



EDIFICIO UBICADO EN LA SEU D’URGELL (690 m.s.n.m)

Grupo	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	Pórtico A Pilar fachada	Pórtico B Pilar central	Pórtico A Jácena
68	6,65	6,95	6,05	5,50	5,60	6,00	6,30	3,90	1,35	1,30	1,80	5,75	2,95	5	6	3

ÍNDICE

Diseño y predimensionado de forjados unidireccionales de hormigón armado y pretensado y de las jácenas de todas las plantas diferentes

• Esquema y cargas del forjado de planta primera	_02
• Predimensionado del forjado y jácena de planta primera	_03
• Esquema y cargas del forjado de planta tercera	_04
• Predimensionado del forjado y jácena de planta tercera	_05
• Esquema y cargas del forjado de planta cubierta	_06
• Predimensionado del forjado y jácena de planta cubierta	_07

Predimensionado de pilares

• Predimensionado de un pilar interior y de una fachada	_08
---	-----

Análisis informático de estructuras de barras planas

• Acciones de los forjados sobre las jácenas de los pórticos (reacciones)	_09
• Esquema acotado del pórtico principal	_10
• Esquemas de cargas gravitatorias al pórtico	_11
• Esquemas de cargas del viento	_12
• Deformaciones del pórtico (flechas y desplazamientos)	_13
• Diagramas de esfuerzos característicos necesarios para la comparación con los del predimensionado	_14
• Comparaciones razonadas de los resultados anteriores, con los del predimensionado	_15
• Tabla de los coeficientes participativos en las combinadas y cálculo del coeficiente global de mayoración de cargas	_16
• Diagrama de momentos y axiales necesarios para el armado del pilar	_17
• Diagrama de la envolvente de momentos y cortantes necesarios para el armado de las jácenas	_18

Cálculo y comprobación de armaduras de forjado y de jácenas

• Cargas y diagramas para el cálculo del forjado	_19
• Cálculo del tipo de vigueta y de la armadura superior	_20
• Planta constructiva	_21
• Armado y despiece de la armadura longitudinal de las jácenas	_22_23
• Armado y despiece de la armadura transversal de las jácenas	_24_25

Cálculo y comprobación de armadura de pilares

• Comprobación del pandeo y armado de los pilares	_26_27
---	--------

06_ PLANTA PRIMERA

El planteamiento acotado del forjado de la planta primera (techo de la planta baja) dispone de viguetas pretensadas colocadas en perpendicular a las jácenas, ya que nuestra luz más grande es de 6,5m, y por lo tanto, no podríamos utilizar viguetas armadas, las cuales no soportan luces mayores de 6m. De esta manera, las viguetas pretensadas se disponen de manera perpendicular a las luces más grandes de los pórticos principales.

En el caso de las jácenas de canto, para salvar la luz más desfavorable, de 6,95m, se dispondrán paralelamente a los pórticos principales.

Definición de las cargas lineales

Fachada de 5,75m de altura = 15,70 kN/m

- Ladrillo cerámico perforado de 14 cm = 15 kN/m³ x 0,14 m x 5,75 m = 12,08 kN/m
- Ladrillo cerámico hueco de 4 cm = 12 kN/m³ x 0,04 m x 5,75 m = 2,76 kN/m
- Rebozado de mortero de cemento = 15 kN/m³ x 0,01 m x 5,75 m = 0,86 kN/m
- Yeso = 0,15 kN/m³ x 0,01 m x 5,75 m = 0,0086 kN/m

Pared de 5,75 m de altura = 12,10 kN/m

- Ladrillo cerámico hueco de 14 cm = 15 kN/m³ x 0,14 m x 5,75 m = 12,08 kN/m
- Yeso = 0,15 kN/m³ x 0,01 m x 5,75 m = 0,0086 kN/m
- Yeso = 0,15 kN/m³ x 0,01 m x 5,75 m = 0,0086 kN/m

Barandilla de vidrio = 2,55 kN/m

- Vidrio y carpintería = 0,25 kN/m³ x 1,1 m x 2 = 0,55 kN/m
- Sobrecarga de uso de la barandilla = 2 kN/m

°TOTAL CARGAS LINEALES = 15,70 + 12,10 + 2,55= 30,35 kN/m

Definición del estado de cargas superficiales gravitatorias:

INTERIOR

Cargas permanentes

Revestimientos:

- Pavimento terrazo sobre mortero de 50 mm de espesor= 0,8 kN/m²
- Revoco de cemento= 0,2 kN/m²
- Tabiquería: 1 kN/ m²

Peso propio del forjado (24+5) =3,26 kN/m²

ΣCargas permanetes= 0,8 + 0,2 + 1 + 3,26= 5,26 kN/m²

Sobrecargas:

- Uso= 2 kN/m²

Valor de la carga total = ΣCargas permanetes + ΣSobrecargas = 5,26 + 2 = 7,26 kN/m²

EXTERIOR

Cargas permanentes

Revestimientos:

- Pavimento terrazo sobre mortero de 50 mm de espesor= 0,8 kN/m²
- Revoco de cemento= 0,2 kN/m²

Peso propio del forjado (24+5) =3,26 kN/m²

ΣCargas permanetes= 0,8 + 0,2 + 3,26= 4,26 kN/m²

Sobrecargas:

- Uso= 2 kN/m²
- Nieve= 1 kN/m²

Valor de la carga total = ΣCargas permanetes + ΣSobrecargas = 4,26 + 3 = 7,26 kN/m²

Porcentaje de cargas

Porcentaje de cargas permanentes = $\frac{4,26}{6,26} \times 100= 68\%$

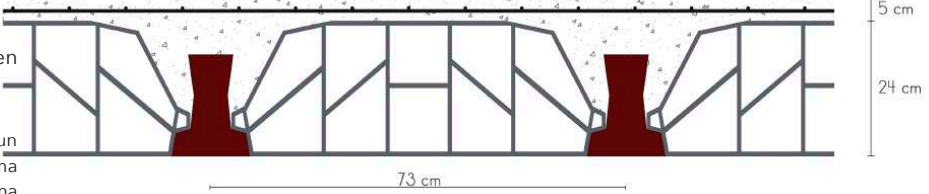
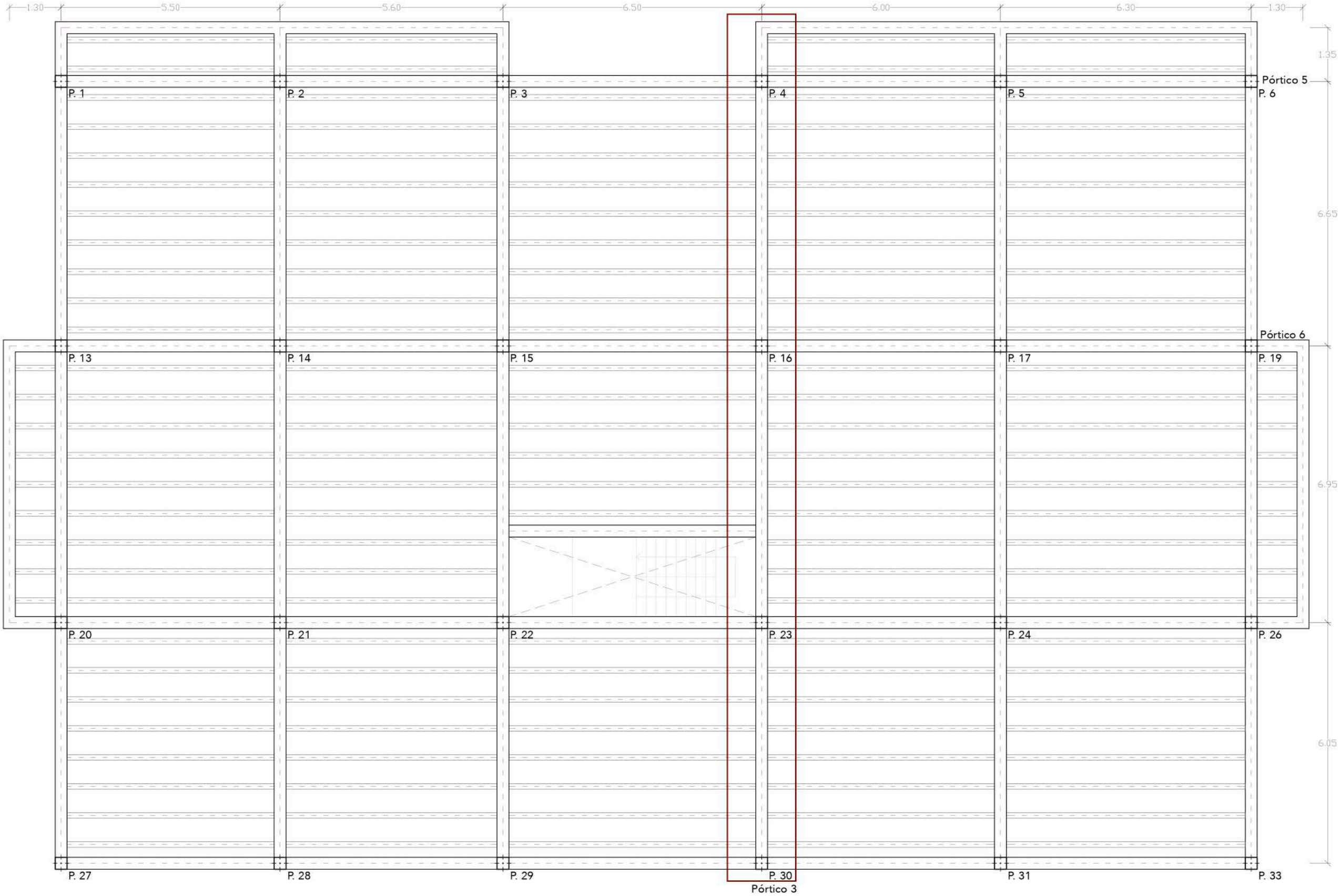
Porcentaje de sobrecargas = $\frac{2}{6,26} \times 100=32\%$

Definición de la resistencia al fuego del forjado obligatorio por normativa

El forjado de de las plantas hasta la cuarta, situado sobre rasante y con una altura de evacuación menor o igual a 28m, debido a su cualidad portante y como un element compartimentador vertical, deberá tener una resistencia al fuegoR90: Uso inferior residencial

Acciones variables: sobrecarga de nieve en la Seu d’Urgell (690 m.s.n.m)

Según la tabla E.2: Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²), para una zona de clima invernal 2 y de altitud 700m, corresponde una sobrecarga de nieve de 1 kN/m².



06_ DETALLE DEL CÁLCULO UTILIZADO PARA LA OBTENCIÓN DEL CANTO DEL FORJADO DE PLANTA PRIMERA:

Definición de las cargas lineales

$$h_{\min} \geq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{l}{c}$$

Correspondiendo:

h_{\min} → Limitación del canto mínimo del forjado.

$\delta_1 = \sqrt{\frac{q}{7}}$ → Factor que depende de la carga total, siendo q la carga total en kN/m².

$\delta_2 = \sqrt[4]{\frac{l}{6}}$ → Factor que depende de la luz más desfavorable del forjado (l)

l → Luz más desfavorable que ha de cubrir las viguetas.

c = 23 → Coeficiente de continuidad:

Tipología del forjado:	Viguetas pretensadas
Tipología de carga:	Con tabiques o muros
Tipología de tramo:	Extremo

c = 26 → Coeficiente de continuidad:

Tipología del forjado:	Viguetas pretensadas
Tipología de carga:	Con tabiques o muros
Tipología de tramo:	Interior

Para hacer la primera aproximación del peso propio del forjado supondremos que δ_1 y δ_2 son 1.

- $h_{\min} \geq 1 \cdot 1 \cdot \frac{6,3}{23} = 0,2739$ → es el más restrictivo
- $h_{\min} \geq 1 \cdot 1 \cdot \frac{6,5}{26} = 0,25$

Redondeamos el resultado a 28cm, de tal manera que cogeremos un canto de 24cm con una capa de compresión de 5cm.

- Peso propio del forjado = 3,26 kN/m²
- Peso propio tabiques = 1 kN/m²
- Peso propio terrazo = 0,8 kN/m²
- Peso propio yeso = 0,2 kN/m²
- Sobrecarga de uso = 2 kN/m²

q total = 7,26 kN/m²

Especificación del voladizo de planta primera

Cargas permanentes:

- Peso propio voladizo = $3,26 \text{ kN/m}^2$
- Pavimento de terrazzo = $0,8 \text{ kN/m}^2$
- Formación de pequeña pendiente para evacuar agua de hormigón aligerado = $15 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} = 0,3 \text{ kN/m}^2$
- Enyesado de 1 cm de espesor = $15 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,01 \text{ m} = 0,15 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga de uso = 2 kN/m^2

Sobrecarga de nieve = 1 kN/m^2

Peso total = Σ Peso unitario de sus componentes + sobrecarga de uso = $4,51 + 3 = 7,51 \text{ kN/m}^2$

$$\delta_1 = \sqrt{\frac{7,26}{7}} = 1,0184$$

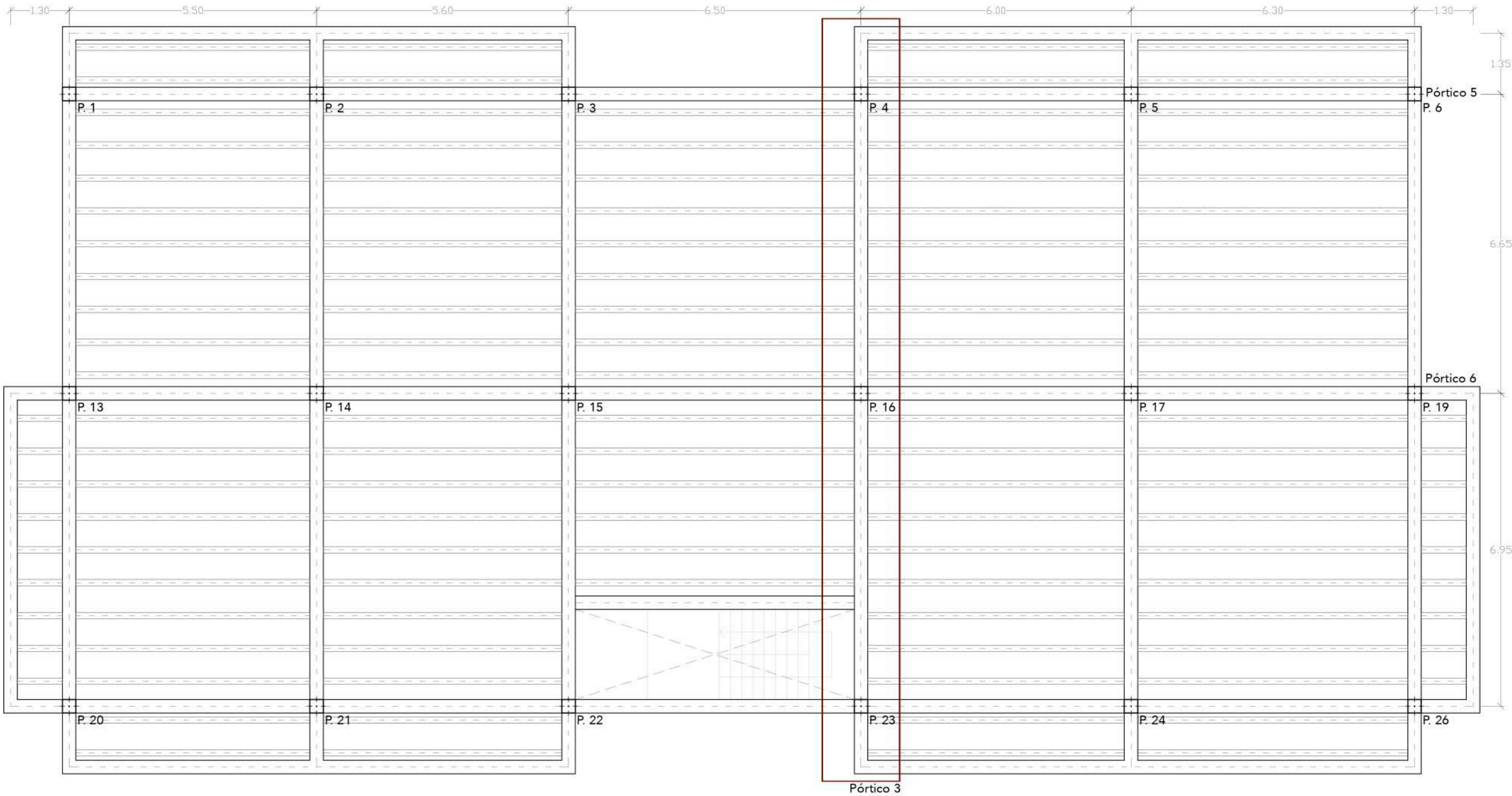
$$\delta_2 = \sqrt[4]{\frac{6,3}{6}} = 1,0123$$

$$h_{\min} = 1,0184 \cdot 1,0123 \cdot \frac{6,3}{23} = 0,2824 \text{ m}$$

Definitivamente, después de recalcular, observamos que el forjado necesario para nuestra planta baja debería ser de 24+5 cm de canto, $3,26 \text{ kN/m}^2$ y con una carga total de $7,26 \text{ kN/m}^2$.

04_ PLANTA TERCERA

El planteamiento acotado del forjado de planta tercera (planta tipo), la cual también corresponde a la planta segunda y cuarta. De la misma manera que en el forjado de planta baja, el sentido de disposición de los porticos principals es paralelo a las luces más grandes y; por lo tanto, las más desfavorables. Colocaremos semiviguetas pretensadas en la dirección perpendicular, que salvarán un máximo de 6,5m, y jácnas de canto para salvar la luz máxima a cubrir de 6,95m.



Definición de las cargas lineales

Fachada de 2,95 m de altura = 8,05 kN/m

- Ladrillo cerámico perforado de 14 cm = 15 kN/m³ x 0,14 m x 2,95 = 6,20 kN/m
- Ladrillo cerámico hueco de 4 cm = 12 kN/m³ x 0,04 m x 2,95 = 1,42 kN/m
- Rebozado de mortero de cemento = 15 kN/m³ x 0,01 m x 2,95 = 0,43 kN/m
- Yeso = 0,15 kN/m³ x 0,01 m x 2,95 = 0,0044 kN/m

Pared de 2,95 m de altura = 6,21 kN/m

- Ladrillo cerámico hueco de 14 cm = 15 kN/m³ x 0,14 m x 2,95 = 6,20 kN/m
- Yeso = 0,15 kN/m³ x 0,01 m x 2,95 = 0,0044 kN/m
- Yeso = 0,15 kN/m³ x 0,01 m x 2,95 = 0,0044 kN/m

Barandilla de vidrio = 2,55 kN/m

- Vidrio y carpintería = 0,25 kN/m³ x 1,1 m x 2 = 0,55 kN/m
- Sobrecarga de uso de la barandilla = 2 kN/m

TOTAL CARGAS LINEALES = 8,05 + 6,21 + 2,55 = 16,81 kN/m

Definición del estado de cargas superficiales gravitatorias:

Cargas permanentes

Revestimientos:

- Pavimento terrazo sobre mortero de 50 mm de espesor= 0,8 kN/m²
- Revoco de cemento= 0,2 kN/m²
- Tabiquería = 1 kN/m²

Peso propio del forjado (24+5) =3,26 kN/m²

ΣCargas permanetes= 0,8 + 0,2 + 1 + 3,26= 5,26 kN/m²

Sobrecargas:

- Uso= 2 kN/m²

Valor de la carga total = ΣCargas permanetes + ΣSobrecargas = 5,26 + 2 = 7,26 kN/m²

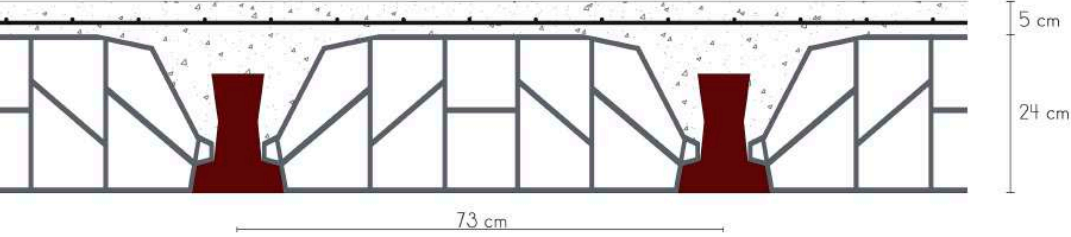
Porcentaje de cargas

Porcentaje de cargas permanentes =5,26/7,26 x 100=72%

Porcentaje de sobrecargas=2/7,26 x 100=28%

Definición de la resistencia al fuego del forjado obligatorio por normativa

El forjado de de las plantas hasta la cuarta, situado sobre rasante y con una altura de evacuación menor o igual a 28m, debido a su cualidad portante y como un element compartimentador vertical, deberá tener una resistencia al fuegoR90: Uso inferior residencial



05_ DETALLE DEL CÁLCULO UTILIZADO PARA LA OBTENCIÓN DEL CANTO DEL FORJADO DE PLANTA TERCERA:

Definición de las cargas lineales

$$h_{\min} \geq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{l}{c}$$

Correspondiendo:

h_{\min} → Limitación del canto mínimo del forjado.

$\delta_1 = \sqrt{\frac{q}{7}}$ → Factor que depende de la carga total, siendo q la carga total en kN/m².

$\delta_2 = \sqrt[4]{\frac{l}{6}}$ → Factor que depende de la luz más desfavorable del forjado (l)

l → Luz más desfavorable que ha de cubrir las viguetas.

$c = 23$ → Coeficiente extraído de la tabla:

Tipología del forjado:	Viguetas pretensadas
Tipología de carga:	Con tabiques o muros
Tipología de tramo:	Extremo

$c = 26$ → Coeficiente de continuidad:

Tipología del forjado:	Viguetas pretensadas
Tipología de carga:	Con tabiques o muros
Tipología de tramo:	Interior

Para hacer la primera aproximación del peso propio del forjado supondremos que δ_1 y δ_2 son 1.

- $h_{\min} \geq 1 \cdot 1 \cdot \frac{6,3}{23} = 0,2739$ → es el más restrictivo
- $h_{\min} \geq 1 \cdot 1 \cdot \frac{6,5}{23} = 0,25$

Redondeamos el resultado a 28cm, de tal manera que cogeremos un canto de 24cm con una capa de compresión de 5cm.

- Peso propio del forjado = 3,26 kN/m²
- Peso propio tabiques = 1 kN/m²
- Peso propio terrazo = 0,8 kN/m²
- Peso propio yeso = 0,2 kN/m²
- Sobrecarga de uso = 2 kN/m²

$$q_{\text{total}} = 7,26 \text{ kN/m}^2$$

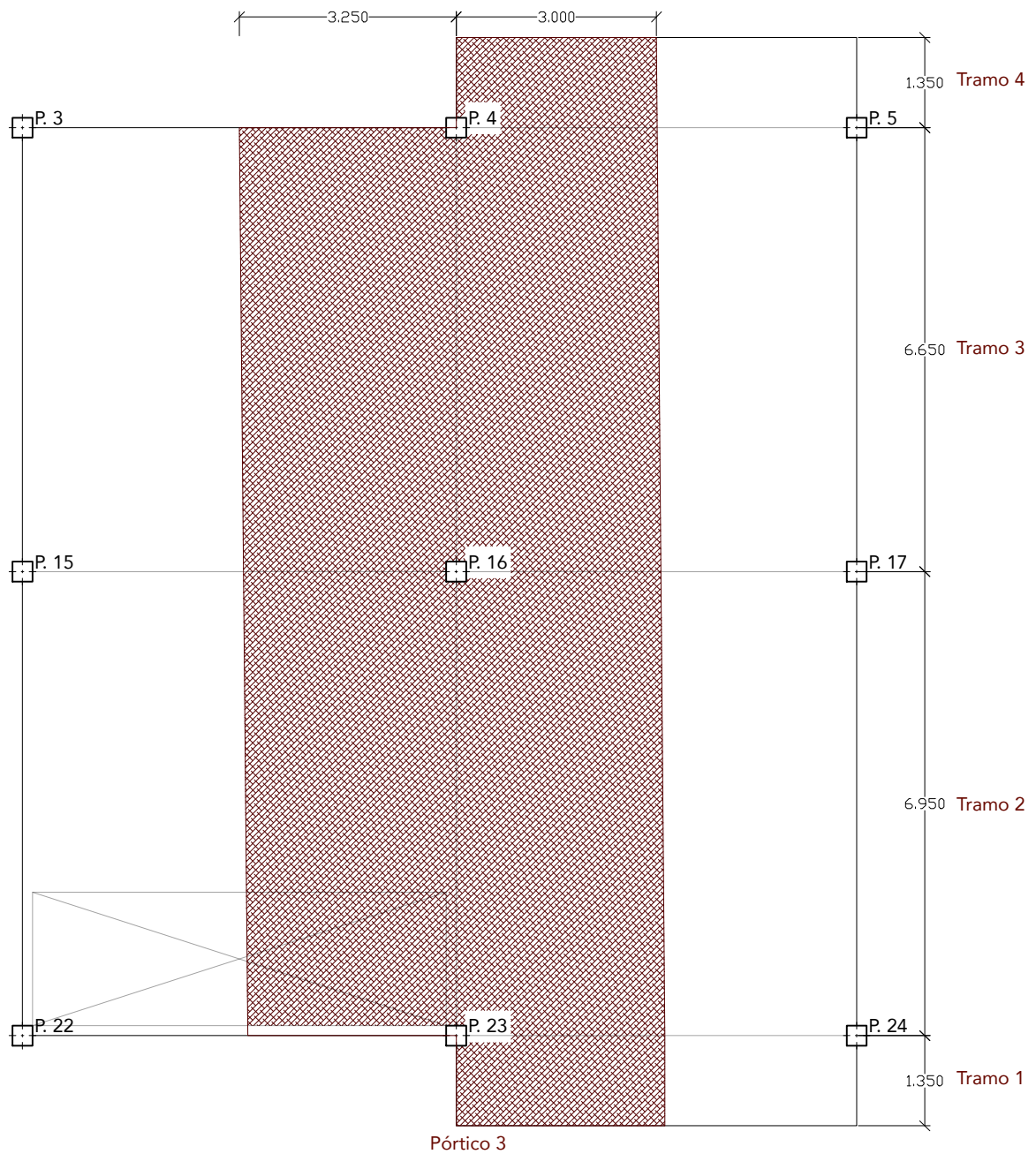
$$\delta_1 = \sqrt{\frac{7,26}{7}} = 1,0184$$

$$\delta_2 = \sqrt[4]{\frac{6,3}{6}} = 1,0123$$

$$h_{\min} = 1,0184 \cdot 1,0123 \cdot \frac{6,3}{23} = 0,2824 \text{ m}$$

Definitivamente, después de recalcular, observamos que el forjado necesario para nuestra planta baja debería ser de 24+5 cm de canto, 3,26 kN/m² y con una carga total de 7,26 kN/ m².

Detalle del cálculo utilizado para el predimensionado de la jácena más desfavorable de la planta primera y tercera, bajo criterios de deformación y tensión



- Peso total forjado en planta primera = 7,26 kN/ m²
- Carga lineal pared de la fachada = 8,05 kN/m
- Carga lineal barandilla = 2,55 kN/m
- Carga del voladizo = 7,51 kN/m²
- Carga lineal pared de 15cm = 6,21kN/m²

Voladizo (tramo 1)

- Ancho de banda (Ab) = 3 m
- Carga lineal del voladizo (q) = Ab · Carga sup = 3 m · 7,51 kN/ m² = 22,53 kN/ m²
- Carga puntual de barandilla = Ab · Carga lineal = 3 m · 2,55 kN/ m² = 7,65 kN/ m²

Forjado (tramo 2)

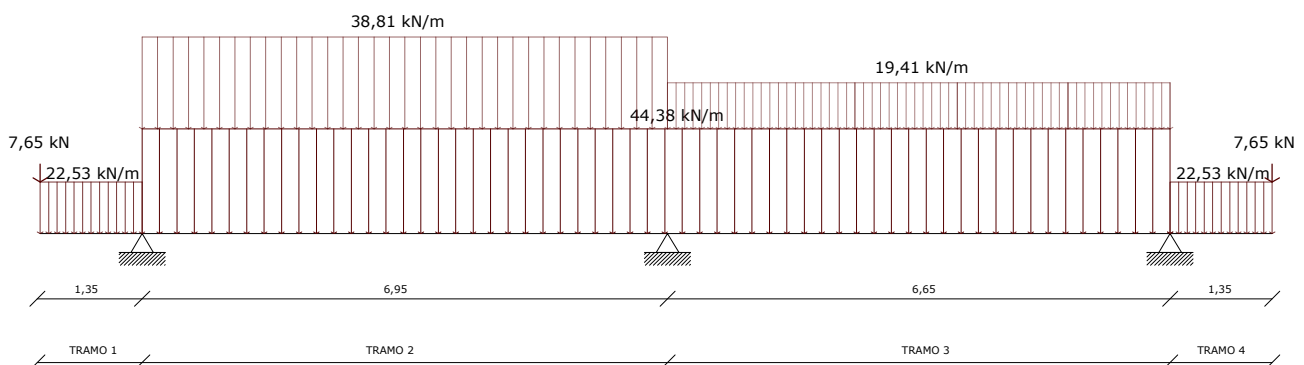
- Ancho de banda (A_b) = $(3,25+3)\text{m} = 6,25\text{ m}$
- Carga lineal del forjado (q) = $A_b \cdot \text{Carga sup} = 6,25\text{ m} \cdot 7,26\text{ kN/ m}^2 = 43,38\text{ kN/ m}^2$
- Carga puntual de pared de fachada = $A_b \cdot \text{Carga lineal} = 6,25\text{ m} \cdot 8,05\text{ kN/ m}^2 = 50,31\text{ kN/ m}^2$
- Carga repartida pared 15cm = $A_b \cdot \text{Carga lineal} = 6,25\text{ m} \cdot 6,21\text{ kN/ m}^2 = 38,81\text{ kN/ m}^2$

Forjado (tramo 3)

- Ancho de banda (A_b) = $(3,25+3)\text{m} = 6,25\text{ m}$
- Carga lineal del forjado (q) = $A_b \cdot \text{Carga sup} = 6,25\text{ m} \cdot 7,26\text{ kN/ m}^2 = 43,38\text{ kN/ m}^2$
- Carga puntual de pared de fachada = $A_b \cdot \text{Carga lineal} = 6,25\text{ m} \cdot 8,05\text{ kN/ m}^2 = 50,31\text{ kN/ m}^2$
- Carga repartida pared 15cm = $A_b \cdot \text{Carga lineal}/2 = 6,25\text{ m} \cdot 6,21\text{ kN/ m}^2 / 2 = 19,41\text{ kN/ m}^2$

Voladizo (tramo 4)

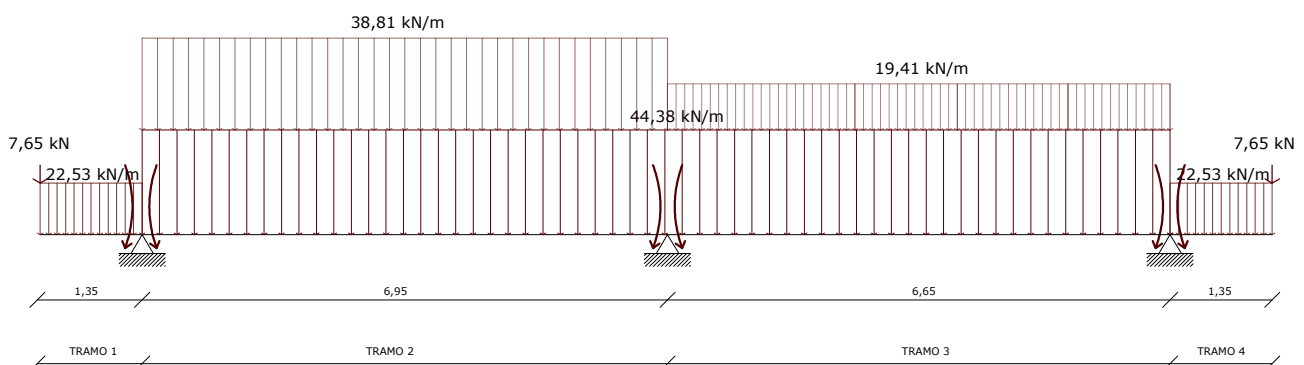
- Ancho de banda (A_b) = 3 m
- Carga lineal del forjado (q) = $A_b \cdot \text{Carga sup} = 3\text{ m} \cdot 7,51\text{ kN/ m}^2 = 22,53\text{ kN/ m}^2$
- Carga puntual de pared de barandilla = $A_b \cdot \text{Carga lineal} = 3\text{ m} \cdot 2,55\text{ kN/ m}^2 = 7,65\text{ kN/ m}^2$



Predimensionado de momentos flectores

Partiendo del esquema de cargas calculamos los momentos de cada nudo, teniendo en cuenta que todas las barras de cada nudo tendrán la misma rigidez para predimensionar.

Hacemos la siguiente hipótesis:



- Voladizo 1 (V1)

$$M_{V1} = \frac{q \cdot L \cdot v^2}{2} + (P \cdot Lv)$$

$$M_{V1} = \frac{22,53 \cdot 1,35^2}{2} + (7,65 \cdot 1,35) = 30,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Jácena 1 (J1)

$$M_{J1} = \frac{q \cdot L^2}{12} + \frac{q2 \cdot L^2}{12}$$

$$M_{J1} = \frac{43,38 \cdot (6,95)^2}{12} + \frac{38,81 \cdot 6,95^2}{12} = 330,82 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Jácena 2 (J2)

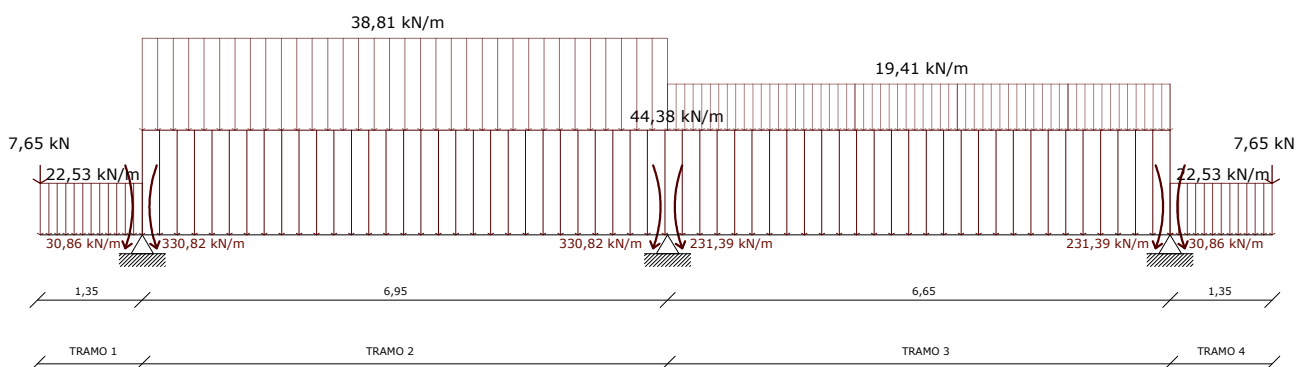
$$M_{J2} = \frac{q \cdot L^2}{12} + \frac{q2 \cdot L^2}{12}$$

$$M_{J2} = \frac{43,38 \cdot (6,65)^2}{12} + \frac{19,41 \cdot 6,65^2}{12} = 231,39 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Voladizo 2 (V2)

$$M_{V2} = \frac{q \cdot L \cdot v^2}{2} + (P \cdot Lv)$$

$$M_{V1} = \frac{43,38 \cdot 1,35^2}{2} + (7,65 \cdot 1,35) = 30,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



- Nudo 1 (parte derecha)

$$M_{\text{desequilibrante}} = 330,82 - 30,86 = 299,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{equilibrador}} = -299,96 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Se reparte en 3 barras} \rightarrow M_{\text{repartimiento}} = 299,96 / 3 = 99,99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{resultante}} = 330,82 \text{ kN}\cdot\text{m} - 99,99 \text{ kN}\cdot\text{m} = 230,83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Nudo 2 (parte izquierda)

$$M_{\text{desequilibrante}} = 330,82 - 231,39 = 99,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{equilibrador}} = -99,43 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Se reparte en 4 barras} \rightarrow M_{\text{repartimiento}} = 99,43 / 4 = 24,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{resultante}} = 330,82 \text{ kN}\cdot\text{m} - 24,86 \text{ kN}\cdot\text{m} = 305,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{central de la jácena}} = \frac{q \cdot l^2}{8} - \left(\frac{M_{\text{izq}} + M_{\text{dcha}}}{2} \right) = \frac{82,19 \cdot 6,95^2}{8} - \left(\frac{230,83 + 305,96}{2} \right) = 227,85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

- Nudo 3 (parte izquierda)

$$M_{\text{desequilibrante}} = 231,39 - 30,86 = 200,53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

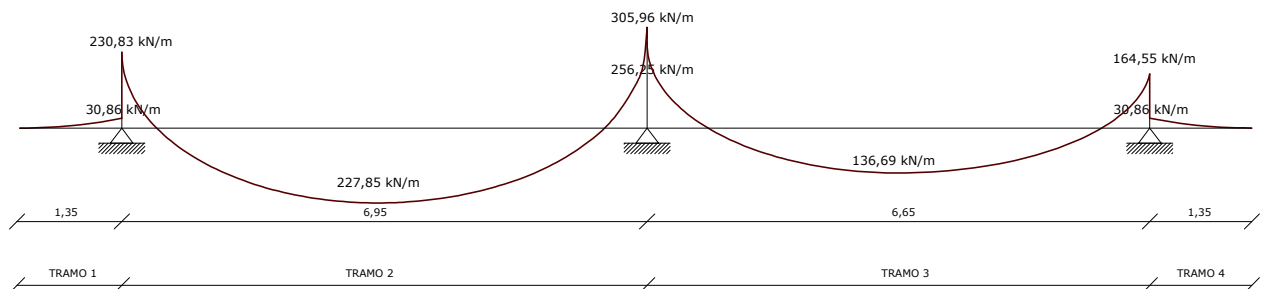
$$M_{\text{equilibrador}} = -200,53 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Se reparte en 3 barras} \rightarrow M_{\text{repartimiento}} = 200,53 / 3 = 66,84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{resultante}} = 231,39 \text{ kN}\cdot\text{m} - 66,84 \text{ kN}\cdot\text{m} = 164,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Nudo 2 (parte derecha)

$$M_{\text{resultante}} = 231,39 \text{ kN}\cdot\text{m} + 24,86 \text{ kN}\cdot\text{m} = 256,25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{central de la jácena}} = \frac{q \cdot l^2}{8} - \left(\frac{M_{\text{izq}} + M_{\text{dcha}}}{2} \right) = \frac{62,79 \cdot 6,65^2}{8} - \left(\frac{256,25 + 164,55}{2} \right) = 136,69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



A continuación, predimensionaremos la jácena 1, ya que es la que tiene la luz mayor y además, los momentos son mayores.

$M_k \rightarrow$ Momento característico al extremo de la jácena más desfavorable

$M_d \rightarrow$ Momento mayorado

$B \rightarrow$ Base de la jácena

$f_{cd} \rightarrow$ Resistencia del hormigón

$\omega \rightarrow$ Proporción de acero respecto el hormigón. Consideramos la cuantía baja de $\omega=0,25$

$$M_d = M_k \cdot 1,5 = 305,96 \text{ kN}\cdot\text{m} \cdot 1,5 = 458,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd} = f_{cr} / 1,5 = 25.000 \text{ N/m}^2 / 1,5 = 16.666,67 \text{ N/m}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \omega}} = \sqrt{\frac{458,94}{0,8 \cdot 0,4 \cdot 16.666,67 \cdot 0,25}} = 0,58 \text{ m} = 58 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 = 58 + 5 = 63 \text{ cm.}$$

$$b \times h = 400 \times 650 \text{ mm}$$

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Cálculo del predimensionado de la armadura (Acero B-500-S)

Se realiza mediante la expresión: $A_s \cdot f_{yd} = \frac{M_d}{0,8 \cdot d}$

$$A_s = \frac{458,94 \times 10^6}{0,8 \cdot 650 \cdot \frac{500}{1,15}} = 2029,93 \text{ mm}^2 = 20,3 \text{ cm}^2$$

SECCIONS EN cm² | MASSES EN kg/m

Diàmetre ϕ (mm)	Massa (kg/m)	NOMBRE DE BARRES								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,222	0,283	0,565	0,848	1,131	1,414	1,696	1,979	2,262	2,545
8	0,395	0,503	1,005	1,508	2,011	2,513	3,016	3,519	4,021	4,524
10	0,617	0,785	1,571	2,356	3,142	3,927	4,712	5,498	6,283	7,069
12	0,888	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179
14	1,208	1,539	3,079	4,618	6,158	7,697	9,236	10,776	12,315	13,854
16	1,578	2,011	4,021	6,032	8,042	10,053	12,064	14,074	16,085	18,096
20	2,466	3,142	6,283	9,425	12,566	15,708	18,850	21,991	25,133	28,274
25	3,853	4,909	9,818	14,726	19,635	24,544	29,453	34,361	39,270	44,179
32	6,313	8,042	16,085	24,127	32,170	40,212	48,255	56,297	64,340	72,382
40	9,865	12,566	25,133	37,699	50,266	62,832	75,398	87,965	100,531	113,098

Armaremos la jácena con 7 barras de diámetro 20 mm.

- Predimensionado a deformación

Hormigón armado = HA-25

$$E = 27300000 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{izq J_1} = 230,61 \text{ kN/m}$$

$$q = 83,19 \text{ kN/m}$$

$$M_{dcha J_1} = 305,96 \text{ kN/m}$$

$$L_1 = 6,95 \text{ m}$$

$$M_{izq J_2} = 256,25 \text{ kN/m}$$

$$L_2 = 6,65 \text{ m}$$

$$M_{dcha J_2} = 164,32 \text{ kN/m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,63^3}{12} = 8,33 \times 10^{-3}$$

$$\text{Flecha instantánea} = \frac{\left(\frac{5}{384} \cdot q L^4\right)}{EI} - \frac{(M_{izq} \cdot L^2)}{EI} - \frac{(M_{dcha} \cdot L^2)}{EI} =$$

$$\frac{\left(\frac{5}{384} \cdot 83,19 \cdot 6,95^4 - \frac{230,61 \cdot 6,95^2}{16} - \frac{305,96 \cdot 6,95^2}{16}\right)}{27300000 \cdot 8,33 \times 10^{-3}} = 3,99 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,399 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha total} = f_{inst} \cdot 4 = 0,399 \cdot 4 = 1,596 \text{ cm}$$

Comprobamos si la flecha total cumple:

$$\frac{L}{250} = \frac{6,95}{250} = 0,0278 \text{ m} = 2,78 \text{ cm}$$

1,596 < 2,78 → CUMPLE

Comprobamos si la flecha activa cumple:

$$\frac{L}{4000} \leq F_{\text{activa}} \leq 10 \text{ mm}$$

$$F_{\text{activa}} = 2,2 \times (c_p \times s_c)$$

- c_p : fleche cargas permanentes
- s_c : fleche sobrecargas

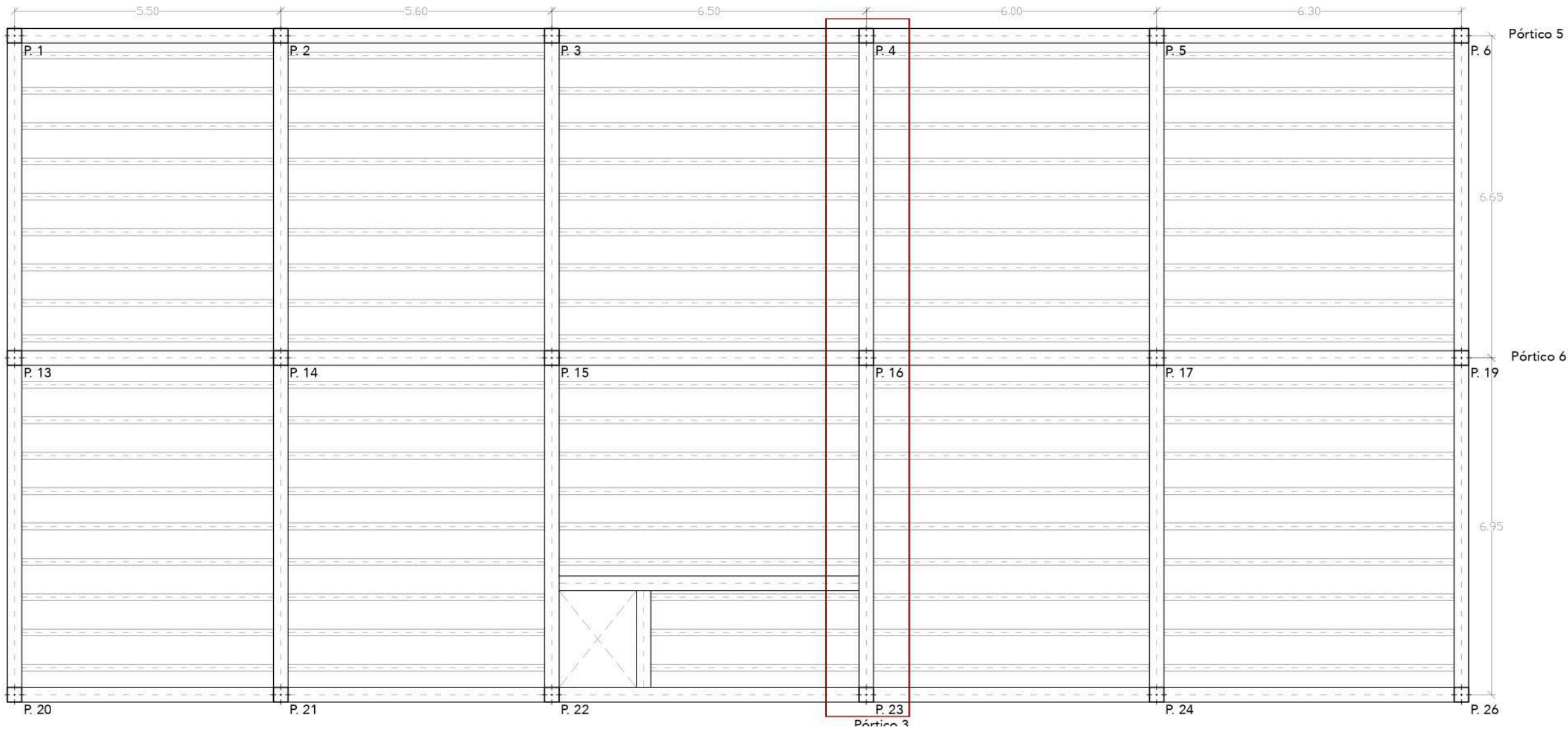
$$F_{\text{activa}} \leq \frac{L}{4000} = \frac{6,95}{4000} = 0,0173 \text{ m} = 17,3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$$

$$F_{\text{activa}} = 2,2 \cdot ((0,72 \cdot 0,00399) + (0,28 \cdot 0,00399)) = 8,78 \times 10^{-3}$$

8,78 mm < 10 mm o 17,3 mm → CUMPLE

06_ PLANTA CUBIERTA

En el planteamiento acotado del forjado de planta cubierta, utilizaremos los mismos criterios que en las plantas anteriores. En el pórtico principal, utilizaremos jácenas de canto en la dirección de las jácenas más grandes, y por tanto, más desfavorables, salvando la luz máxima de 6,95m. Y, perpendicularmente a ellas, emplearemos semiviguetas pretesensadas, que salvaran los 6,5m.



