

TREBALL FORMIGÓ ARMAT

GRUP 79 - ESTRUCTURES II , QT2013-2014

GRUP	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	Pòrtic 1	Pòrtic 2
79	5,40	6,05	5,70	5,30	7,50	7,30	2,75	2,40	1,30	1,15	5,25	3,05	3,65	3	7

GUILLEM AULET OLIVER // GUILLEM PASCUAL PERELLÓ

07/01/2014



1. DISSENY I PREDIMENSIONAT DE FORJATS UNIDIRECCIONALS DE FORMIGÓ ARMAT I PRETESAT

1.1 PLANTA BAIXA

1.1.a - Plantejament planta baixa.....	2
1.1.b - Predimensionat del cantell de FORJAT DE PLANTA BAIXA.....	3
1.1.c - Predimensionat de la JÀSSERA DE PLANTA BAIXA.....	4-5

1.2 PLANTA TIPUS

1.2.a - Plantejament planta tipus.....	6
1.2.b - Predimensionat del cantell de FORJAT DE PLANTA TIPUS.....	7
1.2.c - Predimensionat de la JÀSSERA DE PLANTA TIPUS.....	8-9

1.3 PLANTA COBERTA

1.3.a - Plantejament planta coberta.....	10
1.3.b - Predimensionat del cantell de FORJAT DE PLANTA COBERTA.....	11
1.3.c - Predimensionat de la JÀSSERA DE PLANTA COBERTA.....	12-13

2. PREDIMENSIONAT DE PILARS

2.1 - Predimensionat PILARS INTERIORS.....	14-17
2.2 - Predimensionat PILARS EXTERIORS.....	18-20

3. ANÀLISI INFORMÀTIC D'ESTRUCTURES DE BARRES PLANES

3.1 – TRAMS DE FORJAT ESTUDIATS PER PLANTA.....	21-23
3.2 – ESQUEMA DEL PÒRTIC PRINCIPAL.....	24
3.3 – CÀRREGUES ACTUANTS SOBRE EL PÒRTIC PRINCIPAL.....	25
3.4 – ACCIÓ DEL VENT.....	26
3.5 – DIAGRAMA DEFORMADA DEL PÒRTIC PRINCIPAL.....	27
3.6 – DIAGRAMA DE MOMENTS FLECTORS.....	28
3.7 – DIAGRAMA D'AXIALS.....	29
3.8 – DIAGRAMA MOMENTS MAJORATS.....	30
3.9 – DIAGRAMA AXIALS I MOMENTS MAJORATS.....	31
3.10 – DIAGRAMA D'ENVOLUPANTS.....	32

4. CÀLCUL I COMPROVACIÓ D'ARMADURES DE FORJAT I DE JÀSSERES

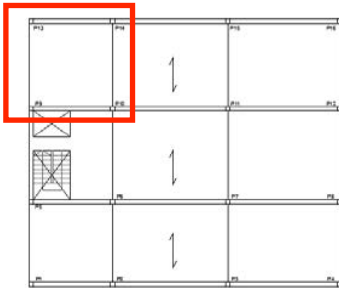
4.1 – ESFORÇOS TRAMS DE FORJAT P3.....	33
4.2 – PLANTA REFORÇOS NEGATIU DEL FORJAT P3.....	34
4.3 – CÀLCUL ARMADURA NEGATIU FORJAT P3.....	35-37
4.4 – CÀLCUL DE L'ARMADURA LONGITUDINAL JÀSSERES P3.....	38-41
4.5 – CÀLCUL DE L'ARMADURA TRANSVERSAL JÀSSERES P3.....	42-52

5. CÀLCUL I COMPROVACIÓ D'ARMADURES DE PILARS

5.1 – COMPROVACIÓ VINCLAMENT I CÀLCUL ARMAT.....	53-56
5.2 – CÀLCUL ARMAT SENSE VINCLAMENT.....	57-58

1.1.b-Predimensionat del cantell de FORJAT DE PLANTA BAIXA

FORJADO MÁS DESFAVORABLE (EXTREMO+TABIQUES)



Coeficientes C				
Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29

-TRAM DE FORJAT EXTREM (No consideram la part com aïllada, sinó com extrema, ya que la parte que está aïllada és molt poca en comparació amb la resta)

1A FASE: $\left[\delta_1 = \sqrt{\frac{q}{7}}, \delta_2 = \sqrt[4]{\frac{L}{6}}; \delta_1 \cdot \delta_2 = 1 \right] \longrightarrow \sqrt{\frac{q}{7}} \cdot \sqrt[4]{\frac{5,7}{6}} = 1 \longrightarrow q = 7,28 \text{ KN/m}^2$

ESTAT DE CÀRREGUES [KN/M²]

C.VARIABLES

Sobrecàrrega d'ús	[KN/m ²]	2
Sobrecàrrega de neu	[KN/m ²]	0

C.PERMANENTS

Envans	[KN/m ²]	1
Paviment ceràmic (5cm de gruix)	[KN/m ²]	0,8
Pes propi*	[KN/m ²]	3,48
TOTAL [KN/m²]		7,28

$$h_{\min} \geq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} \longrightarrow h_{\min} \geq \sqrt{\frac{7,28}{7}} \cdot \sqrt[4]{\frac{5,7}{6}} \cdot \frac{5,7}{23} \longrightarrow h_{\min} = 0,2495 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

2A FASE: $[P = 10 \cdot H_{\min} + 0,1 \cdot H_{\min}] \quad (25 \cdot 10) + 25 = 275 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 2,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \longrightarrow q_{\text{total}} = 2,75 + 1 + 2 + 0,8 = 6,55 \text{ KN/m}^2$

ESTAT DE CÀRREGUES [KN/M²]

C.VARIABLES

Sobrecàrrega d'ús	[KN/m ²]	2
Sobrecàrrega de neu	[KN/m ²]	0

C.PERMANENTS

Envans	[KN/m ²]	1
Paviment ceràmic (5cm de gruix)	[KN/m ²]	0,8
Pes propi*	[KN/m ²]	2,75
TOTAL [KN/m²]		6,55

$$h_{\min} \geq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} \longrightarrow h_{\min} \geq \sqrt{\frac{6,55}{7}} \cdot \sqrt[4]{\frac{5,7}{6}} \cdot \frac{5,7}{23} \longrightarrow h_{\min} \geq 0,2366 \text{ m} \approx 0,24 \text{ m}$$

