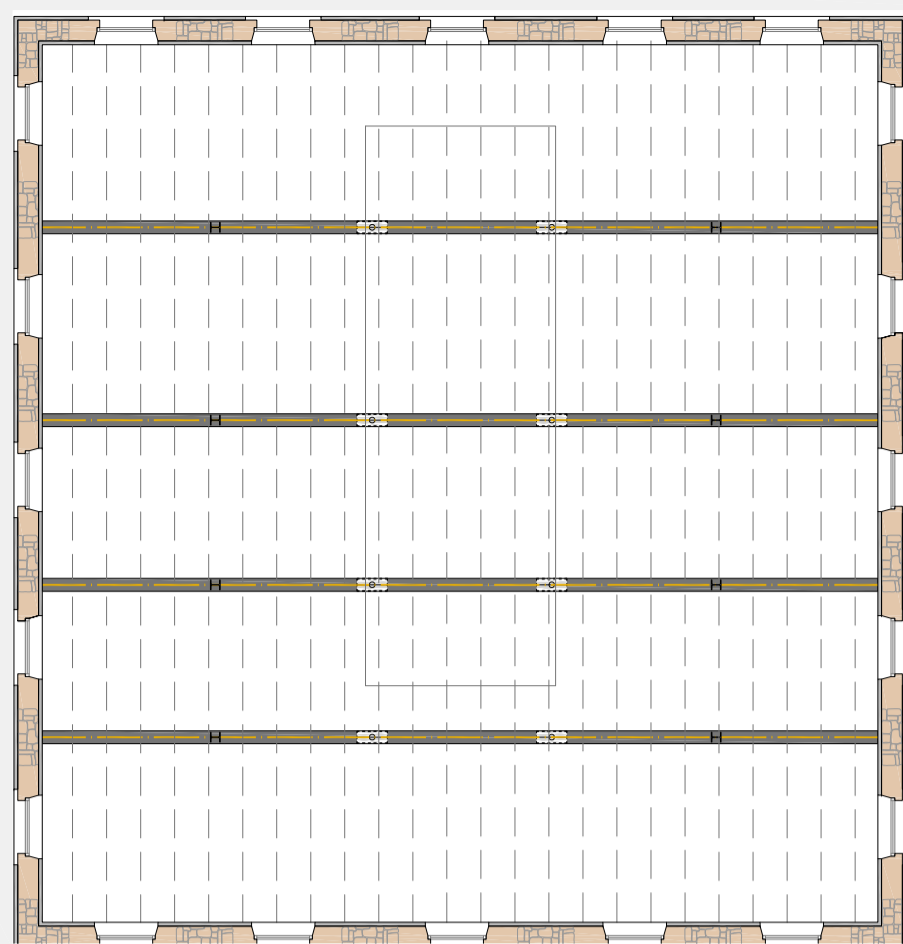
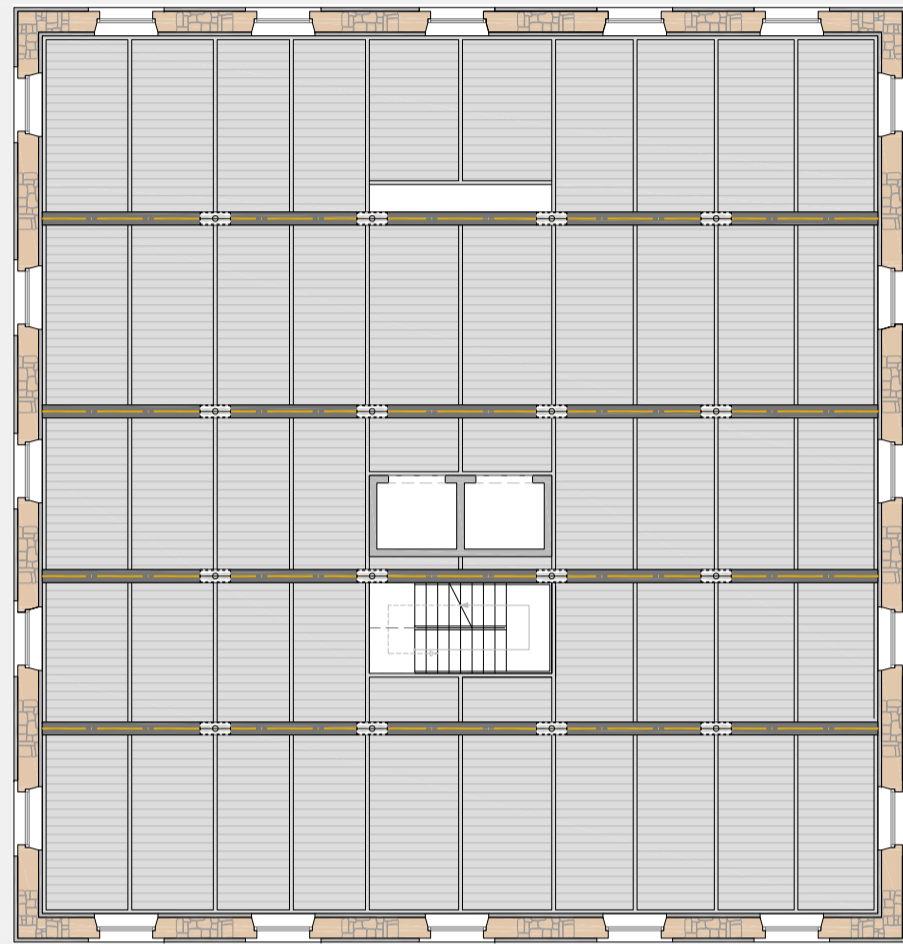