Definición de las cargas lineales

Barandilla de obra de fábrica = 4,48 kN/m

- Ladrillo cerámico perforado de 14 cm = 15 kN/m³ x 0,14 m x 1,1 = 2,31 kN/m
- Rebozado de mortero de cemento = 15 kN/m³ x 0,01 m x 1,1 = 0,17 kN/m
- Sobrecarga de uso residencial = 2 kN/m

Fachada de 5,75 m de altura = 15,71 kN/m

- Ladrillo cerámico perforado de 14 cm = 15 kN/m³ x 0,14 m x 5,75 = 12,08 kN/m
- Ladrillo cerámico hueco de 4 cm = 12 kN/m³ x 0,04 m x 5,75 = 2,76 kN/m
- Rebozado de mortero de cemento = 15 kN/m³ x 0,01 m x 5,75 = 0,86 kN/m
- Yeso = 0,15 kN/m³ x 0,01 m x 5,75 = 0,0086 kN/m

TOTAL CARGAS LINEALES = 4,48 + 15,71 = 20,19 kN/m

Definición del estado de cargas superficiales gravitatorias:

Cargas permanentes

- Pavimento y gravas= 0,8 kN/m²
- Yeso= 0,2 kN/m²
- Formación de pendientes = 1,5 kN/m²

Peso propio del forjado (20+5) =2,92 kN/m²

ΣCargas permanetes= 0,8 + 0,2 + 1,5 + 2,92= 5,42 kN/m²

Sobrecargas:

- Uso= 1 kN/m²
- Nieve= 1 kN/m²

ΣSobrecargas= 1 + 1= 2 kN/m²

Valor de la carga total = ΣCargas permanetes + ΣSobrecargas = 5,42 + 2 = 7,42 kN/m²

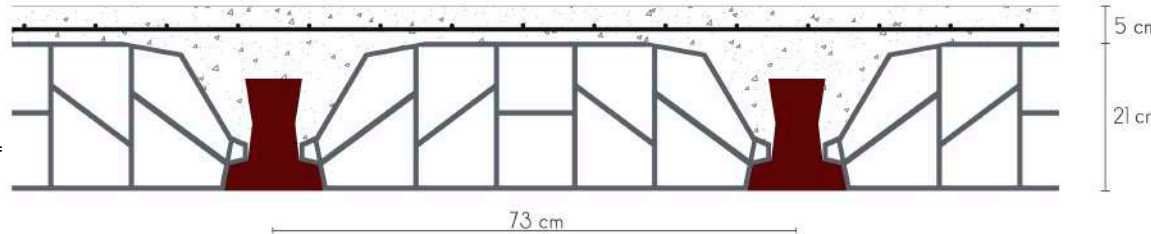
Porcentaje de cargas

Porcentaje de cargas permanentes =5,42/7,42 x 100=73%

Porcentaje de sobrecargas=2/7,42 x 100=27%

Definición de la resistencia al fuego del forjado obligatorio por normativa

El forjado de de las plantas hasta la cuarta, situado sobre rasante y con una altura de evacuación menor o igual a 28m, debido a su cualidad portante y como un element compartimentador vertical, deberá tener una resistencia al fuegoR90: Uso inferior residencial



06_ PLANTA CUBIERTA

Definición de las cargas lineales

Barandilla de obra de fábrica = 4,48 kN/m

- Ladrillo cerámico perforado de 14 cm = $15 \text{ kN/m}^3 \times 0,14 \text{ m} \times 1,1 = 2,31 \text{ kN/m}$
- Rebozado de mortero de cemento = $15 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 \text{ m} \times 1,1 = 0,17 \text{ kN/m}$
- Sobrecarga de uso residencial = 2 kN/m

Fachada de 5,75 m de altura = 15,71 kN/m

- Ladrillo cerámico perforado de 14 cm = $15 \text{ kN/m}^3 \times 0,14 \text{ m} \times 5,75 = 12,08 \text{ kN/m}$
- Ladrillo cerámico hueco de 4 cm = $12 \text{ kN/m}^3 \times 0,04 \text{ m} \times 5,75 = 2,76 \text{ kN/m}$
- Rebozado de mortero de cemento = $15 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 \text{ m} \times 5,75 = 0,86 \text{ kN/m}$
- Yeso = $0,15 \text{ kN/m}^3 \times 0,01 \text{ m} \times 5,75 = 0,0086 \text{ kN/m}$

TOTAL CARGAS LINEALES = 4,48 + 15,71 = 20,19 kN/m

Definición del estado de cargas superficiales gravitatorias:

Cargas permanentes

- Pavimento y gravas = 0,8 kN/m²
- Yeso = 0,2 kN/m²
- Formación de pendientes = 1,5 kN/m²

Peso propio del forjado (20+5) = 2,92 kN/m²

Σ Cargas permanentes = 0,8 + 0,2 + 1,5 + 2,92 = 5,42 kN/m²

Sobrecargas:

- Uso = 1 kN/m²
- Nieve = 1 kN/m²

Σ Sobrecargas = 1 + 1 = 2 kN/m²

Valor de la carga total = Σ Cargas permanentes + Σ Sobrecargas = 5,42 + 2 = 7,42 kN/m²

Porcentaje de cargas

Porcentaje de cargas permanentes = $5,42/7,42 \times 100 = 73\%$

Porcentaje de sobrecargas = $2/7,42 \times 100 = 27\%$

Definición de la resistencia al fuego del forjado obligatorio por normativa

R90: Uso inferior residencial

07_ DETALLE DEL CÁLCULO UTILIZADO PARA LA OBTENCIÓN DEL CANTO DEL FORJADO DE PLANTA CUBIERTA:

Definición de las cargas lineales

$$h_{\min} \geq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{l}{c}$$

Correspondiendo:

h_{\min} → Limitación del canto mínimo del forjado.

$\delta_1 = \sqrt{\frac{q}{7}}$ → Factor que depende de la carga total, siendo q la carga total en kN/m².

$\delta_2 = \sqrt[4]{\frac{l}{6}}$ → Factor que depende de la luz más desfavorable del forjado (l)

l → Luz más desfavorable que ha de cubrir las viguetas.

$c = 26$ → Coeficiente extraído de la tabla:

Tipología del forjado:	Viguetas pretensadas
Tipología de carga:	Con tabiques o muros
Tipología de tramo:	Extremo

$c = 29$ → Coeficiente de continuidad:

Tipología del forjado:	Viguetas pretensadas
Tipología de carga:	Con tabiques o muros
Tipología de tramo:	Interior

Para hacer la primera aproximación del peso propio del forjado supondremos que δ_1 y δ_2 son 1.

- $h_{\min} \geq 1 \cdot 1 \cdot \frac{6,3}{26} = 0,2423$ → es el más restrictivo
- $h_{\min} \geq 1 \cdot 1 \cdot \frac{6,5}{29} = 0,224$

Redondearemos el resultado del tramo extremo a 25cm; de tal manera que cogeremos un canto de 20cm con una capa de compresión de 5cm.

$$h_{\min} = 25\text{cm} (20+5)$$

Suponemos que el peso propio del forjado de (20+5) es 2,92 kN/m³

- Peso propio = 2,92 kN/m²
- Yeso = 0,20 kN/m²
- Formación de pendiente = 1,5 kN/m²
- Pavimento y gravas = 0,8 kN/m²
- Sobrecarga de nieve = 1 kN/m²
- Sobrecarga de uso = 1 kN/m²

$$q_{\text{total}} = 7,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_1 = \sqrt{\frac{7,42}{7}} = 1,0295$$

$$\delta_2 = \sqrt[4]{\frac{6,3}{6}} = 1,0123$$

$$h_{\min} = 1,0295 \cdot 1,0123 \cdot \frac{6,3}{26} = 0,2525 \text{ m}$$

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Definitivamente, después de recalcular, observamos que el forjado necesario ya no puede ser de 20+5 cm de canto ($2,92 \text{ kN/m}^2$), así que aplicaremos recalculemos con un forjado de 21+5.

Suponemos que el peso propio del forjado de (21+5) es 3 kN/m^3

- Peso propio = 3 kN/m^2
- Yeso = $0,20 \text{ kN/m}^2$
- Formación de pendiente = $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Pavimento y gravas = $0,8 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga de nieve = 1 kN/m^2
- Sobrecarga de uso = 1 kN/m^2

$q \text{ total} = 7,5 \text{ kN/m}^2$

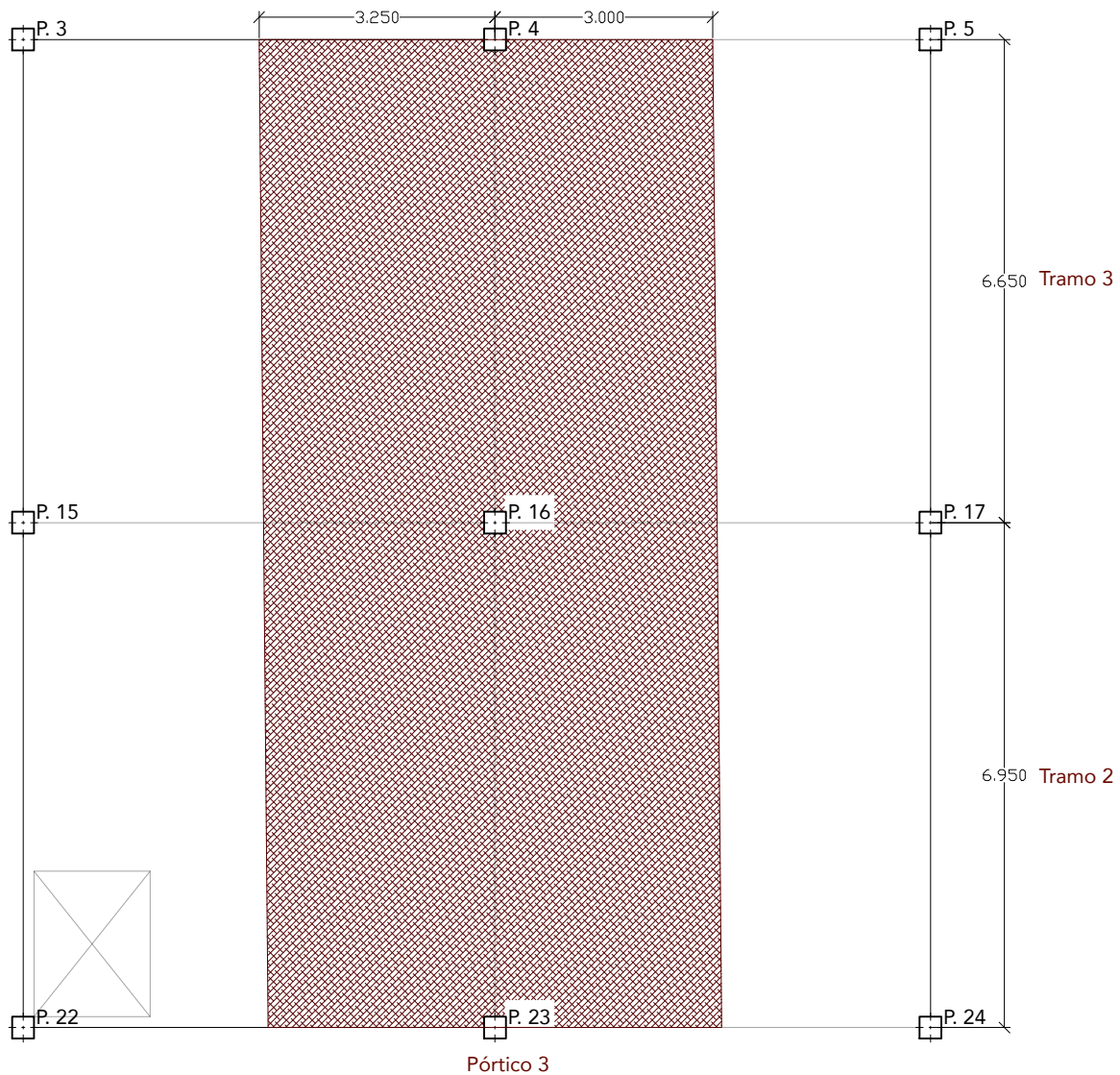
$$\delta_1 = \sqrt{\frac{7,5}{7}} = 1,0351$$

$$\delta_2 = \sqrt[4]{\frac{6,3}{6}} = 1,0123$$

$$h_{\min} = 1,0351 \cdot 1,0123 \cdot \frac{6,3}{26} = 0,2539 \text{ m}$$

Finalmente, después de recalcular, observamos que el forjado necesario para nuestra planta baja debería ser de 21+5 cm de canto, 3 kN/m^2 y con una carga total de $7,5 \text{ kN/m}^2$.

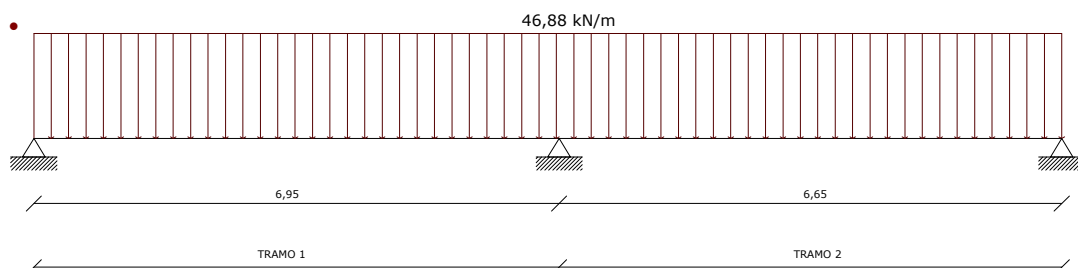
Detalle del cálculo utilizado para el predimensionado de la jácena más desfavorable de la planta cubierta, bajo criterios de deformación y tensión



- Peso total forjado en planta primera = 7,5 kN/ m²
- Carga lineal pared de la fachada = 15,71 kN/m
- Carga lineal barandilla = 4,48 kN/m

Forjado

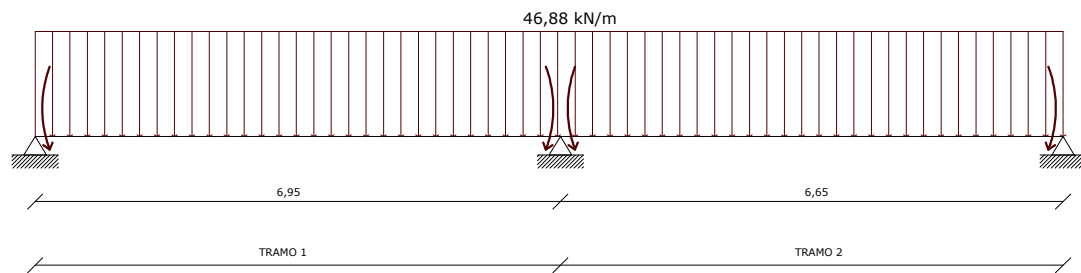
- Ancho de banda (A_b) = (3,25+3)m = 6,25 m
- Carga lineal del forjado (q) = $A_b \cdot \text{Carga sup} = 6,25 \text{ m} \cdot 7,5 \text{ kN/ m}^2 = 46,88 \text{ kN/ m}^2$
- Carga puntual de pared de fachada = $A_b \cdot \text{Carga lineal} = 6,25 \text{ m} \cdot 15,71 \text{ kN/ m}^2 = 314,44 \text{ kN/ m}^2$
- Carga puntual barandilla = $A_b \cdot \text{Carga lineal} = 6,25 \text{ m} \cdot 4,48 \text{ kN/ m}^2 = 28 \text{ kN/ m}^2$



Predimensionado de momentos flectores

Partiendo del esquema de cargas calculamos los momentos de cada nudo, teniendo en cuenta que todas las barras de cada nudo tendrán la misma rigidez para predimensionar.

Hacemos la siguiente hipótesis:



- Jácena 1 (J1)

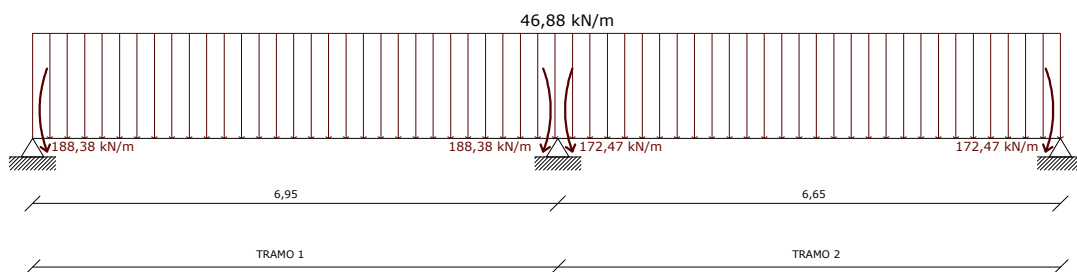
$$M_J = \frac{q \cdot L^2}{12}$$

$$M_J = \frac{46,8 \cdot (6,95)^2}{12} = 188,38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Jácena 2 (J2)

$$M_J = \frac{q \cdot L^2}{12}$$

$$M_J = \frac{46,8 \cdot (6,65)^2}{12} = 172,47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



- Nudo 1 (parte derecha)

$$M_{\text{desequilibrante}} = 188,38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{equilibrador}} = -188,38 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Se reparte en 2 barras} \rightarrow M_{\text{repartimiento}} = 188,38 / 2 = 94,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{resultante}} = 188,38 \text{ kN}\cdot\text{m} - 94,19 \text{ kN}\cdot\text{m} = 94,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Nudo 2 (parte izquierda)

$$M_{\text{desequilibrante}} = 188,38 - 172,47 = 15,91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{equilibrador}} = -15,91 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Se reparte en 3 barras} \rightarrow M_{\text{repartimiento}} = 15,91 / 3 = 5,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{resultante}} = 188,38 \text{ kN}\cdot\text{m} - 5,30 \text{ kN}\cdot\text{m} = 183,08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{central de la jácena}} = \frac{q \cdot l^2}{8} - \left(\frac{M_{\text{izq}} + M_{\text{dcha}}}{2} \right) = \frac{46,88 \cdot 6,95^2}{8} - \left(\frac{94,19 + 183,08}{2} \right) = 144,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

- Nudo 3 (parte izquierda)

$$M_{\text{desequilibrante}} = 172,47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

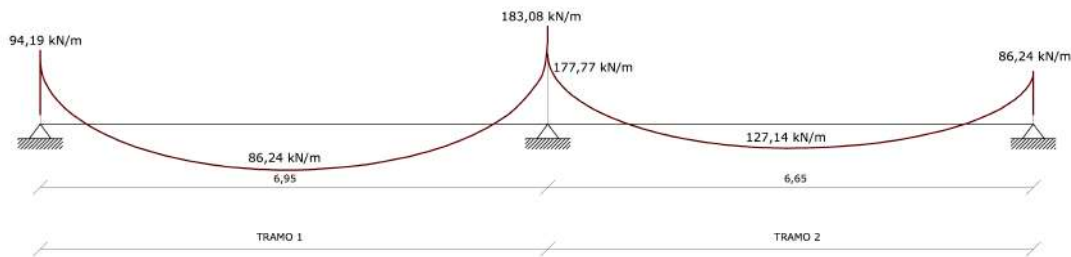
$$M_{\text{equilibrador}} = -172,47 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Se reparte en 2 barras} \rightarrow M_{\text{repartimiento}} = 172,47 / 2 = 86,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{resultante}} = 172,47 \text{ kN}\cdot\text{m} - 86,24 \text{ kN}\cdot\text{m} = 86,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Nudo 2 (parte derecha)

$$M_{\text{resultante}} = 172,47 \text{ kN}\cdot\text{m} + 5,30 \text{ kN}\cdot\text{m} = 177,77 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{central de la jácena}} = \frac{q \cdot l^2}{8} - \left(\frac{M_{\text{izq}} + M_{\text{dcha}}}{2} \right) = \frac{46,88 \cdot 6,65^2}{8} - \left(\frac{86,24 + 177,77}{2} \right) = 127,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



A continuación, predimensionaremos la jácena 1, ya que es la que tiene la luz mayor y además, los momentos son mayores.

M_k → Momento característico al extremo de la jácena más desfavorable

M_d → Momento mayorado

B → Base de la jácena

f_{cd} → Resistencia del hormigón

ω → Proporción de acero respecto el hormigón. Consideramos la cuantía baja de $\omega=0,25$

$$M_d = M_k \cdot 1,5 = 183,08 \text{ kN}\cdot\text{m} \cdot 1,5 = 274,62 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd} = f_{cr} / 1,5 = 25.000 \text{ N/m}^2 / 1,5 = 16.666,67 \text{ N/m}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \omega}} = \sqrt{\frac{274,62}{0,8 \cdot 0,4 \cdot 16.666,67 \cdot 0,25}} = 0,45 \text{ m} = 45 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 = 45 + 5 = 50 \text{ cm.}$$

$$b \times h = 400 \times 500 \text{ mm}$$

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Cálculo del predimensionado de la armadura (Acero B-500-S)

Se realiza mediante la expresión: $A_s \cdot f_{yd} = \frac{M_d}{0,8 \cdot d}$

$$A_s = \frac{274,62 \times 10^6}{0,8 \cdot 650 \cdot \frac{500}{1,15}} = 1214,67 \text{ mm}^2 = 12,15 \text{ cm}^2$$

SECCIONS EN cm² | MASSES EN kg/m

Diàmetre ϕ (mm)	Massa (kg/m)	NOMBRE DE BARRES								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,222	0,283	0,565	0,848	1,131	1,414	1,696	1,979	2,262	2,545
8	0,395	0,503	1,005	1,508	2,011	2,513	3,016	3,519	4,021	4,524
10	0,617	0,785	1,571	2,356	3,142	3,927	4,712	5,498	6,283	7,069
12	0,888	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179
14	1,208	1,539	3,079	4,618	6,158	7,697	9,236	10,776	12,315	13,854
16	1,578	2,011	4,021	6,032	8,042	10,053	12,064	14,074	16,085	18,096
20	2,466	3,142	6,283	9,425	12,566	15,708	18,850	21,991	25,133	28,274
25	3,853	4,909	9,818	14,726	19,635	24,544	29,453	34,361	39,270	44,179
32	6,313	8,042	16,085	24,127	32,170	40,212	48,255	56,297	64,340	72,382
40	9,865	12,566	25,133	37,699	50,266	62,832	75,398	87,965	100,531	113,098

Armaremos la jácena con 4 barras de diámetro 20 mm.

- Predimensionado a deformación

Hormigón armado = HA-25

$E = 27300000 \text{ kN/m}^2$

$M_{izq J_1} = 94,19 \text{ kN/m}$

$q = 46,88 \text{ kN/m}$

$M_{dcha J_1} = 183,08 \text{ kN/m}$

$L_1 = 6,95 \text{ m}$

$M_{izq J_2} = 177,77 \text{ kN/m}$

$L_2 = 6,65 \text{ m}$

$M_{dcha J_2} = 86,24 \text{ kN/m}$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,5^3}{12} = 4,17 \times 10^{-3}$$

$$\text{Flecha instantánea} = \frac{\left(\frac{5}{384} \cdot q L^4\right)}{EI} - \frac{(M_{izq} \cdot L^2)}{EI} - \frac{(M_{dcha} \cdot L^2)}{EI} =$$

$$\frac{\left(\frac{5}{384} \cdot 46,88 \cdot 6,95^4 - \frac{94,19 \cdot 6,95^2}{16} - \frac{183,08 \cdot 6,95^2}{16}\right)}{27300000 \cdot 8,33 \times 10^{-3}} = 2,58 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,258 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha total} = f_{inst} \cdot 4 = 0,258 \cdot 4 = 1,032 \text{ cm}$$

Comprobamos si la flecha total cumple:

$$\frac{L}{250} = \frac{6,95}{250} = 0,0278 \text{ m} = 2,78 \text{ cm}$$

$1,032 < 2,78 \rightarrow \text{CUMPLE}$

Comprobamos si la flecha activa cumple:

$$\frac{L}{4000} \leq F_{\text{activa}} \leq 10 \text{ mm}$$

$$F_{\text{activa}} = 2,2 \times (c_p \times s_c)$$

- c_p : fleche cargas permanentes
- s_c : fleche sobrecargas

$$F_{\text{activa}} \leq \frac{L}{4000} = \frac{6,95}{4000} = 0,0173 \text{ m} = 17,3 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$$

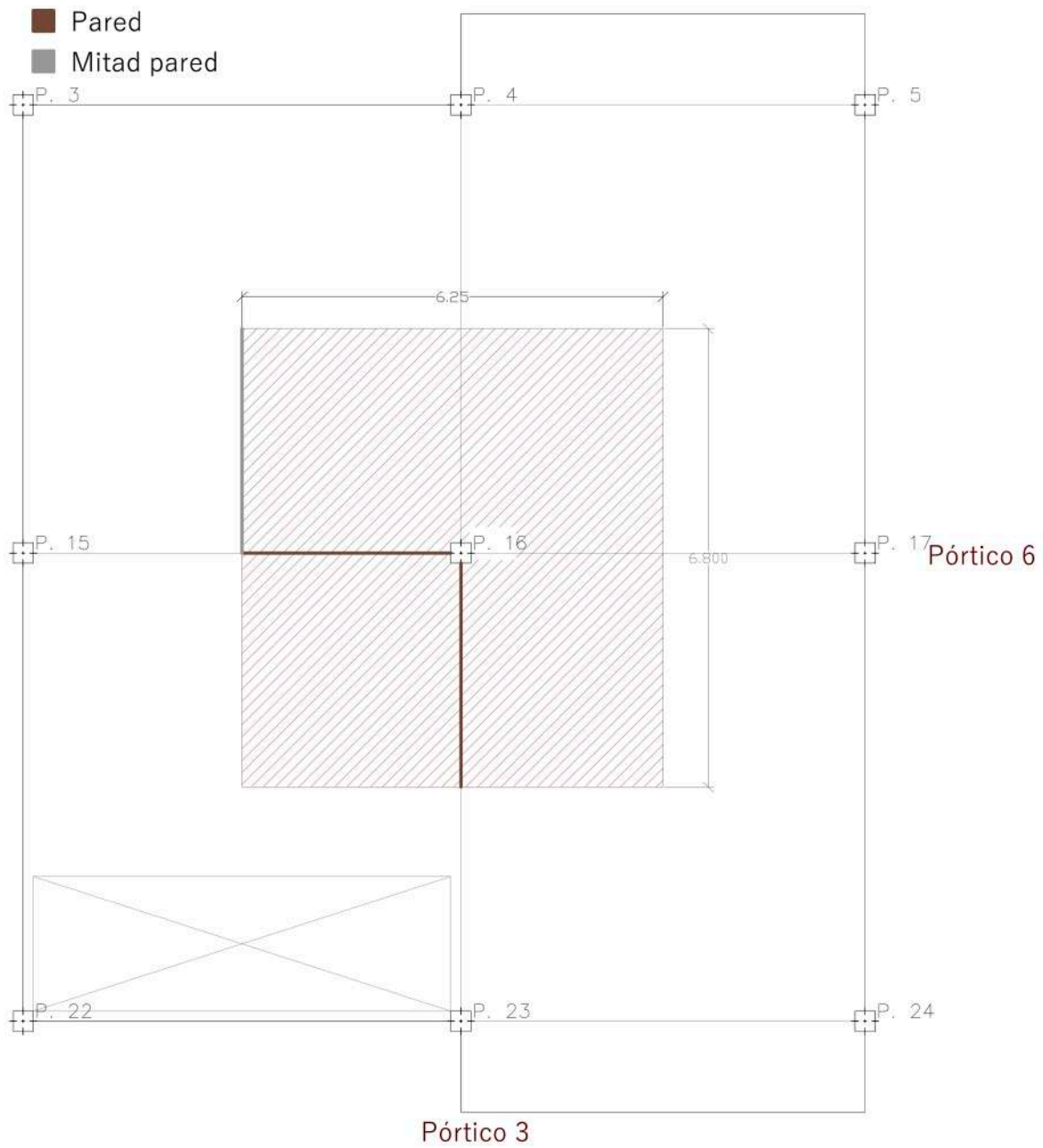
$$F_{\text{activa}} = 2,2 \cdot ((0,72 \cdot 0,00258) + (0,28 \cdot 0,00258)) = 5,68 \times 10^{-3}$$

$$5,68 \text{ mm} < 10 \text{ mm o } 17,3 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

08_ PREDIMENSIONADO DE PILARES

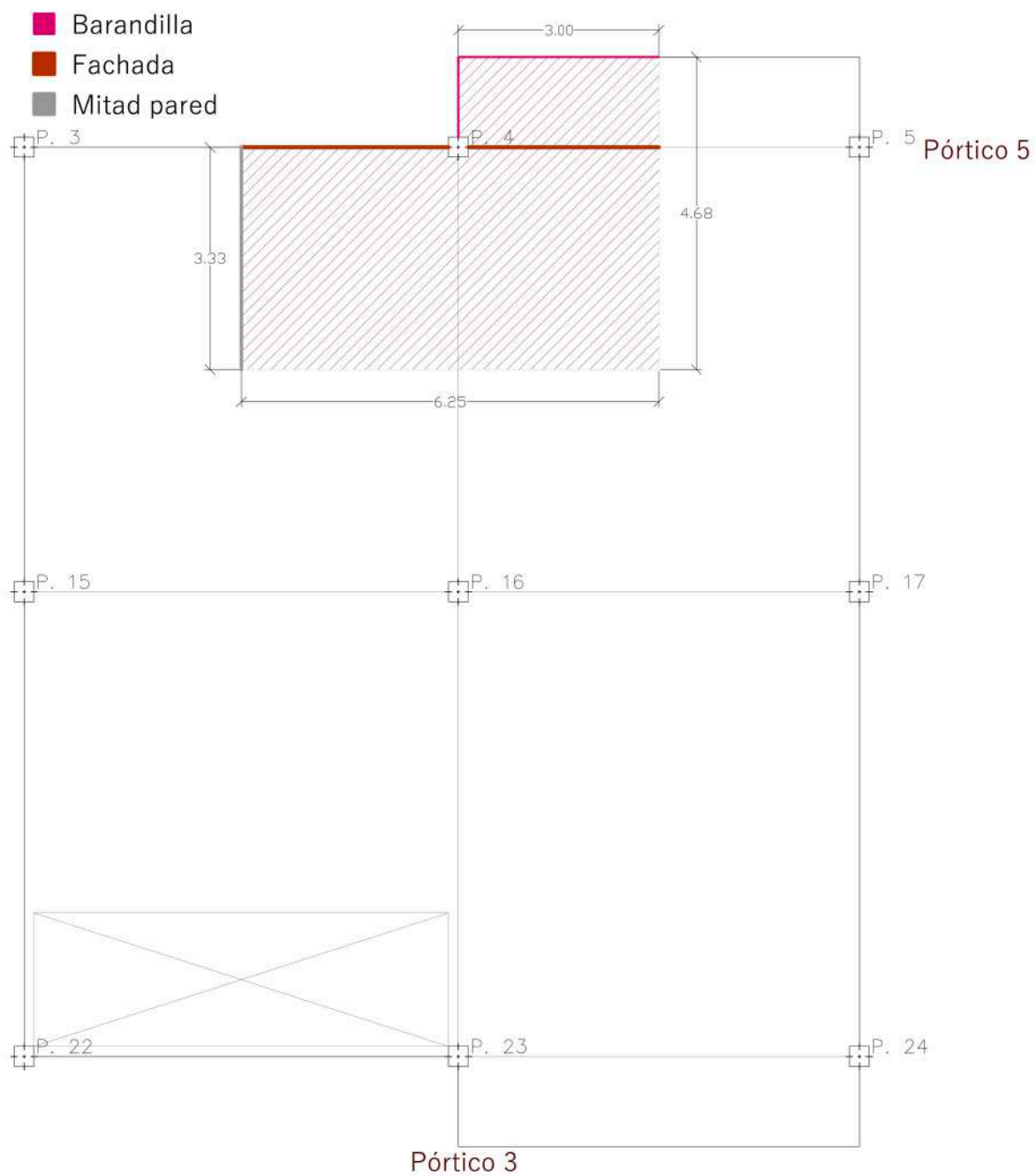
1. Área tributaria:

PLANTA CUARTA



- Pilar interior (Pórtico 3+6) = P16

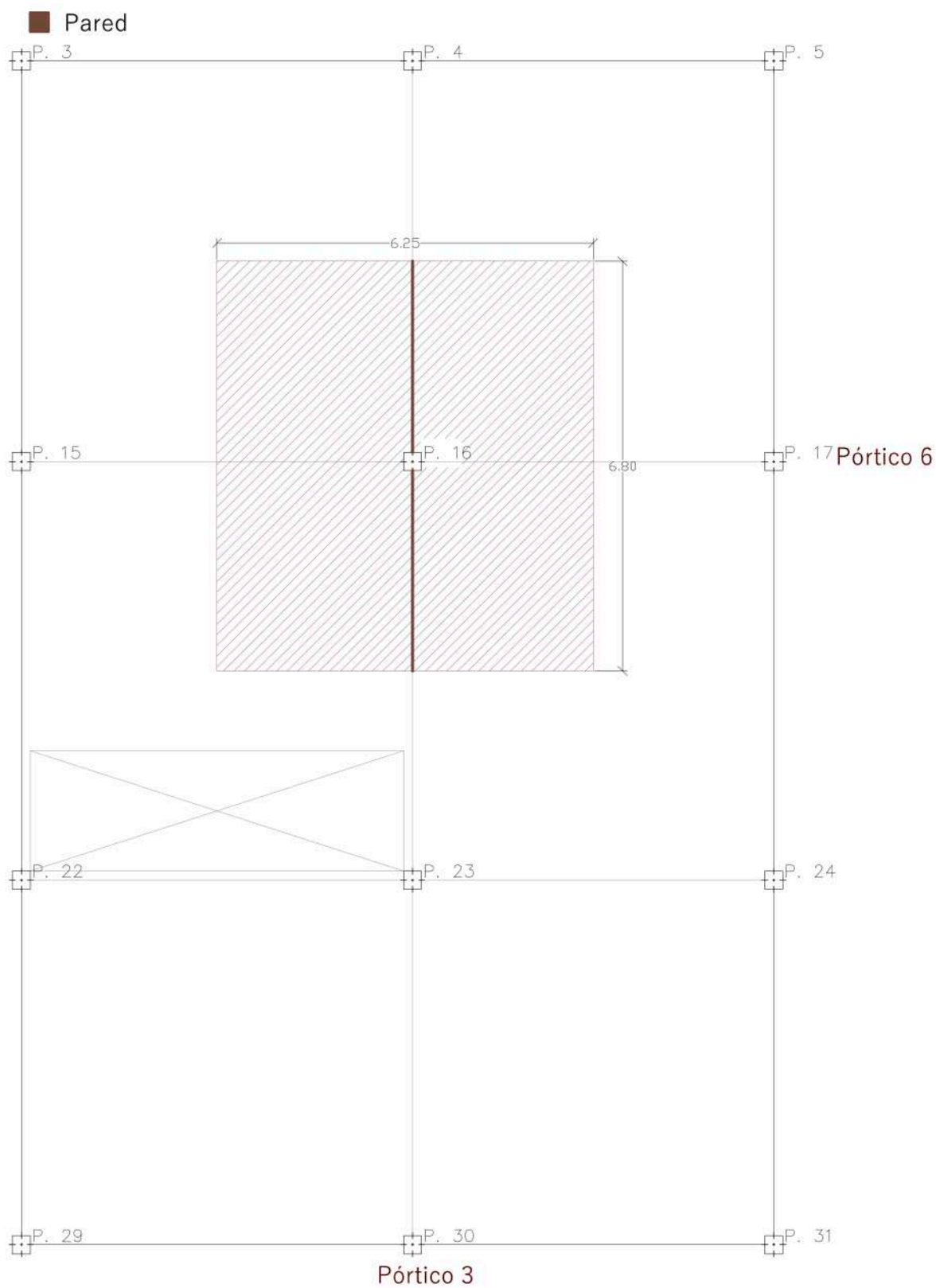
$$\text{Área} = \frac{6,5+6}{2} \cdot \frac{6,95 + 6,65}{2} = 42,5 \text{ m}^2$$



- Pilar exterior (Pórtico 3+5) = P4

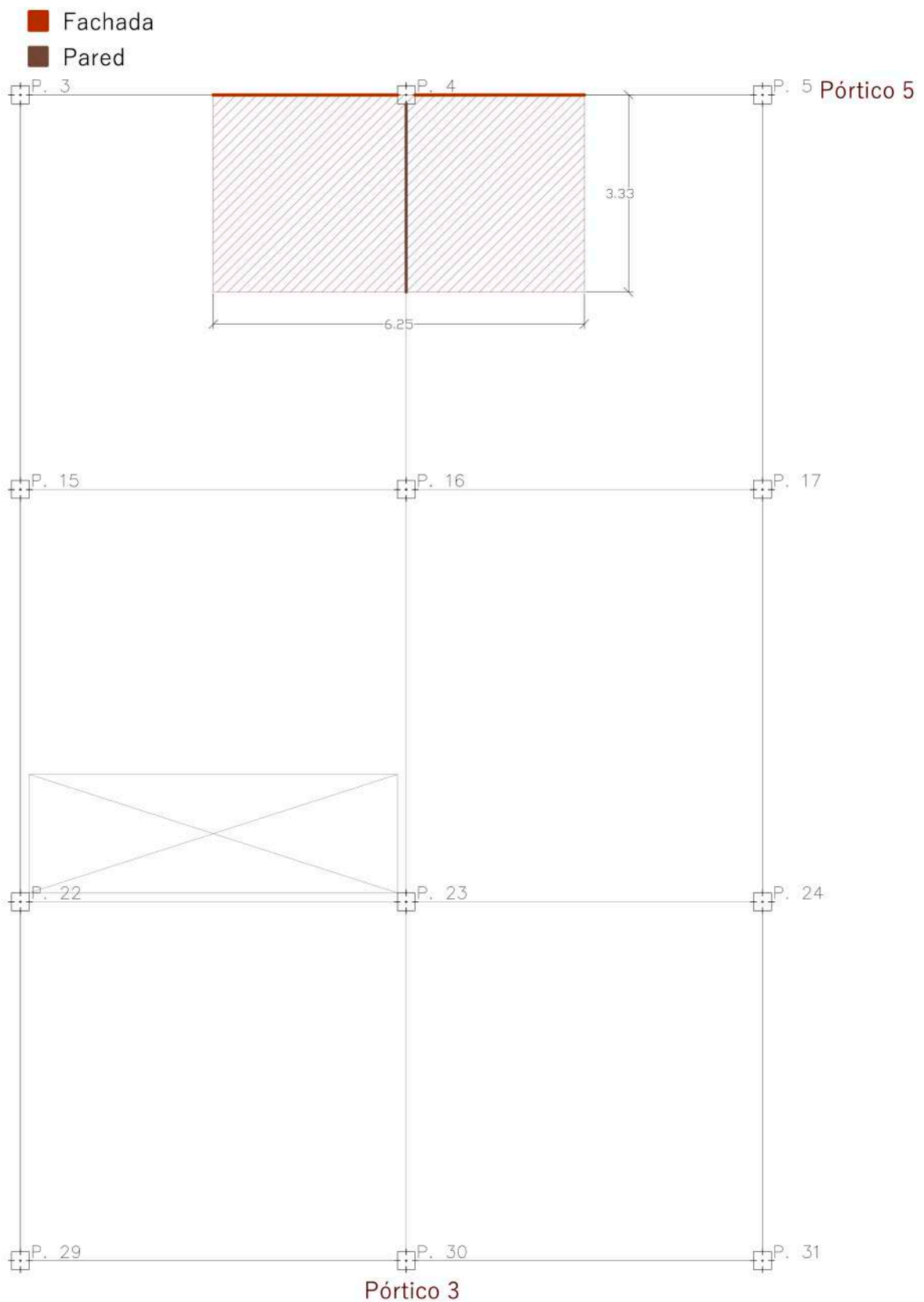
$$\text{Área} = \frac{6,5+6}{2} \cdot \frac{6,65}{2} + \frac{6}{2} \cdot 1,35 = 24,83 \text{ m}^2$$

PLANTA BAJA



- Pilar interior (Pórtico 3+6) = P16

$$\text{Área} = \frac{6,5+6}{2} \cdot \frac{6,95 + 6,65}{2} = 42,5 \text{ m}^2$$



- Pilar exterior (Pórtico 3+5) = P4

$$\text{Área} = \frac{6,5+6}{2} \cdot \frac{6,65}{2} = 20,78 \text{ m}^2$$

2. Estado de las cargas superficiales gravitatorias

- Planta cuarta: $q = 7,42 \text{ kN/m}^2$
- Planta baja: $q = 7,26 \text{ kN/m}^2$
 $q_{\text{voladizo}} = 7,51 \text{ kN/m}^2$

PILAR INTERIOR

3. Cargas puntual

- P1, P2, P3 y P4: Pared de 15cm + 1/2 pared de 15cm = $(6,21 \text{ kN/m} \cdot 3,25 + 3,475 \text{ m}) + \left(\frac{6,21}{2} \cdot 3,325\right) = 52,09 \text{ kN}$
- PB: Pared de 15cm = $12,10 \text{ kN/m} \cdot 6,8 \text{ m} = 82,28 \text{ kN}$

4. Esfuerzo axial

- Planta baja, primera, segunda y tercera

$$N = \text{Área tributaria interior} \cdot q_{\text{PB}} + C_{\text{puntual}} = 42,5 \text{ m}^2 \cdot 7,26 \text{ kN/m}^2 + 82,28 \text{ kN} = 390,83 \text{ kN}$$

- Planta cuarta

$$N = \text{Área tributaria interior} \cdot q_{\text{PB}} + C_{\text{puntual}} = 42,5 \text{ m}^2 \cdot 7,42 \text{ kN/m}^2 + 52,09 \text{ kN} = 367,44 \text{ kN}$$

5. Esfuerzo axial acumulado

- PB : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar interior}} \cdot n^{\circ} \text{ pisos} + N_{\text{pilar interior P.4}} = 390,83 \text{ kN} \cdot 4 \text{ plantas} + 367,44 \text{ kN} = 1930,76 \text{ kN}$
- P1 : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar interior}} \cdot n^{\circ} \text{ pisos} + N_{\text{pilar interior P.4}} = 390,83 \text{ kN} \cdot 3 \text{ plantas} + 367,44 \text{ kN} = 1539,93 \text{ kN}$
- P2 : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar interior}} \cdot n^{\circ} \text{ pisos} + N_{\text{pilar interior P.4}} = 390,83 \text{ kN} \cdot 2 \text{ plantas} + 367,44 \text{ kN} = 1149,10 \text{ kN}$
- P3 : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar interior}} \cdot n^{\circ} \text{ pisos} + N_{\text{pilar interior P.4}} = 390,83 \text{ kN} \cdot 1 \text{ plantas} + 367,44 \text{ kN} = 758,27 \text{ kN}$
- P4 : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar interior P.4}} = 367,44 \text{ kN}$

PILAR EXTERIOR

3. Cargas puntuales

- PB: Pared de 15cm + fachada = $(15,70 \text{ kN/m} \cdot 6,25 \text{ m}) + (12,10 \text{ kN/m} \cdot 3,33 \text{ m}) = 138,36 \text{ kN}$
- P1, P2, P3 y P4: Pared de 15cm + fachada + barandilla = $\left(\frac{6,21}{2} \cdot \frac{6,65}{2}\right) + (8,05 \text{ kN/m} \cdot 6,25 \text{ m}) + 2,55 \text{ kN/m} \cdot (3 + 1,35 \text{ m}) = 71,73 \text{ kN}$

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

4. Esfuerzo axial

- Planta baja

$N = \text{Área tributaria (forjado)} \cdot q \text{ sup. forjado} + C_{\text{puntual}} = 24,83 \text{ m}^2 \cdot 7,26 \text{ kN/m}^2 + 138,36 \text{ kN} = 289,22 \text{ kN}$

- Planta primera, segunda, tercera y cuarta

$N = \text{Área tributaria (voladizo)} \cdot q \text{ sup. voladizo} + \text{área tributaria (forjado)} \cdot q \text{ sup. forjado} + C_{\text{puntual}} = 4,05 \text{ m}^2 \cdot 6,25 \text{ kN/m}^2 + 20,81 \text{ m}^2 \cdot 7,26 \text{ kN/m}^2 + 71,73 \text{ kN} = 248,12 \text{ kN}$