TOTAL ESTAT DE CÀRREGUES FINAL	6,55 KN/m²
CANTELL DE FORJAT FINAL	20+4 Cm

1.1.b-Predimensionat de la JÀSSERA DE PLANTA BAIXA

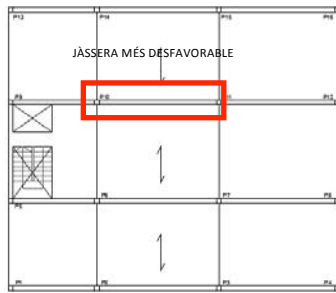
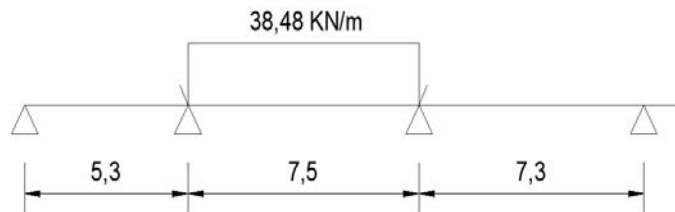
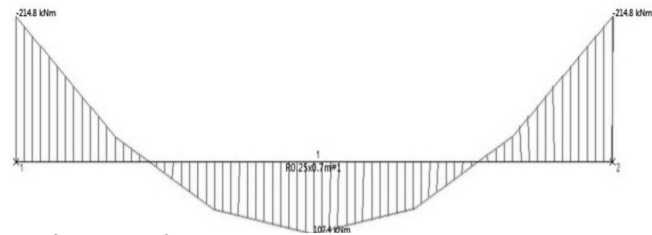


DIAGRAMA DE MOMENTS FLECTORS DE LA JÀSSERA MÉS DESFAVORABLE (7,5m)



$$\frac{ql^2}{12} = \frac{38,48 \cdot 7,5^2}{12} = 180,375 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{ql^2}{12} = 180,375 \text{ KN}\cdot\text{m}$$



$$\frac{ql^2}{8} = \frac{38,48 \cdot 7,5^2}{8} = 270,56 \text{ KN}\cdot\text{m} - 180,375 \text{ KN}\cdot\text{m} = 90,19 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

PREDIMENSIONAT JÀSSERA

CÀRREGUES

Càrrega total del forjat de Planta Baixa

[KN/m²]

6,55

PARÀMETRES DE CÀLCUL

Llum A

[m]

5,7

Llum B

[m]

6,05

Resistència del formigó

[N/mm²]

25

1. Partint de la base de que a sobre la nostra jàssera no tenim ni envans ni façana ni baranes, calculam:

Ab = Ancho de banda sobre el pòrtic = **5,875m**

qs = Càrrega lineal sobre la jàssera del pòrtic corresponent [qs = Qs·Ab] = 6,55 KN/m² · 5,875m = **38,48 KN/m**

2. Una vegada tenim la càrrega lineal sobre la nostra jàssera trobam el moment més gran:

$$Mk_1 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{38,48 \cdot 5,3^2}{12} = 90,075 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Mk_2 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{38,48 \cdot 7,3^2}{12} = 170,88 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Mk_3 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{38,48 \cdot 7,5^2}{12} = 180,375 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

3. Predimensionam

$$d = \sqrt{\frac{Md}{W \cdot 0,8 \cdot b \cdot Fcd}} = \sqrt{\frac{180,375 \text{ KN}\cdot\text{m} \cdot 1,5 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{KN}} \cdot 10^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{0,25 \cdot 0,8 \cdot 300 \text{ mm} \cdot \frac{25 \text{ N}}{1,5 \text{ mm}^2}}} = 520,15 \text{ mm} = 55 \text{ cm} \quad h = d + c = 55 + 5 \approx 60 \text{ cm}$$

SECCIÓ DE LA JÀSSERA

30X60 cm

4. Comprovacions

-DEFORMACIONS:

$$F_{inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI} - \frac{Md_{ret} \cdot l^2}{16EI} - \frac{Mesq \cdot l^2}{16EI} = \frac{5 \cdot 38,48 \cdot 7,5^4 - 24 \cdot 180,375 \cdot 7,5^2 - 24 \cdot 180,375 \cdot 7,5^2}{384 \cdot 27300000 \cdot \frac{0,3 \cdot 0,6^3}{12}} = 2,15 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 2,1 \text{ mm}$$

Fletxa total 4·f.inst	= 4 · 2,1 mm = 8,4 mm	Comprovació ($\frac{L}{250}$)	$\frac{7500}{250} = 30 \text{ mm}$
Fletxa activa	= 2,2 · 2,1 mm · 0,7% + (2,1 mm · 0,3%) = 3,86 mm	Comprovació 1cm / $\frac{L}{400}$	$\frac{7500}{400} = 18,75 \text{ mm}$

-ARMADURA:

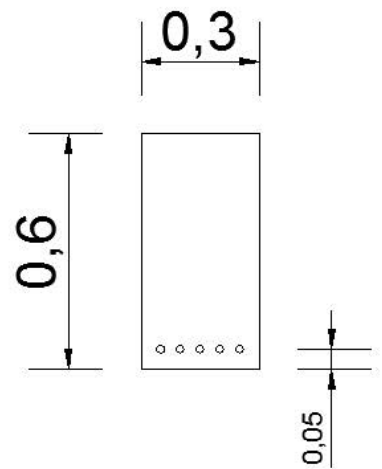
$$A_s = \frac{Md}{0,8 \cdot d \cdot F_{yd}} = \frac{180,375 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 550 \cdot \frac{500}{1,15}} = 1414,3 \text{ mm}^2$$

ARMATmax. = 2500 mm²
 ARMATmin. = 166,67 mm²

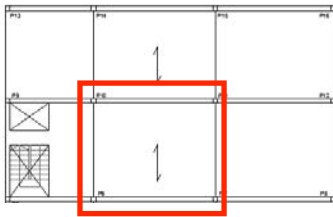
} $\longrightarrow$ **ÉS CORRECTE**

RODONS	Diàmetre	20,00 mm
	Número	5,00 u.