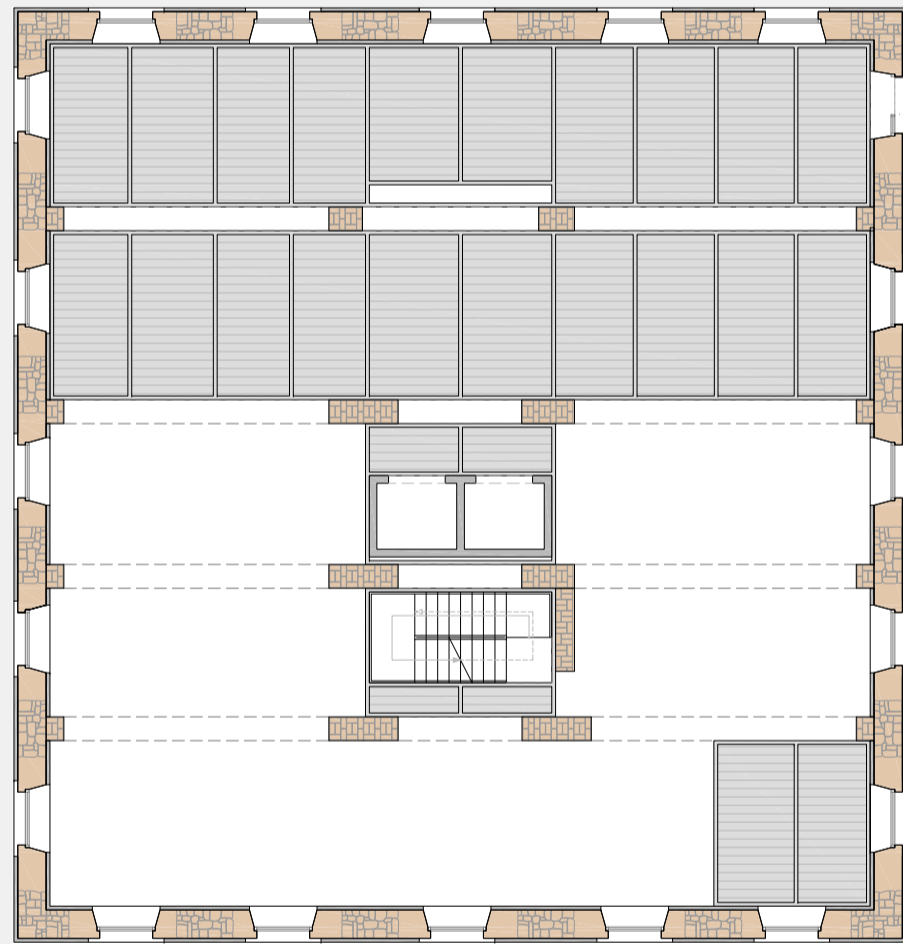
SOSTRE PLANTA TERCERA  
Nivell 03. +65,5m