5. Esfuerzo axial acumulado

- PB : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar exterior}} \cdot n^{\circ} \text{ pisos} + N_{\text{pilar exterior P.4}} = 191,15 \text{ kN} \cdot 4 \text{ plantas} + 248,12 \text{ kN} = 1405 \text{ kN}$
- P1 : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar exterior}} \cdot n^{\circ} \text{ pisos} + N_{\text{pilar exterior P.4}} = 220 \text{ kN} \cdot 3 \text{ plantas} + 248,12 \text{ kN} = 1115,78 \text{ kN}$
- P2 : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar exterior}} \cdot n^{\circ} \text{ pisos} + N_{\text{pilar exterior P.4}} = 220 \text{ kN} \cdot 2 \text{ plantas} + 248,12 \text{ kN} = 826,56 \text{ kN}$
- P3 : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar exterior}} \cdot n^{\circ} \text{ pisos} + N_{\text{pilar exterior P.4}} = 220 \text{ kN} \cdot 1 \text{ plantas} + 248,12 \text{ kN} = 537,34 < \text{kN}$
- P4 : $N_{\text{TOTAL}} = N_{\text{pilar exterior P.4}} = 248,12 \text{ kN}$

PILAR INTERIOR

Techo planta	Área tributaria (m ²)	Carga superficial (kN/m ²)	Axial forjado (kN)	Puntual paredes (kN)	Axial planta (kN)	Axial acumulado (kN)
CUARTA	42,5	7,42	315,35	52,09	367,44	367,44
TERCERA	42,5	7,26	308,55	52,09	367,44	758,27
SEGUNDA	42,5	7,26	308,55	52,09	367,44	1149,10
PRIMERA	42,5	7,26	308,55	52,09	367,44	1539,93
BAJA	42,5	7,26	308,55	82,28	390,83	1930,76

PILAR EXTERIOR

Techo planta	Área tributaria (m ²)	Carga superficial (kN/m ²) FORJADO/VOLADIZO	Axial forjado (kN)	Puntual paredes (kN)	Axial planta (kN)	Axial acumulado (kN)
CUARTA	24,83	7,42	154,41	71,73	248,12	248,12
TERCERA	24,83	7,26 / 7,51	181,50	71,73	248,12	537,34
SEGUNDA	24,83	7,26 / 7,51	181,50	71,73	248,12	826,56
PRIMERA	24,83	7,26 / 7,51	181,50	71,73	248,12	1115,78
BAJA	24,83	7,26 / 7,51	181,50	138,36	289,22	1405

6. Momentos debidos a las cargas gravitatorias en la cabeza de los pilares

PILAR INTERIOR

- $M_{g_{PB}} = (M_{izq} - M_{dcha}) / 4 = (305,96 - 256,25) / 4 = 12,43 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{g_{PA}} = (M_{izq} - M_{dcha}) / 4 = (183,08 - 177,77) / 4 = 1,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

PILAR EXTERIOR

- $M_{g_{PB}} = (M_{izq} - M_{dcha}) / 4 = (164,55 - 30,86) / 4 = 44,56 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{g_{PA}} = 86,24 \text{ kN}\cdot\text{m}$

7. Cálculo de la presión dinámica de viento en el pórtico principal y distribución de fuerzas horizontales a los nudos

B: base del pórtico = $6,95\text{m} + 6,65\text{m} = 13,6\text{m}$

H: altura del pórtico = $5,75\text{m} + (2,95\text{m} \cdot 4 \text{ plantas}) = 17,55\text{m}$

Esbeltez = $H/B = 17,53 / 13,6 = 1,29$

Obtendremos los coeficientes eólicos a partir de la tabla 3.5. del CTE:

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

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

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

q_b = presión dinámica del viento = $0,5$

c_e = coeficiente de exposición = 2

- Presión: $q_e = 0,5 \cdot 2 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- Succión: $q_e = 0,5 \cdot 2 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ kN/m}^2$

8. Cálculo de la presión dinámica de viento en el pórtico secundario

B: base del pórtico = $5,5\text{m} + 5,6\text{m} + 6,5\text{m} + 6\text{m} + 6,3\text{m} = 29,9 \text{ m}$

H: altura del pórtico = $5,75\text{m} + (2,95\text{m} \cdot 4 \text{ plantas}) = 17,55\text{m}$

Esbeltez = $H/B = 17,55 / 29,9 = 0,59$

Obtendremos los coeficientes eólicos a partir de la tabla 3.5. del CTE:

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

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

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

q_b = presión dinámica del viento = 0,5

c_e = coeficiente de exposición = 2

- Presión: $q_e = 0,5 \cdot 2 \cdot 0,7 = 0,7 \text{ kN/m}^2$
- Succión: $q_e = 0,5 \cdot 2 \cdot 0,4 = 0,4 \text{ kN/m}^2$

9. Cálculo de la presión dinámica de viento en el pórtico secundario

- Área tributaria PB = $(5,75/2 + 2,95/2) \cdot 6,8 = 29,58 \text{ m}^2$

P1 Presión: $A \cdot q_e = 29,58 \cdot 0,8 = 23,66 \text{ kN}$

S1 Succión: $A \cdot q_e = 29,58 \cdot 0,6 = 14,20 \text{ kN}$

- Área tributaria P2,P3,P4 = $(2,95/2 + 2,95/2) \cdot 6,8 = 20,06 \text{ m}^2$

P1 Presión: $A \cdot q_e = 20,06 \cdot 0,8 = 16,05 \text{ kN}$

S1 Succión: $A \cdot q_e = 20,06 \cdot 0,6 = 9,63 \text{ kN}$

- Área tributaria PCubierta = $(2,95/2 + 1,1/2) \cdot 6,8 = 13,77 \text{ m}^2$

P1 Presión: $A \cdot q_e = 13,77 \cdot 0,8 = 11,02 \text{ kN}$

S1 Succión: $A \cdot q_e = 13,77 \cdot 0,6 = 8,26 \text{ kN}$

- Planta baja

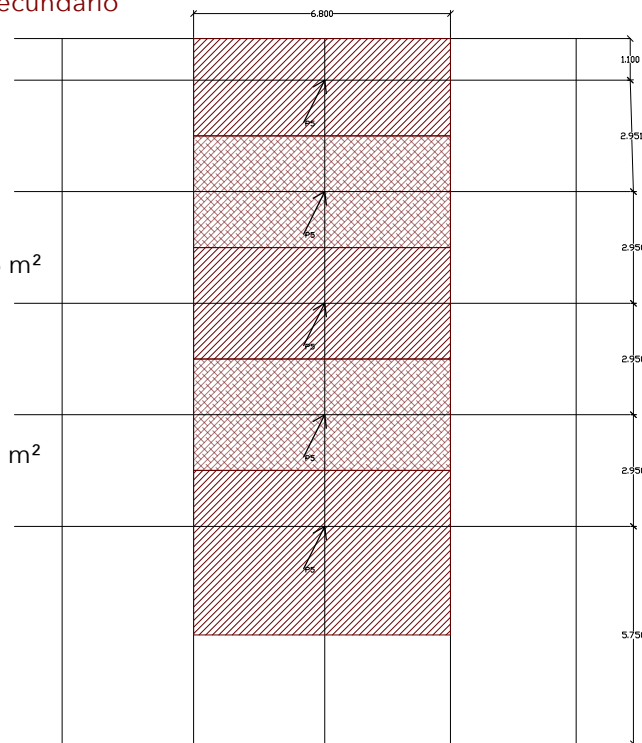
$$M_{\text{VIENTO}} = \Sigma (F_p + F_s) \cdot h / n^\circ \text{ pilares} \cdot 2$$

$$M_{\text{VIENTO}} = [(23,66 + 14,20) + 3 (16,05 + 9,63) + (11,02 + 8,26)] \cdot 5,75 / 3 \cdot 2 = 128,59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Planta Cuarta

$$M_{\text{VIENTO}} = \Sigma (F_p + F_s) \cdot h / n^\circ \text{ pilares} \cdot 2$$

$$M_{\text{VIENTO}} = (11,02 + 8,26) \cdot 2,95 / 3 \cdot 2 = 9,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



10. Área propuesta para el pilar según la compresión del axial

PILAR INTERIOR

- Planta baja

$$A = \frac{1930,76 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{\frac{25}{1,5} \cdot (1+0)} = 173768,4 \text{ mm}^2$$

$$h = \frac{A}{b} = \frac{173768,4}{400} = 434,421 \text{ mm}$$

→

$b \times h = 400 \times 450$

- Planta cuarta

$$A = \frac{367,44 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{\frac{25}{1,5} \cdot (1+0)} = 33069,6 \text{ mm}^2$$

$$h = \frac{A}{b} = \frac{33069,6}{400} = 82,674 \text{ mm}$$

→

$b \times h = 400 \times 300$

PILAR EXTERIOR

- Planta baja

$$A = \frac{1405 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{\frac{25}{1,5} \cdot (1+0)} = 126450 \text{ mm}^2$$

$$h = \frac{A}{b} = \frac{126450}{400} = 316,125 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad b \times h = 400 \times 300$$

- Planta cuarta

$$A = \frac{248,12 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{\frac{25}{1,5} \cdot (1+0)} = 22330,8 \text{ mm}^2$$

$$h = \frac{A}{b} = \frac{22330,8}{400} = 55,827 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad b \times h = 400 \times 300$$

11. Área propuesta para el pilar según el momento total (gravitatorio + viento)

$$h = \sqrt{\frac{2 M_d}{\omega \cdot b \cdot f_{cd}}}$$

PILAR INTERIOR

- Planta baja

$$M_k = M_g + M_{viento} = 12,43 + 128,59 = 141,02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 1,5 M_k = 1,5 \cdot 141,02 = 211,53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = \sqrt{\frac{2 \cdot 211,53}{0,25 \cdot 0,4 \cdot \frac{25000}{1,5}}} = 0,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Pilar de } b \times h = 40 \times 50 \text{ cm}$$

- Planta cuarta

$$M_k = M_g + M_{viento} = 1,99 + 9,48 = 11,47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 1,5 M_k = 1,5 \cdot 11,47 = 17,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = \sqrt{\frac{2 \cdot 17,21}{0,25 \cdot 0,4 \cdot \frac{25000}{1,5}}} = 0,14 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Pilar de } b \times h = 40 \times 30 \text{ cm}$$

PILAR EXTERIOR

- Planta baja

$$M_k = M_g + M_{viento} = 44,56 + 128,59 = 173,15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 1,5 M_k = 1,5 \cdot 173,15 = 259,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = \sqrt{\frac{2 \cdot 259,73}{0,25 \cdot 0,4 \cdot \frac{25000}{1,5}}} = 0,56 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Pilar de } b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$$

- Planta cuarta

$$M_k = M_g + M_{viento} = 9,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 1,5M_k = 1,5 \cdot 9,48 = 14,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = \sqrt{\frac{2 \cdot 14,22}{0,25 \cdot 0,4 \cdot \frac{25000}{1,5}}} = 0,13 \text{ m}$$

→

Pilar de $b \times h = 40 \times 30 \text{ cm}$

12. Cálculo detallado del predimensionado del área de la armadura y sus opciones

Acero B-500 S

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{M_d}{0,8 \cdot h}$$

PILAR INTERIOR

- Planta baja

$$M_d = 211,53 \text{ kN}\cdot\text{m} = 211,53 \times 10^6 \text{ mmN}$$

$$A_s = \frac{211,53 \times 10^6}{0,8 \cdot 500 \cdot \frac{500}{1,5}} = 2538,36 \text{ mm}^2 = 25,38 \text{ cm}^2$$

→

8 barras de Ø20 mm

- Planta cuarta

$$M_d = 17,21 \text{ kN}\cdot\text{m} = 17,21 \times 10^6 \text{ mmN}$$

$$A_s = \frac{17,21 \times 10^6}{0,8 \cdot 500 \cdot \frac{500}{1,5}} = 206,52 \text{ mm}^2 = 20,65 \text{ cm}^2$$

→

7 barras de Ø20 mm

PILAR EXTERIOR

- Planta baja

$$M_d = 259,73 \text{ kN}\cdot\text{m} = 259,73 \times 10^6 \text{ mmN}$$

$$A_s = \frac{259,73 \times 10^6}{0,8 \cdot 500 \cdot \frac{500}{1,5}} = 3116,76 \text{ mm}^2 = 31,17 \text{ cm}^2$$

→

7 barras de Ø25 mm

- Planta cuarta

$$M_d = 14,22 \text{ kN}\cdot\text{m} = 14,22 \times 10^6 \text{ mmN}$$

$$A_s = \frac{14,22 \times 10^6}{0,8 \cdot 500 \cdot \frac{500}{1,5}} = 170,64 \text{ mm}^2 = 17,06 \text{ cm}^2$$

→

6 barras de Ø20 mm

PILAR INTERIOR

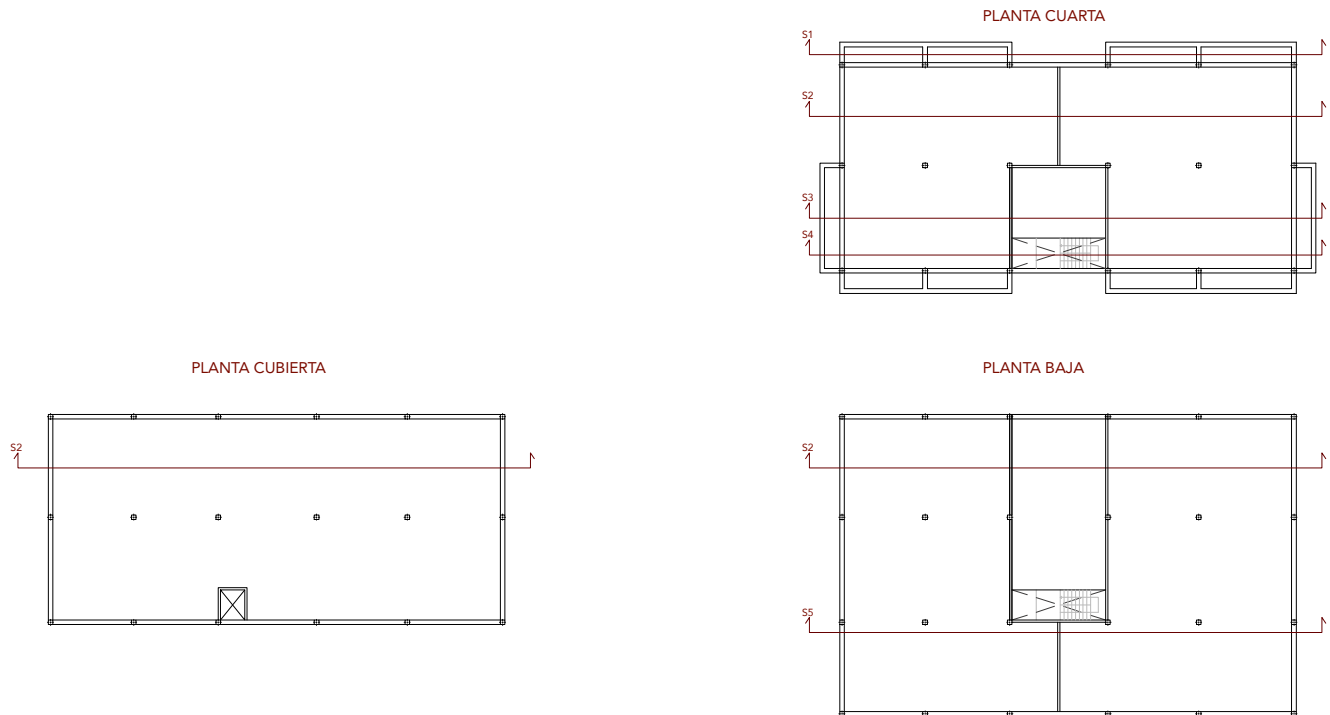
PILAR PLANTA	Momento gravitatorio (kN·m)	Momento viento (kN·m)	Momento total (kN·m)	Axial (bxh) (cmxcm)	Momento (bxh) (cmxcm)	As (cm²)
CUARTA	12,43	9,48	11,47	40 x 30	40 x 30	20,65
BAJA	1,99	128,59	141,02	40 x 45	40 x 50	25,38

PILAR EXTERIOR

PILAR PLANTA	Momento gravitatorio (kN·m)	Momento viento (kN·m)	Momento total (kN·m)	Axial (bxh) (cmxcm)	Momento (bxh) (cmxcm)	As (cm²)
CUARTA	0	9,48	9,48	40 x 30	40 x 30	17,06
BAJA	44,56	128,59	173,15	40 x 30	40 x 60	31,17

09_WINEVA: Acciones de los forjados sobre las jácenas de los pórticos (reacciones)

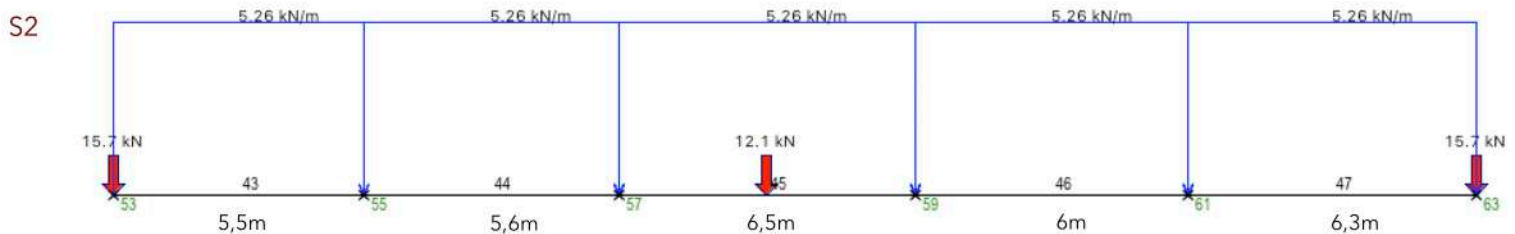
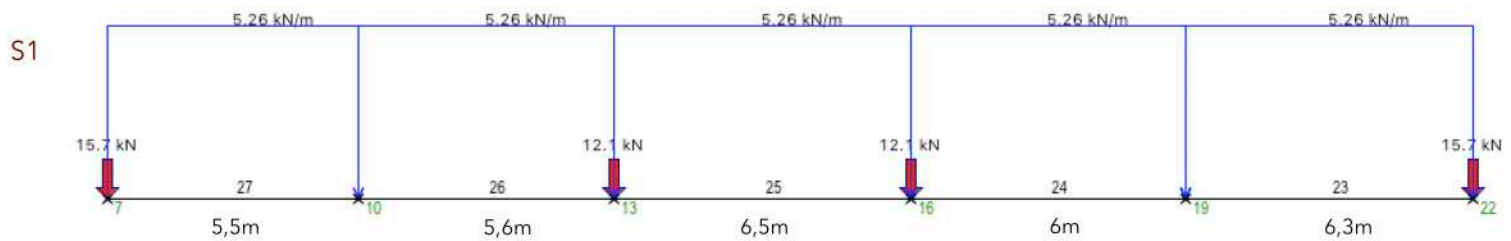
Esquema de cargas permanentes y sobrecargas + reacciones



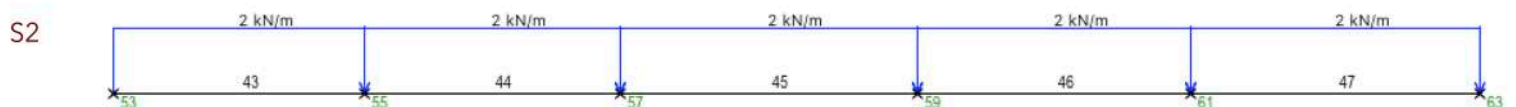
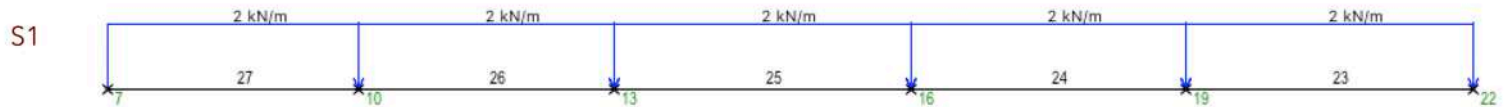
Tendremos en cuenta que la rigidez de las barras será de 0,20 y tampoco tendremos en cuenta el peso propio de la estructura.

PLANTA BAJA

- CP (cargas permanentes) → Acciones

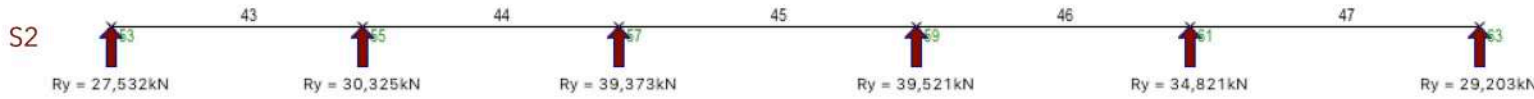
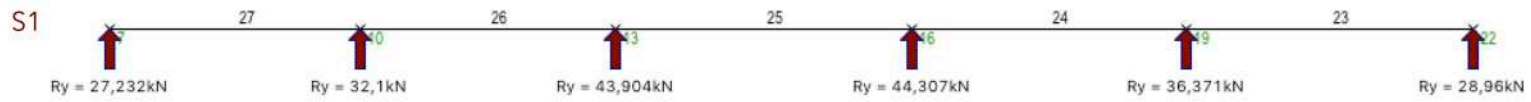


- SC (sobrecargas) → Acciones

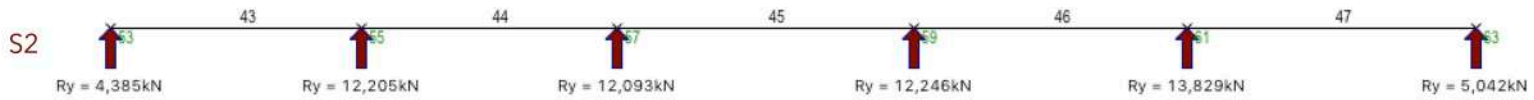
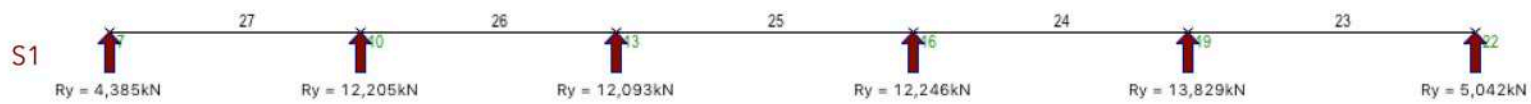


CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

- CP (cargas permanentes) → Reacciones



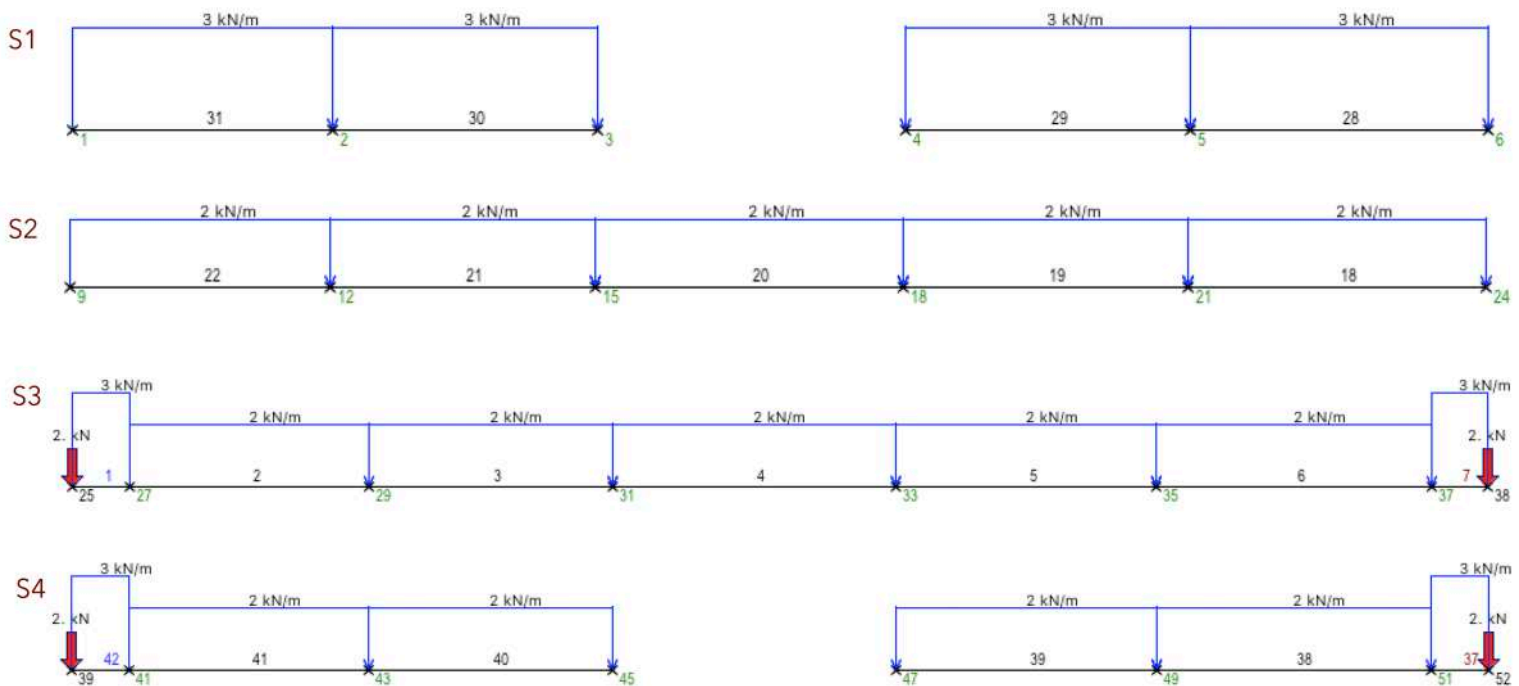
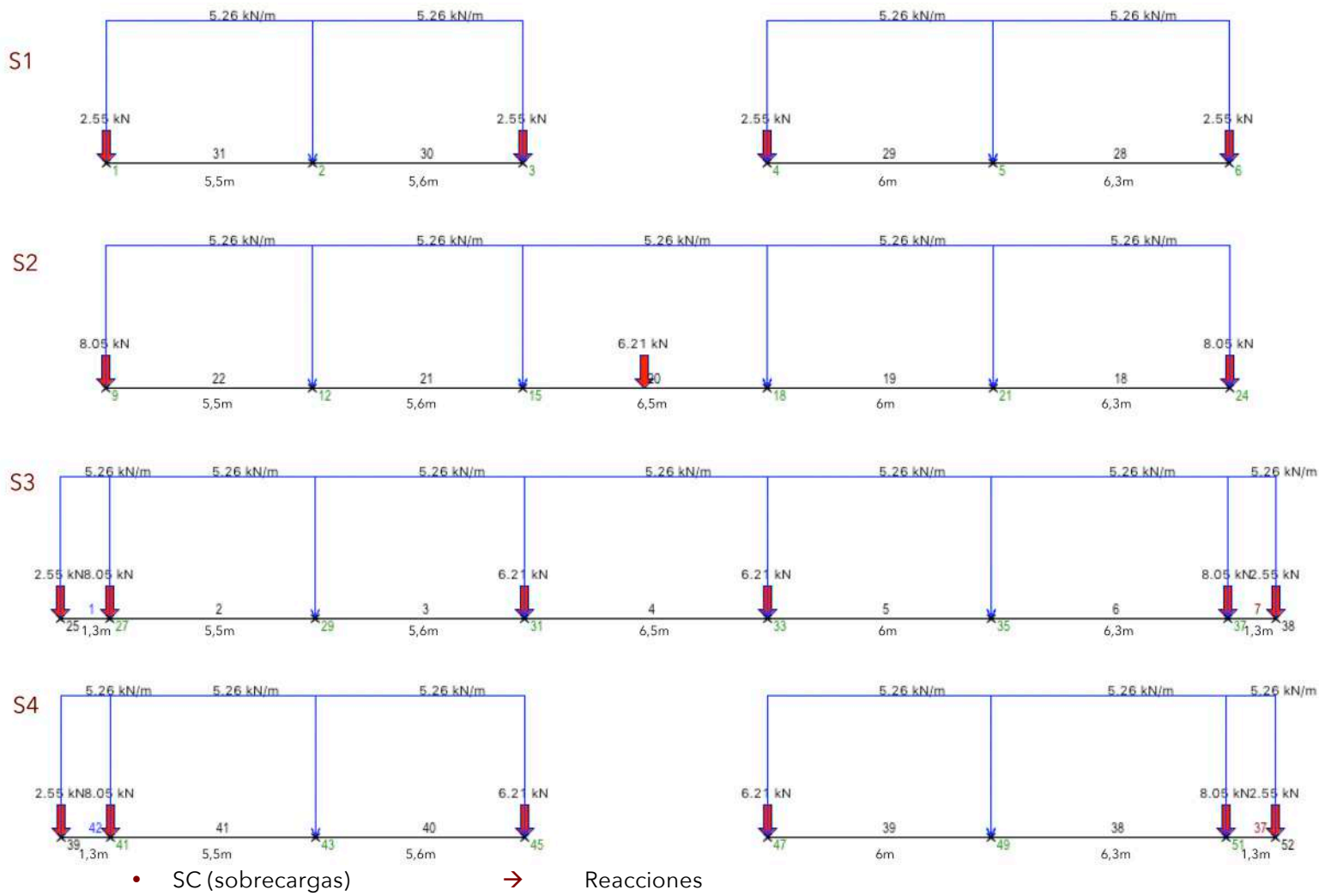
- SC (sobrecargas) → Reacciones



CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

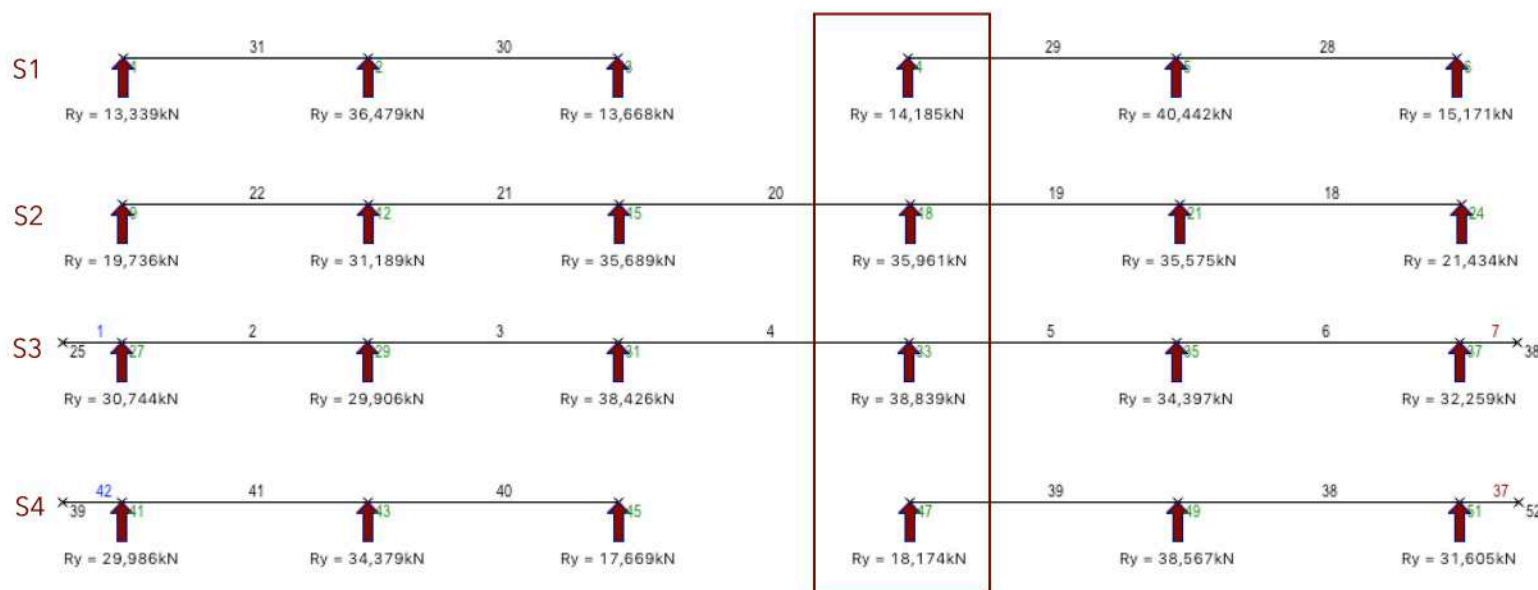
PLANTA CUARTA

- CP (cargas permanentes) → Acciones

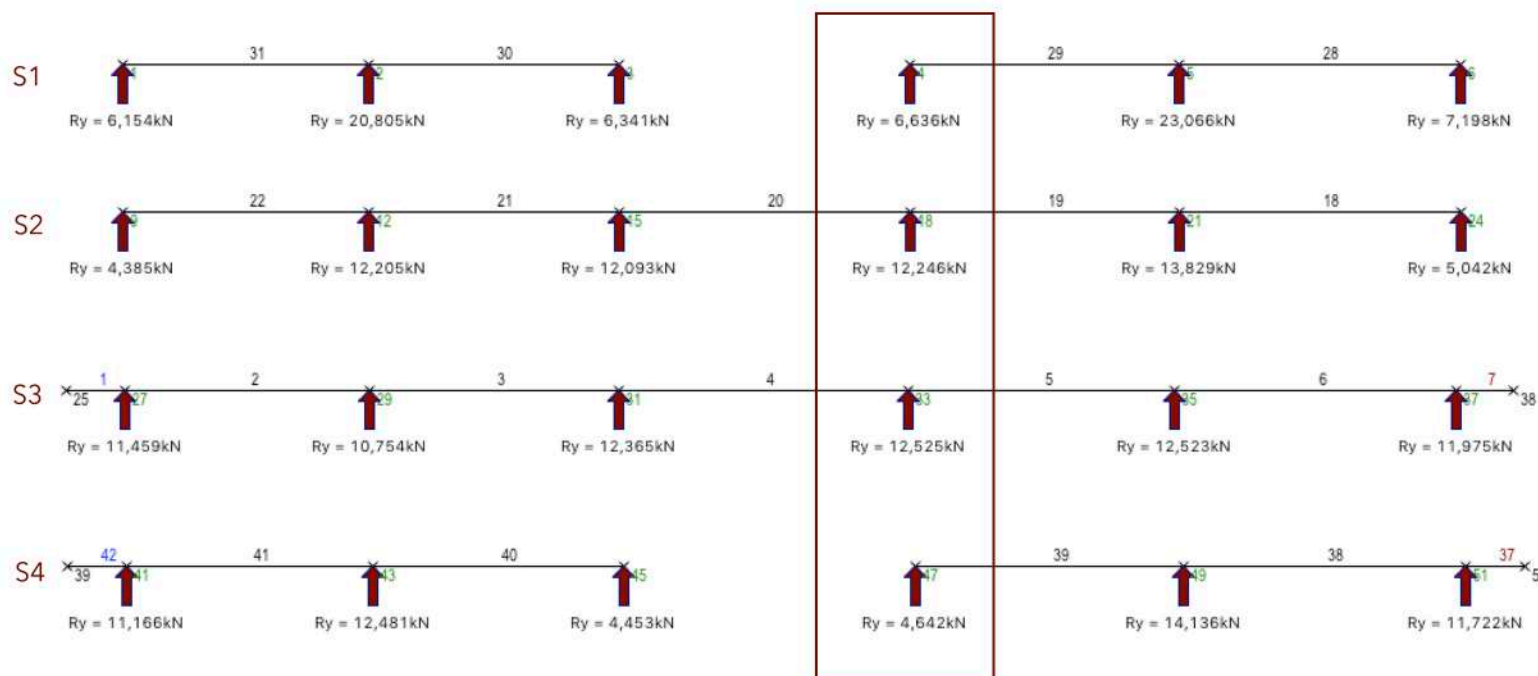


CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

- CP (cargas permanentes) → Reacciones



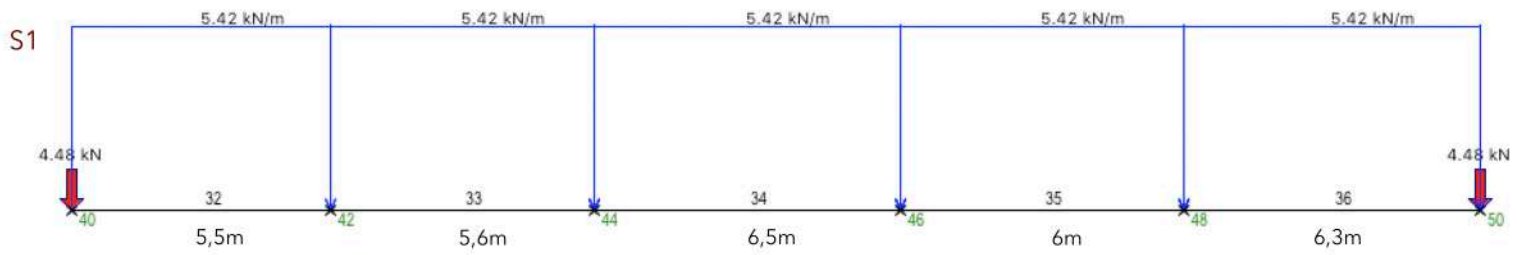
- SC (sobrecargas) → Reacciones



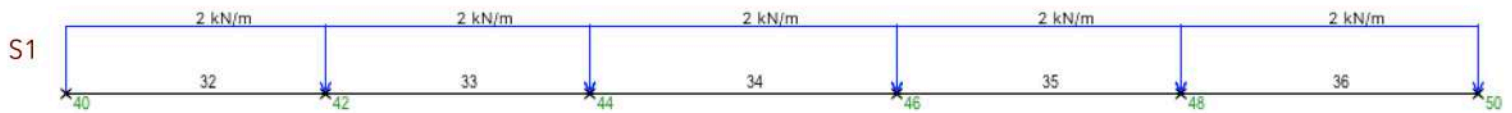
CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

PLANTA CUBIERTA

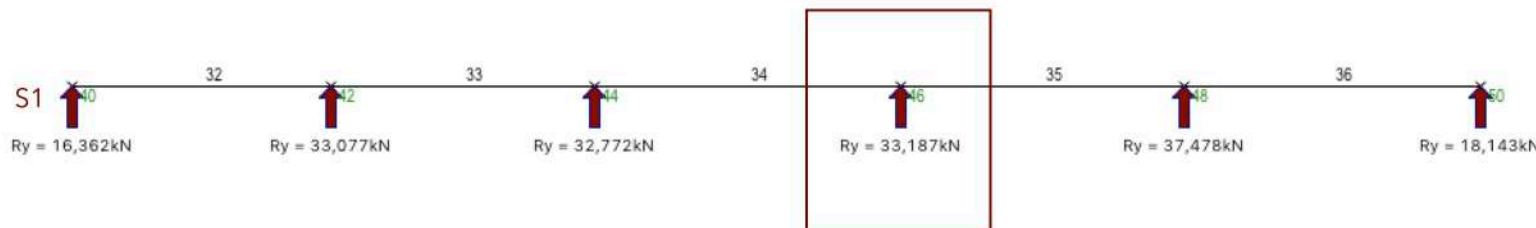
- CP (cargas permanentes) → Acciones



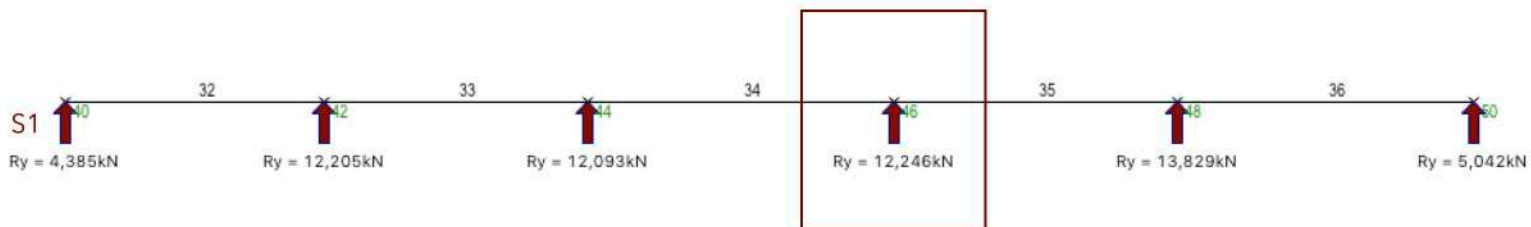
- SC (sobrecargas) → Reacciones



- CP (cargas permanentes) → Reacciones



- SC (sobrecargas) → Reacciones



Coeficientes de hiperestatismo CP

- Planta baja

$$\text{Sección 2 : } [5,26 \cdot (6,5+6) / 2] + 12,1 = 44,98 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{44,30}{44,98} = 0,98$$

$$\text{Sección 5 : } 5,26 \cdot (6,5+6) / 2 = 32,88 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{39,52}{32,88} = 1,2$$

- Planta cuarta

$$\text{Sección 1 : } [5,26 \cdot 6 / 2] + 2,55 = 18,33 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{14,185}{18,33} = 0,77$$

$$\text{Sección 2 : } 5,26 \cdot (6,5+6) / 2 = 32,88 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{35,96}{32,88} = 1,07$$

$$\text{Sección 3 : } [5,26 \cdot (6,5+6) / 2] + 6,21 = 39,085 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{38,839}{39,085} = 0,99$$

$$\text{Sección 4 : } [5,26 \cdot 6 / 2] + 6,21 = 21,99 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{18,17}{21,99} = 0,83$$

- Planta cubierta

$$\text{Sección 2 : } 5,26 \cdot (6,5+6) / 2 = 33,88 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{33,187}{33,88} = 0,98$$

Como podemos observar, los coeficientes de hiperestatismo obtenidos de cada sección están dentro de un intervalo de [0,8 - 1,2], valores que son normales y demuestran que la jácena no sólo carga la mitad de sus vanos, sino que carga más.

Coeficientes de hiperestatismo SC

- Planta baja

$$\text{Sección 2 : } 2 \cdot (6,5+6) / 2 = 12,5 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{12,246}{12,5} = 0,98$$

$$\text{Sección 5 : } 2 \cdot (6,5+6) / 2 = 12,5 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{12,246}{12,5} = 0,98$$

- Planta cuarta

$$\text{Sección 1 : } 3 \cdot 6 / 2 = 9 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{6,636}{9} = 0,74$$

$$\text{Sección 2 : } 2 \cdot (6,5+6) / 2 = 12,5 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{12,246}{12,5} = 0,98$$

$$\text{Sección 3 : } 2 \cdot (6,5+6) / 2 = 12,5 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{12,525}{12,5} = 1,00$$

$$\text{Sección 4 : } 2 \cdot (6,5+6) / 2 = 12,5 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{4,642}{12,5} = 0,37$$

- Planta cubierta

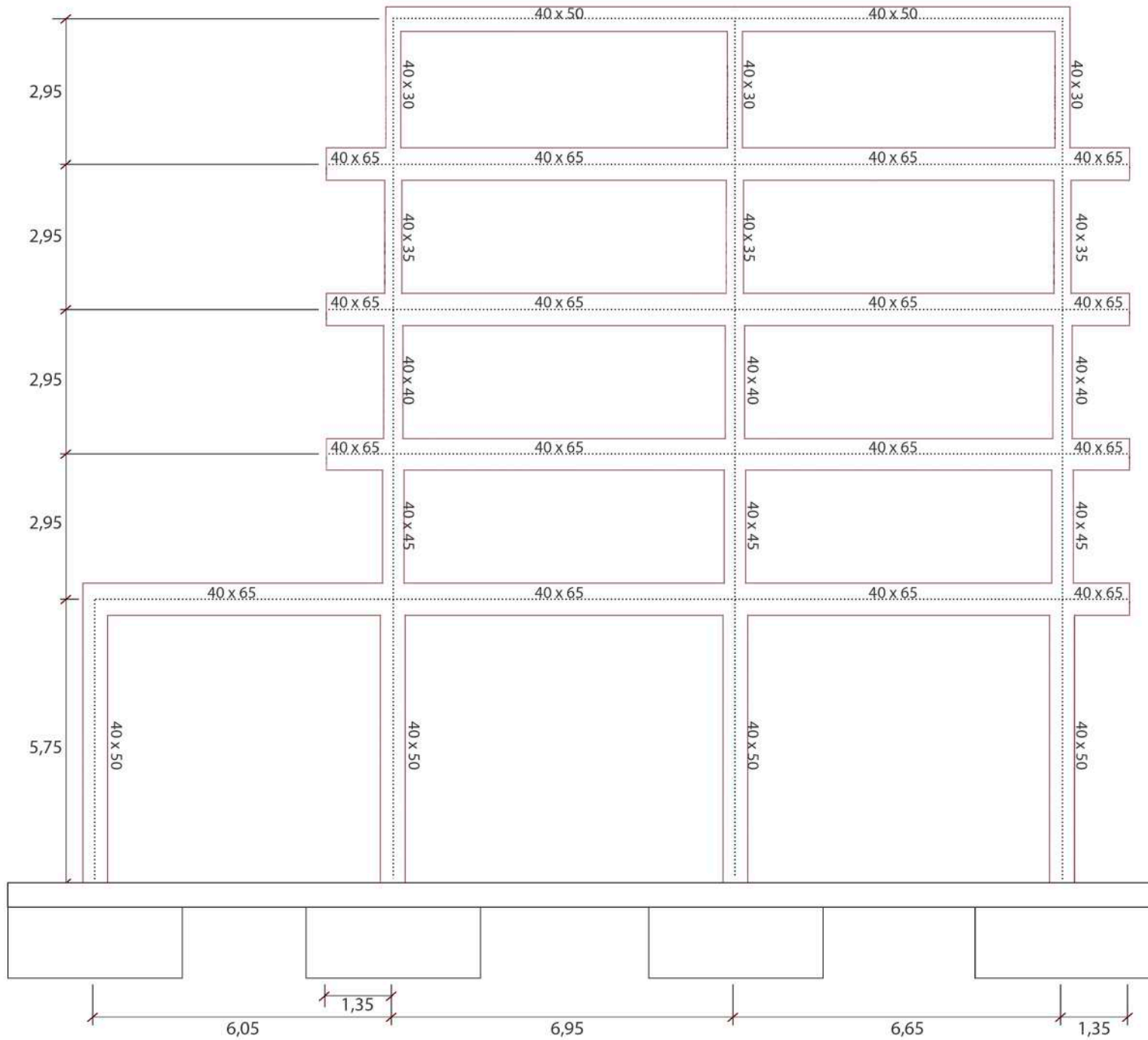
$$\text{Sección 2 : } 2 \cdot (6,5+6) / 2 = 12,5 \text{ kN}$$

$$\text{Coeficiente de hiperestatismo} = \frac{12,246}{12,5} = 0,98$$

Como podemos observar, en este caso también, los coeficientes de hiperestatismo obtenidos de cada sección están dentro de un intervalo de $[0,74 - 1]$, valores que son normales y demuestran que la jácena no sólo carga la mitad de sus vanos, sino que carga más.