5 BARRES DEL 20Φ ≈ 1570 mm²



1.1.b-Predimensionat del cantell de FORJAT DE PLANTA TIPUS



Coeficientes C				
Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29

-TRAM DE FORJAT EXTREM

1A FASE: $\left[\delta_1 = \sqrt{\frac{q}{7}}; \delta_2 = \sqrt[4]{\frac{L}{6}}; \delta_1 \cdot \delta_2 = 1 \right] \longrightarrow \sqrt{\frac{q}{7}} \cdot \sqrt[4]{\frac{6,05}{6}} = 1 \longrightarrow q = 6,97 \text{ KN/m}^2$

ESTAT DE CÀRREGUES [KN/M²]

C.VARIABLES

Sobrecàrrega d'ús	[KN/m ²]	2
Sobrecàrrega de neu	[KN/m ²]	0

C.PERMANENTS

Envans	[KN/m ²]	1
Paviment ceràmic (5cm de gruix)	[KN/m ²]	0,8
Pes propi*	[KN/m ²]	3,17
TOTAL [KN/m ²]		6,97

$h_{\min} \geq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} \longrightarrow h_{\min} \geq \sqrt{\frac{6,97}{7}} \cdot \sqrt[4]{\frac{6,05}{6}} \cdot \frac{6,05}{23} \longrightarrow h_{\min} = 0,263 \text{ m} \approx 26 \text{ cm}$

2A FASE: $[P = 10 \cdot H_{\min} + 0,1 \cdot H_{\min}] \quad (26,3 \cdot 10) + 26,3 = 289,3 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 2,89 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \longrightarrow q_{\text{total}} = 2,9 + 0,8 + 1 + 2 = 6,7 \text{ KN/m}^2$

ESTAT DE CÀRREGUES [KN/M²]

C.VARIABLES

Sobrecàrrega d'ús	[KN/m ²]	2
Sobrecàrrega de neu	[KN/m ²]	0

C.PERMANENTS

Envans	[KN/m ²]	1
Paviment ceràmic (5cm de gruix)	[KN/m ²]	0,8
Pes propi*	[KN/m ²]	2,9
TOTAL [KN/m ²]		6,7

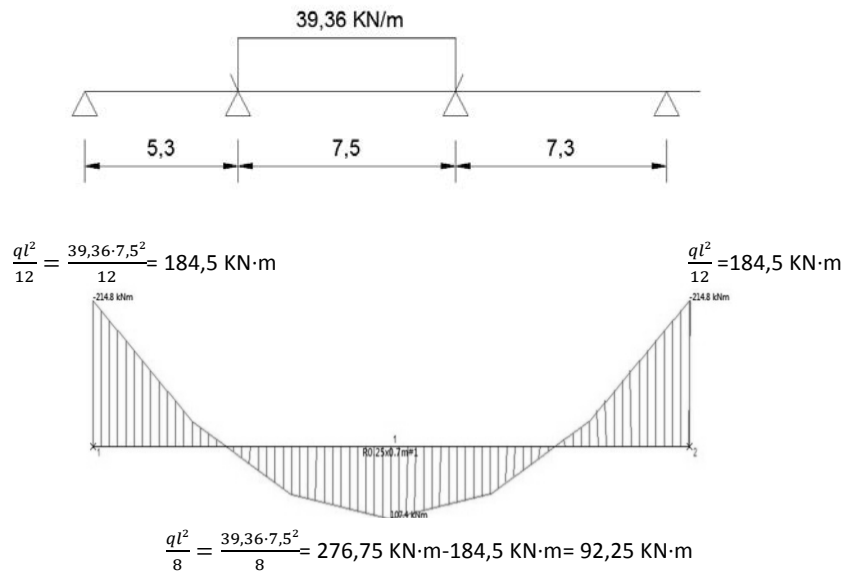
$h_{\min} \geq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} \longrightarrow h_{\min} \geq \sqrt{\frac{6,7}{7}} \cdot \sqrt[4]{\frac{6,05}{6}} \cdot \frac{6,05}{23} \longrightarrow h_{\min} \geq 0,2578 \text{ m} \approx 0,26 \text{ m}$

TOTAL ESTAT DE CÀRREGUES FINAL	6,7 KN/m ²
CANTELL DE FORJAT FINAL	22+4 Cm

1.1.b-Predimensionat de la JÀSSERA DE PLANTA TIPUS



DIAGRAMA DE MOMENTS FLECTORS DE LA JÀSSERA MÉS DESFAVORABLE (7,5m)



PREDIMENSIONAT JÀSSERA

CÀRREGUES

Càrrega total del forjat de Planta Tipus

[KN/m²]

6,7

PARÀMETRES DE CÀLCUL

Llum A

[m]

5,7

Llum B

[m]

6,05

Resistència del formigó

[N/mm²]

25

1. Partint de la base de que a sobre la nostra jàssera no tenim ni envans ni façana ni baranes, calculam:

Ab = Ancho de banda sobre el pòrtico = **5,875m**

qs = Càrrega lineal sobre la jàssera del pòrtic corresponent [qs = Qs·Ab] = 6,7 KN/m² · 5,875m = **39,36 KN/m**

2. Una vegada tenim la càrrega lineal sobre la nostra jàssera trobam el moment més gran:

$$Mk_1 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{39,36 \cdot 5,3^2}{12} = 92,13 \text{ KN/m}$$

$$Mk_2 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{39,36 \cdot 7,3^2}{12} = 174,79 \text{ KN/m}$$

$$Mk_3 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{39,36 \cdot 7,5^2}{12} = 184,5 \text{ KN/m}$$

3. Predimensionam

$$\text{Cantell útil (d)} = \sqrt{\frac{Md}{W \cdot 0,8 \cdot b \cdot Fcd}} = \sqrt{\frac{184,5 \text{ KN}\cdot\text{m} \cdot 1,5 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{KN}} \cdot 10^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{0,25 \cdot 0,8 \cdot 300 \text{ mm} \cdot \frac{25 \text{ N}}{1,5 \text{ mm}^2}}} = 526,07 \text{ mm} = 52,6 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 52,6 + 5 \approx 60 \text{ cm}$$

SECCIÓ DE LA JÀSSERA

30X60 cm

4. Comprovacions

-DEFORMACIONS:

Fletxa total 4·f.inst	= 4 · 2,19 mm = 8,79 mm	Comprovació ($\frac{L}{250}$)	$\frac{7500}{250} = 30\text{mm}$
Fletxa activa	= 2,2·2,19 mm·0,7%) + (2.19mm·0,3%) = 4,02 mm	Comprovació 1cm / $\frac{L}{400}$	$\frac{7500}{400} = 18,75\text{mm}$

$$F_{\text{inst.}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI} - \frac{Md_{\text{ret}} \cdot l^2}{16EI} - \frac{Mesq \cdot l^2}{16EI} = \frac{5 \cdot 39,36 \cdot 7,5^4 - 24 \cdot 184,5 \cdot 7,5^2 - 24 \cdot 184,5 \cdot 7,5^2}{384 \cdot 27300000 \cdot \frac{0,3 \cdot 0,6^3}{12}} = 2,19 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 2,19 \text{ mm}$$

-ARMADURA:

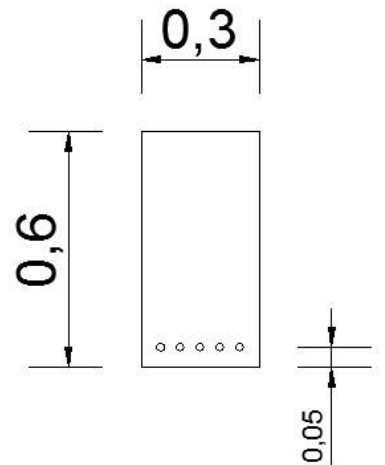
$$A_s = \frac{Md}{0,8 \cdot d \cdot F_{yd}} = \frac{184,5 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 550 \cdot \frac{500}{1,15}} = 1446,64 \text{ mm}^2$$

ARMATmax.= 2500 mm

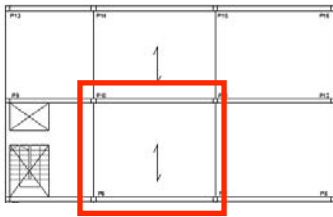
ARMATmin.= 166,67 mm²

→ ÉS CORRECTE

RODONS	Diàmetre	20,00 mm
	Número	5,00 u.

5 BARRES DEL 20Φ ≈ 1570 mm²

1.1.b-Predimensionat del cantell de FORJAT DE PLANTA COBERTA



Coeficients C				
Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29

-TRAM DE FORJAT EXTREM

1A FASE: $\left[\delta_1 = \sqrt{\frac{q}{7}}; \delta_2 = \sqrt[4]{\frac{L}{6}}; \delta_1 \cdot \delta_2 = 1 \right] \longrightarrow \sqrt{\frac{q}{7}} \cdot \sqrt[4]{\frac{6,05}{6}} = 1 \longrightarrow q = 6,97 \text{ KN/m}^2$

ESTAT DE CÀRREGUES [KN/M²]

C.VARIABLES

Sobrecàrrega d'ús	[KN/m ²]	1
Sobrecàrrega de neu	[KN/m ²]	2

C.PERMANENTS

Envans	[KN/m ²]	0
Coberta plana o invertida de grava	[KN/m ²]	2,5
Pes propi*	[KN/m ²]	2,47
TOTAL	[KN/m²]	6,97

$h_{\min} \geq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} \longrightarrow h_{\min} \geq \sqrt{\frac{6,97}{7}} \cdot \sqrt[4]{\frac{6,05}{6}} \cdot \frac{6,05}{26} \longrightarrow h_{\min} = 0,2326 \text{ m} = 24 \text{ cm}$

2A FASE: $[P = 10 \cdot H_{\min} + 0,1 \cdot H_{\min}] (23,3 \cdot 10) + 23,3 = 256,3 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 2,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \longrightarrow q_{\text{total}} = 2,56 + 2,5 + 2 = 7,06 \text{ KN/m}^2$

ESTAT DE CÀRREGUES [KN/M²]

C.VARIABLES

Sobrecàrrega d'ús	[KN/m ²]	1
Sobrecàrrega de neu	[KN/m ²]	2

C.PERMANENTS

Envans	[KN/m ²]	0
Coberta plana o invertida de grava	[KN/m ²]	2,5
Pes propi*	[KN/m ²]	2,56
TOTAL	[KN/m²]	7,06

$h_{\min} \geq \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} \longrightarrow h_{\min} \geq \sqrt{\frac{7,06}{7}} \cdot \sqrt[4]{\frac{6,05}{6}} \cdot \frac{6,05}{26} \longrightarrow h_{\min} \geq 0,2331 \text{ m} \approx 0,24 \text{ m}$

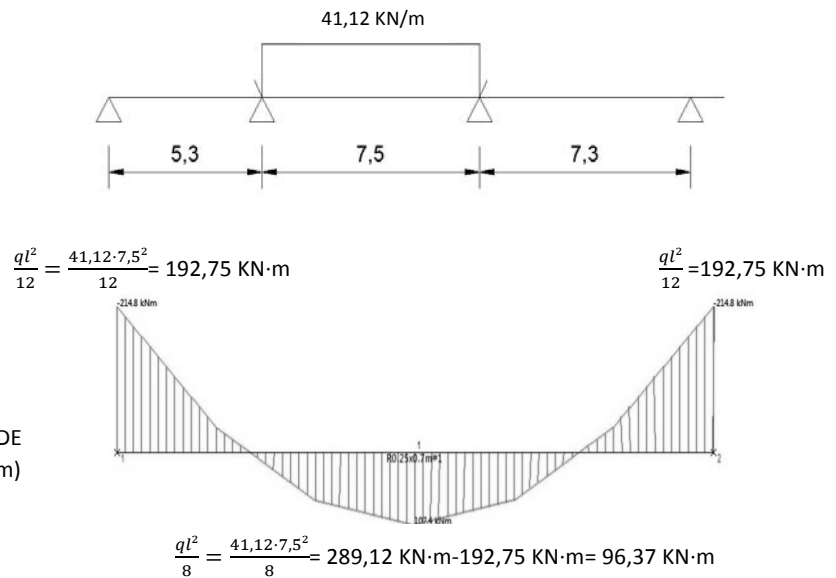
TOTAL ESTAT DE CÀRREGUES FINAL	7,06 KN/m²
---------------------------------------	------------------------------