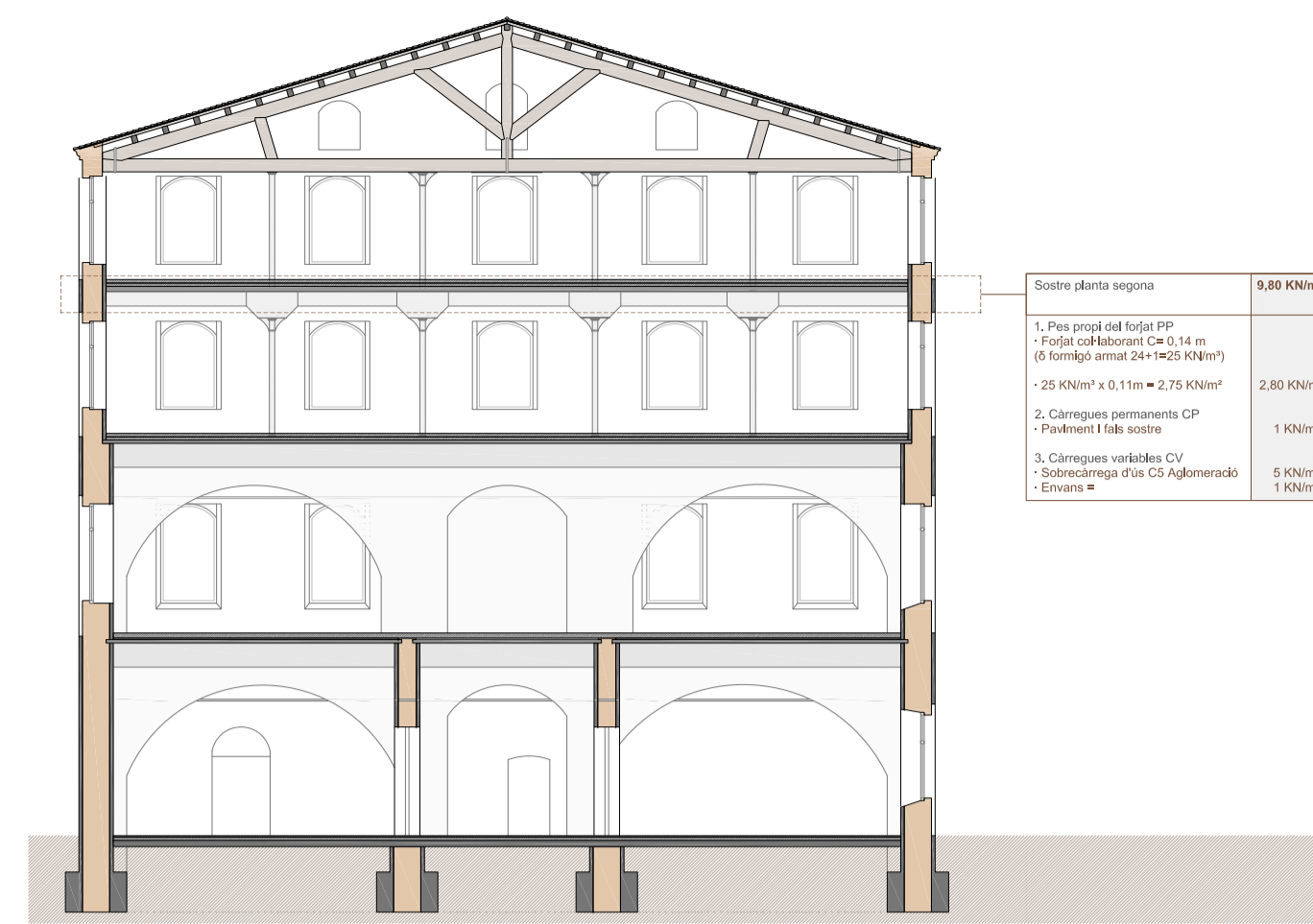
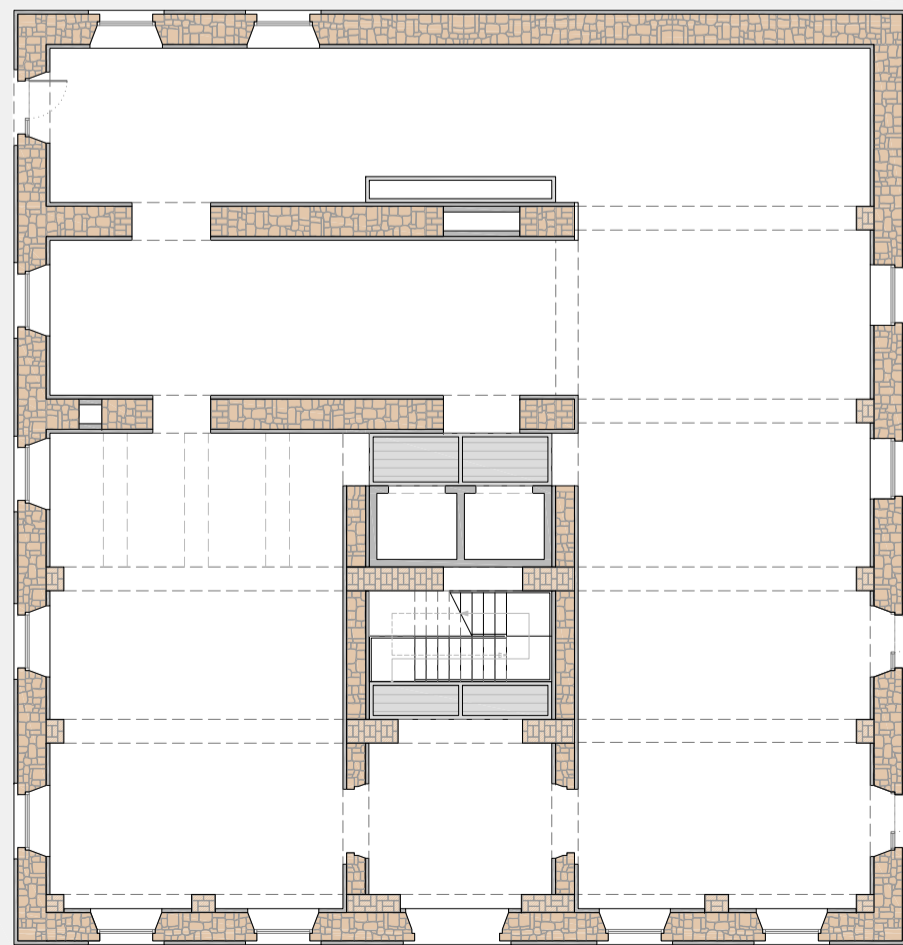
SOSTRE PLANTA SEGONA  
Nivell 02. +61,5m