10_WINEVA: Esquema acotado del pórtico principal

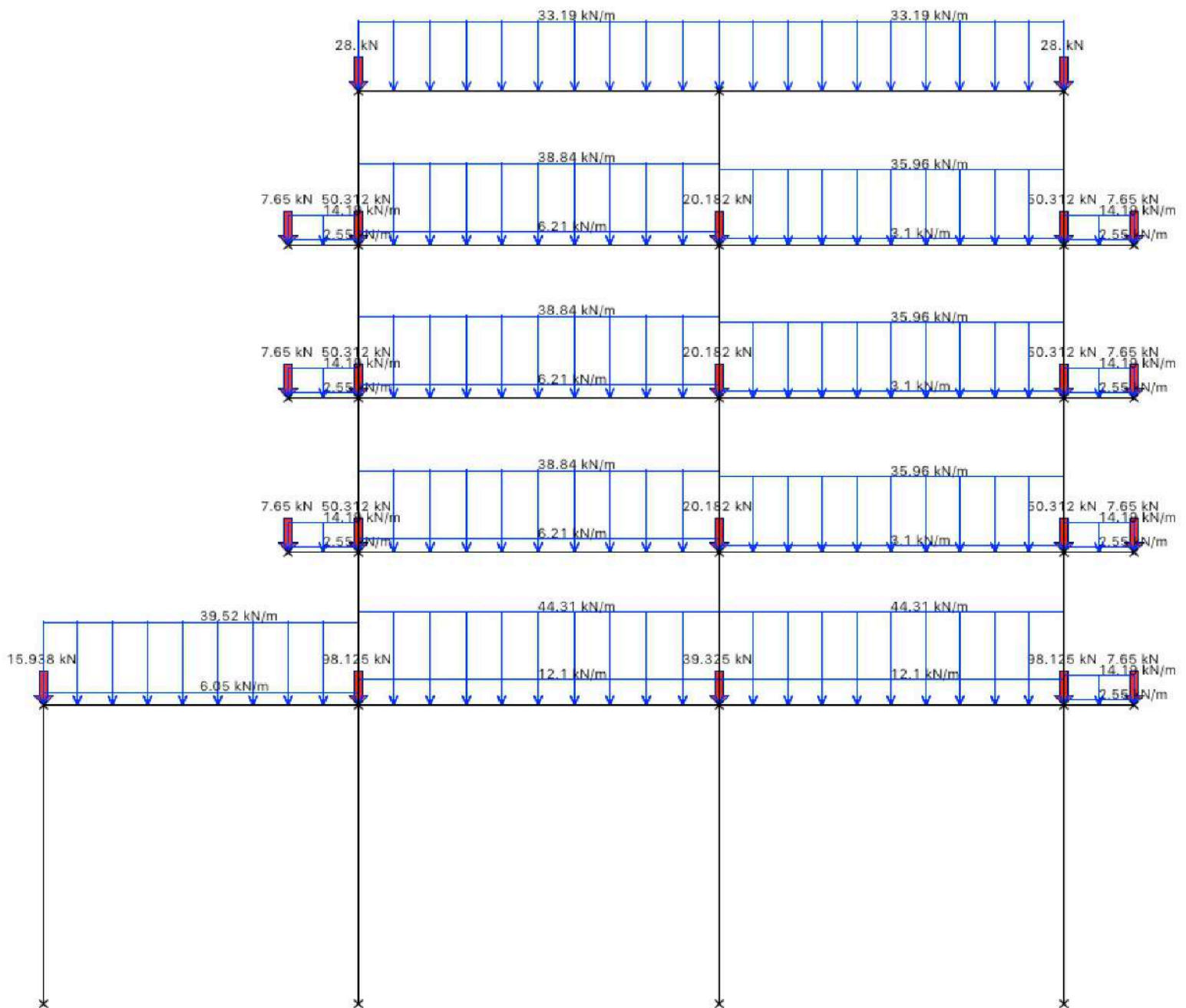
Partiendo del cálculo del predimensionado del pilar interior en planta baja (40x50), adaptamos las demás medidas de los pilares de manera que los cambios de sección entre plantas no sean superiores a 5cm.



11_WINEVA: Esquema de cargas gravitatorias

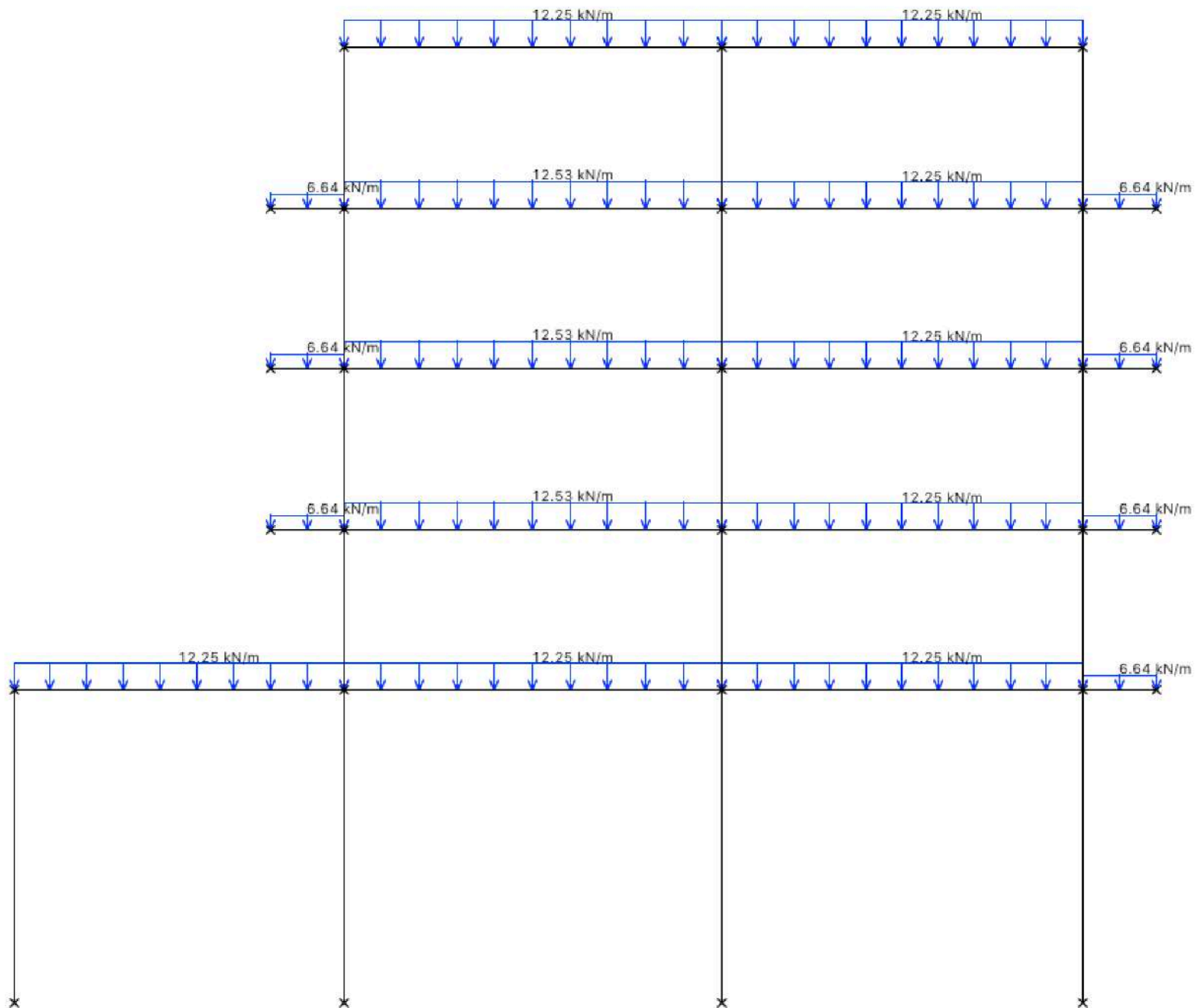
- CARGAS PERMANENTES

Incluyendo también las cargas puntuales de fachada, paredes y barandilla.



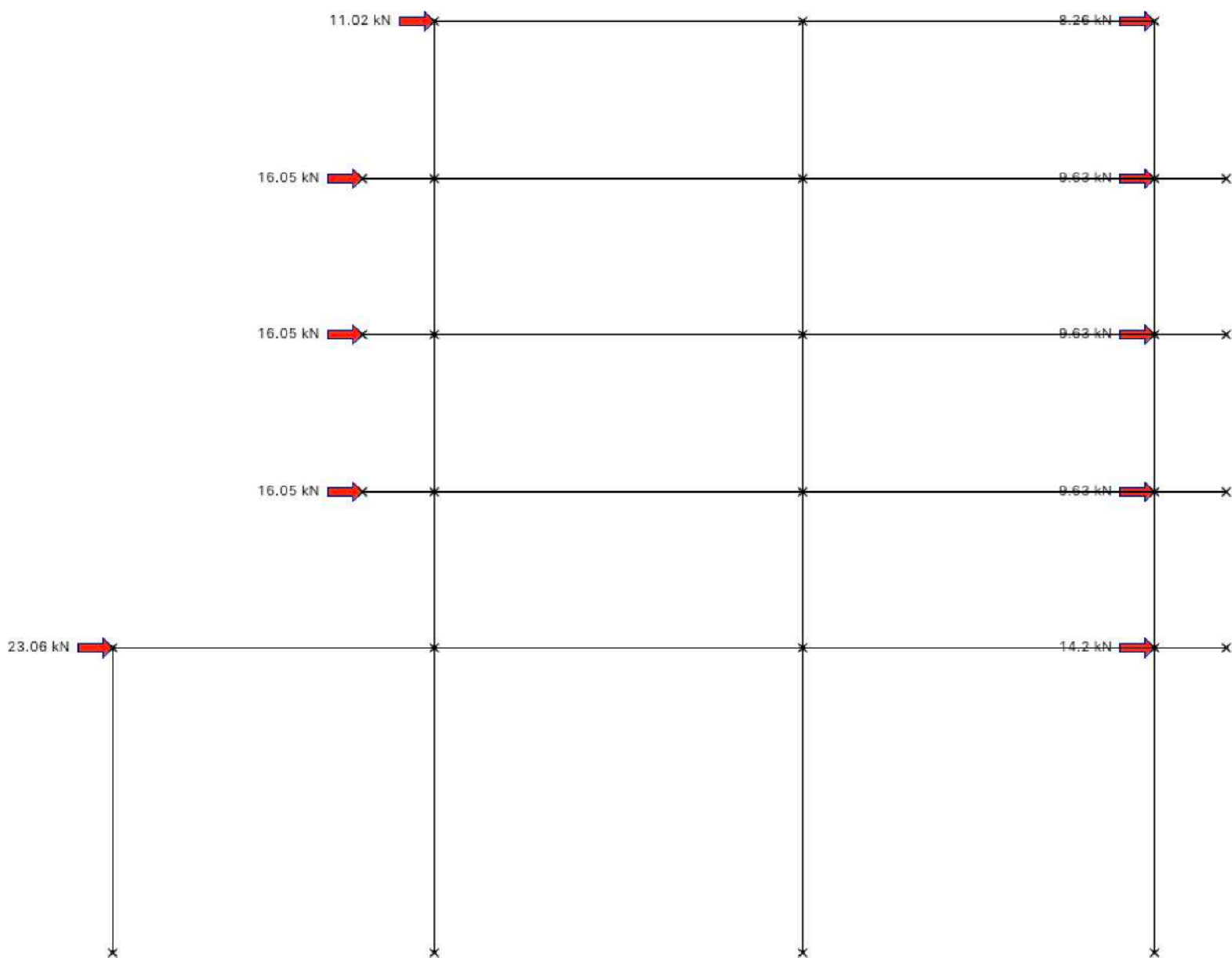
11_WINEVA: Esquema de cargas gravitatorias

- SOBRECARGAS



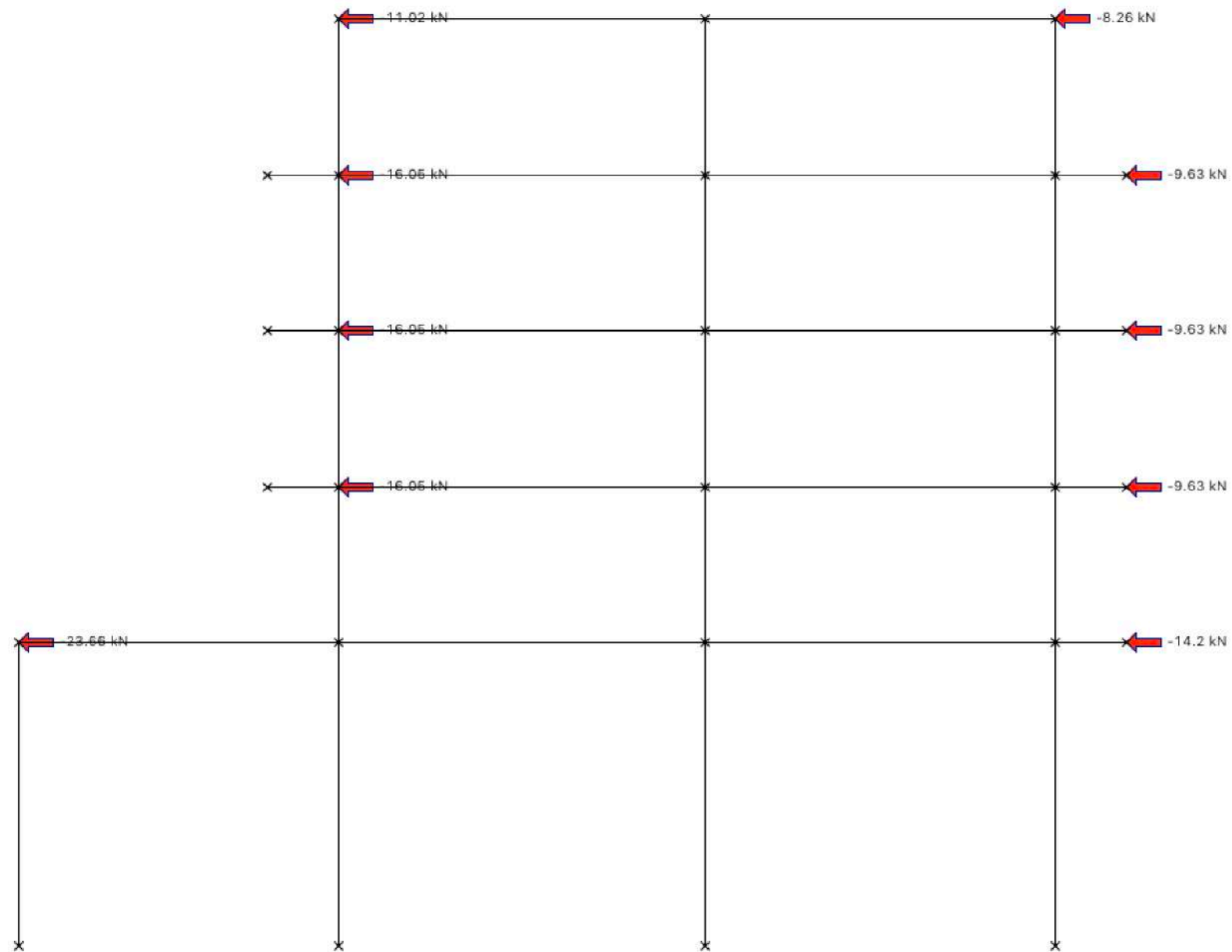
12_WINEVA: Esquema de cargas del viento

- VIENTO IZQUIERDA



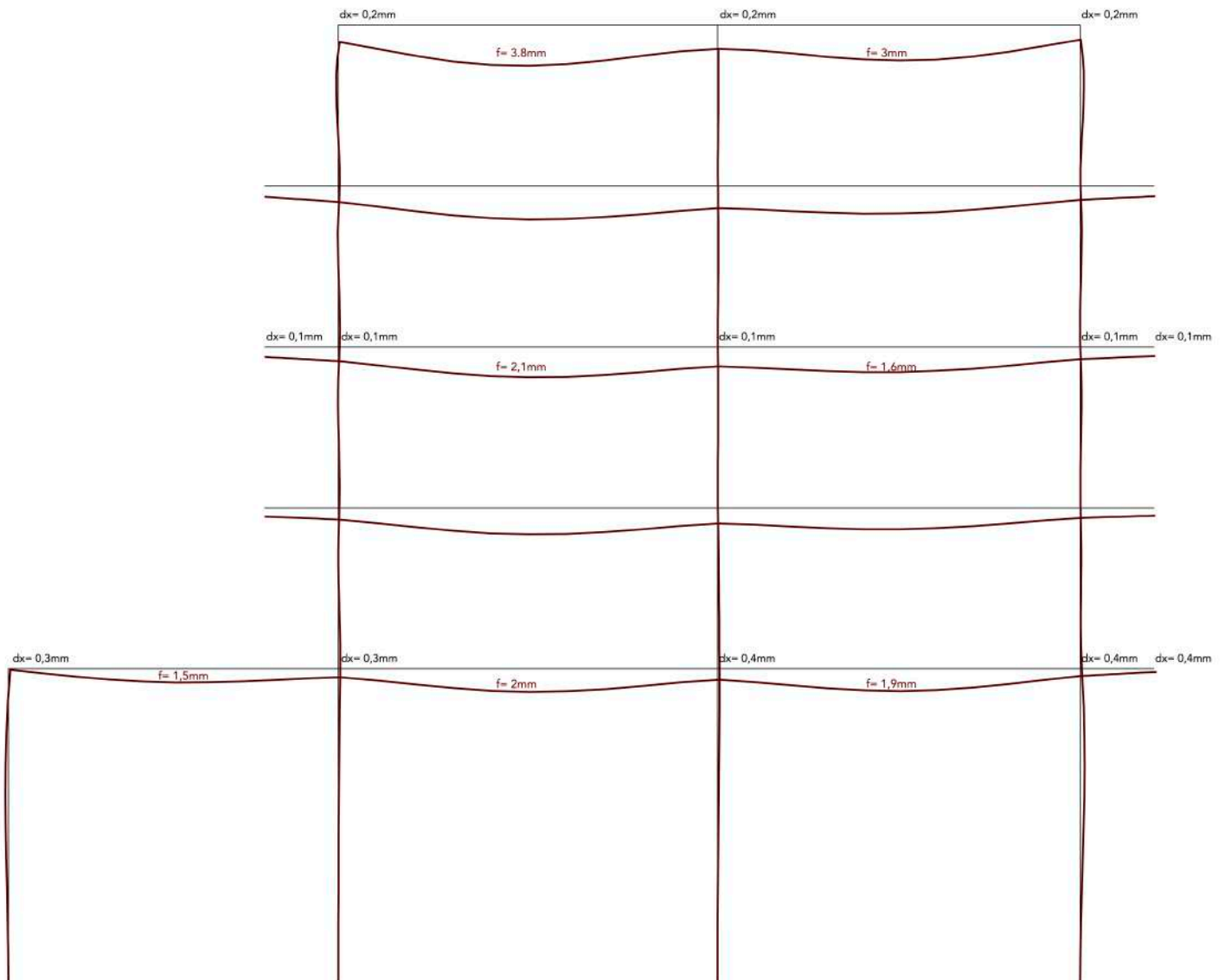
12_WINEVA: Esquema de cargas del viento

- VIENTO DERECHA



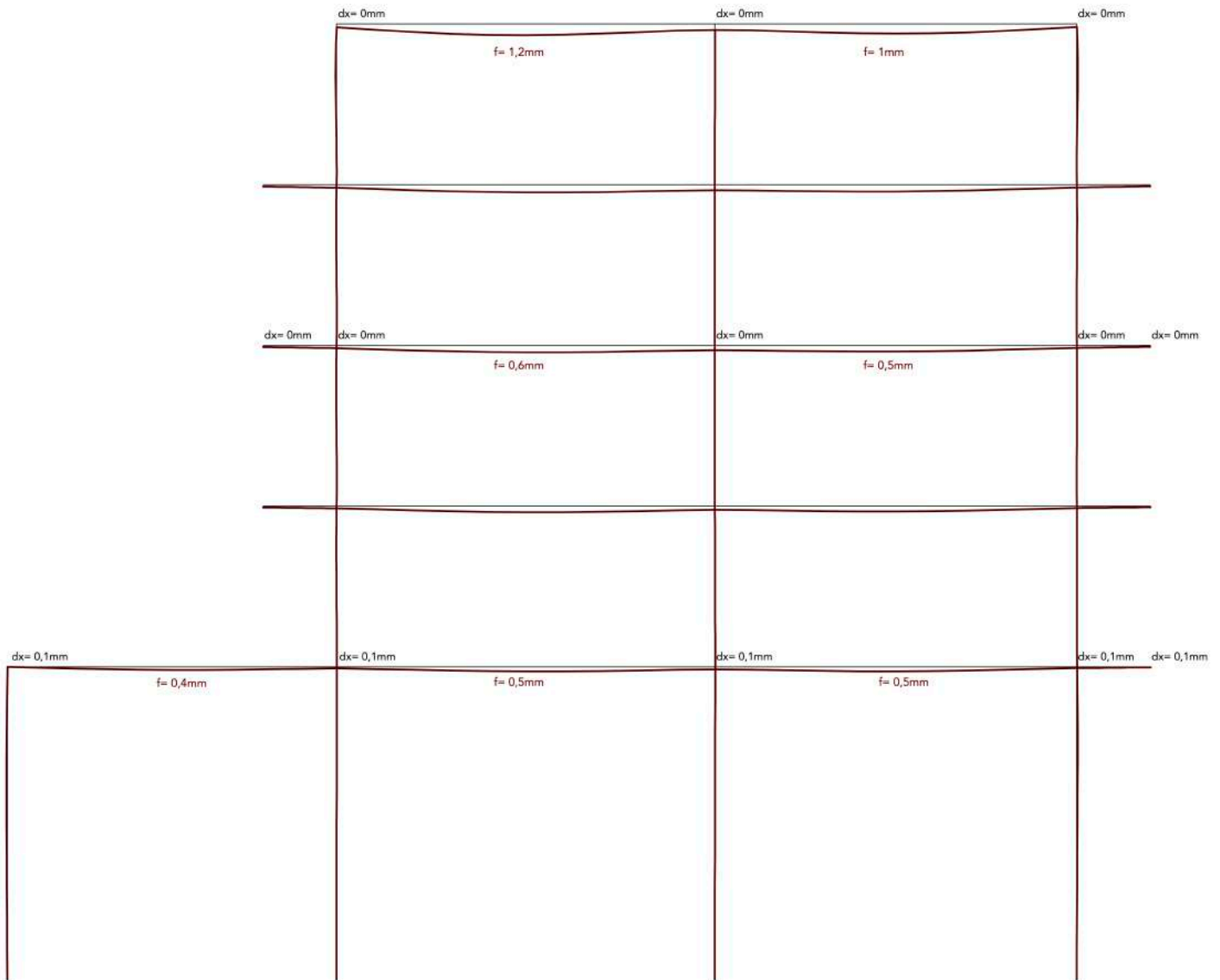
13_WINEVA: Deformaciones del pórtico (flechas y desplazamientos) y comprobaciones de los límites establecidos

- DEFORMADA BAJO CARGA PERMANENTE



13_WINEVA: Deformaciones del pórtico (flechas y desplazamientos) y comprobaciones de los límites establecidos

- DEFORMADA BAJO SOBRECARGA



Comprobación flechas

PLANTA	FLECHA G Mm	FLECHA Q mm	FLECHA SUMA G + Q mm	FLECHA INSTÁNTANEA PREDIMENSIONAMIENTO mm
Cubierta	3,8	1,2	5	2,58
Tercera	2,1	0,6	2,7	3,99
Baja	2	0,5	2,5	3,99

FLECHA TOTAL

$$F_{\text{total}} = 4 \times F_{\text{inst}}$$

$$F_{\text{total permitida}} = L/250 = 6,95/250 = 0,0278 \text{ m}$$

Cubierta: $5\text{mm} \times 4 = 22 \text{ mm}$	→	$0,022 < 0,0278 \text{ m}$	→	CUMPLE
Tercera: $2,7\text{mm} \times 4 = 10,8 \text{ mm}$	→	$0,011 < 0,0278 \text{ m}$	→	CUMPLE
Baja: $2,5\text{mm} \times 4 = 10 \text{ mm}$	→	$0,010 < 0,0278 \text{ m}$	→	CUMPLE

FLECHA ACTIVA

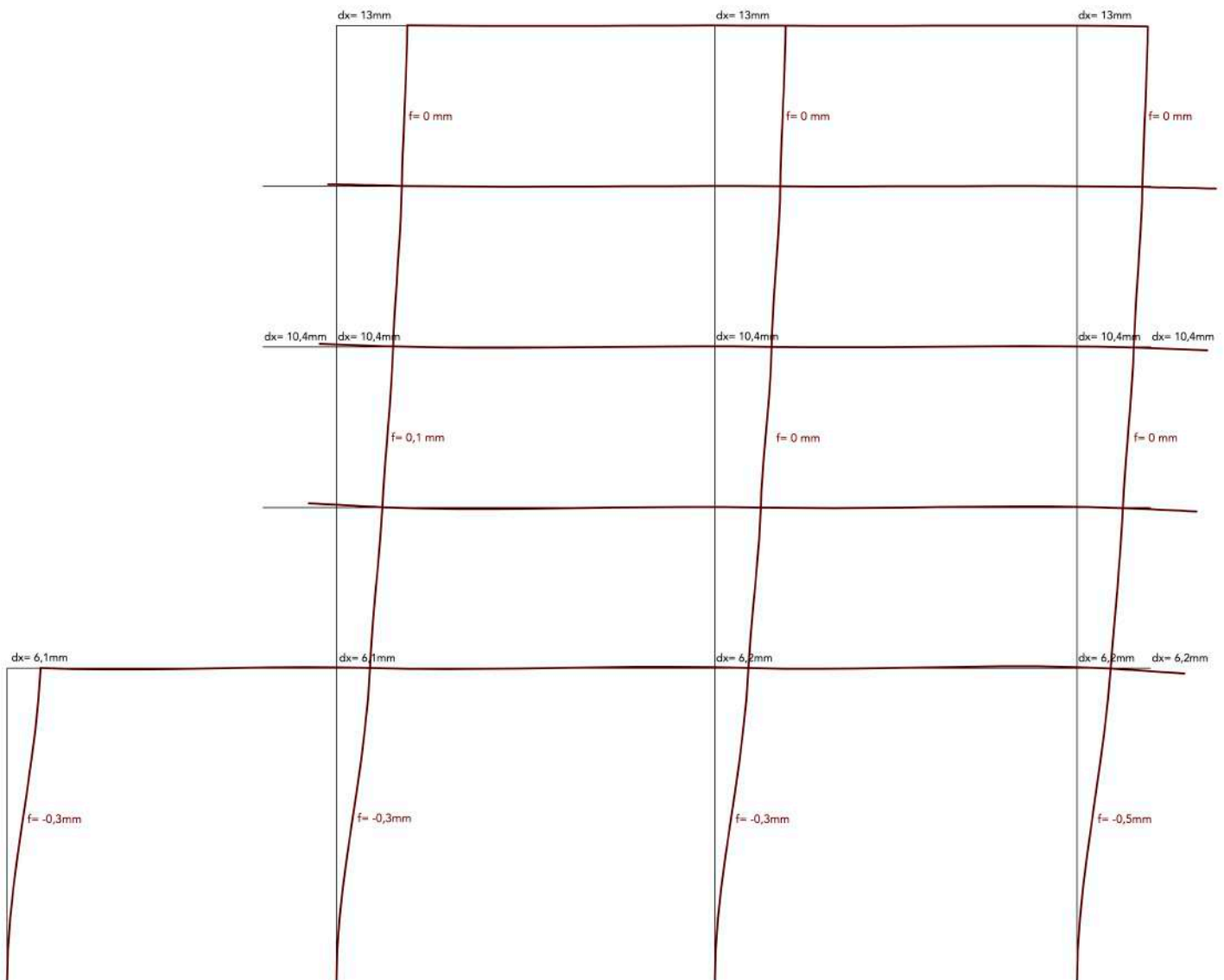
$$F_{\text{activa}} = 2,2 \times ((\% \text{ cargas permanentes} \times G) + (\% \text{ sobrecarga} \times Q)) = L/400 = 6,95/400 = 0,017375 \text{ m}$$

Cubierta: $2,2 \times ((0,73 \times 3,8) + (0,27 \times 1,2)) = 6,82\text{mm} < 0,017375\text{m}$	→	CUMPLE
Tercera: $2,2 \times ((0,72 \times 2,2) + (0,27 \times 0,6)) = 3,84\text{mm} < 0,017375\text{m}$	→	CUMPLE
Baja: $2,2 \times ((0,68 \times 2) + (0,32 \times 0,5)) = 3,34\text{mm} < 0,017375\text{m}$	→	CUMPLE

Las flechas más desfavorables de los diferentes tramos de las jácenas de planta baja, planta tercera y planta cubierta no superan la flecha admisible ni los 10 mm máximos.

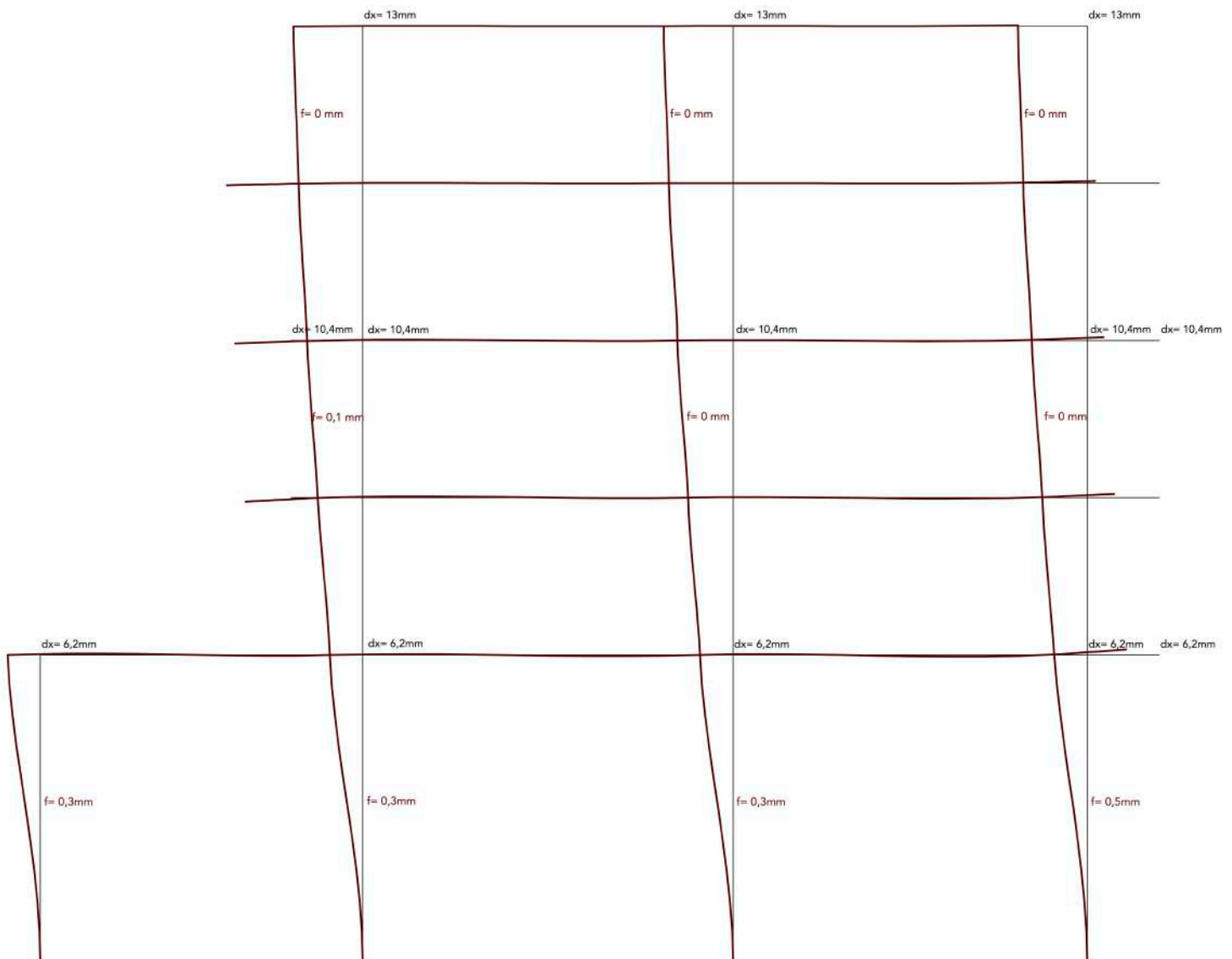
13_WINEVA: Deformaciones del pórtico (flechas y desplazamientos) y comprobaciones de los límites establecidos

- DEFORMADA BAJO VIENTO IZQUIERDO



13_WINEVA: Deformaciones del pórtico (flechas y desplazamientos) y comprobaciones de los límites establecidos

- DEFORMADA BAJO VIENTO DERECHO



CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Cálculo de la deformación horizontal de un nudo de la planta cubierta, suma de las producidas por las cargas permanentes (G) más el viento (V) derecha o izquierda, el más desfavorable, con justificación del cumplimiento (límites establecidos en normativa - CTE)

H edificio = 17550mm

Por normativa: D permitido = $h/500$

$17550/500 = 35.1 \text{ mm} > 13,2 \text{ mm}$ CUMPLE

Nudos cubierta	Desplazamiento G mm	Desplazamiento V mm	Desplazamiento G+V mm
Desplazamiento	0,2	13	13,2

Los movimientos horizontales que se producen no superan el total admisible.

- RAZONAMIENTO GENERAL DE LA DIFERENCIA DE REACCIONES, MOMENTOS FLECTORES Y AXIALES ENTRE LOS RESULTADOS DEL PREDIMENSIONADO Y LOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL WINEVA

El porcentaje de mayoración de los efectos de las cargas sobre la estructura en el WinEva suele ser del orden de entre un 10% y un 20% si consideramos como base el predimensionado.

Este porcentaje es mayor cuando nos referimos a los axiales, ya que estos acumulan el efecto hiperestático de las cargas y el propio. Además, en el predimensionado de la estructura, no hemos considerado el peso propio del pilar (ni de las jácenas, han despreciado las cargas de los elementos que constituyen el pórtico) a la hora de calcular el axial, este sí que influye significativamente en la obtención de este tipo de esfuerzo, ya que un pilar es soportado por su inferior y su peso se traduce en un esfuerzo en la misma dirección del eje del pilar (axial).

Las diferencias se deben a:

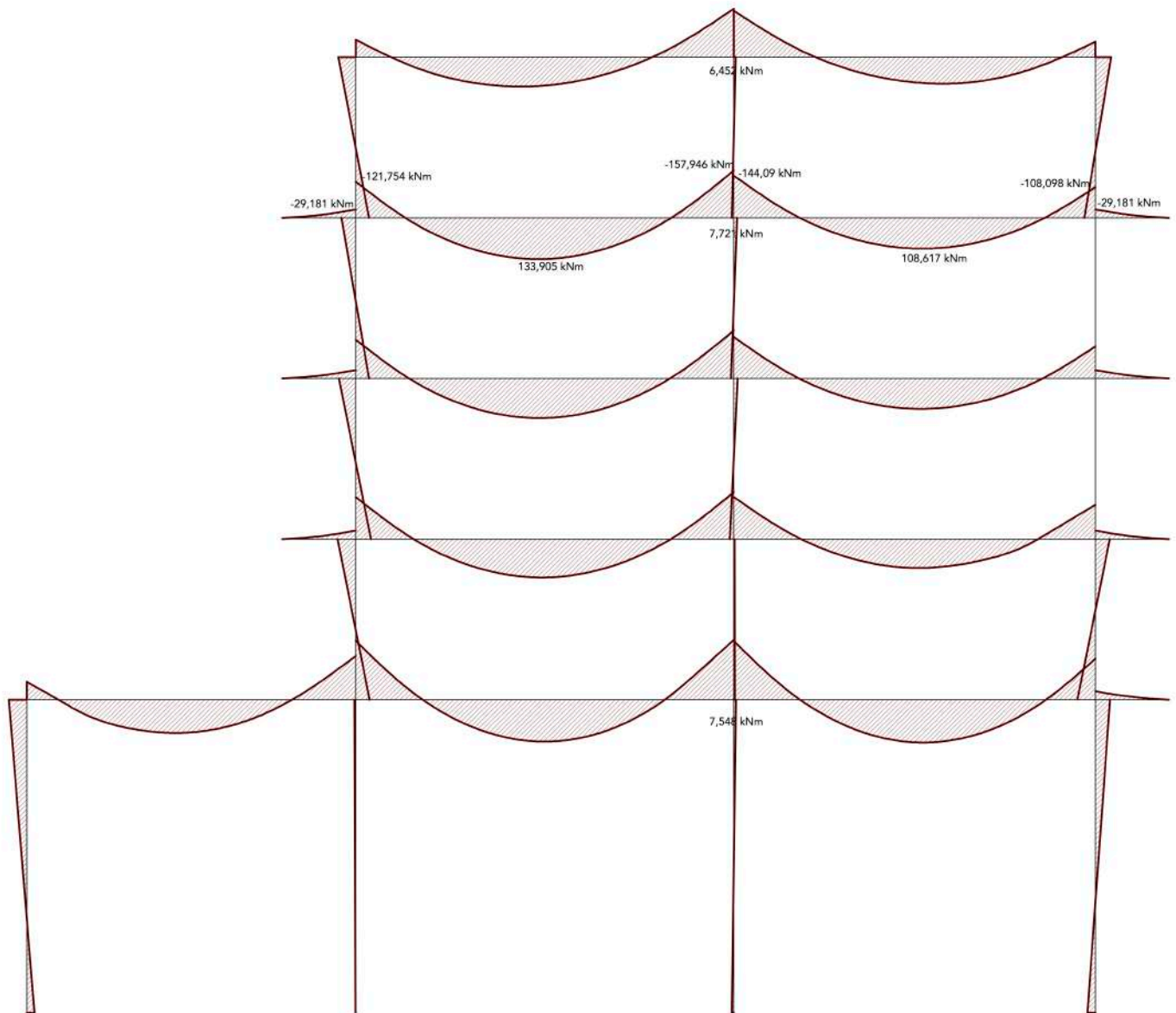
- El WinEva considera una estructura hiperestática. Esto quiere decir que los elementos de la estructura se responsabilizarán de más o menos parte de la carga aplicada sobre ésta según su rigidez. Cuanto más rígida sea una barra, más carga absorberá. En el reparto también se tienen en cuenta las luces de los elementos, las secciones de los mismos y la posición de la carga.

Por el contrario, en el predimensionado hacemos un cálculo isostático. Mediante el coeficiente de hiperestatismo vemos cómo afecta la diferente consideración de la estructura en los resultados de las reacciones en las diferentes secciones del forjado de cada planta. Comprobamos que el WinEva siempre nos proporciona resultados iguales o mayores a los obtenidos en el predimensionado (Coeficiente de hiperestatismo ≥ 1). El cálculo del WinEva sólo será igual al isostático cuando se trate de una barra sometida a una carga repartida de igual valor en toda su longitud y con apoyo único a los extremos.

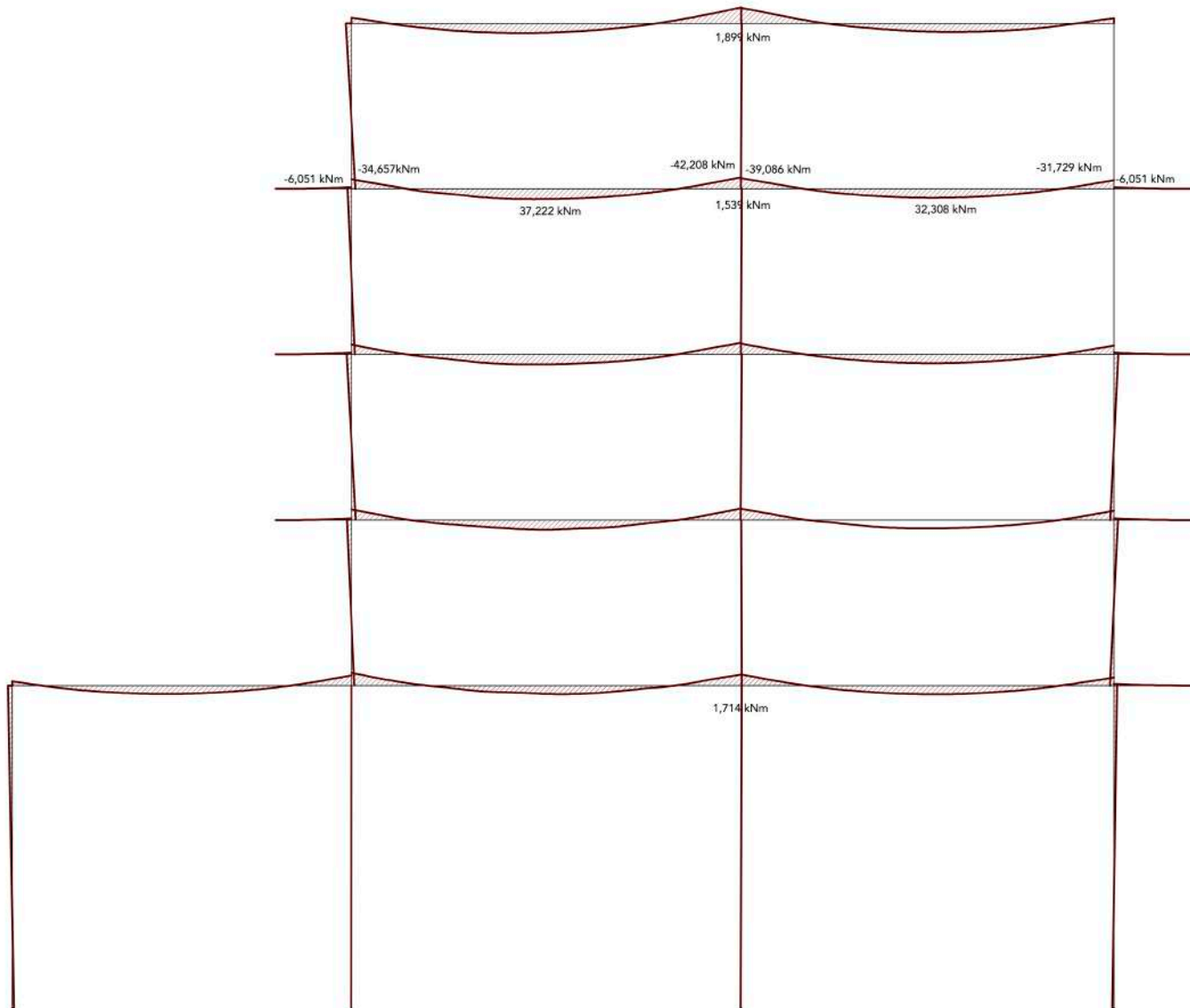
- El WinEva es un programa de cálculo elástico. No es el caso del hormigón, por lo que los resultados no se adaptan totalmente al comportamiento de este material.
- Como ya hemos mencionado anteriormente, en el predimensionado despreciamos el peso propio de los elementos que constituyen el pórtico estructural. Como en WinEva sí le ordenamos que los tenga en cuenta, las cargas consideradas por el programa serán más grandes y, por tanto, sus efectos también serán de orden mayor.
- El cálculo de las cargas actuantes sobre la estructura en el predimensionado está simplificado para hacerlo más sencillo. El procedimiento que seguimos con el programa WinEva es mucho más cuidadoso y tiene en cuenta más casuísticas. En el predimensionado tomamos una muestra del conjunto (normalmente la más desfavorable) y generalizamos a partir de esta. Al WinEva consideramos cada pequeña variación en las secciones de los forjados de cada planta y extrapolamos las reacciones una a una en el pórtico, que luego nos ofrecerá los esfuerzos en cada punto del mismo. De esta manera, siempre tenemos en cuenta la totalidad de la estructura.
- La acción del viento viene determinada por la distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre el edificio. Las presiones resultantes dependen de la forma y las dimensiones de la construcción, de las características y permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, la intensidad y las rachas de viento.

Al predimensionado, volvemos a hacer una simplificación de cálculo y consideramos que el viento tiene la misma influencia sobre todos los pilares independiente de su posición dentro de la estructura (interiores o de fachada). El procedimiento exacto no es así, ya que los pilares exteriores sufren más el empuje del viento. El programa WinEva sí tiene en cuenta este hecho.