CANTELL DE FORJAT FINAL	20+4 Cm
--------------------------------	----------------

1.1.b-Predimensionat de la JÀSSERA DE PLANTA COBERTA



DIAGRAMA DE MOMENTS FLECTORS DE LA JÀSSERA MÉS DESFAVORABLE (7,5m)



PREDIMENSIONAT JÀSSERA

CÀRREGUES

Càrrega total del forjat de Planta Coberta

[kN/m²]

7

PARÀMETRES DE
CÀLCUL

Llum A

[m]

5,7

Llum B

[m]

6,05

Resistència del formigó

[N/mm²]

25

1. Partint de la base de que a sobre la nostra jàssera no tenim ni envans ni façana ni baranes, calculam:

Ab = Ancho de banda sobre el pòrtico = **5,875m**

qs = Càrrega lineal sobre la jàssera del pòrtic corresponent [qs = Qs·Ab] = 7 kN/m² · 5,875m = **41,125 kN/m**

2. Una vegada tenim la càrrega lineal sobre la nostra jàssera trobam el moment més gran:

$$Mk_1 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{41,12 \cdot 5,3^2}{12} = 96,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mk_2 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{41,12 \cdot 7,3^2}{12} = 182,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mk_3 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{41,12 \cdot 7,5^2}{12} = 192,75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. Predimensionam

$$\text{Cantell útil (d)} = \sqrt{\frac{Md}{W \cdot 0,8 \cdot b \cdot Fcd}} = \sqrt{\frac{192,75 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 1,5 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{KN}} \cdot 10^3 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{0,25 \cdot 0,8 \cdot 300 \text{ mm} \cdot \frac{25 \text{ N}}{1,5 \text{ mm}^2}}} = 537,7 \text{ mm} = 53,37 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 53,37 + 5 \approx 60 \text{ cm}$$

SECCIÓ DE LA JÀSSERA

30X60 cm

4. Comprovacions

-DEFORMACIONS:

Fletxa total 4·f.inst	= 4 · 2,29 mm = 9,16 mm	Comprovació ($\frac{L}{250}$)	$\frac{7500}{250} = 30\text{mm}$
Fletxa activa	= 2,2·2,29 mm·0,7%) + (2.29mm·0,3%) = 4,21 mm	Comprovació 1cm / $\frac{L}{400}$	$\frac{7500}{400} = 18,75\text{mm}$

$$F.\text{inst.} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI} - \frac{Md_{ret} \cdot l^2}{16EI} - \frac{Mesq \cdot l^2}{16EI} = \frac{5 \cdot 41,12 \cdot 7,5^4 - 24 \cdot 192,75 \cdot 7,5^2 - 24 \cdot 192,75 \cdot 7,5^2}{384 \cdot 27300000 \cdot \frac{0,3 \cdot 0,6^3}{12}} = 2,29 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 2,29 \text{ mm}$$

-ARMADURA:

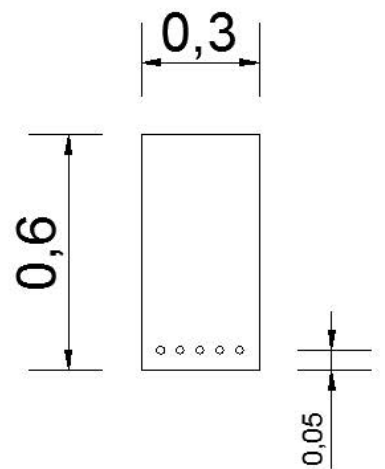
$$A_s = \frac{Md}{0,8 \cdot d \cdot F_{yd}} = \frac{192,75 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 550 \cdot \frac{500}{1,15}} = 1511,33 \text{ mm}^2$$

ARMATmax.= 2500 mm²
 ARMATmin.= 166,67 mm²

→ ÉS CORRECTE

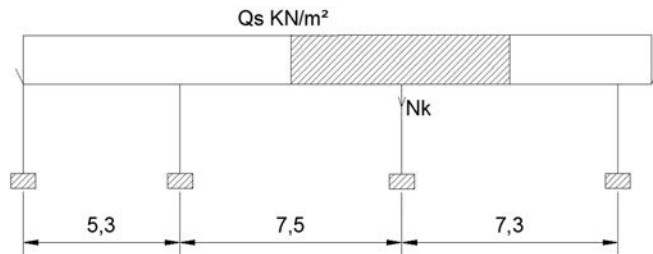
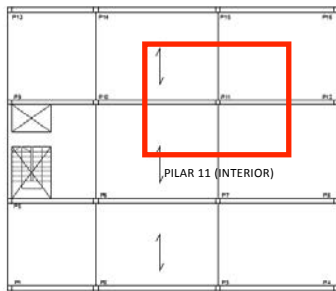
RODONS	Diàmetre	20,00 mm
	Número	5,00 u.

5 BARRES DEL 20Φ ≈ 1570 mm²



2.- PREDIMENSIONAMENT DE PILARS

2.1- Predimensionat de pilars INTERIORS (P11)



1. CÀLCUL AXILS DE CADA PLANTA

PILAR 11 PLANTA BAIXA

PARÀMETRES DE CàLCUL

L1	[m]	5,7
L2	[m]	6,05
Càrrega total forjat planta baixa	[KN/m²]	6,55
Càrrega puntual paret de separació mur	[KN/m]	5

$$\text{-ÀREA TRIBUTÀRIA} = \frac{7,5+7,3}{2} \cdot \frac{6,05+5,7}{2} = 43,47 \text{ m}^2$$

$$\text{-CÀRREGA PUNTUAL (PARET)} = 5 \cdot \frac{7,5+7,3}{2} = 37 \text{ KN}$$

$$\text{- AXIAL PLANTA} \quad N_k = 6,55 \cdot \text{ÀREA TRIBUTÀRIA} = 6,55 \cdot 43,47 = 284,72 \text{ KN}$$

PILAR 11 PLANTA QUARTA

PARÀMETRES DE CàLCUL

L1	[m]	5,7
L2	[m]	6,05
Càrrega total forjat planta coberta	[KN/m²]	7
Càrrega puntual paret de separació mur	[KN/m]	0

$$\text{-ÀREA TRIBUTÀRIA} = \frac{7,5+7,3}{2} \cdot \frac{6,05+5,7}{2} = 43,47 \text{ m}^2$$

$$\text{-CÀRREGA PUNTUAL (PARET)} = 0$$

$$\text{- AXIAL PLANTA} \quad N_k = 7 \cdot \text{ÀREA TRIBUTÀRIA} = 7 \cdot 43,47 = 304,29 \text{ KN}$$