SOSTRE PLANTA PRIMERA  
Nivell 01. +56,5m

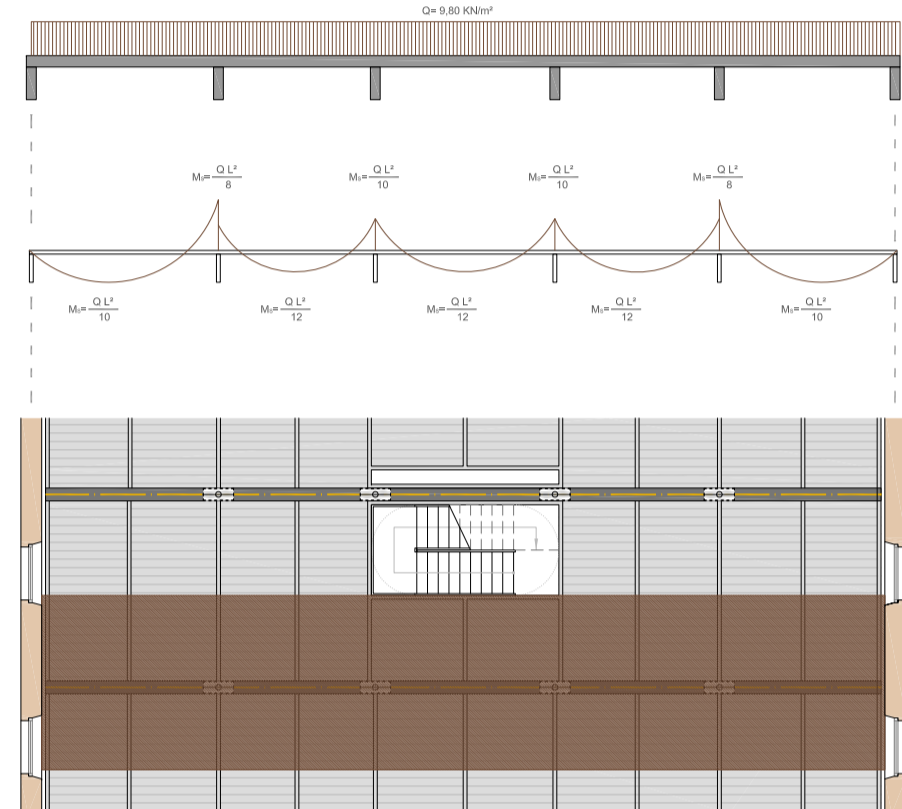


SOSTRE PLANTA BAIXA  
Nivell 00. +51m



Sostre planta segona	
1. Pes propi del forjat PP + Forjat col·laborant C=24 m (Ø formigó armat 24+1=25KN/m²)	2,80 KN/m²
2. Càrregues permanents CP + Paviment fals sostre	1 KN/m²
3. Càrregues variables CV + Sobrecàrrega d'ús G2 Aglomerat + Envars =	1 KN/m²
<b>Total</b>	<b>9,80 KN/m²</b>

PREDIMENSIONAT JÀSSERA SOSTRE PLANTA 2



Q = càrrega sobre la jàssera = 9,80 KN/m²  
L = longitud de la llum de la jàssera = 4,68 m  
Condicions del suport → articulada (pitars de fosa)

Hem de convertir la càrrega repartida Q en una càrrega lineal q, multiplicant la càrrega Q per la longitud de l'àrea efectiva perpendicular a la jàssera:

$$q = Q \times d = 9,80 \text{ KN/m}^2 \times 4,61 \text{ m} = 45,18 \text{ KN/m} \approx 4,515 \text{ Kg/m} \approx 4,518 \text{ T/m}$$

El tram amb el moment de càlcul Md més desfavorable de la biga articulada i càrrega uniforme és:  
 $Md = \lambda \times q \times L^2 / 8$

on Md és el moment de càlcul  
λ és el coeficient de majoració de les accions o càrregues  
q és la càrrega lineal aplicada a la jàssera  
L és la llum del pòrtic

$$Md = 1,5 \times 45,18 \times 4,68^2 / 8 = 185,54 \text{ KN-m} = 18.554 \text{ Kg-m} = 1.855.400 \text{ Kg-cm}$$

Mòdul resistent W

És una característica de la secció, i té un valor de:

$$W = I / y$$

on I és la inèrcia de la secció  
y és la distància al centre de gravetat de la fibra més allunyada

Perquè la secció resisteixi ha de complir que:

$$W \geq Md / \sigma$$

on Md és el moment de càlcul  
σ és la tensió admissible de l'acer (2600 Kg/cm² o 3600 Kg/cm²)

$$Md / \sigma = 1.855.400 \text{ Kg-cm} / 3.600 \text{ Kg/cm}^2 = 515,4 \text{ cm}^3 \approx 515 \text{ cm}^3$$

Per tant, la biga que escollim haurà de tenir un mòdul resistent W superior a 515 cm³.