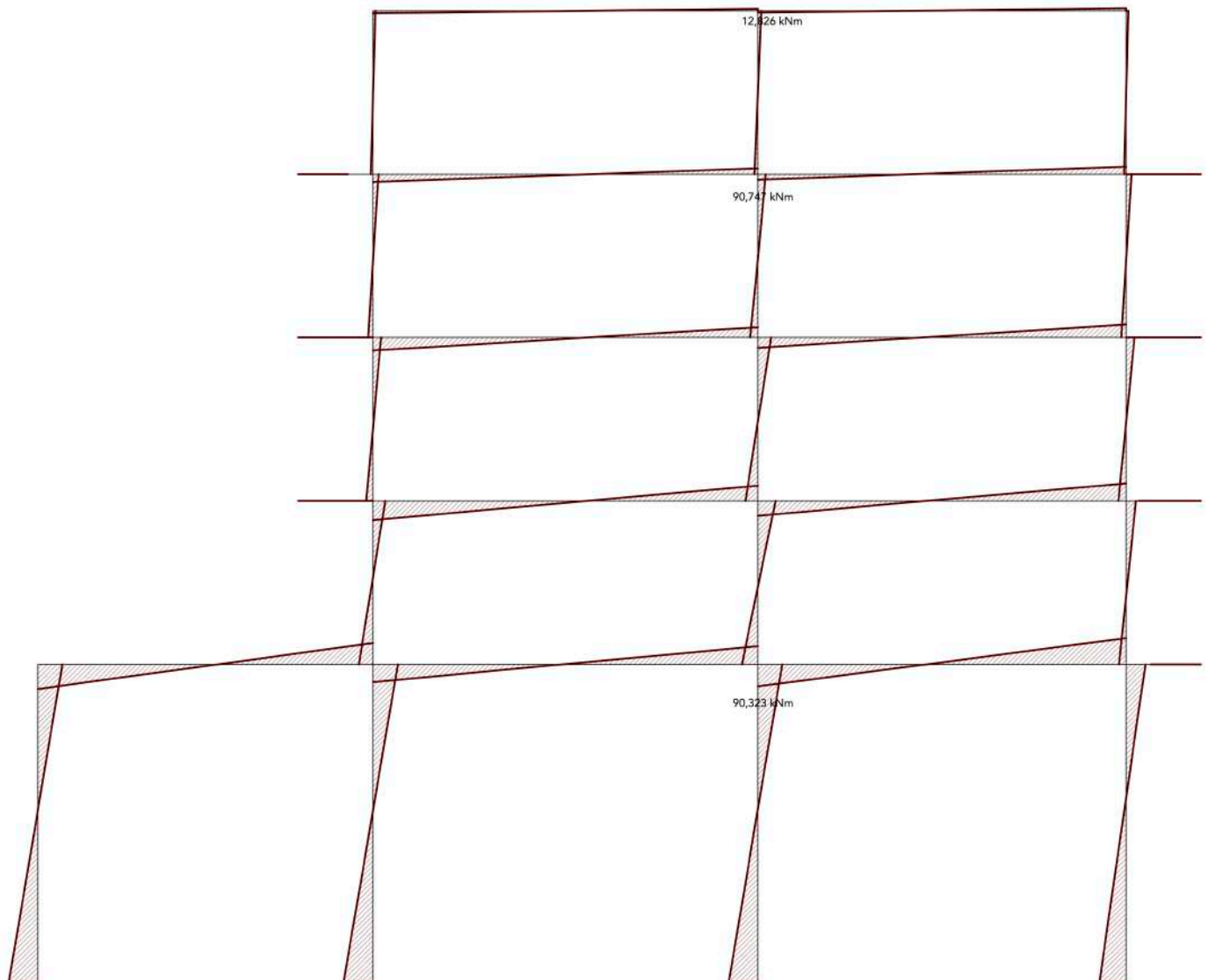
14_WINEVA: A) Momentos característicos bajo cargas permanentes (G) en la jácena de la planta 4 y en los pilares interiores de planta cubierta y baja



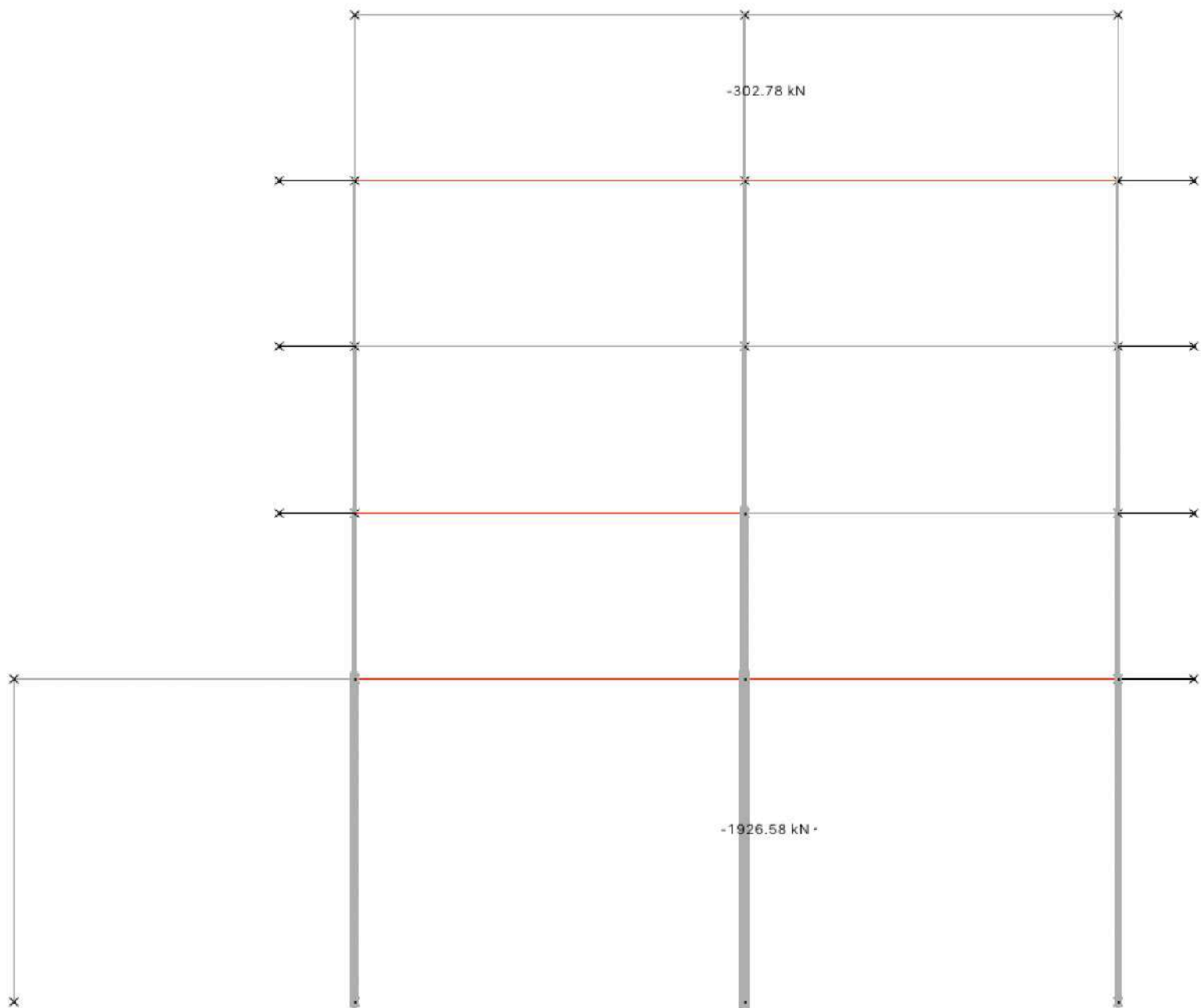
14_WINEVA: B) Momentos característicos bajo sobrecargas (Q) en la jácena de la planta 4 y en los pilares interiores de planta cubierta y baja



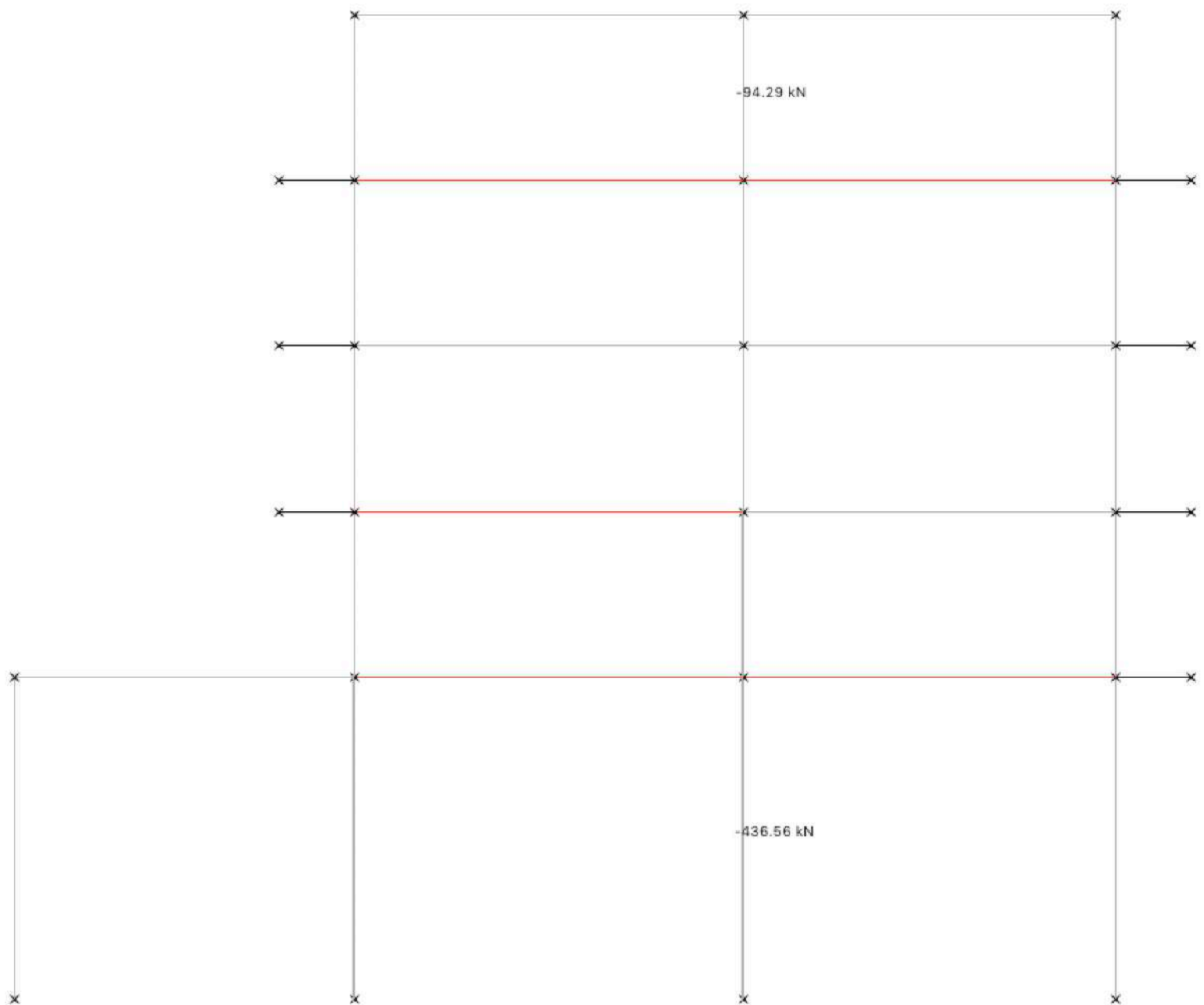
14_WINEVA: C) Momentos característicos viento izquierdo, los cuales producen los momentos máximos en planta baja y cuarta



14_WINEVA: D) Axiles característicos bajo cargas permanentes (G) en los pilares interiores de planta baja y cuarta



14_WINEVA: E) Axiles característicos bajo sobrecargas (Q) en los pilares interiores de planta baja y cuarta



15_WINEVA: Comparaciones razonadas de los resultados anteriores, según diagramas de las páginas anteriores con los del predimensionado

- Comparación de la suma de momentos característicos bajo cargas permanentes (G) (diagrama A) i sobrecargas (Q) (diagrama B) en la sección de máximo momento de la jácena de planta cuarta.

Planta	Momento G (A) kN·m	Momento Q (B) kN·m	Momento suma G + Q kN·m	Momento Predimensionamiento kN·m	%
Cuarta	133,91	37,22	171,22	330,82	48,25 -

Para valorar estos resultados hemos tener en cuenta que cuando hemos calculado el momento en WinEva, hemos considerado que la rigidez del pilar es más grande que la de la jácena, mientras que al calcular el momento en el predimensionado la rigidez de todas las barras era la misma.

Como consecuencia, si la rigidez del pilar es más grande, será capaz de absorber mayor esfuerzo y, por tanto, absorberá más momento solidarizándose con la jácena y liberando una parte del esfuerzo.

- Comparación de la suma de momentos característicos bajo cargas permanentes (G) (diagrama A) y sobrecargas (Q) (diagrama B) en el pie de la planta baja y en la cabeza de la planta cuarta, del pilar interior predimensionado.

Planta	Momento G (A) kN·m	Momento Q (B) kN·m	Momento suma G + Q kN·m	Momento Predimensionamiento kN·m	%
Cuarta	6,45	1,89	8,34	24,86	66,4 -
Baja	7,55	1,71	9,26	5,30	42,76 +

- Comparación de la suma de momentos característicos bajo cargas de viento (más desfavorables) (diagrama C) en la cabeza de la planta baja y en la planta cuarta, del pilar interior predimensionado (momentos mayorados):

Planta	Momento viento (C) kN·m	Momento Predimensionamiento kN·m	%
Cuarta	12,83	9,48	35,33 +
Baja	90,32	128,59	29,76 -

Para valorar estos resultados, hemos tener en cuenta que cuando hemos calculado el momento del viento en el predimensionado, hemos considerado que la repercusión del viento en un pilar no solo se efectúa se en la mitad del vano superior y en la mitad del vano inferior; en cambio, WinEva considera que la repercusión del viento en el pilar afecta a una superficie diferente que esta mitad y mitad.

Como consecuencia, si la superficie que se considera es más grande, el momento por viento también será más grande, porque a mayor superficie, mayor impacto por viento y mayor fuerza a soportar.

Por estos motivos:

- Durante el predimensionado del pilar de planta cuarta, se ha calculado la fuerza efectuada por el viento solamente considerando la mitad de vano, eso hace que la superficie sea pequeña y por tanto, la fuerza resultante y el momento serán más pequeñas que las calculadas por WinEva, que considera que una superficie más grande para efectuar este cálculo.

- Durante el predimensionado del pilar de planta baja, se ha calculado la fuerza efectuada por el viento considerando el impacto en toda la superficie (en altura) del edificio, eso hace que la fuerza y el momento resultantes sean más grandes que los calculados por WinEva, que consideran que el pilar de planta baja no se ve tan afectado por la fuerza del viento en las plantas superiores.

- Comparación de la suma de axiales característicos bajo cargas permanentes (G) (diagrama E) y sobrecargas (diagrama F) en los pilares de la planta baja y planta cuarta, del pilar interior predimensionado.

Planta	Axial G (D) kN·m	Axial Q (E) kN·m	Axial suma G + Q kN·m	Axial Predimensionamineto kN·m	%
Cuarta	302,78	94,29	297,07	367,44	19,15 -
Baja	1926,58	436,56	2363,14	1930,76	22,39 +

Para valorar estos resultados hemos tener en cuenta que en el cálculo del axial en el predimensionado se ha tenido en cuenta que cada pilar absorbe las cargas que están sobre su area tributaria.

También se debería tener que cuenta que en los cálculos de WinEva se tiene en cuenta el peso propio de le estructura, cosa que no se ha hecho en el predimensionado, y por tanto, el axil soportado por los pilares en Wineva debería ser mayor que en el predimensionado.

Pero esto no pasa en los pilares centrales; vemos que incluso teniendo en cuenta el peso propio de la estructura, el axil soportado en WinEva es inferior al soportado en el predimensionado. Esto ocurre porque en WinEva no se considera el área tribuaria, sino que el pilar central reduce esta superficie de acción.

En cambio en los pilares exteriores ocurre totalmente lo contrario, el axil de WinEva es mayor porque tenemos en cuenta el peso propio y porque carga más superficie que el area tributaria.

16_WINEVA: Tabla de los coeficientes participativos en las combinadas y cálculo del coeficiente global de mayoración de cargas

Num	Nom	CP	CV	V.IZQ	V.DER
1	Estado limite ultimo	1.35	1.5	0	0
2	ELU2	1.35	0	1.5	0
3	ELU3	1.35	0	0	1.5
4	ELU4	1.35	1.5	0.9	0
5	ELU5	1.35	1.5	0	0.9
6	ELS	1	1	0	0

Diagrama de momentos mayorados del pórtico, bajo la combinada de cargas permanentes (G) más sobrecargas (Q) (ELU)

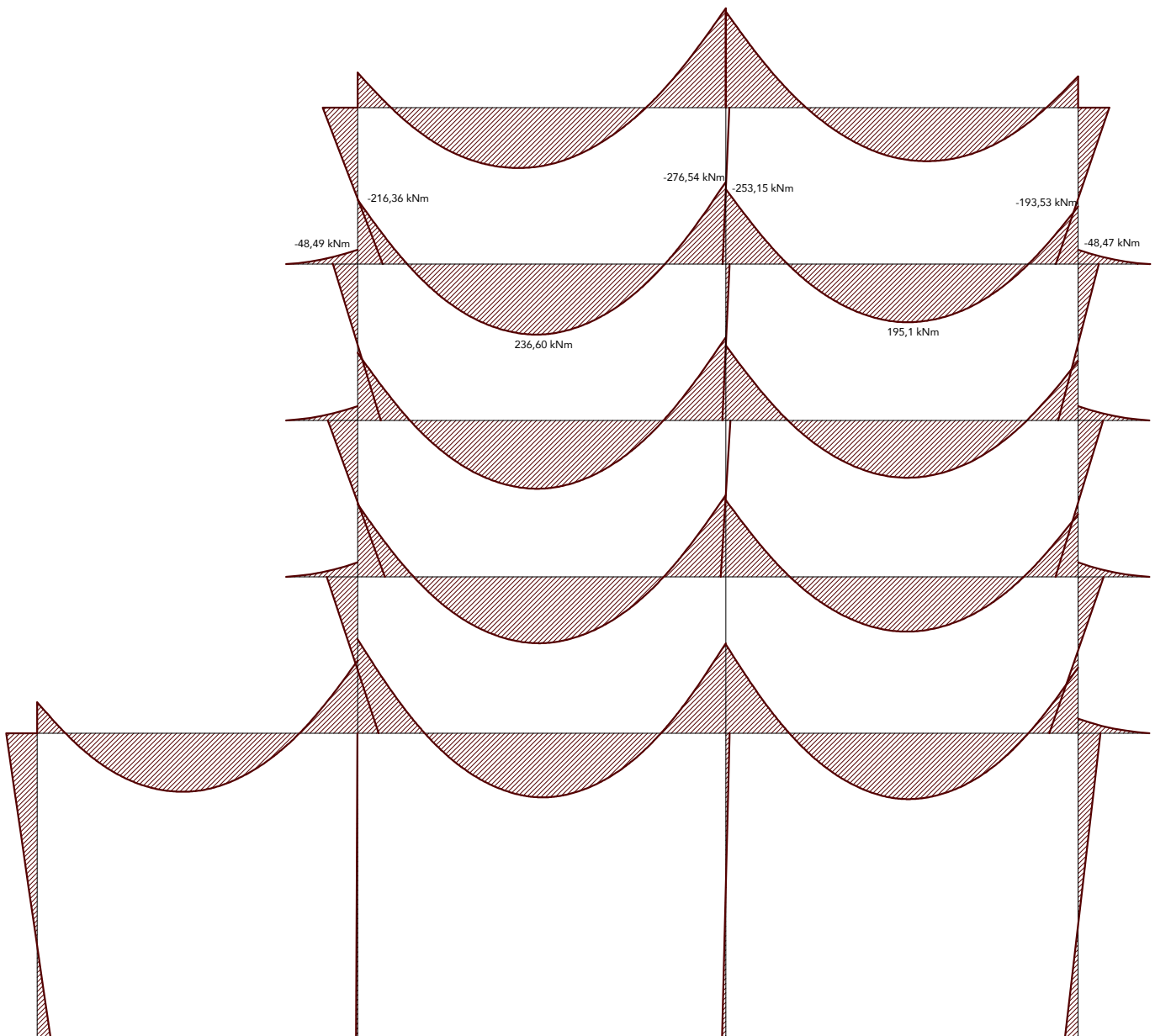
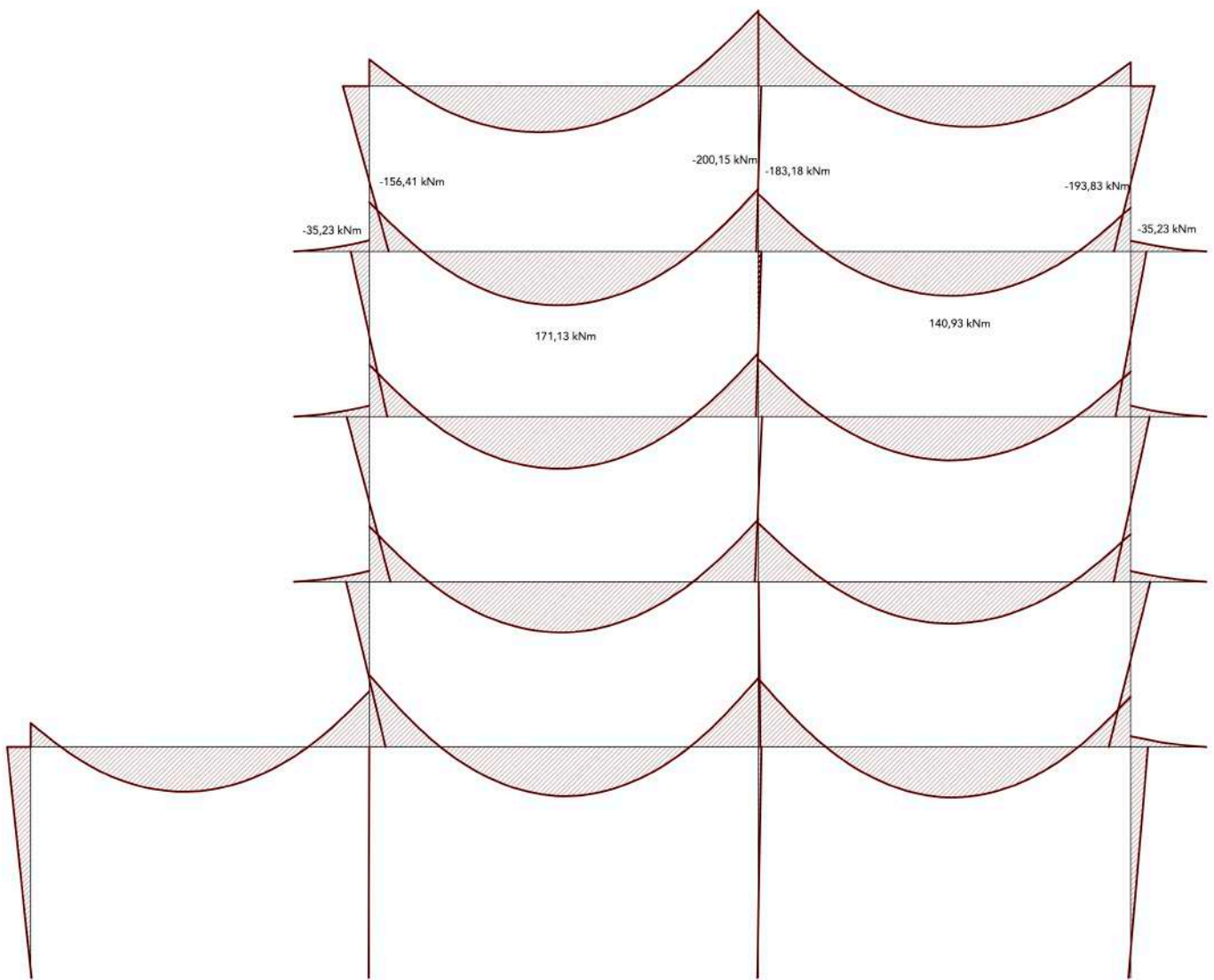


Diagrama de momentos mayorados del pórtico, bajo la combinada de cargas permanentes (G) más sobrecargas (Q) (ELS)



Cálculo del coeficiente global de mayoración de cargas.

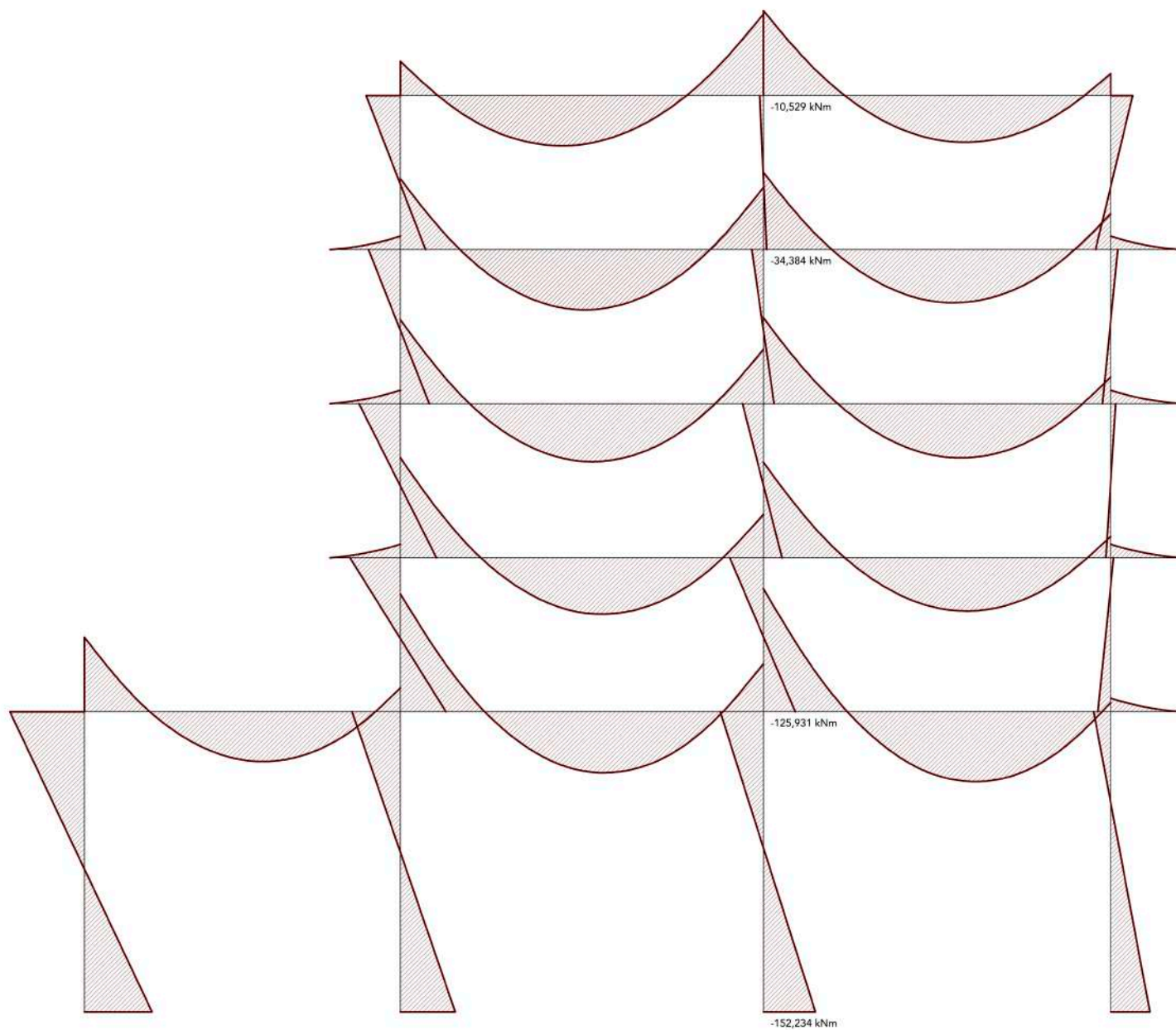
Teniendo en cuenta la tabla anterior siguiendo las hipótesis de ELS: CP (1), SC (1) y ELU: CP (1,35) y SC (1,5). Definimos el coeficiente de mayoración de cargas como el cociente entre el valor del momento calculado según la hipótesis ELU (cargas mayoradas) entre el valor del momento calculado según la hipótesis ELS (cargas en estado real)

$$\text{Coef} = \text{ELU/ELS} > 236,60 / 171,13 = 1,38 \rightarrow 1,4$$

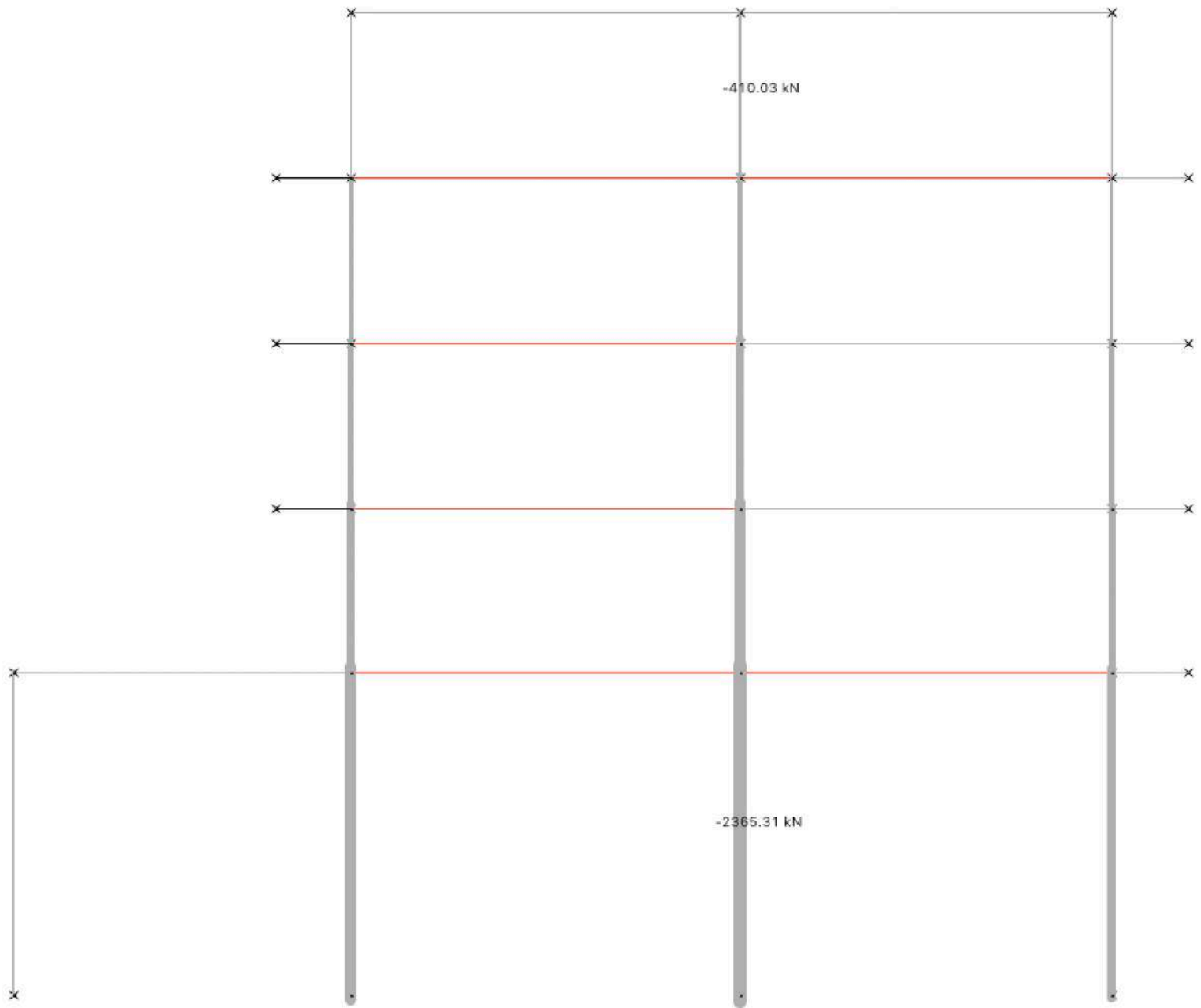
Por tanto, determinamos que las cargas se encuentran mayoradas 1,4 veces, a partir de los resultados en los diagramas de momentos mayorados.

17_WINEVA: Diagrama de momentos y axiales necesarios para el armado del pilar.

- DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL PÓRTICO (ELU3)

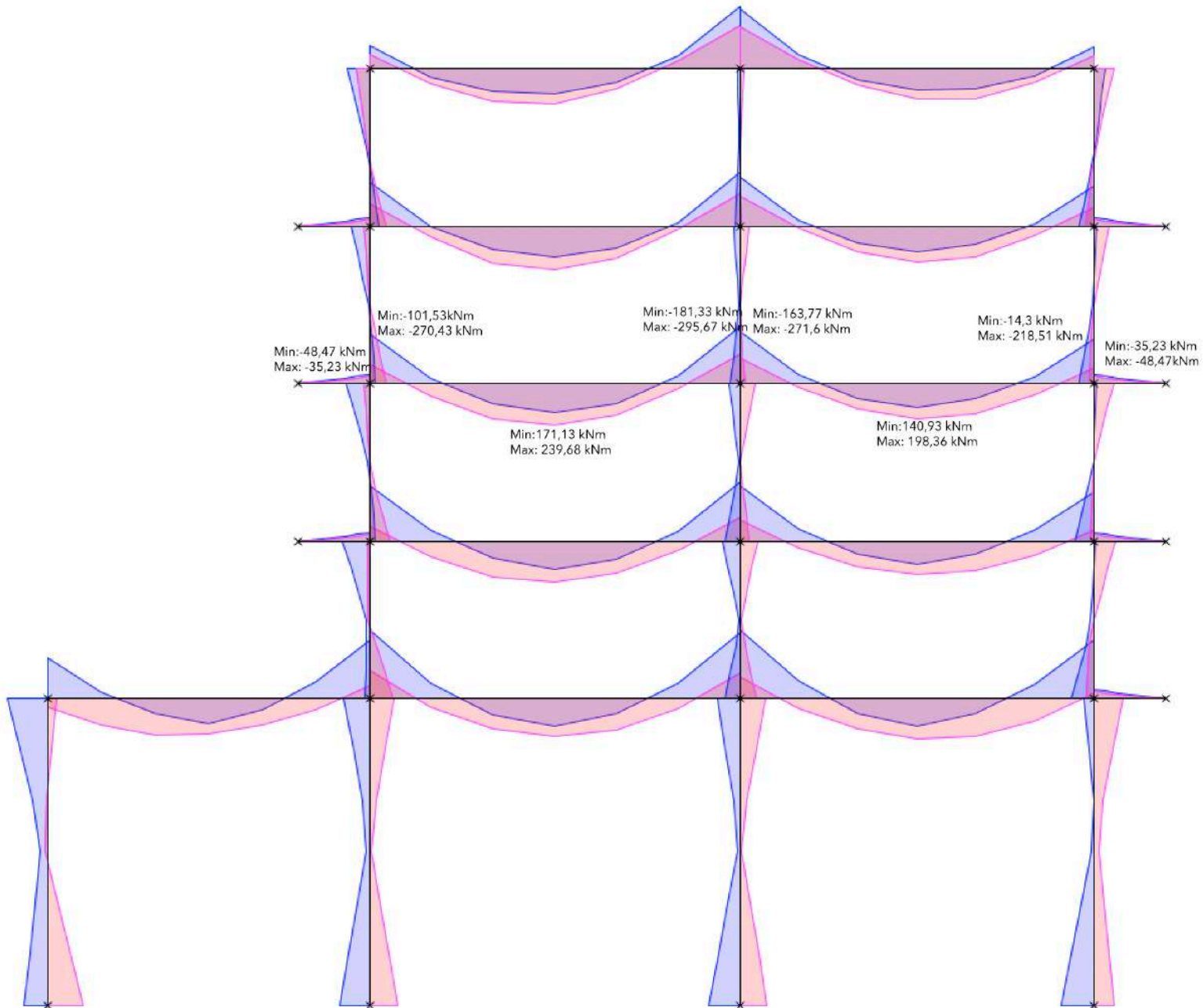


- DIAGRAMA DE AXIALES DEL PÓRTICO (ELU3)

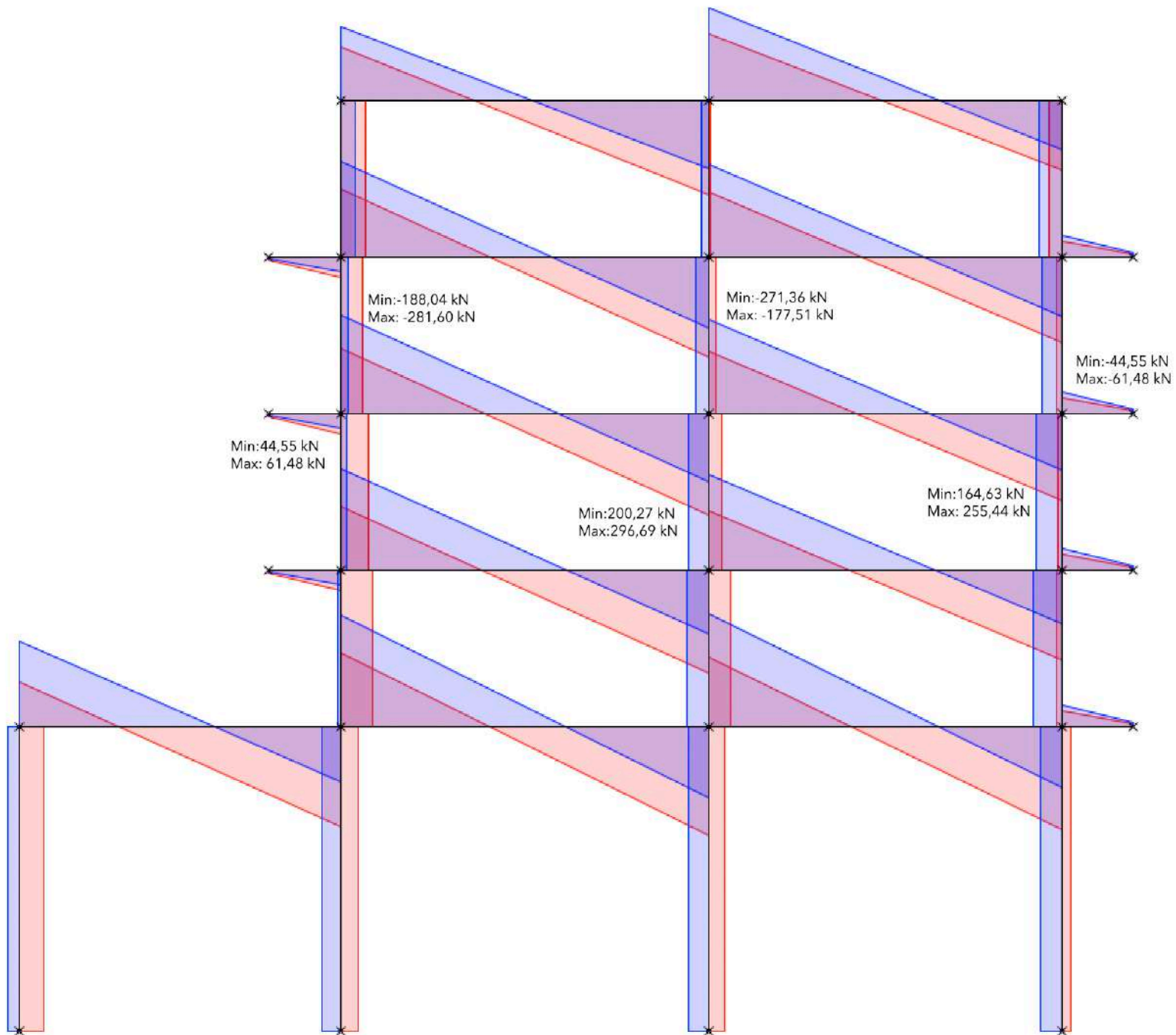


18_WINEVA: Diagrama de la envolvente de momentos y cortantes necesarios para el armado del pilar.

- ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES DEL PÓRTICO



- ENVOLVENTE DE CORTANTES DEL PÓRICO



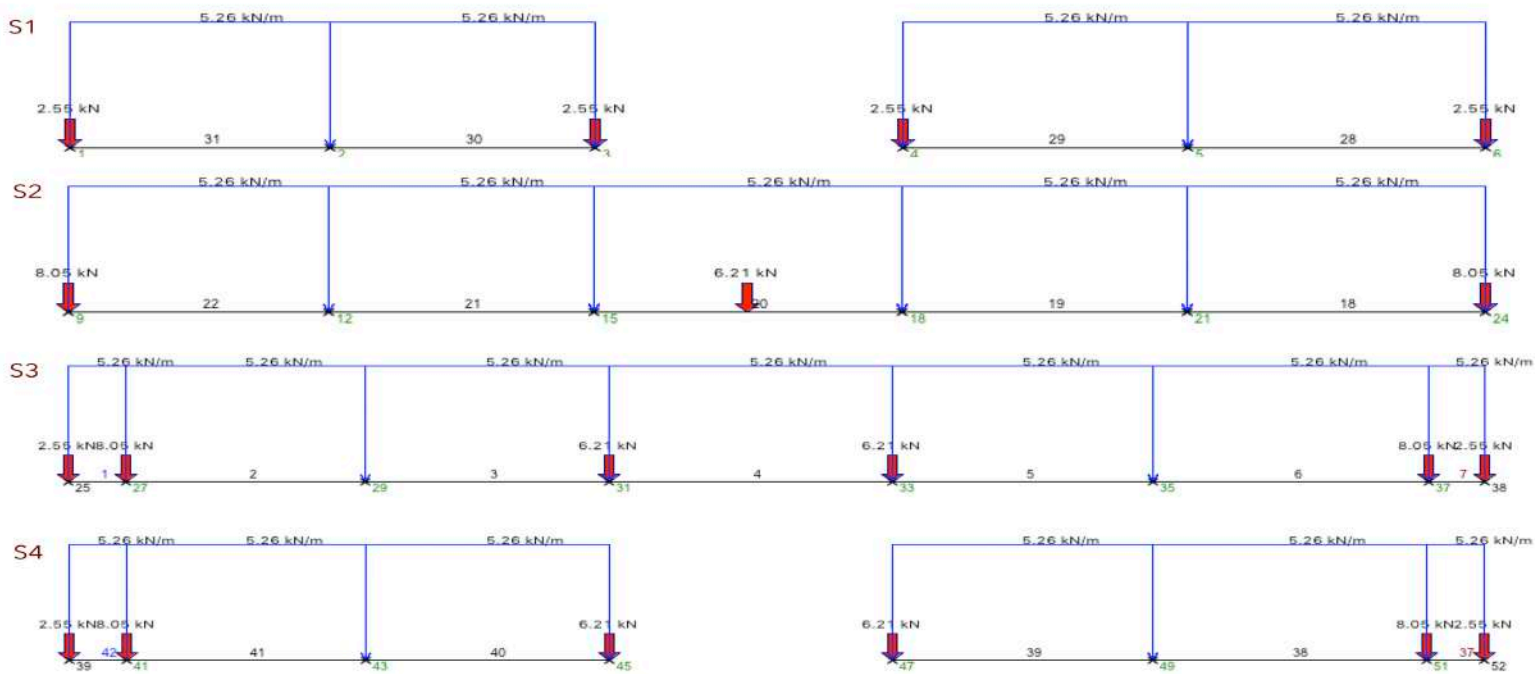
19_ WINEVA: Cargas y diagramas para el cálculo del forjado

- CÁLCULO DE ESFUERZOS POR WINEVA DE TODOS LOS TRAMOS DEL FORJADO DE PLANTA TERCERA (TECHO SEGUNDA)

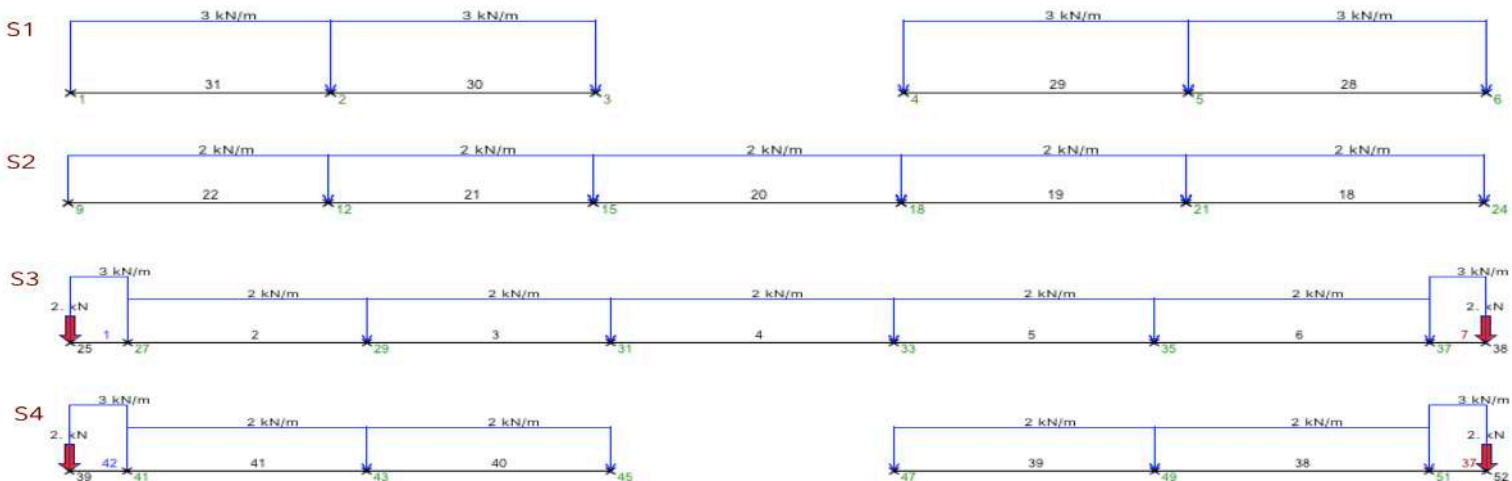
Ok	Cancel·lar		Afegir	Eliminar / Recuperar
Num	Nom	cp	cv	
1	ELU	1.35	1.5	
2	ELS	1	1	

- CARGAS Y SOBRECARGAS DEL TRAMO DE FORJADO

CP (cargas permanentes) → Acciones



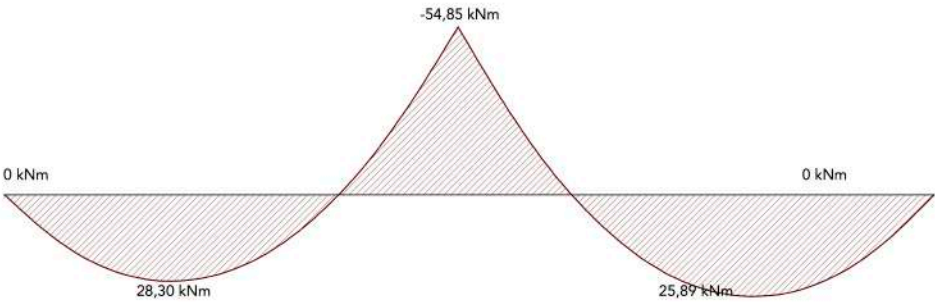
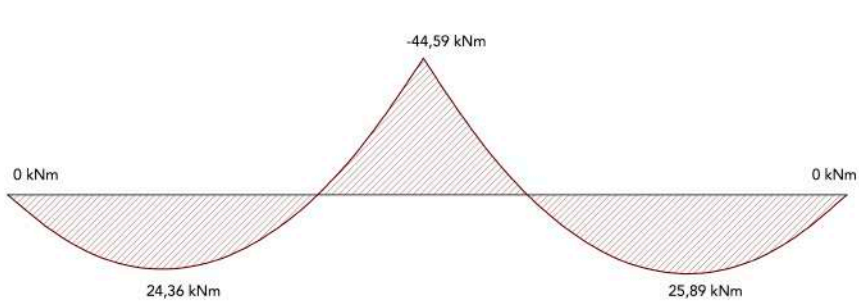
- SC (sobrecargas) → Acciones



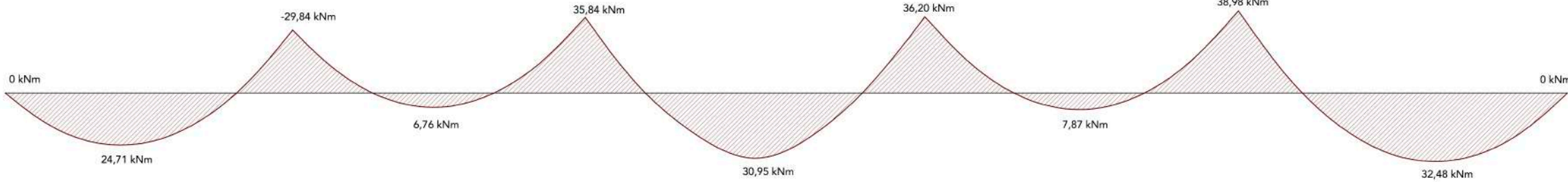
- DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES (ÚLTIMOS Y DE SERVICIO)

ELU

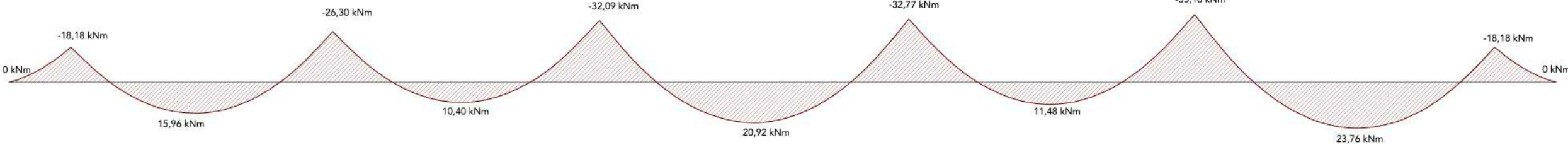
S1



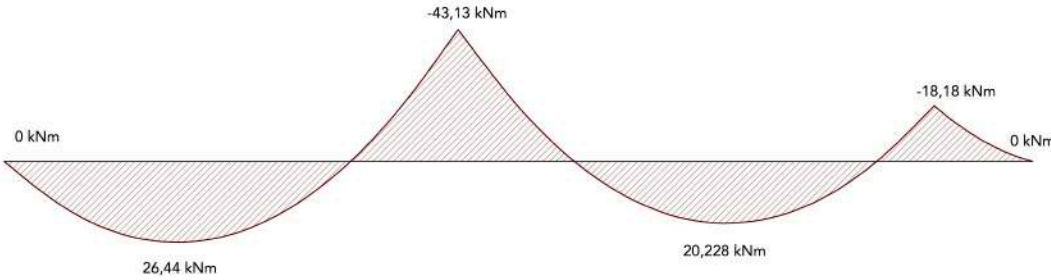
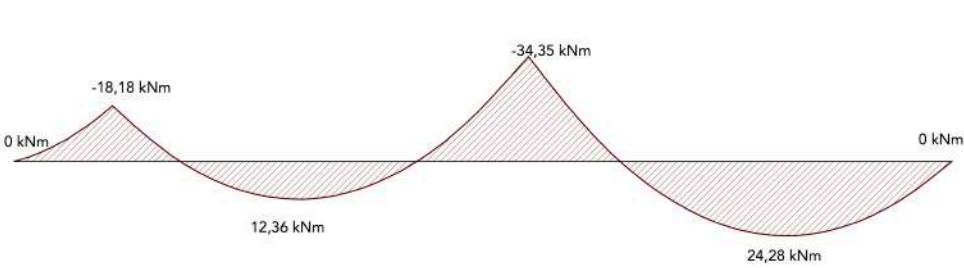
S2



S3

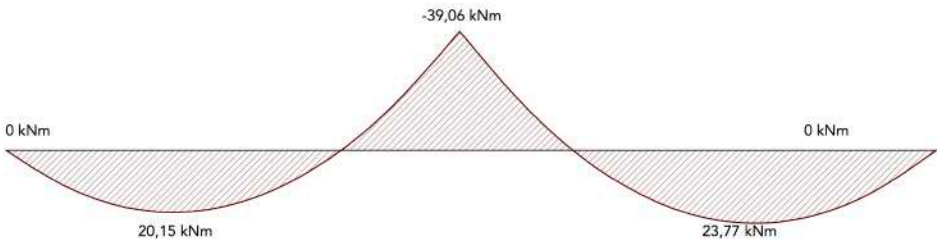
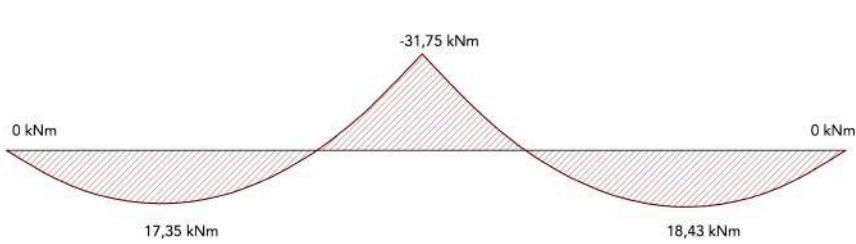


S4

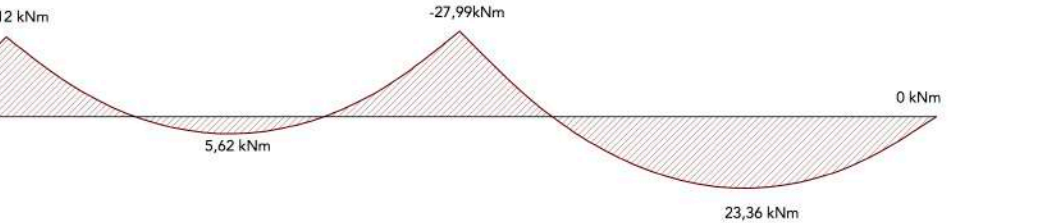
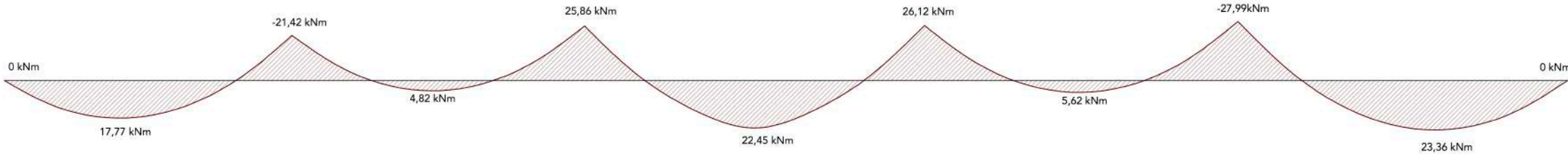


ELS

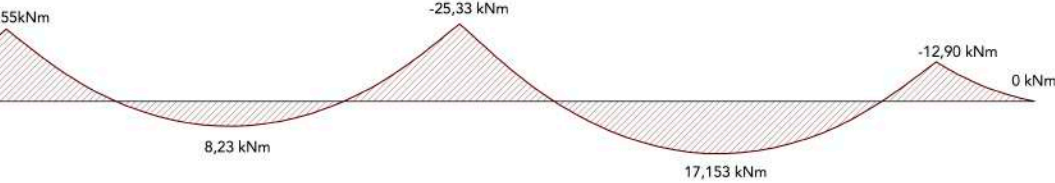
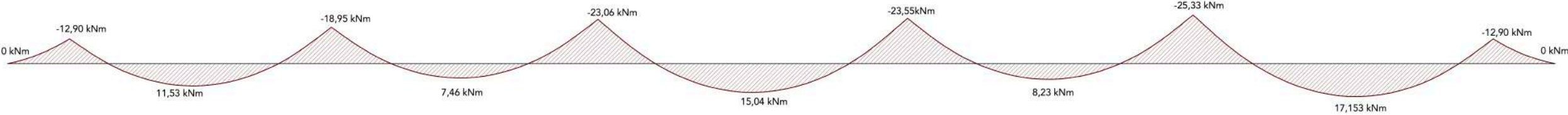
S1



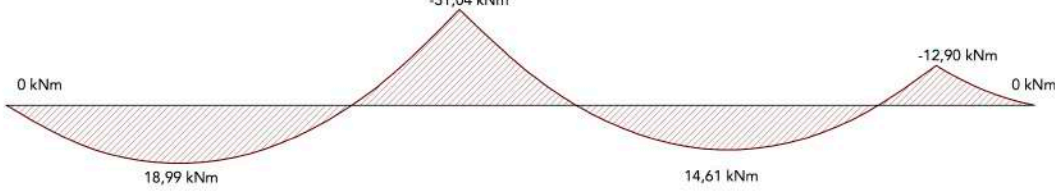
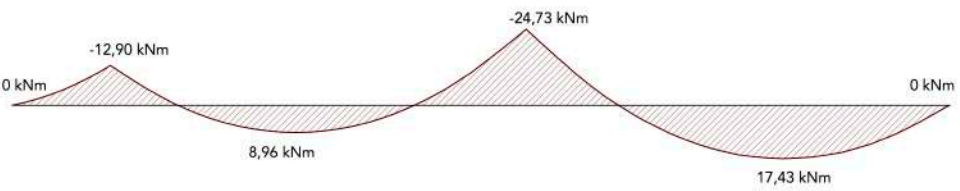
S2



S3

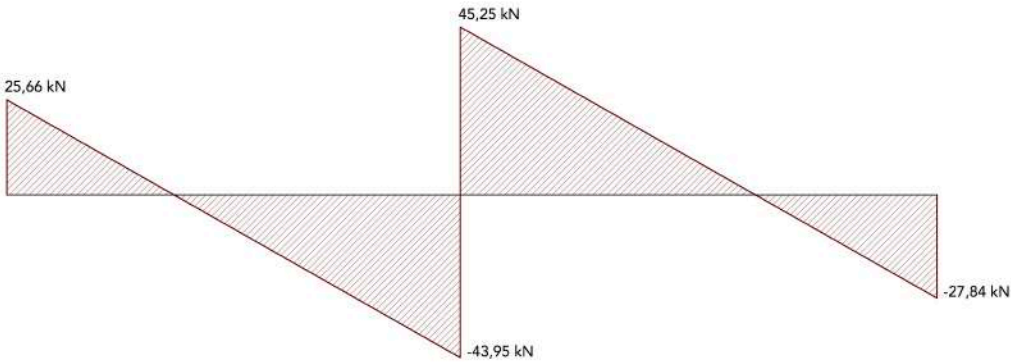
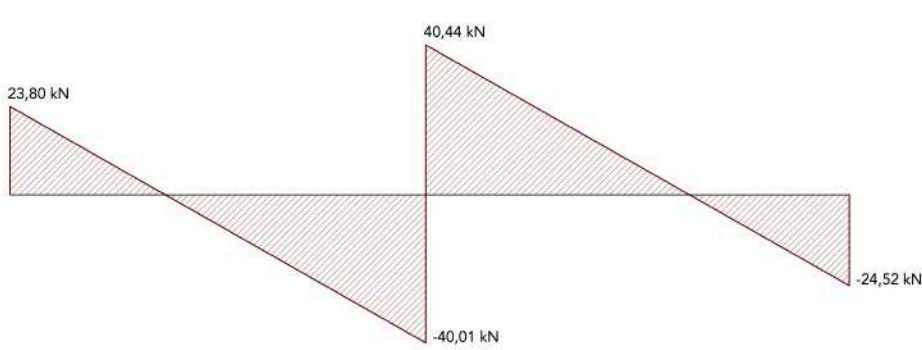


S4

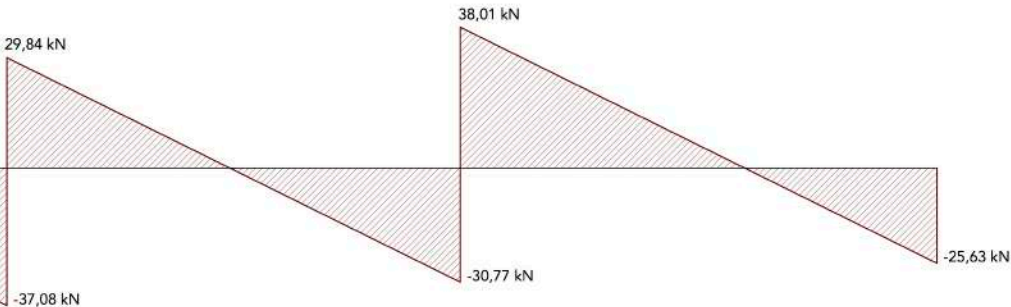
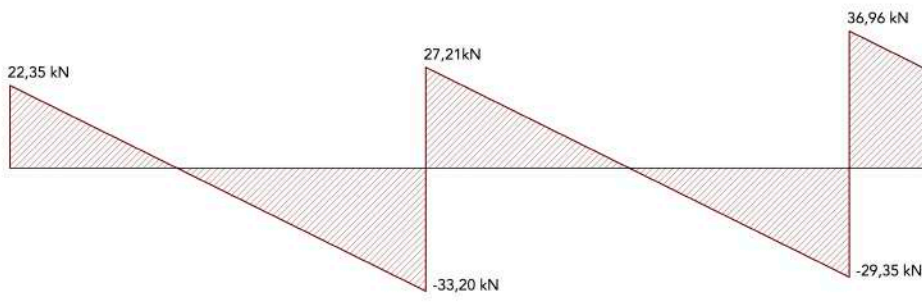


- DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES (ÚLTIMOS)

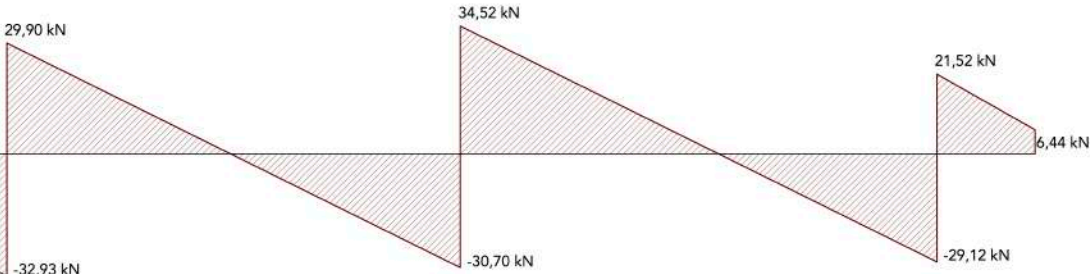
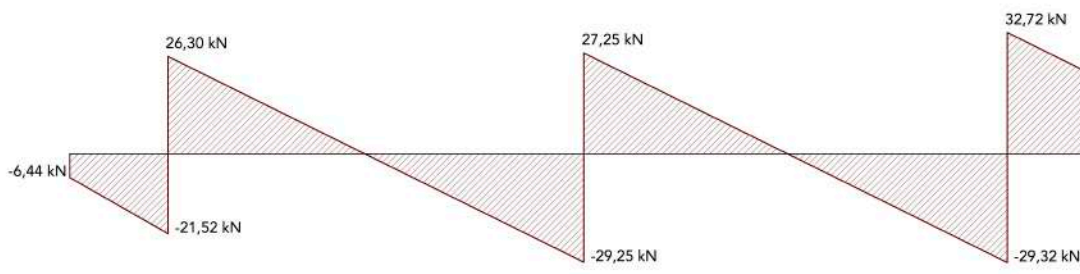
S1



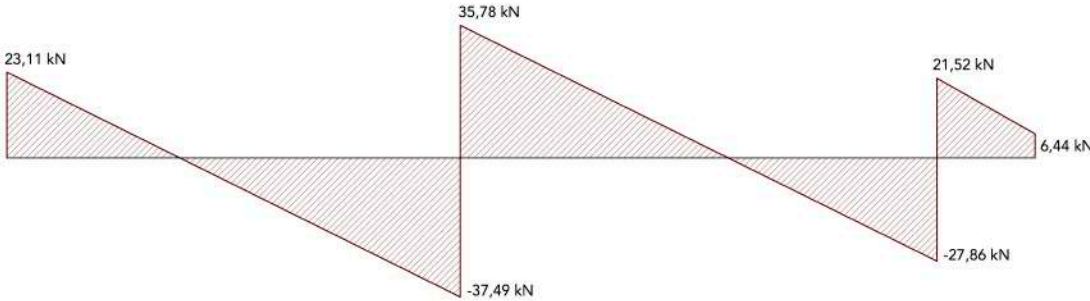
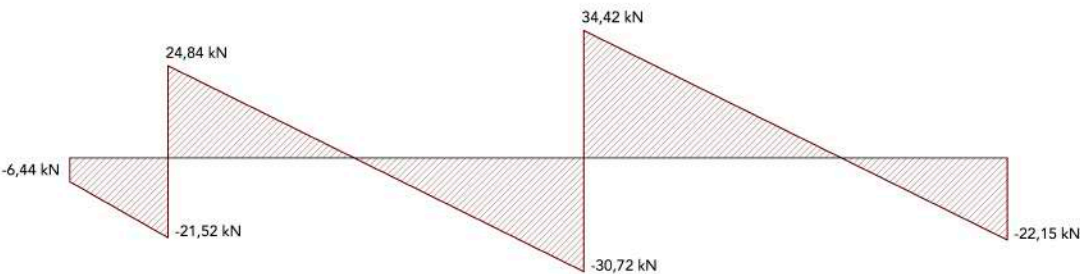
S2



S3



S4



20_WINEVA: Cálculo del tipo de vigueta y de la armadura superior

- CÁLCULO DEL TIPO DE VIGUETA EN EL MOMENTO POSITIVO DE TODO EL FORJADO DE PLANTA TERCERA

Para determinar el tipo de vigueta compararemos el tipo de vigueta elegida según los momentos mayores de ELU y ELS y el mayor cortante. A continuación, escogeremos el tipo de vigueta que corresponde a nuestro forjado de (24+5) más grande entre estos tres.

TIPO DE FORJADO	TIPO DE VIGUETA	FLEXION POSITIVA (1)						(Valores por metro de ancho de Forjado)							
		Módulo resistente W_{inf} (mm ³ /m)	β^{***}	Mu (mkN/m)	Rigidez (mm ² · N/m)		M límite servicio según clase de exposición I (m · kN/m) (2)				Sección Tipo			Sección Macizada	
					E · I _b	fisurada E · I _{fis}					Vu (KN/m)		Vras (KN/m)	Vu (KN/m)	
							M ₀	M _{fis}	M ₀ '	M _{0,2}	No Fis.	Fis.		Fisurada	
24+5/73	15.01	4056 E3	5.89	31.5	21364 E9	5331 E9	21.0	23.7	21.5	25.7	41.8	41.8	65.0	167.1	
	15.02	4074 E3	5.90	38.0	21276 E9	6096 E9	25.7	28.3	26.0	30.8	45.5	45.5	65.0	167.1	
	15.03	4092 E3	5.87	44.2	21276 E9	6782 E9	29.7	32.7	29.9	35.5	47.8	47.8	65.0	167.1	
	15.04	4105 E3	5.88	50.0	21295 E9	7389 E9	32.6	36.7	33.0	39.8	47.8	47.8	65.0	167.1	
	15.05	4123 E3	5.87	56.3	21325 E9	7977 E9	36.9	40.9	37.2	44.5	47.8	47.8	65.0	167.1	
	15.06	4137 E3	5.89	62.1	21364 E9	8487 E9	39.6	44.7	40.1	48.5	47.8	47.8	65.0	167.1	
	15.07	4155 E3	5.89	68.3	21423 E9	8987 E9	43.8	48.7	44.1	52.9	47.8	47.8	65.0	167.1	

SECCIÓN 1

- Momento positivo ELU: 28,30 kN·m → 31,5 kN·m → 15,01
- Momento positivo ELS: 23,77 kN·m → 31,5 kN·m → 15,01
- Cortante: 46,6 kN·m → 50,0 kN·m → 15,04

Tipo de vigueta elegida 15,04

SECCIÓN 2

- Momento positivo ELU: 36,6 kN·m → 38,0 kN·m → 15,02
- Momento positivo ELS: 26,0 kN·m → 31,5 kN·m → 15,01
- Cortante: 41,3 kN·m → 44,2 kN·m → 15,03

Tipo de vigueta elegida 15,03

SECCIÓN 3

- Momento positivo ELU: 23,76 kN·m → 31,5 kN·m → 15,01
- Momento positivo ELS: 17,15 kN·m → 31,5 kN·m → 15,01
- Cortante: 30,70 kN·m → 31,5 kN·m → 15,01

Tipo de vigueta elegida 15,01

SECCIÓN 4

- Momento positivo ELU: 26,44 kN·m → 31,5 kN·m → 15,01
- Momento positivo ELS: 18,99 kN·m → 31,5 kN·m → 15,01
- Cortante: 37,49 kN·m → 38,0 kN·m → 15,02

Tipo de vigueta elegida 15,02

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

- CÁLCULO DE ARMADURA DE REFUERZO A NEGATIVO DE TODO EL FORJADO DE PLANTA TERCERA

Para obtener la armadura de refuerzo a negativo necesaria para nuestro forjado de (24+5) tendremos en cuenta los momentos negativos del forjado.

TIPO DE FORJADO	FLEXION NEGATIVA (1)					(Valores por metro de ancho de Forjado)							
	Negativos por vigueta	A _{su} (mm ² /m)	M _u (mkN/m)		M _{fis} (mkN/m)	Rigidez (mm ² · N/m)		M límite servicio según clase de exposición (m · kN/m)		Rasante (kN/m)	V _u (kN/m)		
			Sección Tipo	Sección Macizada		bruta E · I _b	fisurada E · I _{fis}	I	II		Sección Tipo	Sección Macizada	
24+5/73	1Ø10	107.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1Ø12	154.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2Ø10	215.2	23.5	24.0	20.6	24970-E9	2274-E9	21.3	16.0	65.0	46.8	163.8	
	1Ø16	275.5	29.7	30.7	20.7	25029-E9	2793-E9	27.0	20.2	65.0	46.8	163.8	
	1Ø16+1Ø10	383.0	40.6	42.4	20.8	25117-E9	3655-E9	37.0	27.7	65.0	46.8	163.8	
	1Ø20	430.4	45.2	47.6	20.9	25157-E9	4008-E9	41.3	31.0	65.0	46.8	163.8	
	2Ø16	550.8	56.6	60.5	21.1	25255-E9	4861-E9	52.3	39.2	65.0	46.8	163.8	
	1Ø20+1Ø16	705.8	69.9	76.9	21.3	25382-E9	5860-E9	66.1	49.6	65.0	47.2	163.8	
	2Ø20	860.7	82.1	93.1	21.5	25509-E9	6772-E9	79.7	59.7	65.0	50.4	163.8	

SECCIÓN 1

- Momento negativo: 54,85 kN·m → 56,6 kN·m → 2Ø16

SECCIÓN 2

- Momento negativo: 38,98 kN·m → 40,6 kN·m → 1Ø16+1 Ø10

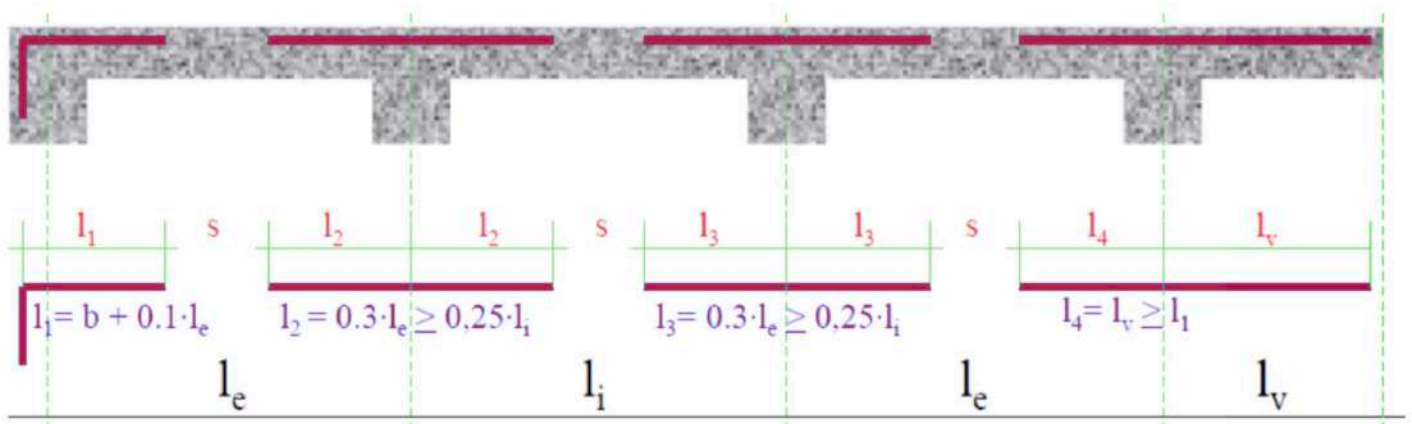
SECCIÓN 3

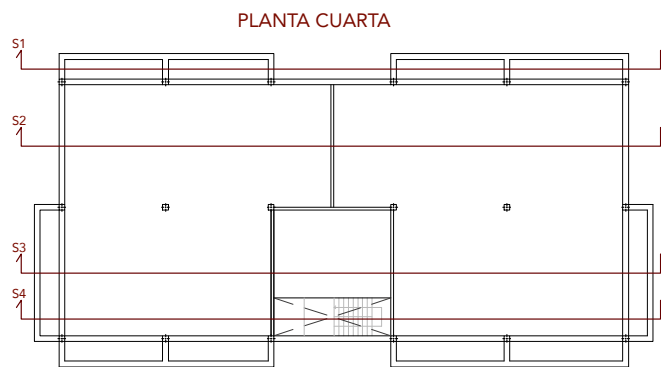
- Momento negativo: 35,18 kN·m → 40,6 kN·m → 1Ø16+1 Ø10

SECCIÓN 4

- Momento negativo: 43,13 kN·m → 45,2 kN·m → 1Ø20

A partir del siguiente esquema calcularemos las longitudes teniendo en cuenta que la base es de 40cm.





SECCIÓN 1

$$L1 = b + 0,1 \cdot Le1 = 0,4 + 0,1 \cdot 5,5 = 0,95m$$

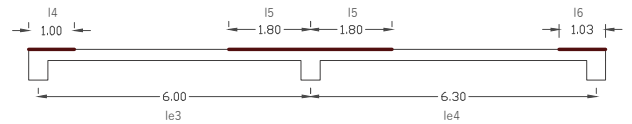
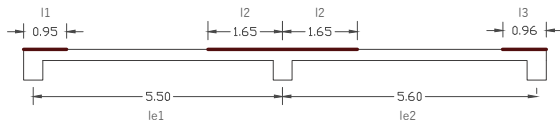
$$L2 = 0,3 \cdot Le1 \geq 0,25 \cdot Le2 = 0,3 \cdot 5,5 \geq 0,25 \cdot 5,6 = 1,65 > 1,4 = 1,65m$$

$$L3 = b + 0,1 \cdot Le2 = 0,4 + 0,1 \cdot 5,6 = 0,96m$$

$$L4 = b + 0,1 \cdot Le3 = 0,4 + 0,1 \cdot 6 = 1,00m$$

$$L5 = 0,3 \cdot Le3 \geq 0,25 \cdot Le4 = 0,3 \cdot 6 \geq 0,25 \cdot 6,3 = 1,80 > 1,4 = 1,80m$$

$$L6 = b + 0,1 \cdot Le4 = 0,4 + 0,1 \cdot 6,3 = 1,03m$$



SECCIÓN 2

$$L1 = b + 0,1 \cdot Le1 = 0,4 + 0,1 \cdot 5,5 = 0,95m$$

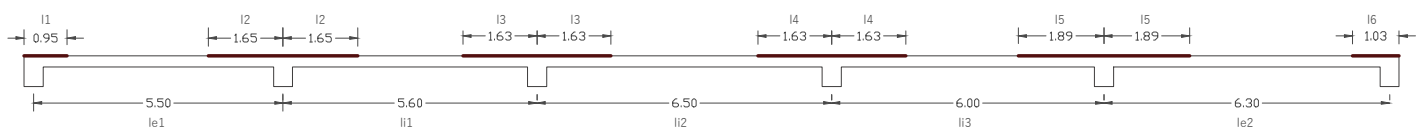
$$L2 = 0,3 \cdot Le1 \geq 0,25 \cdot Li1 = 0,3 \cdot 5,5 \geq 0,25 \cdot 5,6 = 1,65 > 1,4 = 1,65m$$

$$L3 = 0,25 \cdot Li1 \geq 0,25 \cdot Li2 = 0,25 \cdot 5,6 \geq 0,25 \cdot 6,5 = 0,65 < 1,63 = 1,63m$$

$$L4 = 0,25 \cdot Li2 \geq 0,25 \cdot Li3 = 0,25 \cdot 6,5 \geq 0,25 \cdot 6 = 1,63 > 1,5 = 1,63m$$

$$L5 = 0,3 \cdot Le2 \geq 0,25 \cdot Li3 = 0,3 \cdot 6,3 \geq 0,25 \cdot 6 = 1,89 > 1,5 = 1,89m$$

$$L6 = b + 0,1 \cdot Le2 = 0,4 + 0,1 \cdot 6,3 = 1,03m$$



SECCIÓN 3

$$Lv1 = L1 = 1,3m$$

$$L2 = b + 0,1 \cdot Le1 = 0,4 + 0,1 \cdot 5,5 = 0,95m$$

$$L3 = 0,3 \cdot Le1 \geq 0,25 \cdot Li1 = 0,3 \cdot 5,5 \geq 0,25 \cdot 5,6 = 1,65 > 1,4 = 1,65m$$

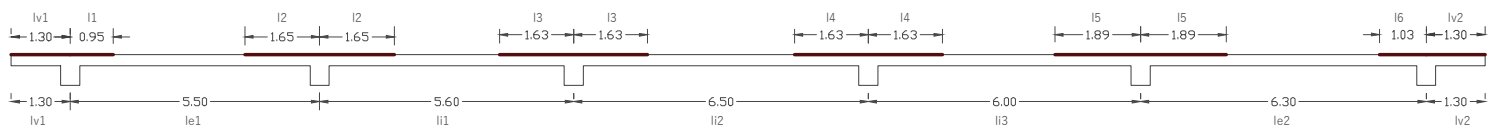
$$L4 = 0,25 \cdot Li1 \geq 0,25 \cdot Li2 = 0,25 \cdot 5,6 \geq 0,25 \cdot 6,5 = 0,65 < 1,63 = 1,63m$$

$$L5 = 0,25 \cdot Li2 \geq 0,25 \cdot Li3 = 0,25 \cdot 6,5 \geq 0,25 \cdot 6 = 1,63 > 1,5 = 1,63m$$

$$L6 = 0,3 \cdot Le2 \geq 0,25 \cdot Li3 = 0,3 \cdot 6,3 \geq 0,25 \cdot 6 = 1,89 > 1,5 = 1,89m$$

$$L7 = b + 0,1 \cdot Le2 = 0,4 + 0,1 \cdot 6,3 = 1,03m$$

$$Lv2 = L2 = 1,3m$$



SECCIÓN 4

$$Lv1 = L1 = 1,3m$$

$$L2 = b + 0,1 \cdot Le1 = 0,4 + 0,1 \cdot 5,5 = 0,95m$$

$$L3 = 0,3 \cdot Le1 \geq 0,25 \cdot Li1 = 0,3 \cdot 5,5 \geq 0,25 \cdot 5,6 = 1,65 > 1,4 = 1,65m$$

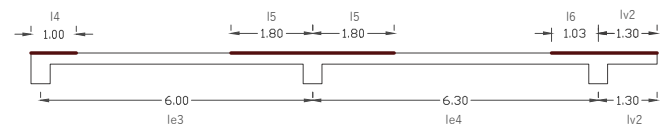
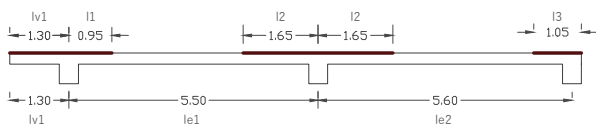
$$L4 = b + 0,1 \cdot Le2 = 0,4 + 0,1 \cdot 6,5 = 1,05m$$

$$L5 = b + 0,1 \cdot Le3 = 0,4 + 0,1 \cdot 6 = 1m$$

$$L6 = 0,3 \cdot Le3 \geq 0,25 \cdot Li2 = 0,3 \cdot 6 \geq 0,25 \cdot 6,3 = 1,8 > 1,58 = 1,8m$$

$$L7 = b + 0,1 \cdot Le4 = 0,4 + 0,1 \cdot 6,3 = 1,03m$$

$$Lv2 = L2 = 1,3$$



- DEFINICIÓN DE ARMADURA DE REPARTO DEL FORJADO DE PLANTA CUARTA CON DETALLE DE CÁLCULO

Gracias a la tabla 42.3.5 obtenemos los datos necesarios tomando como referencia sobre el tipo de elemento estructural los forjados unidireccionales para el cálculo de la red de repartimiento

Parámetros:

- h_o = espesor de la capa de compresión en cm $F_yk = 500 \text{ N/mm}^2$

-Acero empleado: B-500-S

-Armadura de repartimiento perpendicular a los nervios :1,1

-Armadura de repartimiento paralela a los nervios: 0,6

Tipo de elemento estructural		Acero con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Acero con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios	0,7	0,6
Vigas		3,3	2,8
Muros	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

-Perpendicular a los nervios:

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad h_o = \text{capa de compresión, 5 cm en nuestro caso}$$

$$A_s = \frac{1,1 \cdot h_o \cdot 100}{1000} \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{1,1 \cdot 5 \cdot 100}{1000} \text{ cm}^2/\text{m} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como la armadura tiene que ser de un diámetro $\varnothing = 5 \text{ mm}$, calcularemos el área de un redondo de 5mm:

$$A_s \varnothing 5\text{mm} = 19,63 \text{ mm}^2 = 0,19 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{0,55}{0,19} = 2,89 \text{ redondos por metro.}$$

$$\text{Entonces redondeamos a 3 redondos por metro: } \frac{100\text{cm}}{3} = 33,3\text{cm} \rightarrow \text{Redondeamos a 30 cm}$$

Por lo tanto, podemos decir que tenemos 3 redondos de diámetro $\varnothing = 5 \text{ mm}$ cada 30 cm de forjado.

-Paralelo a los nervios:

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad h_o = \text{capa de compresión, 5 cm en nuestro caso}$$

$$A_s = \frac{0,6 \cdot h_o \cdot 100}{1000} \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{0,6 \cdot 5 \cdot 100}{1000} \text{ cm}^2/\text{m} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como la armadura tiene que ser de un diámetro $\varnothing = 5 \text{ mm}$, calcularemos el área de un redondo de 5mm:

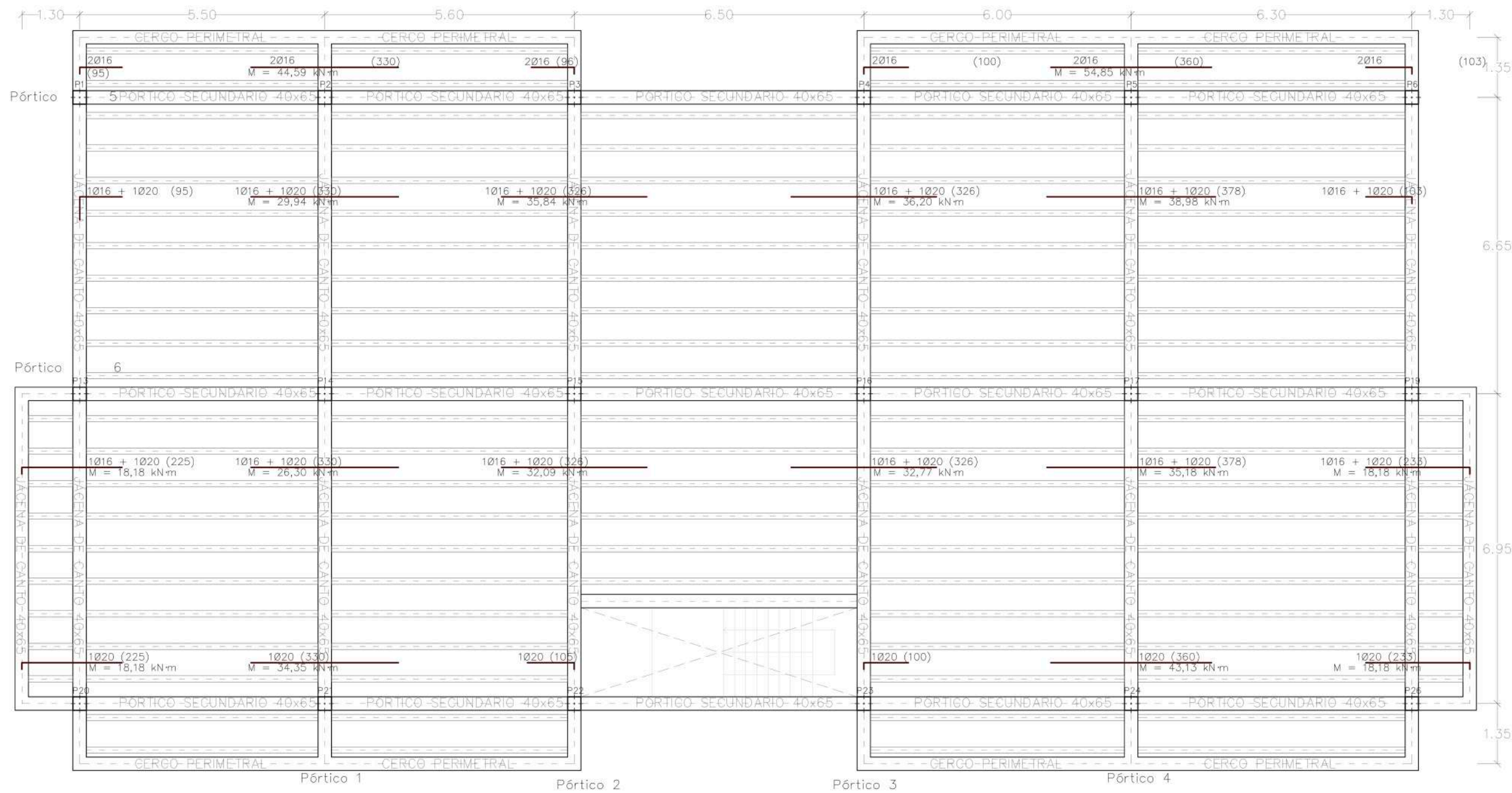
$$A_s \varnothing 5\text{mm} = 19,63 \text{ mm}^2 = 0,19 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{0,30}{0,19} = 1,58 \text{ redondos por metro.}$$

$$\text{Entonces redondeamos a 2 redondos por metro: } \frac{100\text{cm}}{2} = 50 \text{ cm}$$

Dispondríamos pues de 2 redondos de diámetro $\varnothing = 5\text{mm}$ cada 50 cm en 1m de forjado, pero la separación máxima entre redondos en la armadura de repartimiento en dirección paralela es de 35 cm. Al encontramos por encima de esta distancia, la reducimos a la obligatoria, quedando un redondo de diámetro $\varnothing = 5\text{mm}$ cada 35 cm de forjado. A pesar de que la proporción resultante de la armadura es casi cuadrada (30x35cm), ya que la óptima sería rectangular, con los redondos más cercanos en la dirección perpendicular a los nervios. La dirección perpendicular a los nervios es la encargada de absorber los momentos en la dirección del pórtico principal, que son los mayores, y por lo tanto es necesaria una mayor área de acero.

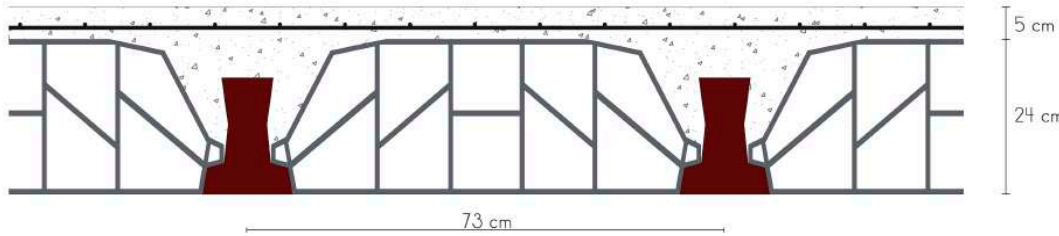
21_PLANTA CONSTRUCTIVA

- PLANTA ACOTADA DE LOS REFUERZOS DE NEGATIVO DE FORJADO UNIDIRECCIONAL DE LA PLANTA TERCERA (TECHO PLANTA SEGUNDA) CON DISPOSICIÓN DE VIGUETAS Y SU TIPO SEGÚN FICHAS DE CARACTERÍSTICAS, ARMADOS CON LONGITUDES Y CORTANTES E:1/100.