Planta	Núm.Pilar	Area tributaria m²	Q. Sup. KN/m²	Càrrega puntual KN	Axial planta KN	Axial acumulat KN
4a	11	43,47 m²	7 KN/m²	0 KN	304,29 KN	0 KN
3a	11	43,47 m²	6,9 KN/m²	37 KN	299,94 KN	304,29 KN
2a	11	43,47 m²	6,9 KN/m²	37 KN	299,94 KN	641,23 KN
1a	11	43,47 m²	6,9 KN/m²	37 KN	299,94 KN	978,97 KN
PB	11	43,47 m²	6,55 KN/m²	37 KN	284,72 KN	1315,11KN
					NTOTAL=	1636,83 KN

2. CÀLCUL DE MOMENTS DEGUTS A LES CÀRREGUES DE VENT

VENT

PARÀMETRES DE CÀLCUL

Pressió dinàmica del vent (forma simplificada territori espanyol)	[KN/m ²]	0,5
Coefficient d'exposició (zona urbana fins a 8 plantes)		2
Coefficient eòlic de pressió (cp) (Taula 3.5)	Segons la	0,8
Coefficient eòlic de succió (cs) (Taula 3.5)	esveltesa e=	0,4

$$Q_e = Q_b \cdot C_e \cdot C_s$$

$$\text{Esveltesa} = \frac{\text{Alçada de l'edifici}}{\text{Base de l'edifici}} = \frac{17,45 \text{ m}}{20,1 \text{ m}} = 0,868$$

Qe pressió dinàmica (KN/m ²)	0,80
Qe succió dinàmica (KN/m ²)	0,40

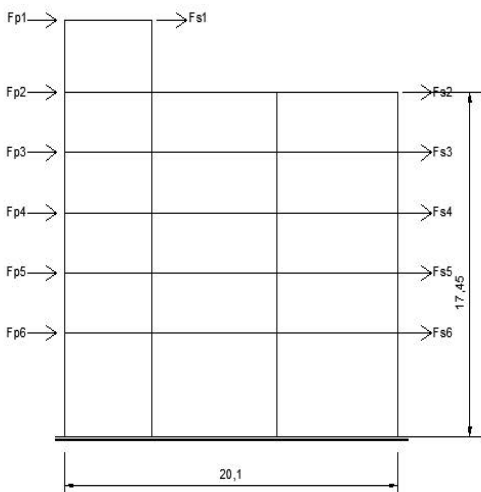
-Càlcul de la pressió i succió dinàmica al pòrtic secundari: Només cal tenir en compte que al canviar l'esveltesa de l'edifici, els coeficients de pressió i succió es veuran modificats, al nostre cas:

$$\text{Esveltesa} = \frac{\text{Alçada de l'edifici}}{\text{Base de l'edifici}} = \frac{3,05 \text{ m} \cdot 4}{5,7 \text{ m} + 6,05 \text{ m}} = 1,03$$

PARÀMETRES DE CÀLCUL

Pressió dinàmica del vent (forma simplificada territori espanyol)	[KN/m ²]	0,5
Coefficient d'exposició (zona urbana fins a 8 plantes)		2
Coefficient eòlic de pressió (cp) (Taula 3.5)	Segons la	0,8
Coefficient eòlic de succió (cs) (Taula 3.5)	esveltesa e=	0,5

Qe pressió dinàmica	0,80
Qe succió dinàmica (KN/m ²)	0,50



CÀLCUL DE FORCES DEL VENT

Sotmesos a PRESSIÓ DINÀMICA

Força 1	$= 0,8 \cdot \frac{5,7+6,05}{2} \cdot \frac{3,65}{2}$	8,57
Força 2	$= 0,8 \cdot \frac{5,7+6,05}{2} \cdot \left(\frac{3,65}{2} + \frac{3,05}{2} \right)$	15,74
Força 3,4,5	$= 0,8 \cdot \frac{5,7+6,05}{2} \cdot 3,05$	14,33
Força 6	$= 0,8 \cdot \frac{5,7+6,05}{2} \cdot \left(\frac{3,05}{2} + 5,25 \right)$	31,84

Sotmesos a SUCCIÓ DINÀMICA

Força 1	$= 0,4 \cdot \frac{5,7+6,05}{2} \cdot \frac{3,65}{2}$	4,28
Força 2	$= 0,4 \cdot \frac{5,7+6,05}{2} \cdot \left(\frac{3,65}{2} + \frac{3,05}{2} \right)$	7,87
Força 3,4,5	$= 0,4 \cdot \frac{5,7+6,05}{2} \cdot 3,05$	7,16
Força 6	$= 0,4 \cdot \frac{5,7+6,05}{2} \cdot \left(5,25 + \frac{3,05}{2} \right)$	15,92

$$\text{Momento del viento(PB): } \frac{(\sum F_p + F_s) \times H}{n \times 2} = \frac{(8,57 + 15,74 + 14,33 \cdot 3 + 31,84 + 4,28 + 7,87 + 7,16 \cdot 3 + 15,92) \times 5,25}{4 \times 2} = 97,57 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento del viento(P4): } \frac{(\sum F_p + F_s) \times H}{n \times 2} = \frac{(8,57 + 15,74 + 4,28 + 7,87) \times 3,05}{4 \times 2} = 13,9 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

3. CÀLCUL DE MOMENTS DEGUTS A LA GRAVETAT

$$M = \frac{q \cdot l_1^2}{10} - \frac{q \cdot l_2^2}{10}$$

$$qs1' = Qs1' \cdot Ab = 6,55 \cdot \frac{6,05+5,7}{2} = 38,48 \text{ KN/m (planta baixa)}$$

$$qs1'' = Qs1'' \cdot Ab = 7 \cdot \frac{6,05+5,7}{2} = 41,125 \text{ KN/m (planta coberta)}$$

CÀLCUL DE MOMENTS

PARÀMETRES

Càrrega lineal planta baixa	[KN/m]	38,48
Càrrega lineal planta quarta	[KN/m]	41,125
Longitud 1	[m]	7,5
Longitud 2	[m]	7,3