Inèrcia necessària (Inec)

Perquè l'element compleixi la condició de fletxa ha de tenir una inèrcia tal que:

$$Inec = [5 \times q \times L^4] / [384 \times E \times (L / \psi)]$$

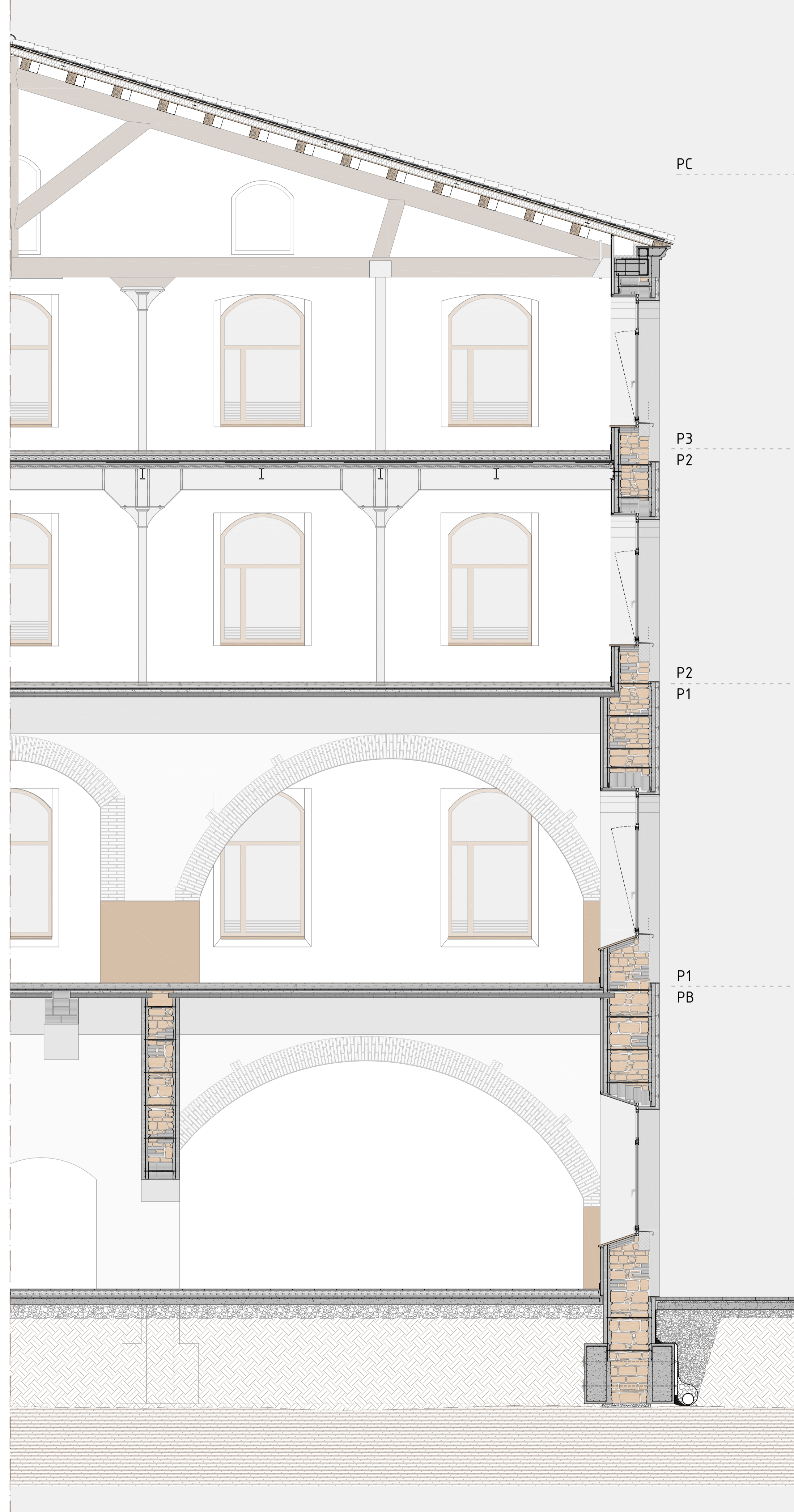
on ψ és la relació llum-fletxa amb la que es vol projectar la biga  
i que és 300 per bigues de fins a 5 metres de llum

