapando la totalidad de la armadura de tracción, el coeficiente α es igual a 2,0. Así pues, la longitud de solape es igual a:

$$l_{sol} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{U_{s,nec}}{U_{s,real}} = 2{,}0 \cdot 30{,}0 \cdot \frac{306}{361{,}9} \rightarrow \boldsymbol{l_{b,net} = 50{,}73\ cm \approx 55\ cm} > l_{red} = 15{,}00\ cm$$

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

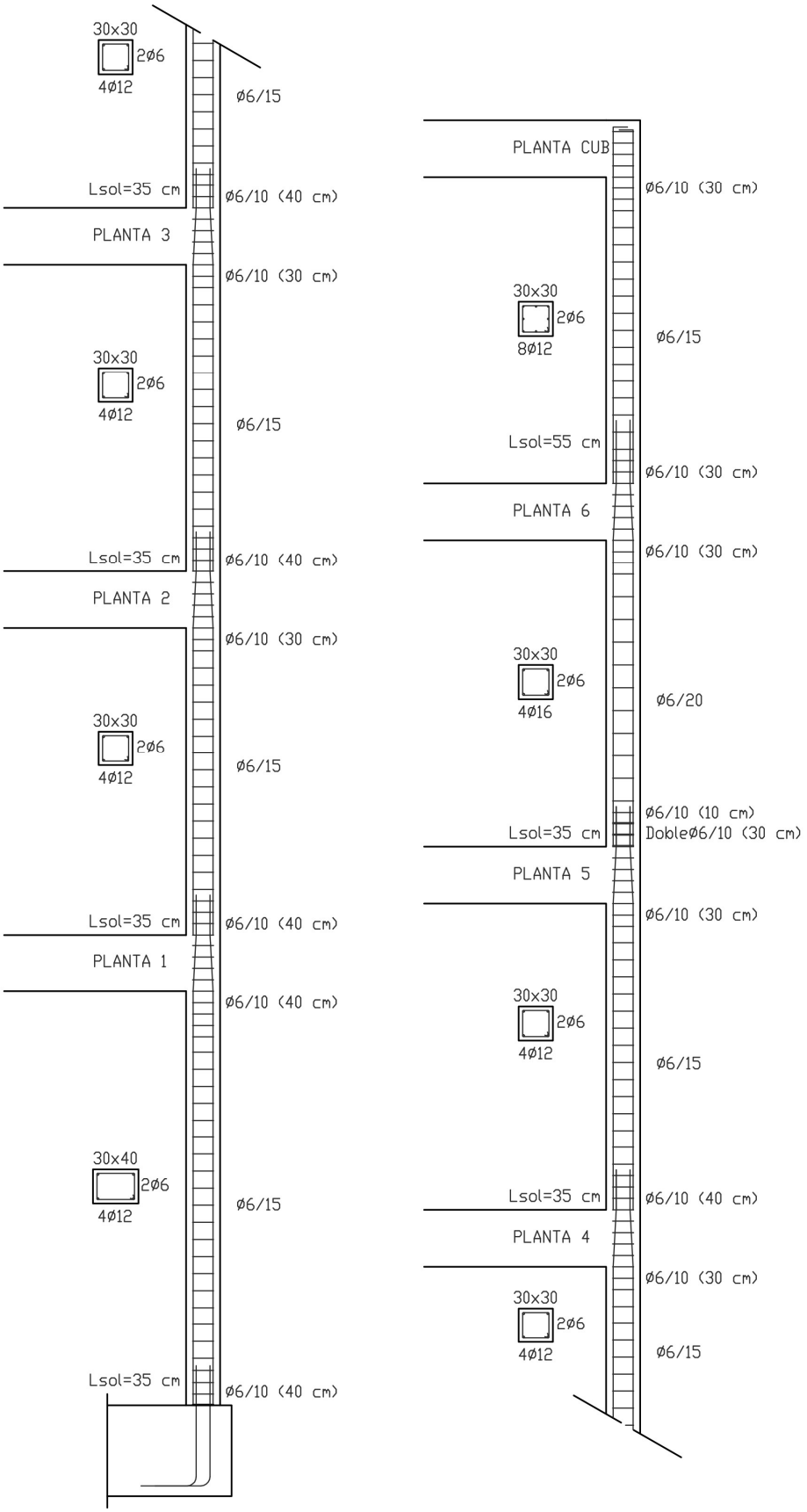
$$U_{st} = U_{s,\varnothing 12} = 45{,}2\ kN$$

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 (55 cm) hay dispuestos 5 estribos ($U_{5\varnothing 6} = 61{,}5\ kN$) y por lo tanto cmple. Además, esta disposición permite mantener un estribo adicional fuera de la zona de solape a 5 cm (aproximadamente, los 4Ø (48 mm) exigidos por disposiciones constructivas).



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

3.5. Esquema de armado del soporte 3



Esquema de armado del soporte 3.