Moment gravitatori pilar P11 planta baixa:

$$\text{Moment desequilibrat del nus: } qs1 \cdot \frac{B^2}{12} - qs1 \cdot \frac{A^2}{12} = 38,48 \cdot \frac{7,5^2}{12} - 38,48 \cdot \frac{7,3^2}{12} = 9,49$$

$$\text{Moment gravitatori del pilar 11 PB: } \frac{MD1}{2} = \frac{1,61}{2} = 4,745 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Moment gravitatori pilar P1 planta coberta:

$$\text{Moment desequilibrat del nus: } qs1 \cdot \frac{B^2}{12} - qs1 \cdot \frac{A^2}{12} = 41,125 \cdot \frac{7,5^2}{12} - 41,125 \cdot \frac{7,3^2}{12} = 10,14 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Moment gravitatori del pilar 11 PC: } \frac{MD1}{2} = \frac{1,726}{2} = 5,07 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

4. PREDIMENSIONAM AMB ELS VALORS ANTERIORS

+P11 Planta baixa Mk= 102,31 m·KN
 Nk= 1636,83 KN

-1a fase (Axils)

$$Ac = \frac{Nc}{Fcd \cdot (1+W')} = \frac{1636,83 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{\frac{25}{1,5} \cdot (1+0)} = 147\,314,7 = 383,81 \text{ mm} \times 383,81 \text{ mm} \approx 35 \times 45 \text{ cm}$$

-2ª fase. (Cercam el moment més gran):

$$ex = \frac{Mk}{Nk} = \frac{102,31}{1636,83} = 0,062 \text{ m} = 6,2 \text{ cm} \rightarrow L \text{ min. } \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{20}{20} = 1 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{És correcte}$$

$$W = \frac{2,5 \cdot 102,31 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{350 \cdot 500^2 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,26 \rightarrow \boxed{\text{PILAR DEFINITIU DE 35 x 50 cm}}$$

$$Astot = \frac{w \cdot Ac \cdot fcd}{fyd} = \frac{0,26 \times 350 \times 500 \times \frac{25}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} = 1744,16 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{ÉS CORRECTE}$$

Comprovacions

$$\text{Armadura mínima} \left| \begin{array}{l} \rho \geq 0,004; \rho = \frac{Astot}{Ac} \\ Astot \cdot fyd \geq 0,1 Nd \end{array} \right. \quad \text{Armadura màxima} \quad Astot \cdot fyd \leq Ac \cdot fcd$$

+P11 Planta quarta

Mk= 18,47 m·KN

Nk= 304,29 KN

-1a fase (Axils)

$$A_c = \frac{N_c}{f_{cd} \cdot (1 + W')} = \frac{304,29 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{\frac{25}{1,5} \cdot (1 + 0)} = 27\,386,1 = 165,48 \text{ mm} \times 165,48 \text{ mm} \approx 20 \times 20 \text{ cm}$$

-2ª fase. (Cercam el moment més gran):

$$e_x = \frac{M_k}{N_k} = \frac{18,97}{304,29} = 0,062 \text{ m} = 6,2 \text{ cm} \longrightarrow \text{L min.} \quad \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{20}{20} = 1 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{És correcte}$$

$$W = \frac{2,5 \cdot 18,97 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{200 \times 300^2 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,23 \longrightarrow \boxed{\text{PILAR DEFINITIU DE 20 x 30 cm}}$$

Aquesta quantia ja es correcta pero a causa de la limitació de l'armadura que només pot variar 5cm per planta i degut a la gran diferencia de mesures entre el pilar de PB i PC el pilar definitiu serà de 25x40cm.

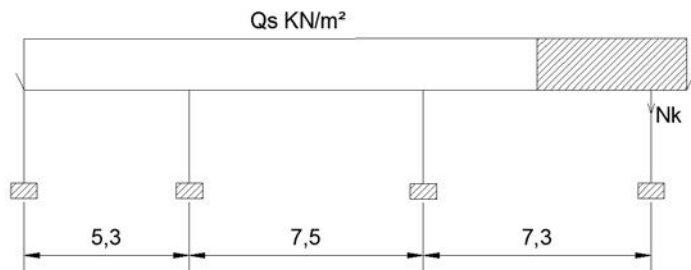
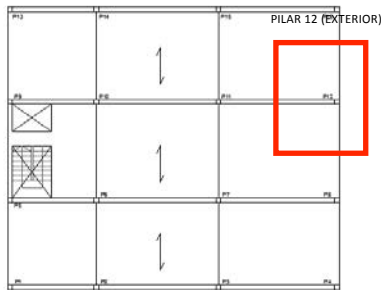
$$A_{stot} = \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,23 \times 200 \times 300 \times \frac{25}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} = \boxed{529 \text{ mm}^2} \longrightarrow \text{ÉS CORRECTE}$$

Comprovacions

$$\text{Armadura mínima} \left\{ \begin{array}{l} \rho \geq 0,004; \rho = \frac{A_{stot}}{A_c} \\ A_{stot} \cdot f_{yd} \geq 0,1 N_d \end{array} \right. \quad \text{Armadura màxima} \quad A_{stot} \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Planta	Nº Pilar	Momento gravitatorio KNm	Momento del viento KNm	Momento total KNm	Axial (b x h) cm x cm	Momento (b x h) cm x cm	Cuantía
4a	11	5,07 KN·m	13,9 m·KN	18,97 m·KN	20 x 20	20 x 30	0,23
PB	11	4,745 m·KN	97,57 m·KN	102,31m·KN	35 x 45	35 x 50	0,26

2.2- Predimensionat de pilars EXTERIORS (P12)



1. CÀLCUL AXILS DE CADA PLANTA

PILAR 12 PLANTA BAIXA

PARÀMETRES DE CÀLCUL

L1	[m]	5,7
L2	[m]	6,05
Càrrega total forjat planta baixa	[KN/m ²]	6,55
Càrrega puntual façana	[KN/m]	8,7
Càrrega puntual paret de separació mur	[KN/m]	5

$$\text{-ÀREA TRIBUTÀRIA} = \frac{7,3}{2} \cdot \frac{6,05+5,7}{2} = 21,44 \text{ m}^2$$

$$\text{-CÀRREGA PUNTUAL (PARET)} = 5 \cdot \frac{7,3}{2} = 18,25 \text{ KN}$$

$$\text{-CÀRREGA PUNTUAL (FAÇANA)} = 8,7 \text{ KN/m} \cdot \frac{6,05 \text{ m} + 5,7 \text{ m}}{2} = 51,11 \text{ KN}$$

$$\text{- AXIAL PLANTA} \quad N_k = 6,55 \cdot \text{ÀREA TRIBUTÀRIA} = 6,55 \cdot 21,44 = 140,432 \text{ KN}$$