$$Inec = [5 \times 45,18 \text{ KN/m} \times 4,68^4 \text{ m}^4] / [384 \times 210.000.000 \text{ KN/m}^2 \times (4,68 \text{ m} / 300)] \times 10^7 = 861,43 \approx 8.614 \text{ cm}^4$$

CONCLUSIÓ: El tipus de biga que hauré d'escollir tindrà una inèrcia mínima de 8.614 cm⁴ i un mòdul resistent de com a mínim 515,4 cm³.

Designació del perfil	Medides mm				A cm²	m Kg/m	Moment de inèrcia cm⁴		Mòdul resistent cm³		Ràdio de giro cm		Superfície m²/m		
	b	b₁	t	r			I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	f <sub>x</sub>	f <sub>y</sub>	
IPE 200	200	100	5,8	8,5	12	28,5	22,4	1943	142	194	28,5	8,28	2,24	0,788	34,38
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	33,4	26,2	2772	205	252	37,5	9,11	2,48	0,889	32,36
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	39,5	30,7	3890	284	324	47,5	9,97	2,69	0,922	30,92
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	45,9	36,1	5790	420	429	62,2	11,2	3,02	1,04	28,86
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	53,8	42,2	8396	604	597	80,5	12,5	3,35	1,16	27,46
IPE 330	330	160	7,5	11,5	18	63,8	49,1	11770	798	713	98,5	13,7	3,55	1,25	25,50
IPE 360	360	170	8,0	12,7	18	72,7	57,1	16270	1043	904	123	15,0	3,78	1,35	23,70
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	84,5	66,3	23150	1318	1160	148	16,5	3,95	1,47	22,12
IPE 450	450	190	9,4	14,6	21	98,8	77,8	33740	1678	1500	176	18,5	4,12	1,61	20,98
IPE 500	500	200	10,2	16,0	21	116	90,7	48200	2142	1830	214	20,4	4,31	1,74	19,23
IPE 550	550	210	11,1	17,2	24	134	106	67120	2888	2440	254	22,3	4,45	1,88	17,78
IPE 600	600	220	12,0	18,0	24	156	122	92660	3387	3079	308	24,3	4,66	2,01	16,45

PRONTUARIO UAHE-2001. Unión de Almacenistas de Hierros de España

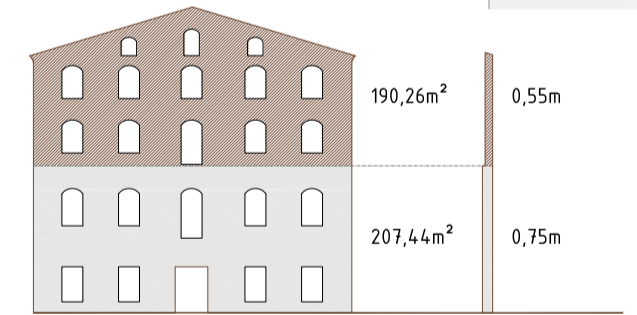


ESTAT DE CÀRREGUES [KN/m²]