MATERIALES	
Tipología de hormigón	HA - 25
Tipología del acero	B - 500S
Resistencia del hormigón (fck)	25 N/mm²
Resistencia del acero (fyk)	500 N/mm²
Coefficiente mayoración de cargas permanentes	1,35
Coefficiente mayoración de cargas variables	1,50
Coefficiente de minoración resistencia de hormigón	1,50
Coefficiente de minoración resistencia de acero	1,15
Control	Normal

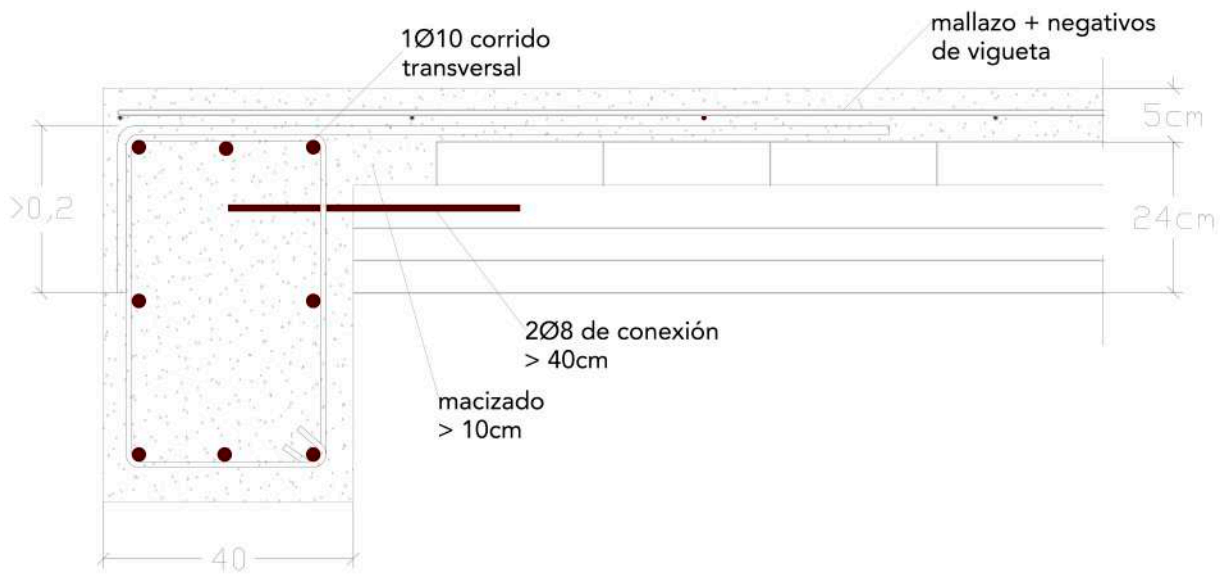
FORJADO PLANTA TERCERA	CARGAS
Forjado (24+5) intervigado de 73cm	3,21 N/m²
Pavimento + revoco	1 N/m²
Pared	6,21 N/mm²
Tabiquería	1 N/mm²
Sobrecarga de uso	2 N/mm²
Total cargas permanentes	5,26 N/mm²
Total cargas variables	2 N/mm²
TOTAL	7,26 N/mm²



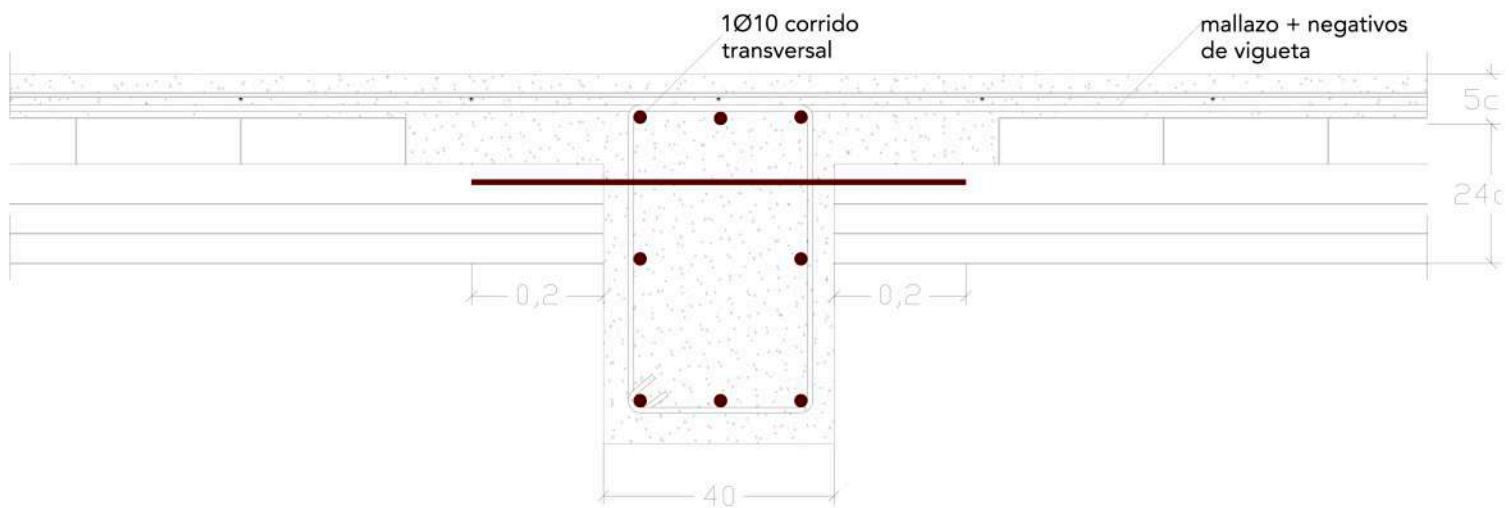
CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

- DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LAS ENTREGAS DE JÁCENA CON FORJADO DEL PROYECTO

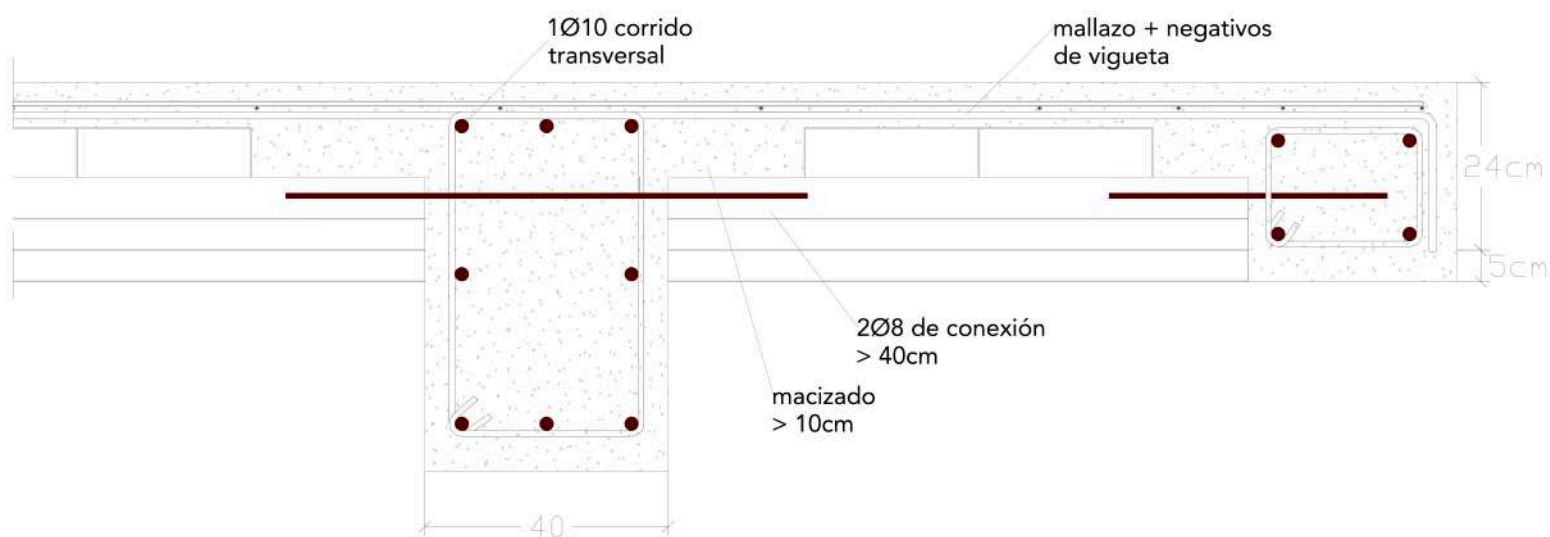
Entrega del hueco de las escaleras



Entrega interior

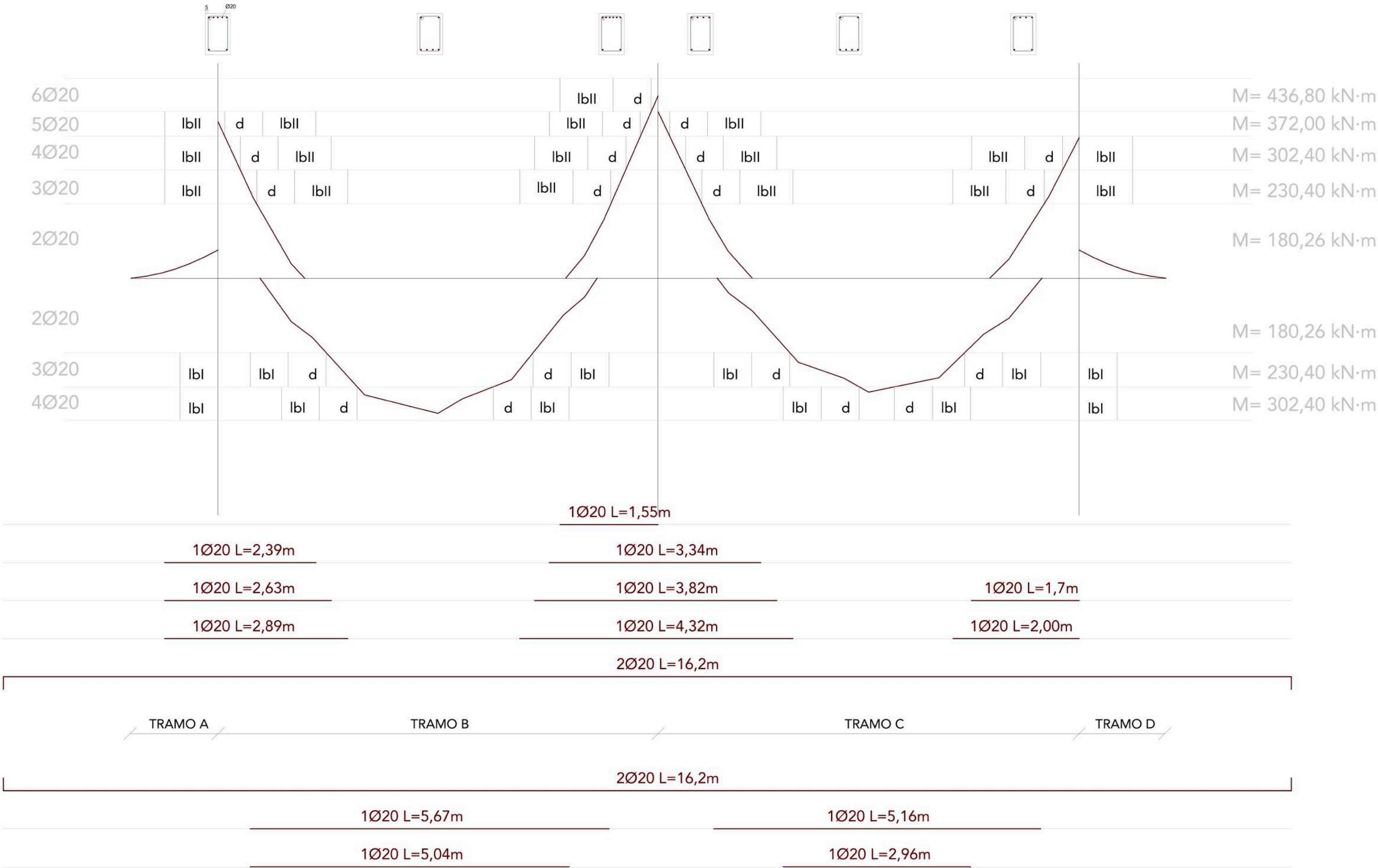


Entrega al voladizo



22 y 23_ARMADO Y DESPIECE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL DE LAS JÁCENAS

- DESPIECE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL DE LA MISMA JÁCENA EN PLANTA Y ALZADO, EN CONSONANCIA CON LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES, INCLUIDAS SECCIONES ESQUEMÁTICAS DE LOS TRAMOS DIFERENTES



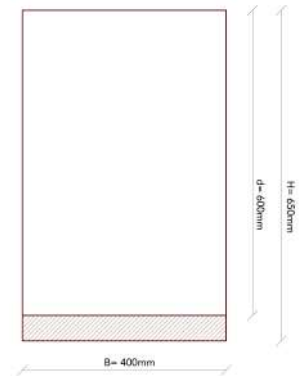
22 y 23_ARMADO Y DESPIECE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL DE LAS JÁCENAS

JÁCENA DE PLANTA TERCERA

Valores obtenidos de las tablas del libro "Estructuras de formigó armat. Predimensionam ent i càlcul de seccions. Mètodes segons EHE-08"

Resistència característica del formigó (N/mm ²)	m	
	B 400 S	B 500 S
20	14	19
25	12	15
30	10	13
35	9	12
40	8	11
45	7	10
50	7	10

φ	B 400 S				B 500 S			
	H-25		H-30		H-25		H-30	
	<i>l_{bl}</i>	<i>l_{bll}</i>	<i>l_{bl}</i>	<i>l_{bll}</i>	<i>l_{bl}</i>	<i>l_{bll}</i>	<i>l_{bl}</i>	<i>l_{bll}</i>
6	15	18	15	18	15	22	15	22
8	16	23	16	23	20	29	20	29
10	20	29	20	29	25	36	25	36
12	24	35	24	35	30	43	30	43
14	28	40	28	40	35	50	35	50
16	32	46	32	46	40	58	40	58
20	48	68	40	58	60	84	52	73
25	75	105	63	89	94	132	83	114



- Longitud obligatoria igual al canto útil: $d = 600\text{mm} = 60\text{cm}$

- Longitud de anclaje de la armadura inferior (positivo)

$$L_{bl} = m \cdot \phi^2 \cdot 15 \cdot 2^2 = 60\text{cm} > \text{PATILLA}$$

$$\rightarrow \frac{650}{20} \cdot \phi = 65\text{cm}$$

$$15\text{cm}$$

$$10 \cdot \phi = 20\text{cm}$$

- Longitud de anclaje de la armadura superior (negativo)

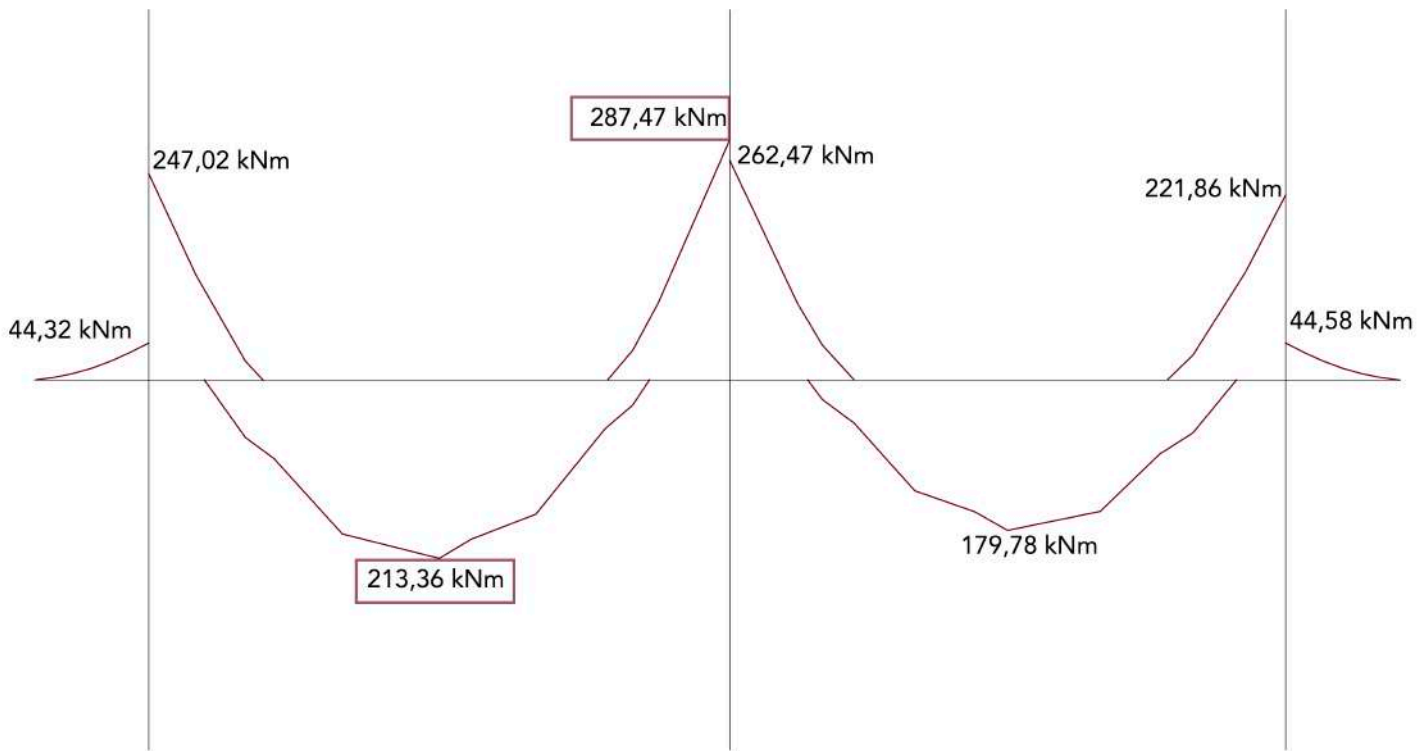
$$L_{bll} = 1,4 \cdot m \cdot \phi^2 = 1,4 \cdot 15 \cdot 2^2 = 84\text{cm} > \text{PATILLA}$$

$$\rightarrow \frac{650}{14} \cdot \phi = 93\text{cm}$$

$$15\text{cm}$$

$$10 \cdot \phi = 20\text{cm}$$

- CÁLCULO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL DE LAS JÁCENAS DE LA PLANTA TERCERA (TECHO DE LA PLANTA SEGUNDA) SEGÚN LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES PLASTIFICADOS, MEDIANTE EL ÁBACO DE FLEXIÓN SIMPLE



Esquema de momentos flectores positivos y negativos máximos sobre jácenas del portico.

- Momento máximo positivo = 213,36 kN·m
- Momento máximo negativo = 287,47 kN·m

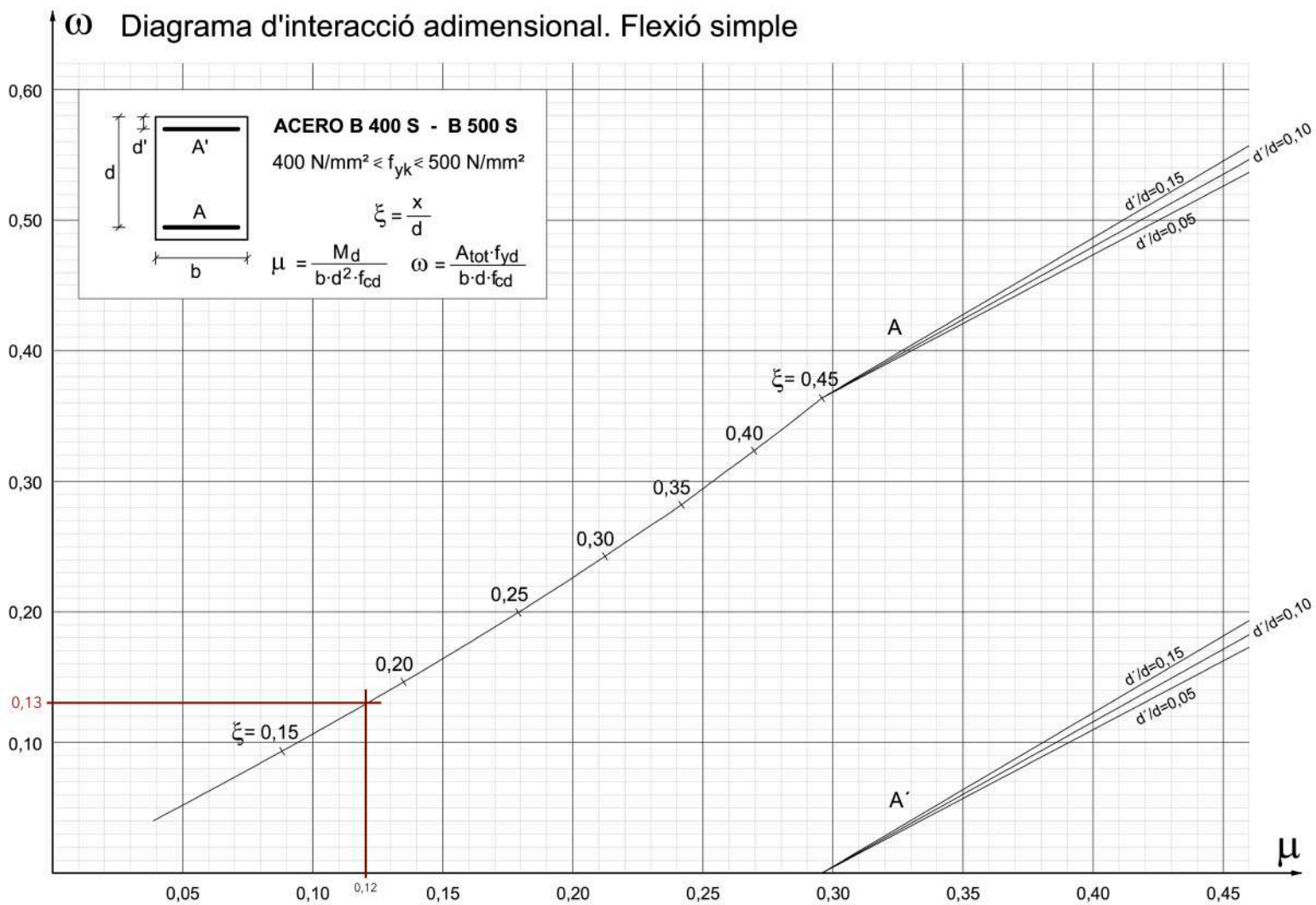
Calculamos el momento reducido según la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{287,47 \cdot 10^6}{400 \cdot 600^2 \cdot 16,6} = 0,12$$

Teniendo en cuenta que la resistencia del hormigón HA-25 es:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 16,6 \text{ N/mm}^2$$

Introducimos el momento reducido en el diagrama de interacción adimensional a flexión simple y sacamos que para $\mu = 0,12$, cuyo valor corresponde a $\omega = 0,13$.



A continuació calculamos el área total a partir de la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{w \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,13 \cdot 16,66 \cdot 400 \cdot 600}{434,7} = 1950 \text{ mm}^2 = 19,5 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta que la resistencia del acero B500S es:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 434,7 \text{ N/mm}^2$$

Introducimos el valor en la tabla de secciones y capacidades mecánicas, elegimos 7 barras de 20mm de diámetro, ya que $A_s = 19,5 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, sabemos que en el punto más desfavorable tendremos 7 barras de diámetro 20mm.

SECCIONS EN cm^2 I MASSES EN kg/m

Diàmetre ϕ (mm)	Massa (kg/m)	NOMBRE DE BARRAS								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,222	0,283	0,565	0,848	1,131	1,414	1,696	1,979	2,262	2,545
8	0,395	0,503	1,005	1,508	2,011	2,513	3,016	3,519	4,021	4,524
10	0,617	0,785	1,571	2,356	3,142	3,927	4,712	5,498	6,283	7,069
12	0,888	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179
14	1,208	1,539	3,079	4,618	6,158	7,697	9,236	10,776	12,315	13,854
16	1,578	2,011	4,021	6,032	8,042	10,053	12,064	14,074	16,085	18,096
20	2,466	3,142	6,283	9,425	12,566	15,708	18,850	21,991	25,133	28,274
25	3,853	4,909	9,818	14,726	19,635	24,544	29,453	34,361	39,270	44,179
32	6,313	8,042	16,085	24,127	32,170	40,212	48,255	56,297	64,340	72,382
40	9,865	12,566	25,133	37,699	50,266	62,832	75,398	87,965	100,531	113,098

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

El armado mínimo de la jácena son 2Ø20 y tenemos que saber lo que soporta. Para ello, volvemos a la tabla de capacidades mecánicas para acero B500S, cuyo valor corresponde a 273,18.

CAPACITAT MECÀNICA EN Kn

ACER B 500 S

$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$U = A_s \cdot f_{yd}$ $U' = A'_s \cdot f_{yd}$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

$\gamma_s = 1,15$

Diàmetre ϕ (mm)	NOMBRE DE BARRES									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,29	24,59	36,88	49,17	61,47	73,76	86,05	98,35	110,64	122,93
8	21,85	43,71	65,56	87,42	109,27	131,13	152,98	174,84	196,69	218,55
10	34,15	68,30	102,44	136,59	170,74	204,89	239,03	273,18	307,33	341,48
12	49,17	98,35	147,52	196,69	245,86	295,04	344,21	393,38	442,56	491,73
14	66,93	133,86	200,79	267,72	334,65	401,58	468,51	535,44	602,37	669,30
16	87,42	174,84	262,26	349,67	437,09	524,51	611,93	699,35	786,77	874,18
20	136,59	273,18	409,77	546,37	682,96	819,55	956,14	1092,73	1229,32	1365,91
25	213,42	426,85	640,27	853,70	1067,12	1280,54	1493,97	1707,39	1920,82	2134,24
32	349,67	699,35	1049,02	1398,69	1748,37	2098,04	2447,72	2797,39	3147,06	3496,74
40	546,37	1092,73	1639,10	2185,46	2731,83	3278,19	3824,56	4370,92	4917,29	5463,65

Calculamos el valor de ω para 2, 3, 4, 5 y 6 barras de diámetro 20mm, siguiendo la expresión:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

- 2Ø20

$$\omega = \frac{273,18 \cdot 10^3}{400 \cdot 600 \cdot 16,6} = 0,068$$

- 3Ø20

$$\omega = \frac{409,77 \cdot 10^3}{400 \cdot 600 \cdot 16,6} = 0,102$$

- 4Ø20

$$\omega = \frac{546,37 \cdot 10^3}{400 \cdot 450 \cdot 16,6} = 0,137$$

- 5Ø20

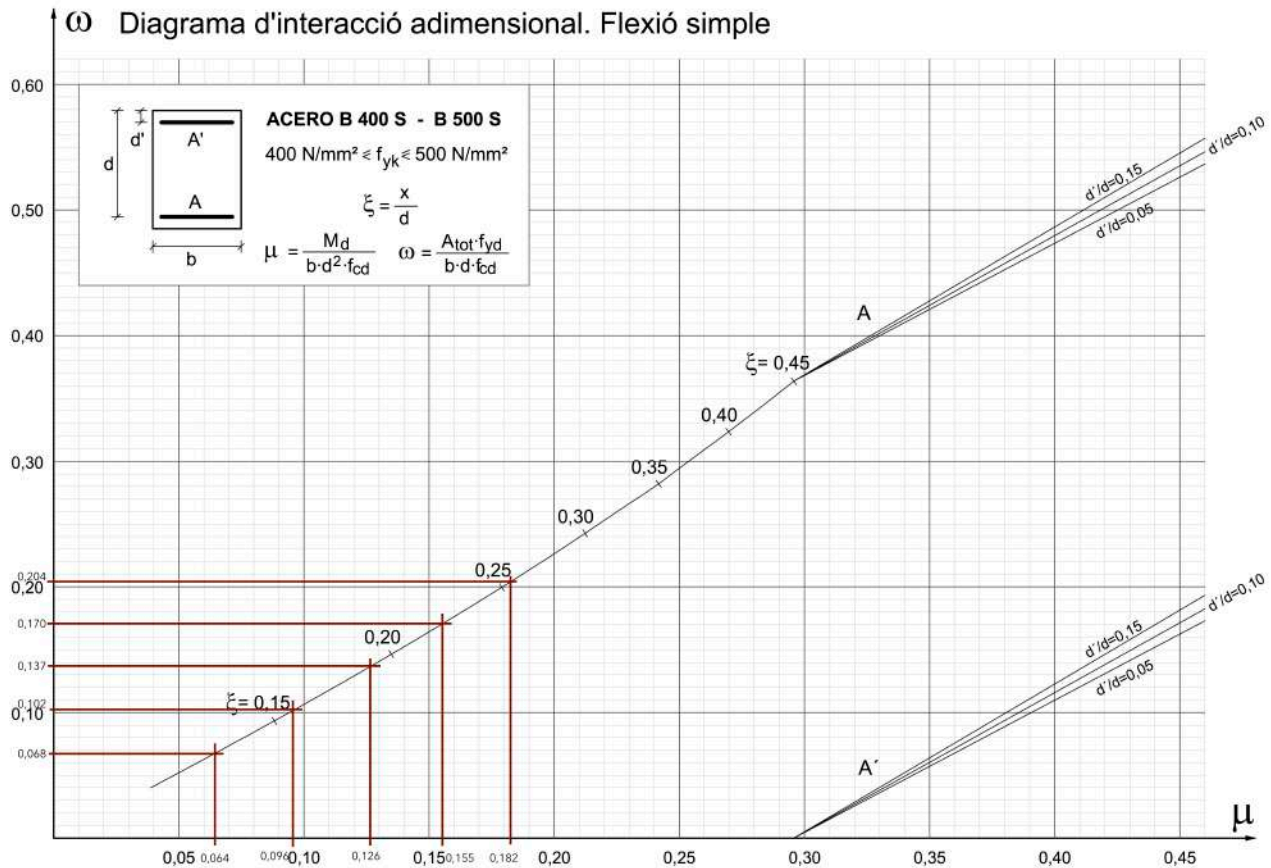
$$\omega = \frac{682,96 \cdot 10^3}{400 \cdot 600 \cdot 16,6} = 0,170$$

- 6Ø20

$$\omega = \frac{819,55 \cdot 10^3}{400 \cdot 600 \cdot 16,6} = 0,204$$

Introducimos los valores en el diagrama de interacción adimensional a flexión simple para obtener el momento reducido, que posteriormente convertiremos a momento según la expresión:

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



REDONDOS	ω	μ	M
2Ø20	0,068	0,064	180,26 kN·m
3Ø20	0,102	0,096	230,40 kN·m
4Ø20	0,137	0,126	302,40 kN·m
5Ø20	0,170	0,155	372,00 kN·m
6Ø20	0,204	0,182	436,80 kN·m

INCORPORACIÓN AL PLANO DE DESPIECE DE LAS CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES SEGÚN LA NORMATIVA EHE-08

Características de los materiales – Forjados Unidireccionales									
Materiales	Hormigón						Acero		
	Control			Características			Control	Características	
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Recubrimiento Nominal (mm)	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
Forjados <i>Todas las plantas</i>	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA- 25	Blanda (8-9 cm)	15/20 mm	50	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Pilares <i>Todas las plantas</i>	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA- 25	Blanda (8-9 cm)	15/20 mm	50	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Jácnas <i>Todas las plantas</i>	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA- 25	Blanda (8-9 cm)	15/20 mm	50	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_G=1.35$ $\gamma_Q=1.50$	Adaptado a la Instrucción EHE						
Notas									
- Control Estadístico en EHE, equivale a control normal									

24 y 25_ARMADO Y DESPIECE DE LA ARMADURA TRANSVERSAL DE LAS JÁCENAS

- CÁLCULO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL DE LAS JÁCENAS DE LA PLANTA CUARTA, TECHO PLANTA TERCERA, EN TODOS LOS TRAMOS PERTENECIENTE AL PÓRTICO ANALIZADO, SEGÚN LA ENVOLVENTE DE CORTANTES

Hacemos la comprobación a compresión oblicua a partir de la siguiente expresión:

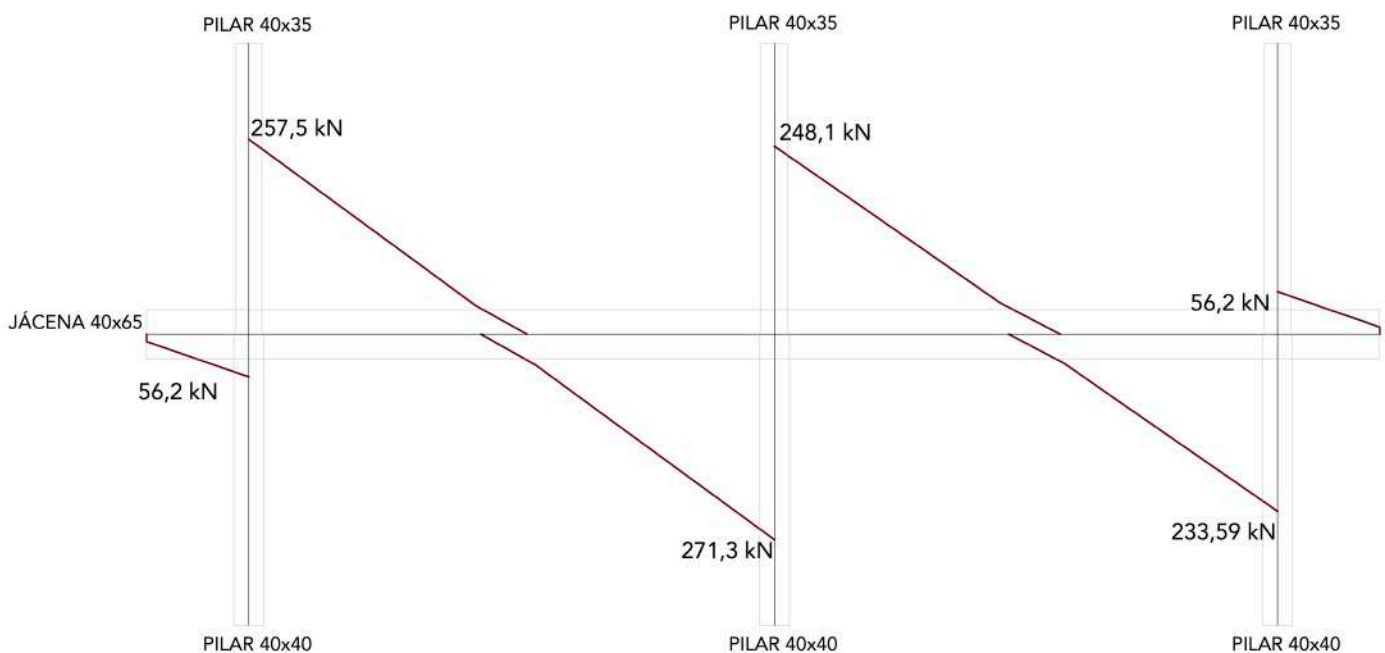
$$V_{rd}' \geq V_{u1}$$

donde: V_{rd}' = esfuerzo cortante efectivo situado a cara de pilar
 V_{u1} = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón

$$V_{rd}' \text{ max} = 271,3 \text{ kN}$$

$$V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 400 \cdot 650 = 1300000 \text{ N} = 1300 \text{ kN}$$

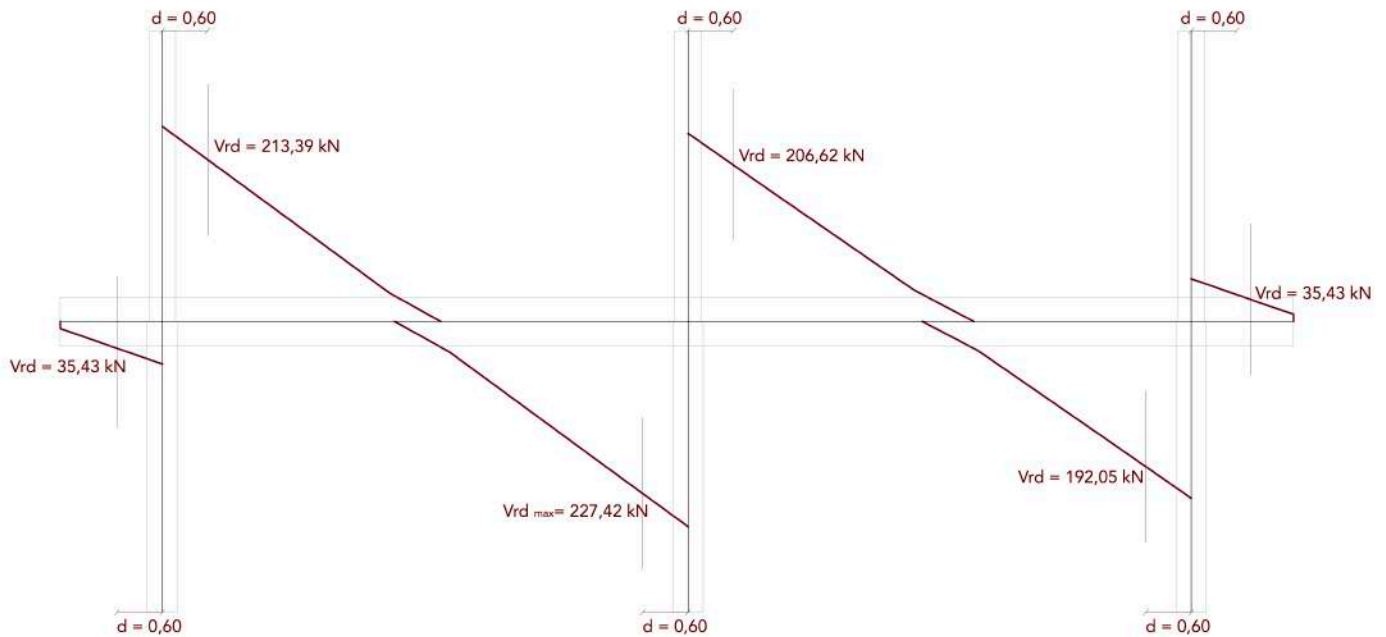
La sección de hormigón puede resistir a compresión oblicua un cortante de valor 1300 kN, un valor superior al cortante máximo de 271,3 kN



A continuación, hacemos la comprobación del armado siguiendo la expresión:

$$V_{rd} \geq V_{u2}$$

donde: V_{rd} = cortante efectivo a un canto útil (d) des de cara de pilar (nudo rígido)
 V_{u2} = lo aguanta la pieza (hormigón + armado)
 $V_{u2} = V_{cu} \text{ (hormigón)} + V_{su} \text{ (acero)}$



- JÁCENA 1-2:

Tramo izquierdo: Vrd = 213,39 kN
Tramo derecho: Vrd = 227,42 kN

- JÁCENA 3-4:

Tramo izquierdo: Vrd = 206,62 kN
Tramo derecho: Vrd = 192,05 kN

Finalmente haremos la contribución del hormigón a partir de la formula general Vcu

$$V_{cu} = \left(\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \epsilon \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} \right)$$

$$V_{cu \text{ min}} = \left(\frac{0,075}{1,5} \cdot \epsilon^{\frac{3}{2}} \cdot f_{cv}^{\frac{1}{2}} \right) \cdot b \cdot d \quad f_{cv} = f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (d \text{ en mm})$$

De esta manera, nosotros usaremos la siguiente fórmula:

$$\epsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1,57 \leq 2,0$$

$$V_{cu \text{ min}} = \left(\frac{0,075}{1,5} \cdot 1,57^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} \right) \cdot 400 \cdot 600 = 118,03 \text{ kN}$$

- Estribado mínimo

El estribado mínimo se define por las siguientes condiciones de separación máxima entre estribos:

$$\begin{array}{lll}
 St_{min} \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) & \leq 600 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \\
 St_{min} \leq 0,60 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) & \leq 450 \text{ mm} & \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} \leq V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1} \\
 St_{min} \leq 0,30 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) & \leq 300 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}
 \end{array}$$

- Quantia mínima del estribado

$$St_{min} \leq \frac{As \cdot f_{yd} \cdot 25}{b \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \sin \alpha}$$

Teniendo en cuenta que:

$$\sin \alpha = 1 \text{ ya que } \alpha = 90^\circ$$

$$f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$As = \text{Área tributaria estribos} \rightarrow As (2\varnothing 8) = 2\pi 4^2 = 100,6 \text{ mm}^2$$

- JÁCENA 1-2:

$$V_{u1} = 1300 \text{ kN} \qquad \frac{1}{5} V_{u1} = 260 \text{ kN} \qquad \frac{2}{3} V_{u1} = 866,6 \text{ kN}$$

$$\circ \quad V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$$

Tramo izquierdo:

$$V_{rd} = 213,39 \text{ kN} \leq 260$$

CUMPLE

Tramo derecho:

$$V_{rd} = 227,42 \text{ kN} \leq 260$$

CUMPLE

$$\circ \quad \frac{1}{5} V_{u1} \leq V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

Tramo izquierdo:

$$V_{rd} = 213,39 \text{ kN} \leq 866,66$$

CUMPLE

Tramo derecho:

$$V_{rd} = 227,42 \text{ kN} \leq 866,66$$

CUMPLE

$$St_{min} \leq 0,60 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 0,60 \cdot 600 \cdot (1 + \cot 90) \leq 0,60 \cdot 600 \cdot (1 + 0)$$

$$St_{min} \leq 360 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

→

CUMPLE

$$St_{min} \leq \frac{As \cdot f_{yd} \cdot 25}{b \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \sin \alpha} \leq \frac{100,6 \cdot 400 \cdot 25}{400 \cdot 25^{\frac{2}{3}} \cdot 1} \leq 293,95 \text{ mm}$$

DISTANCIA MÁXIMA ENTRE ESTRIBOS: 25cm

$$V_{Smin} = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{St_{min}} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 100,6 \cdot 400}{250} = 43,43 \text{ kN}$$

- JÁCENA 1-2:

$$V_{u1} = 1300 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{5} V_{u1} = 260 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} V_{u1} = 866,6 \text{ kN}$$

- $V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$

Tramo izquierdo:

$$V_{rd} = 206,62 \text{ kN} \leq 260$$

CUMPLE

Tramo derecho:

$$V_{rd} = 192,05 \text{ kN} \leq 260$$

CUMPLE

- $\frac{1}{5} V_{u1} \leq V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$

Tramo izquierdo:

$$V_{rd} = 206,62 \text{ kN} \leq 866,66$$

CUMPLE

Tramo derecho:

$$V_{rd} = 192,05 \text{ kN} \leq 866,66$$

CUMPLE

$$St_{min} \leq 0,60 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 0,60 \cdot 600 \cdot (1 + \cotg 90) \leq 0,60 \cdot 600 \cdot (1 + 0)$$

$$St_{min} \leq 360 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

→

CUMPLE

$$St_{min} \leq \frac{As \cdot f_{yd} \cdot 25}{b \cdot f_{ck}^3 \cdot \sin \alpha} \leq \frac{100,6 \cdot 400 \cdot 25}{400 \cdot 25^3 \cdot 1} \leq 293,95 \text{ mm}$$

DISTANCIA MÁXIMA ENTRE ESTRIBOS: 25cm

$$V_{Smin} = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{St_{min}} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 100,6 \cdot 400}{250} = 43,43 \text{ kN}$$

- VOLADIZO 1:

$$V_{u1} = 1300 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{5} V_{u1} = 260 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} V_{u1} = 866,6 \text{ kN}$$

- $V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$

Tramo izquierdo:

$$V_{rd} = 35,43 \text{ kN} \leq 260$$

CUMPLE

$$St_{min} \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 0,75 \cdot 600 \cdot (1 + \cotg 90) \leq 0,75 \cdot 600 \cdot (1 + 0)$$

$$St_{min} \leq 450 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$

→

CUMPLE

$$St_{min} \leq \frac{As \cdot f_{yd} \cdot 25}{b \cdot f_{ck}^3 \cdot \sin \alpha} \leq \frac{100,6 \cdot 400 \cdot 25}{400 \cdot 25^3 \cdot 1} \leq 293,95 \text{ mm}$$

DISTANCIA MÁXIMA ENTRE ESTRIBOS: 25cm

- VOLADIZO 2:

$$V_{u1} = 1300 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{5} V_{u1} = 260 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} V_{u1} = 866,6 \text{ kN}$$

- $V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$

Tramo izquierdo:

$$V_{rd} = 35,43 \text{ kN} \leq 260$$

CUMPLE

$$St_{min} \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cotg \alpha) \leq 0,75 \cdot 600 \cdot (1 + \cotg 90) \leq 0,75 \cdot 600 \cdot (1 + 0)$$

$$St_{min} \leq 450 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$

→

CUMPLE

$$St_{min} \leq \frac{As \cdot f_{yd} \cdot 25}{b \cdot f_{ck}^3 \cdot \sin \alpha} \leq \frac{100,6 \cdot 400 \cdot 25}{400 \cdot 25^3 \cdot 1} \leq 293,95 \text{ mm}$$

DISTANCIA MÁXIMA ENTRE ESTRIBOS: 25cm

- Estribado de las secciones más desfavorables

$$V_{su} \text{ necesario} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{cu} = 118,03 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ (a } 90^\circ) = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{St} \rightarrow St_{min} = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{V_s}$$

- Jácena 1-2:

- Tramo izquierdo: COLOCAREMOS 2Ø8 CADA 20 CENTIMETROS

$$V_{rd} = 213,39 \text{ kN}$$

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} = 213,39 - 118,03 = 95,36 \text{ kN}$$

$$St_{min} = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 100,6 \cdot 400}{95360} = 227,71 \text{ mm} = 22,77 \text{ cm}$$

- Tramo derecho: COLOCAREMOS 2Ø8 CADA 15 CENTIMETROS

$$V_{rd} = 227,42 \text{ kN}$$

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} = 227,42 - 118,03 = 109,39 \text{ kN}$$

$$St_{min} = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 100,6 \cdot 400}{109390} = 198,64 \text{ mm} = 19,86 \text{ cm}$$

- Jácena 2-3:

- Tramo izquierdo: COLOCAREMOS 2Ø8 CADA 20 CENTIMETROS

$$V_{rd} = 206,62 \text{ kN}$$

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} = 206,62 - 118,03 = 88,59 \text{ kN}$$

$$St_{min} = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 100,6 \cdot 400}{88590} = 245,28 \text{ mm} = 24,52 \text{ cm}$$

- Tramo derecho: COLOCAREMOS 2Ø8 CADA 25 CENTIMETROS

$$V_{rd} = 192,05 \text{ kN}$$

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} = 192,05 - 118,03 = 74,02 \text{ kN}$$

$$St_{min} = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 100,6 \cdot 400}{74020} = 293,56 \text{ mm} = 29,35 \text{ cm}$$

Voladizo 1 y 2: la contribución del hormigón absorbe el cortante por ese motivo COLOCAREMOS 2Ø8 CADA 25 CENTIMETROS, que corresponde al estribado mínimo.

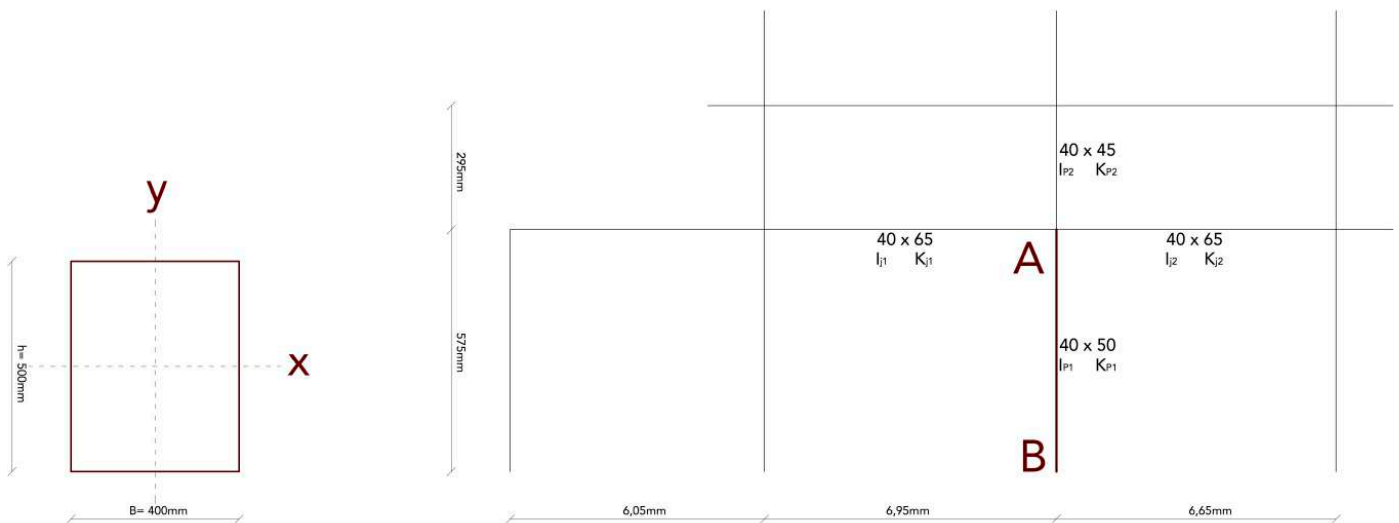
26 y 27_COMPROVACIÓN A PANDEO Y ARMADO DE PILARES (FLEXIÓN COMPUESTA O SESGADA)

- COMPROVACIÓN A PANDEO Y CÁLCULO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DEL PILAR INTERSECCIÓN DE LOS PÓRTICOS ASIGNADOS (PLANTA BAJA Y PLANTA CUARTA) MEDIANTE EL ÁBACO DE FLEXIÓN SESGADA Y/O PROMPTUARIO ESQUEMÁTICO INCLUYENDO EL DIBUJO DE LA SECCIÓN ESQUEMÁTICA Y LONGITUDES DE ESPERA-ANCORAJE SUPERIOR E INFERIOR.

Suponiendo que nuestro edificio es translacional, calcularemos la longitud de pandeo de cada pilar en la dirección del portico principal y secundario.

PLANTA BAJA

PÓRTICO PRINCIPAL (alrededor del eje x)



Pilar de 575cm de altura, 40cm de base(b) y 50cm de canto(h).

- COMPROBACIÓN DE LA EXCENRICIDAD MÍNIMA

Momento máximo (M_d) = 152,234 kN·m obtenido a través del diagrama de momentos wineva-ELU3
 Axial (N_d) = 2365,31 kN obtenido a través del diagrama de axiales del wineva-ELU3

$$e_e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{152,234}{2365,31} = 0,064\text{m} = 6,4\text{cm}$$

$$e_{\min} = 2\text{cm} < 6,4\text{cm}$$

→

CUMPLE

$$e_e = \frac{h}{20} = \frac{50}{20} = 2,5\text{cm}$$

- CÁLCULO DE LAS INERCIAS DE LAS SECCIONES (JÁCENAS Y PILARES)

$$I_{j1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 65^3}{12} = 915416,66\text{ cm}^4$$

→

$$K_{j1} = \frac{I}{l} = \frac{915416,66}{695} = 1317,14\text{ cm}^4$$

$$I_{j2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 65^3}{12} = 915416,66\text{ cm}^4$$

→

$$K_{j2} = \frac{I}{l} = \frac{915416,66}{665} = 1376,57\text{ cm}^4$$

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

$$I_{p1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 50^3}{12} = 416666,66 \text{ cm}^4$$

→

$$K_{p1} = \frac{I}{l} = \frac{416666,66}{575} = 724,64 \text{ cm}^4$$

$$I_{p2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 45^3}{12} = 303750 \text{ cm}^4$$

→

$$K_{p2} = \frac{I}{l} = \frac{303750}{295} = 1029,66 \text{ cm}^4$$

- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE GIRO Y LONGITUD DE PANDEO

$$\varphi_a = \frac{\text{rig pilar sup} + \text{rig pilar inf}}{\text{rig jácena izq} + \text{rig jácena derecha}} = \frac{724,64 + 1029,66}{1317,14 + 1376,57} = 0,651$$

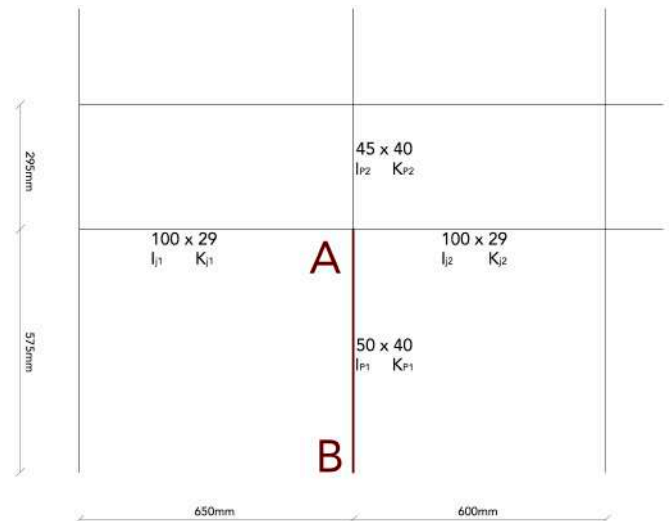
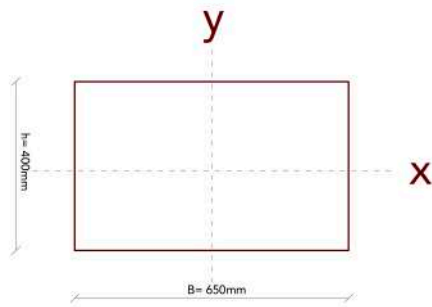
$$\varphi_b = 0$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\varphi_a + \varphi_b) + 1,6 \cdot \varphi_a \cdot \varphi_b}{7,5 + (\varphi_a + \varphi_b)}} = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (0,651 + 0) + 1,6 \cdot 0,651 \cdot 0}{7,5 + (0,651 + 0)}} = 1,113$$

$$l_{0x} = \alpha_x \cdot l_{\text{real}} = 1,113 \cdot 575 = 639,98 \text{ cm}$$

PÓRTICO SECUNDARIO (alrededor del eje y)

Pilar de 575cm de altura, 50cm de base(b) y 40cm de canto(h).



- COMPROBACIÓN DE LA EXCENRICIDAD MÍNIMA

En el pórtico secundario consideramos que el Momento máximo (Md) = 0 kN·m

Axial (Nd) = 2365,31 kN obtenido a través del diagrama de axiales del wineva-ELU3

$$e_e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{0}{2365,31} = 0 \text{ cm}$$

$$e_{\text{min}} = 2 \text{ cm}$$

→

Escogeremos la excentricidad mínima

$$e_e = \frac{h}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm}$$

- CÁLCULO DE LAS INERCIAS DE LAS SECCIONES (JÁCENAS Y PILARES)

$$I_{j1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 29^3}{12} = 203241,66 \text{ cm}^4$$

→

$$K_{j1} = \frac{I}{l} = \frac{203241,66}{650} = 312,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{j2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 29^3}{12} = 203241,66 \text{ cm}^4$$

→

$$K_{j2} = \frac{I}{l} = \frac{203241,66}{600} = 338,74 \text{ cm}^4$$

$$I_{p1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 40^3}{12} = 26666,66 \text{ cm}^4$$

→

$$K_{p1} = \frac{I}{l} = \frac{26666,66}{575} = 463,77 \text{ cm}^4$$

$$I_{p2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{45 \cdot 40^3}{12} = 240000 \text{ cm}^4$$

→

$$K_{p2} = \frac{I}{l} = \frac{240000}{295} = 813,56 \text{ cm}^4$$

- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE GIRO Y LONGITUD DE PANDEO

$$\varphi_a = \frac{\text{rig pilar sup} + \text{rig pilar inf}}{\text{rig jácena izq} + \text{rig jácena derecha}} = \frac{463,77 + 813,56}{312,68 + 338,74} = 1,96$$

$$\varphi_b = 0$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\varphi_a + \varphi_b) + 1,6 \cdot \varphi_a \cdot \varphi_b}{7,5 + (\varphi_a + \varphi_b)}} = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (1,96 + 0) + 1,6 \cdot 1,96 \cdot 0}{7,5 + (1,96 + 0)}} = 1,27$$

$$l_{0Y} = \alpha_Y \cdot l_{\text{real}} = 1,27 \cdot 575 = 732,21 \text{ cm}$$

A continuación, comprobaremos si existe posibilidad de alabeo.

- CÁLCULO DE ESBELTEZ MECÁNICA

$$\lambda_M = \frac{l_0}{i_C}$$

$$i_C = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$I_x = \frac{40 \cdot 50^3}{12} = 416666,66 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{50 \cdot 40^3}{12} = 266666,66 \text{ cm}^4$$

$$A = b \cdot h = 40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$i_{Cx} = \sqrt{\frac{416666,66}{2000}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$i_{Cy} = \sqrt{\frac{266666,66}{2000}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$\lambda_{mx} = \frac{l_{0x}}{i_{Cx}} = \frac{639,98}{14,43} = 44,35$$

$$\lambda_{my} = \frac{l_{0y}}{i_{Cy}} = \frac{732,21}{11,55} = 63,39$$

- COMPARACIÓN DE LOS VALORES OBTENIDOS CON EL LÍMITE INFERIOR

Para saber si hay posibilidad de alabeo tomaremos un valor de 35 para los pórticos traslacionales

$$\lambda_M \geq \lambda_{INF}$$

$44,35 \geq 35 \rightarrow$ Existe posibilidad de pandeo en el pórtico principal

$63,39 \geq 35 \rightarrow$ Existe posibilidad de pandeo en el pórtico secundario

Si $\lambda_{INF} < \lambda_M < 100$ usaremos el método aproximado

A partir de las 5 hipótesis realizadas con el WinEva: ELU 1, ELU 2, ELU 3, ELU 4, ELU 5 del pórtico principal obtendremos una combinación (N, Mx) con los valores del axial y momento flector máximo. De estas 5 combinaciones escogeremos los valores máximos N y Mx aunque no pertenezcan a la misma combinación.

HIPÓTESIS	Nmax (kN)	Mmax (kNm)
ELU1	3007,85	12,76
ELU2	2340,72	145,67
ELU3	2365,31	125,93
ELU4	3000,48	94,05
ELU5	3015,23	68,91

Para obtener el máximo momento en la dirección del pórtico secundario utilizaremos la expresión

$$M_y = N \cdot e_{min}$$

Siendo e_{min} la excentricidad accidental o mínima ($e=2\text{cm}$ o $h/20$), escogeremos el mayor de los dos valores)

$$e_{min} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm}$$

- Combinación Mmáx:

$$M_x = 145,67 \rightarrow e_e = \frac{M}{N} = \frac{145,67}{2340,72} = 0,06\text{m} = 6\text{cm} > 2\text{cm} = \text{excentricidad mínima} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$M_y = N \cdot e_{min} = 2340,72 \cdot 0,02 = 46,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Combinación Nmáx:

$$M_x = 68,91 \rightarrow e_e = \frac{M}{N} = \frac{68,91}{3015,23} = 0,023\text{m} = 2,3\text{cm} > 2\text{cm} = \text{excentricidad mínima} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$M_y = N \cdot e_{min} = 3015,23 \cdot 0,02 = 60,30 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para la combinación M máx.

Utilizaremos el método aproximado para añadir el efecto de pandeo. Situaremos la armadura en las cuatro caras, para un acero 500. $k = 0,000464$

Eje X

$$h = 50\text{cm}$$

$$e_e = 6,4\text{ cm}$$

$$l_{0x} = 639,98\text{ cm}$$

$$e_a = k \cdot \frac{h+20 \cdot Ee}{h+10 \cdot Ee} \cdot \frac{l_0^2}{h} = 0,000464 \cdot \frac{50+20 \cdot 6,4}{50+10 \cdot 6,4} \cdot \frac{640^2}{50} = 5,93\text{ cm}$$

$$M_x \text{ adicional} = N \cdot e_a = 2340,72 \cdot 0,059 = 138,80\text{ kNm}$$

Eje Y

$$h = 40\text{cm}$$

$$e_e = 2\text{ cm}$$

$$l_{0y} = 732,21\text{ cm}$$

$$e_a = k \cdot \frac{h+20 \cdot Ee}{h+10 \cdot Ee} \cdot \frac{l_0^2}{h} = 0,000464 \cdot \frac{40+20 \cdot 2}{40+10 \cdot 2} \cdot \frac{732,21^2}{40} = 8,29\text{ cm}$$

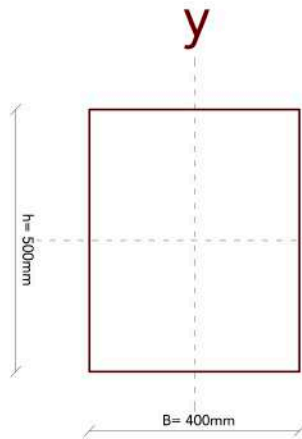
$$M_y \text{ adicional} = N \cdot e_a = 2340,72 \cdot 0,0829 = 194,10\text{ kNm}$$

- Combinación M máx con pandeo

$$M_x = 145,67 + 138,80 = 284,47\text{ kNm}$$

$$M_y = 46,81 + 194,10 = 240,91\text{ kNm}$$

- CÁLCULO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

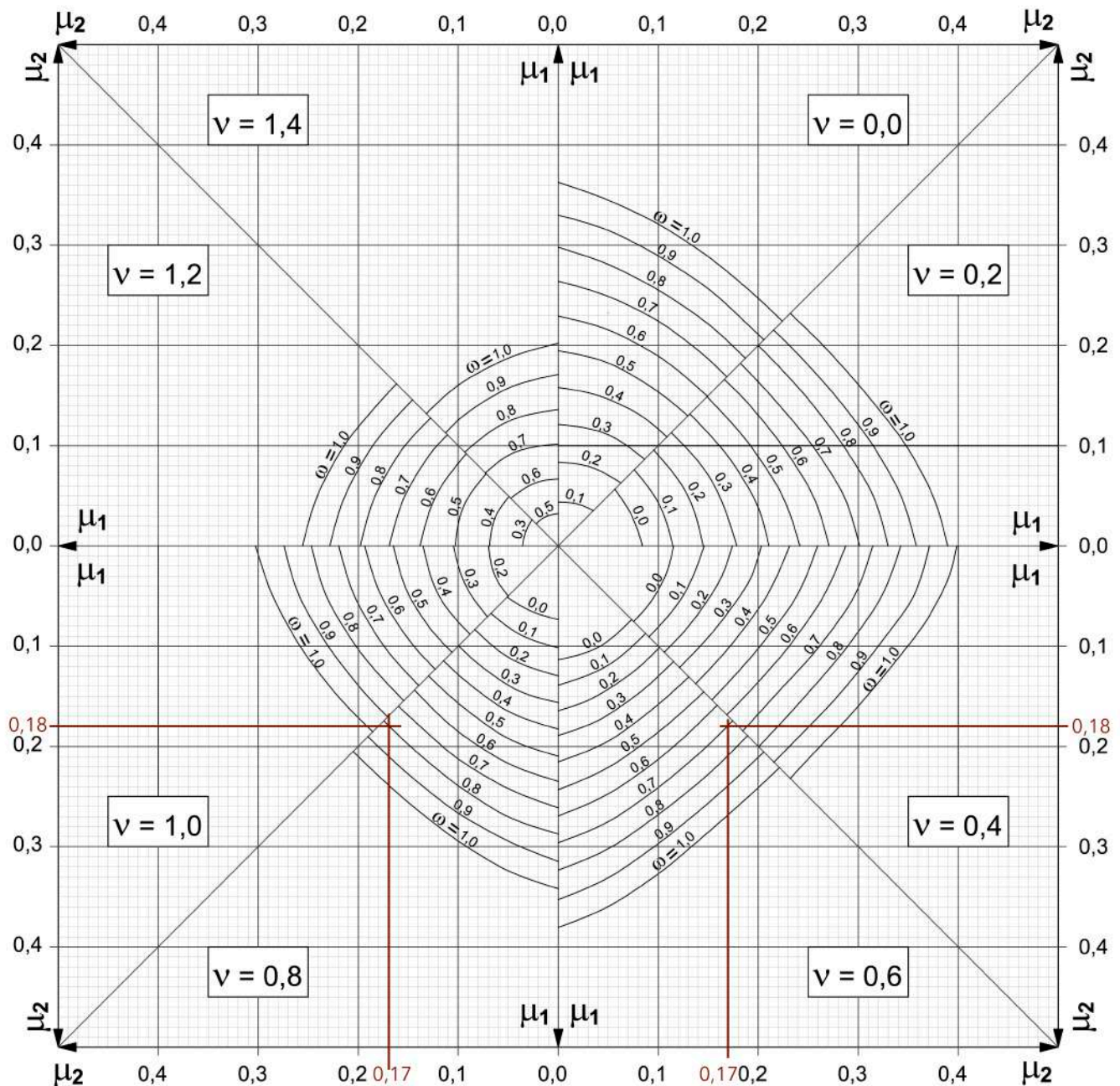


$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2340,72 \cdot 10^3}{400 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,70$$

$$\mu_1 = \frac{M_{xf}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{283,17 \cdot 10^6}{400 \cdot 500 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,17$$

$$\mu_2 = \frac{M_{yf}}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{240,91 \cdot 10^6}{400 \cdot 500 \cdot 400 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,18$$

Miraremos el resultado de ω en la tabla de Acero B400S – B500S, pero como no existe $v = 0,7$, miraremos el resultado para $v = 0,8$ y $v = 0,6$ y haremos la media geométrica de estos dos resultados para obtener el resultado final.



CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Para $\nu = 0,8 \rightarrow \omega = 0,8$

Para $\nu = 0,6 \rightarrow \omega = 0,7$

$$\omega_{\text{final}} = \sqrt{0,8 \cdot 0,7} = 0,75$$

- CÁLCULO DE AXIL A RESISTIR

A partir del valor obtenido de ω podremos calcular la capacidad mecánica de la armadura total.

$$A_{s \text{ TOTAL}} \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot 400 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1,5} = 2500000 \text{ N} = 2500 \text{ kN}$$

$$A_{s \text{ TOTAL}} \cdot f_{yd} = 2500 / 4 \text{ caras} = 625 \text{ kN}$$

CAPACITAT MECÀNICA EN Kn

ACER B 500 S

$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$U = A_s \cdot f_{yd}$

$U' = A'_s \cdot f_{yd}$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

$\gamma_s = 1,15$

Diàmetre ϕ (mm)	NOMBRE DE BARRES									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,29	24,59	36,88	49,17	61,47	73,76	86,05	98,35	110,64	122,93
8	21,85	43,71	65,56	87,42	109,27	131,13	152,98	174,84	196,69	218,55
10	34,15	68,30	102,44	136,59	170,74	204,89	239,03	273,18	307,33	341,48
12	49,17	98,35	147,52	196,69	245,86	295,04	344,21	393,38	442,56	491,73
14	66,93	133,86	200,79	267,72	334,65	401,58	468,51	535,44	602,37	669,30
16	87,42	174,84	262,26	349,67	437,09	524,51	611,93	699,35	786,77	874,18
20	136,59	273,18	409,77	546,37	682,96	819,55	956,14	1092,73	1229,32	1365,91
25	213,42	426,85	640,27	853,70	1067,12	1280,54	1493,97	1707,39	1920,82	2134,24
32	349,67	699,35	1049,02	1398,69	1748,37	2098,04	2447,72	2797,39	3147,06	3496,74
40	546,37	1092,73	1639,10	2185,46	2731,83	3278,19	3824,56	4370,92	4917,29	5463,65

Para resistir un Axil de 625 kN, necesitaremos 5 redondos de diámetro 20mm para cada cara del pilar de planta baja.

- ARMADURA TRANSVERSAL

θ_t = diámetro más restrictivo entre:

- el redondo de 6mm
- $\frac{\theta_{\max}}{4} = \frac{20}{4} = 5\text{mm}$

Escogeremos el diámetro mayor de los dos; por tanto, el estribado se hará con redondos de 6mm.

S_t = distancia entre estribos más restrictiva entre:

- distancia menor entre $h_y = 40\text{cm}$ y $h_x = 50\text{cm}$
- $15 \theta_{\min} = 15 \cdot 20\text{mm} = 300\text{mm} = 30\text{cm}$
- 30cm

Escogemos la distancia más pequeña de las tres; por tanto, los estribos de 6mm de diámetro irán separados por una distancia de 30cm

- LONGITUD DE ESPERA

b más restrictiva entre:

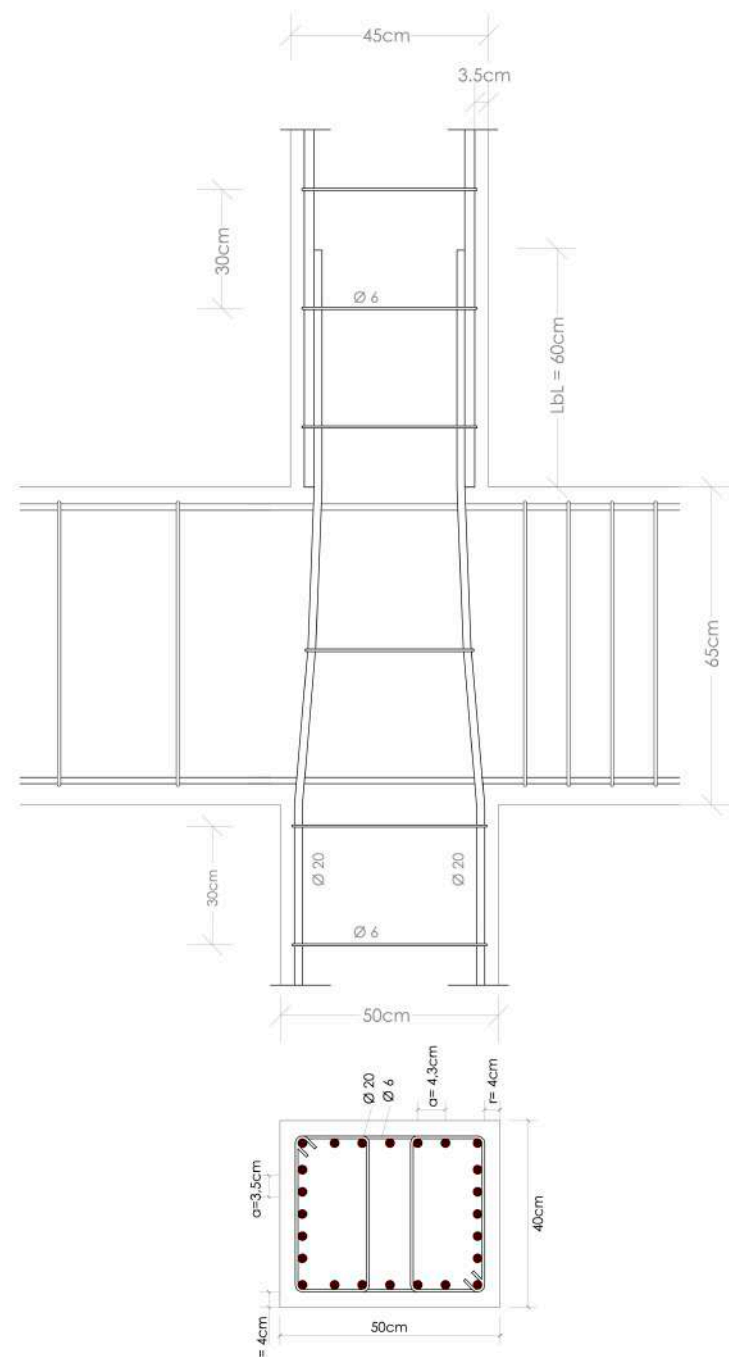
- $b = m \cdot \theta^2 = 15 \cdot 2^2 = 60\text{cm}$

- $\frac{f_{yk}}{20} \cdot \theta = \frac{500}{20} \cdot 2 = 50\text{cm}$

- 15 cm

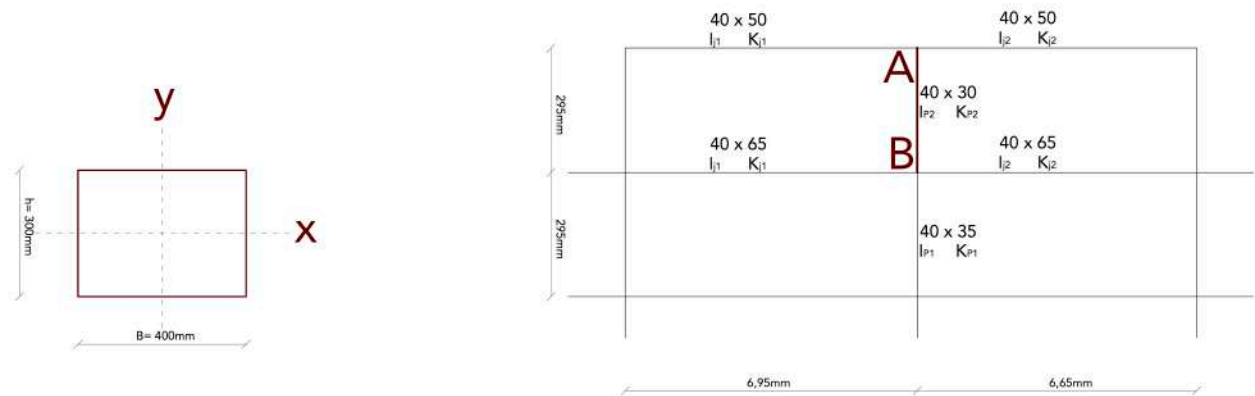
- $10 \theta = 10 \cdot 2 = 20\text{cm}$

Escogeremos la longitud de espera más larga; por tanto, la longitud de espera será de 60cm.



PLANTA CUARTA

PÓRTICO PRINCIPAL (alrededor del eje x)



Pilar de 575cm de altura, 40cm de base(b) y 30cm de canto(h).

- COMPROBACIÓN DE LA EXCENRICIDAD MÍNIMA

Momento máximo (M_d) = 34,38 kN·m obtenido a través del diagrama de momentos wineva-ELU3

Axial (N_d) = 410,03 kN obtenido a través del diagrama de axiales del wineva-ELU3

$$e_e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{34,38}{410,03} = 0,084\text{m} = 8,4\text{cm}$$

$$e_{\min} = 2\text{cm} < 8,4\text{ cm}$$

→

CUMPLE

$$e_e = \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1,5\text{ cm}$$

- CÁLCULO DE LAS INERCIAS DE LAS SECCIONES (JÁCENAS Y PILARES)

$$I_{j1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 50^3}{12} = 416666,66\text{ cm}^4$$

→

$$K_{j1} = \frac{I}{l} = \frac{416666,66}{695} = 599,52\text{ cm}^4$$

$$I_{j2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 50^3}{12} = 416666,66\text{ cm}^4$$

→

$$K_{j2} = \frac{I}{l} = \frac{416666,66}{665} = 626,57\text{ cm}^4$$

$$I_{p1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 35^3}{12} = 155520\text{ cm}^4$$

→

$$K_{p1} = \frac{I}{l} = \frac{155520}{295} = 527,19\text{ cm}^4$$

$$I_{p2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 30^3}{12} = 90000\text{ cm}^4$$

→

$$K_{p2} = \frac{I}{l} = \frac{90000}{295} = 305,08\text{ cm}^4$$

$$I_{j3} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 65^3}{12} = 915416,66\text{ cm}^4$$

→

$$K_{j1} = \frac{I}{l} = \frac{915416,66}{695} = 1317,15\text{ cm}^4$$

$$I_{j4} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 65^3}{12} = 915416,66\text{ cm}^4$$

→

$$K_{j2} = \frac{I}{l} = \frac{915416,66}{665} = 1376,57\text{ cm}^4$$

- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE GIRO Y LONGITUD DE PANDEO

$$\varphi_a = \frac{\text{rig pilar sup} + \text{rig pilar inf}}{\text{rig jácena izq} + \text{rig jácena derecha}} = \frac{0 + 527,19}{599,52 + 626,57} = 0,43$$

$$\varphi_b = \frac{\text{rig pilar sup} + \text{rig pilar inf}}{\text{rig jácena izq} + \text{rig jácena derecha}} = \frac{527,19 + 305,08}{1317,15 + 1376,57} = 0,31$$

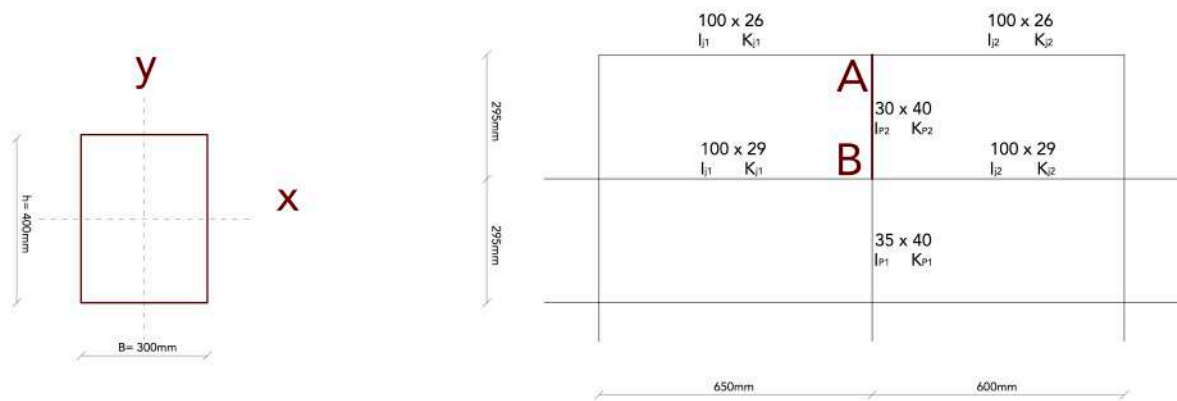
CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\varphi_a + \varphi_b) + 1,6 \cdot \varphi_a \cdot \varphi_b}{7,5 + (\varphi_a + \varphi_b)}} = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (0,43 + 0,31) + 1,6 \cdot 0,43 \cdot 0,31}{7,5 + (0,43 + 0,31)}} = 0,39$$

$$l_{0x} = \alpha_x \cdot l_{\text{real}} = 0,39 \cdot 295 = 115,32 \text{ cm}$$

PÓRTICO SECUNDARIO (alrededor del eje y)

Pilar de 575cm de altura, 30cm de base(b) y 40cm de canto(h).



• COMPROBACIÓN DE LA EXCENRICIDAD MÍNIMA

En el pórtico secundario consideramos que el Momento máximo (M_d) = 0 kN·m

Axial (N_d) = 2365,31 kN obtenido a través del diagrama de axiales del wineva-ELU3

$$e_e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{0}{2365,31} = 0 \text{ cm}$$

$$e_{\text{min}} = 2 \text{ cm}$$



Escogeremos la excentricidad mínima

$$e_e = \frac{h}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm}$$

• CÁLCULO DE LAS INERCIAS DE LAS SECCIONES (JÁCENAS Y PILARES)

$$I_{j1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 26^3}{12} = 146466,67 \text{ cm}^4$$



$$K_{j1} = \frac{I}{l} = \frac{146466,67}{650} = 225,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{j2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 26^3}{12} = 146466,67 \text{ cm}^4$$



$$K_{j2} = \frac{I}{l} = \frac{146466,67}{600} = 244,11 \text{ cm}^4$$

$$I_{p1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$



$$K_{p1} = \frac{I}{l} = \frac{160000}{295} = 542,37 \text{ cm}^4$$

$$I_{p2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{35 \cdot 40^3}{12} = 186666,66 \text{ cm}^4$$



$$K_{p2} = \frac{I}{l} = \frac{186666,66}{295} = 632,77 \text{ cm}^4$$

$$I_{j1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 29^3}{12} = 203241,66 \text{ cm}^4$$



$$K_{j1} = \frac{I}{l} = \frac{203241,66}{650} = 312,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{j2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 29^3}{12} = 203241,66 \text{ cm}^4$$



$$K_{j2} = \frac{I}{l} = \frac{203241,66}{600} = 338,74 \text{ cm}^4$$

- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE GIRO Y LONGITUD DE PANDEO

$$\varphi_a = \frac{\text{rig pilar sup} + \text{rig pilar inf}}{\text{rig jácena izq} + \text{rig jácena derecha}} = \frac{0 + 632,77}{225,33 + 244,11} = 1,35$$

$$\varphi_b = \frac{\text{rig pilar sup} + \text{rig pilar inf}}{\text{rig jácena izq} + \text{rig jácena derecha}} = \frac{542,37 + 632,77}{312,68 + 338,74} = 1,80$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (\varphi_a + \varphi_b) + 1,6 \cdot \varphi_a \cdot \varphi_b}{7,5 + (\varphi_a + \varphi_b)}} = \sqrt{\frac{7,5 + 4 \cdot (1,35 + 1,80) + 1,6 \cdot 1,35 \cdot 1,80}{7,5 + (1,35 + 1,80)}} = 1,50$$

$$l_{0Y} = \alpha_Y \cdot l_{\text{real}} = 1,50 \cdot 275 = 412,50 \text{ cm}$$

A continuación, comprobaremos si existe posibilidad de alabeo.

- CÁLCULO DE ESBELTEZ MECÁNICA

$$\lambda_M = \frac{l_0}{i_C}$$

$$i_C = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$I_x = \frac{40 \cdot 30^3}{12} = 90000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{30 \cdot 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$A = b \cdot h = 40 \times 30 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$i_{cx} = \sqrt{\frac{90000}{1200}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$i_{cy} = \sqrt{\frac{160000}{1200}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$\lambda_{mx} = \frac{l_{0x}}{i_{cx}} = \frac{115,32}{8,66} = 13,32$$

$$\lambda_{my} = \frac{l_{0y}}{i_{cy}} = \frac{412,50}{11,55} = 35,71$$

- COMPARACIÓN DE LOS VALORES OBTENIDOS CON EL LÍMITE INFERIOR

Para saber si hay posibilidad de alabeo tomaremos un valor de 35 para los pórticos traslacionales

$$\lambda_M \geq \lambda_{INF}$$

$13,32 \geq 35 \rightarrow$ Existe posibilidad de pandeo en el pórtico principal

$35,71 \geq 35 \rightarrow$ Existe posibilidad de pandeo en el pórtico secundario

Si $\lambda_{INF} < \lambda_M < 100$ usaremos el método aproximado

A partir de las 5 hipótesis realizadas con el WinEva: ELU 1, ELU 2, ELU 3, ELU 4, ELU 5 del pórtico principal obtendremos una combinación (N, Mx) con los valores del axial y momento flector máximo. De estas 5 combinaciones escogeremos los valores máximos N y Mx aunque no pertenezcan a la misma combinación.

HIPÓTESIS	Nmax (kN)	Mmax (kNm)
ELU1	551,46	11,56
ELU2	410,02	27,95
ELU3	410,03	10,53
ELU4	551,45	23,10
ELU5	551,46	0,016

Para obtener el máximo momento en la dirección del pórtico secundario utilizaremos la expresión

$$M_y = N \cdot e_{min}$$

Siendo e_{min} la excentricidad accidental o mínima ($e=2\text{cm}$ o $h/20$), escogeremos el mayor de los dos valores)

$$e_{min} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm}$$

- Combinación Mmáx:

$$M_x = 27,95 \rightarrow e_e = \frac{M}{N} = \frac{27,95}{410,02} = 0,068\text{m} = 6,8\text{cm} > 2\text{cm} = \text{excentricidad mínima} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$M_y = N \cdot e_{min} = 410,02 \cdot 0,02 = 8,20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Combinación Nmáx:

$$M_x = 551,46 \rightarrow e_e = \frac{M}{N} = \frac{11,56}{551,46} = 0,02\text{m} = 2\text{cm} = \text{excentricidad mínima} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$M_y = N \cdot e_{min} = 551,46 \cdot 0,02 = 11,03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para la combinación M máx.

Utilizaremos el método aproximado para añadir el efecto de pandeo. Situaremos la armadura en las cuatro caras, para un acero 500. $k = 0,000464$

Eje X

$$h = 30\text{cm}$$

$$e_e = 8,4 \text{ cm}$$

$$l_{0x} = 115,32 \text{ cm}$$

$$e_a = k \cdot \frac{h+20 \cdot Ee}{h+10 \cdot Ee} \cdot \frac{l_0^2}{h} = 0,000464 \cdot \frac{30+20 \cdot 8,4}{30+10 \cdot 8,4} \cdot \frac{115,32^2}{30} = 0,36 \text{ cm}$$

$$M_x \text{ adicional} = N \cdot e_a = 410,02 \cdot 0,36 = 147,61 \text{ kNm}$$

Eje Y

$$h = 40\text{cm}$$

$$e_e = 2 \text{ cm}$$

$$l_{0y} = 412,50 \text{ cm}$$

$$e_a = k \cdot \frac{h+20 \cdot Ee}{h+10 \cdot Ee} \cdot \frac{l_0^2}{h} = 0,000464 \cdot \frac{40+20 \cdot 2}{40+10 \cdot 2} \cdot \frac{412,50^2}{40} = 2,63 \text{ cm}$$

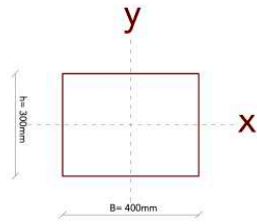
$$M_y \text{ adicional} = N \cdot e_a = 410,02 \cdot 2,63 = 1078,35 \text{ kNm}$$

- Combinación M máx con pandeo

$$M_x = 27,95 + 147,61 = 175,56 \text{ kNm}$$

$$M_y = 8,20 + 1078,35 = 1086,55 \text{ kNm}$$

- CÁLCULO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

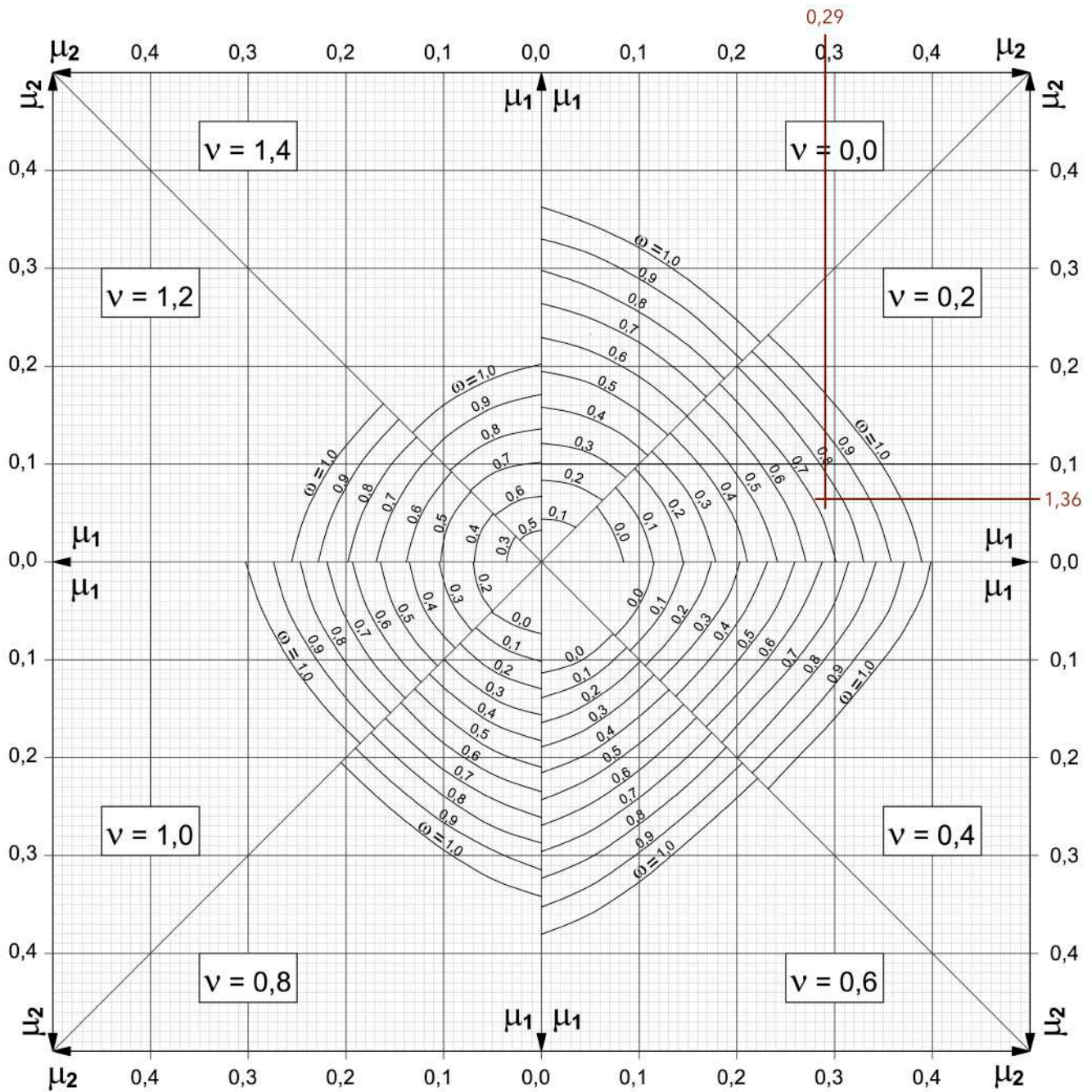


$$v = \frac{Nd}{Ac \cdot f_{cd}} = \frac{410,02 \cdot 10^3}{400 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,21$$

$$\mu_1 = \frac{M_{xf}}{Ac \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{175,56 \cdot 10^6}{400 \cdot 300 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,29$$

$$\mu_2 = \frac{M_{yf}}{Ac \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{1086,55 \cdot 10^6}{400 \cdot 300 \cdot 400 \cdot \frac{25}{1,5}} = 1,36$$

Miraremos el resultado de ω en la tabla de Acero B400S – B500S, para $v = 0,2$.



$\omega_{\text{final}} = 0,74$

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

- CÁLCULO DE AXIL A RESISTIR

A partir del valor obtenido de ω podremos calcular la capacidad mecánica de la armadura total.

$$A_{s \text{ TOTAL}} \cdot f_{yd} = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0,74 \cdot 400 \cdot 300 \cdot \frac{25}{1,5} = 1480000 \text{ N} = 1480 \text{ kN}$$

$$A_{s \text{ TOTAL}} \cdot f_{yd} = 1380 / 4 \text{ caras} = 370 \text{ kN}$$

CAPACITAT MECÀNICA EN Kn

ACER B 500 S

$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$U = A_s \cdot f_{yd}$ $U' = A'_s \cdot f_{yd}$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

$\gamma_s = 1,15$

Diàmetre ϕ (mm)	NOMBRE DE BARRES									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	12,29	24,59	36,88	49,17	61,47	73,76	86,05	98,35	110,64	122,93
8	21,85	43,71	65,56	87,42	109,27	131,13	152,98	174,84	196,69	218,55
10	34,15	68,30	102,44	136,59	170,74	204,89	239,03	273,18	307,33	341,48
12	49,17	98,35	147,52	196,69	245,86	295,04	344,21	393,38	442,56	491,73
14	66,93	133,86	200,79	267,72	334,65	401,58	468,51	535,44	602,37	669,30
16	87,42	174,84	262,26	349,67	437,09	524,51	611,93	699,35	786,77	874,18
20	136,59	273,18	409,77	546,37	682,96	819,55	956,14	1092,73	1229,32	1365,91
25	213,42	426,85	640,27	853,70	1067,12	1280,54	1493,97	1707,39	1920,82	2134,24
32	349,67	699,35	1049,02	1398,69	1748,37	2098,04	2447,72	2797,39	3147,06	3496,74
40	546,37	1092,73	1639,10	2185,46	2731,83	3278,19	3824,56	4370,92	4917,29	5463,65

Para resistir un Axil de 370 kN, necesitaremos 3 redondos de diámetro 20mm para cada cara del pilar de planta baja.

- ARMADURA TRANSVERSAL

θ_t = diámetro más restrictivo entre:

- el redondo de 6mm
- $\frac{\theta_{\max}}{4} = \frac{20}{4} = 5\text{mm}$

Escogeremos el diámetro mayor de los dos; por tanto, el estribado se hará con redondos de 6mm.

S_t = distancia entre estribos más restrictiva entre:

- distancia menor entre $h_y = 30\text{cm}$ y $h_x = 40\text{cm}$
- $15 \theta_{\min} = 15 \cdot 20\text{mm} = 300\text{ mm} = 30\text{ cm}$
- 30cm

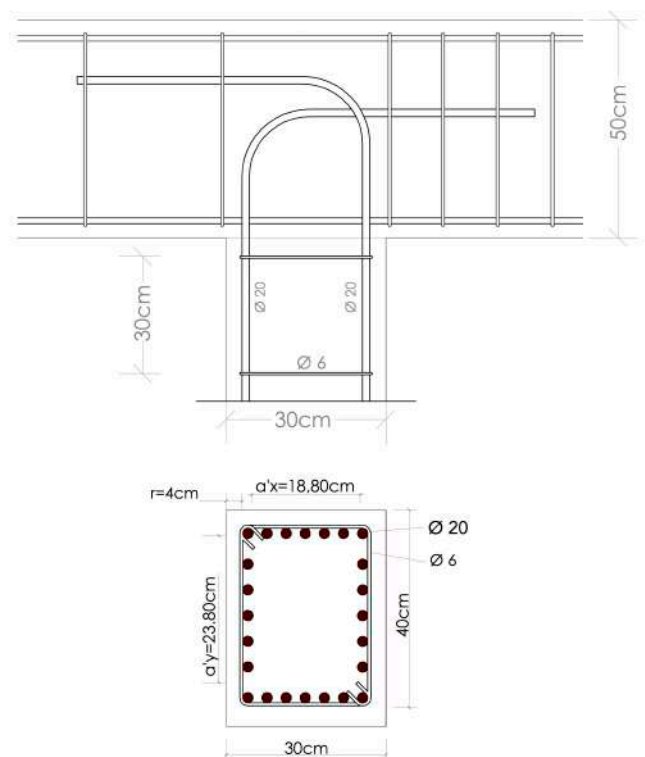
Escogemos la distancia más pequeña de las tres; por tanto, los estribos de 6mm de diámetro irán separados por una distancia de 30cm

- LONGITUD DE ESPERA

b más restrictiva entre:

- $b = m \cdot \theta^2 = 15 \cdot 2^2 = 60\text{cm}$
- $\frac{f_{yk}}{20} \cdot \theta = \frac{500}{20} \cdot 2 = 50\text{cm}$
- 15 cm
- $10 \theta = 10 \cdot 2 = 20\text{cm}$

Escogeremos la longitud de espera más larga; por tanto, la longitud de espera será de 60cm.



- INCORPORACIÓN AL PLANO DE DESPIECE DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES SEGÚN LA NORMATIVA EHE-08

Características de los materiales – Forjados Unidireccionales									
Materiales	Hormigón						Acero		
	Control			Características			Control	Características	
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Recubrimiento Nominal (mm)	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
Forjados Todas las plantas	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA- 25	Blanda (8-9 cm)	15/20 mm	50	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Pilares Todas las plantas	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA- 25	Blanda (8-9 cm)	15/20 mm	50	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Jácnas Todas las plantas	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA- 25	Blanda (8-9 cm)	15/20 mm	50	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_G=1.35$ $\gamma_Q=1.50$	Adaptado a la Instrucción EHE						
Notas									
– Control Estadístico en EHE, equivale a control normal									