SOSTRE COBERTA	3,80KN/m²
- PP. pes propi coberta - pannell sandwifx - corretja de fusta laminada	0,4KN/m² 1,5KN/m²
- CP. càrregues permanents - feula ceràmica	0,5KN/m²
- CV. càrregues variables (ús) - sobrecàrrega neu (altitud 57m - zona 2) - G2. manteniment (pendent < 20°)	0,4KN/m² 1KN/m²
SOSTRE PLANTA SEGONA	9,8KN/m²
- PP. pes propi forjat - forjat col·laborant C (6+8cm)=0,14m --- 0,11m Ø formigó armat 24+1=25KN/m²; 25KN/m³ x 0,11m = 2,75KN/m²	2,8KN/m²
- CP. càrregues permanents - paviment, fals sostre	1KN/m²
- CV. càrregues variables (ús) - C5. zona d'aglomeració - envans	5KN/m² 1KN/m²
SOSTRE PLANTA PRIMERA	11,43KN/m²
- PP. pes propi forjat - volta de 3 fulles de 1cm de rajola ceràmica δ=18KN/m³ 18KN/m³ x 0,03m = 0,54KN/m²	0,54KN/m²
- replè d'arenes δ=16KN/m³ 16KN/m³ x 0,29m = 4,64KN/m²	4,64KN/m²
- CP. càrregues permanents - capa de compressió de 5cm 25KN/m³ x 0,05m = 1,25KN/m² - paviment, fals sostre	1,25KN/m² 1KN/m²
- CV. càrregues variables (ús) - C1. zona amb taules i cadires - envans	3KN/m² 1KN/m²
SOSTRE PLANTA BAIXA	11,43KN/m²
- PP. pes propi forjat - volta de 3 fulles de 1cm de rajola ceràmica δ=18KN/m³ 18KN/m³ x 0,03m = 0,54KN/m²	0,54KN/m²
- replè d'arenes δ=16KN/m³ 16KN/m³ x 0,29m = 4,64KN/m²	4,64KN/m²
- CP. càrregues permanents - capa de compressió de 5cm 25KN/m³ x 0,05m = 1,25KN/m² - paviment, fals sostre	1,25KN/m² 1KN/m²
- CV. càrregues variables (ús) - C1. zona amb taules i cadires - envans	3KN/m² 1KN/m²

CÀRREGUES ELEMENTS HORIZONTALS [KN]

PC → 3,80KN/m² x 56,76m² = 215,68 KN	
P2 → 9,80KN/m² x 52,50m² = 514,50 KN	
P1 → 11,43KN/m² x 52,50m² = 600,08 KN	
PB → 11,43KN/m² x 52,50m² = 600,08 KN	
<b>215,68 KN + 514,50 KN + 600,08 + 600,08 = 1930,35 KN</b>	



PES PROPÍ FAÇANA [KN]

- Ø formigó armat = 25KN/m³	
- volum revestiment armat (207,44 + 190,26) x 2 x 0,10m = 79,54m³	
79,54 m³ x 25KN/m³ = 1.963,50 KN	
- Ø mamposteria con mortero = 26KN/m³	
- volum façana = (207,44 x 0,75) + (190,26 x 0,55) = 260,22m³	
260,22 m³ x 26KN/m³ = 6.765,80 KN	
- Ø obra de fàbrica maó massís i morter = 18KN/m³	
- volum arcs PB adossats a façana = 35,86m² x 0,48m = 17,21m³	
17,21m³ x 18KN/m³ = 309,83 KN	
<b>pes propi total = 6765,80 KN + 309,83 KN = 8.939,13 KN</b>	

TENSIÓ A LA QUE ESTÀ SOTMESA LA FAÇANA

Q = 1.930,35 KN + 8.939,13 KN = 10.870 KN  
S = 15,90 m² (s'hi han restat la sup. en planta de les finestres i tingut en compte el revestiment armat)

$$T = Q/S = 10.870 \text{ KN} / 15,90 \text{ m}^2 = 683,64 \text{ KN/m}^2 \approx 6,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicant coef. de majoració;  
683,64 KN/m² x 1,5 = 1.025,47 KN/m² = 10,25 Kg/cm²