PILAR 12 PLANTA QUARTA

PARÀMETRES DE CÀLCUL

L1	[m]	5,7
L2	[m]	6,05
Càrrega total forjat planta coberta	[KN/m ²]	7
Càrrega puntual paret de separació mur	[KN/m]	0

$$\text{-ÀREA TRIBUTÀRIA} = \frac{7,3}{2} \cdot \frac{6,05+5,7}{2} = 21,44 \text{ m}^2$$

$$\text{-CÀRREGA PUNTUAL (PARET)} = 0$$

$$\text{- AXIAL PLANTA} \quad N_k = 7 \cdot \text{ÀREA TRIBUTÀRIA} = 7 \cdot 21,44 = 150,08 \text{ KN}$$

Planta	Núm.Pilar	Area tributaria m ²	Q. Sup. KN/m ²	Càrrega puntual KN	Axial planta KN	Axial acumulat KN
4a	12	21,44 m ²	7 KN/m ²	0 KN	150,08 KN	0 KN
3a	12	21,44 m ²	6,9 KN/m ²	51,11+18,25 KN	147,94 KN	150,08 KN
2a	12	21,44 m ²	6,9 KN/m ²	51,11+18,25 KN	147,94 KN	367,38 KN
1a	12	21,44 m ²	6,9 KN/m ²	51,11+18,25 KN	147,94 KN	584,68 KN
PB	12	21,44 m ²	6,55 KN/m ²	51,11+18,25 KN	140,432 KN	801,91 KN
					NTOTAL=	1011,77 KN

2. CÀLCUL DE MOMENTS DEGUTS A LES CÀRREGUES DE VENT

Són els mateixos que en el pilar 11, per tant:

Moment del vent (PB) = 97,57 KN·m

Moment del vent (P4) = 13,9 KN·m

3. CÀLCUL DE MOMENTS DEGUTS A LA GRAVETAT

$$M = \frac{q \cdot l_1^2}{10} - \frac{q \cdot l_2^2}{10}$$

$$qs1' = Qs1' \cdot Ab = 6,55 \cdot \frac{6,05+5,7}{2} = 38,48 \text{ KN/m (planta baixa)}$$

$$qs1'' = Qs1'' \cdot Ab = 7 \cdot \frac{6,05+5,7}{2} = 41,125 \text{ KN/m (planta coberta)}$$

CÀLCUL DE MOMENTS

PARÀMETRES

Càrrega lineal planta baixa	[KN/m]	38,48
Càrrega lineal planta quarta	[KN/m]	41,125
Longitud 1	[m]	7,5
Longitud 2	[m]	7,3

Moment gravitatori pilars (P12)PB:

$$\text{Moment desequilibrat del nus: } qs1 \cdot \frac{B^2}{12} - qs1 \cdot \frac{A^2}{12} = 38,48 \cdot \frac{7,3^2}{12} - 38,48 \cdot \frac{0^2}{12} = 170,88 \text{ KN·m}$$

$$\text{Moment gravitatori del pilar 12 PB: } \frac{MD1}{2} = \frac{29,08}{2} = 85,44 \text{ KN·m}$$

Moment gravitatori pilars (P12)PCubierta:

$$\text{Moment desequilibrat del nus: } qs1 \cdot \frac{B^2}{20} - qs1 \cdot \frac{A^2}{20} = 41,125 \cdot \frac{7,3^2}{20} - 41,125 \cdot \frac{0^2}{20} = 109,57 \text{ KN·m}$$

$$\text{Moment gravitatori del pilar 12 PC: } \frac{MD1}{2} = \frac{18,65}{2} = 54,78 \text{ KN·m}$$

4. PREDIMENSIONAM AMB ELS VALORS ANTERIORS

+P12 Planta baixa Mk= 183,01 m·KN
 Nk= 1011,77 KN

-1a fase (Axils)

$$Ac = \frac{Nc}{Fcd \cdot (1+W')} = \frac{1011,77 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{\frac{25}{1,5} \cdot (1+0)} = 91\,059,3 = 301,76 \text{ mm} \times 301,76 \text{ mm} \approx 35 \times 35 \text{ cm}$$

-2ª fase. (Cercam el moment més gran):

$$ex = \frac{Mk}{Nk} = \frac{183,01}{1011,77} = 0,18 \text{ m} = 18 \text{ cm} \rightarrow L \text{ min. } \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{20}{20} = 1 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{És correcte}$$

$$W = \frac{2,5 \cdot 183,01 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{400 \times 600^2 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,28 \rightarrow \boxed{\text{PILAR DEFINITIU DE 40 x 60 cm}}$$

$$Astot = \frac{w \cdot Ac \cdot fcd}{fyd} = \frac{0,28 \times 400 \times 600 \times \frac{25}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} = \boxed{2576 \text{ mm}^2} \rightarrow \text{ÉS CORRECTE}$$

Comprovacions

$$\begin{array}{l} \text{Armadura mínima} \quad \left| \begin{array}{l} \rho \geq 0,004; \rho = \frac{Astot}{Ac} \\ Astot \cdot fyd \geq 0,1 Nd \end{array} \right. \quad \text{Armadura màxima} \quad Astot \cdot fyd \leq Ac \cdot fcd \end{array}$$

-1a fase (Axils)

$$A_c = \frac{N_c}{F_{cd} \cdot (1+W')} = \frac{150,08 \cdot 1,5 \cdot 10^3}{\frac{25}{1,5} \cdot (1+0)} = 13\,507,2 = 116,22 \text{ mm} \times 116,22 \text{ mm} \approx 15 \times 15 \text{ cm}$$

-2ª fase. (Cercam el moment més gran):

$$e_x = \frac{M_k}{N_k} = \frac{68,68}{150,08} = 0,4576 \text{ m} = 45,7 \text{ cm} \longrightarrow \text{L min.} \quad \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{20}{20} = 1 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{És correcte}$$

$$W = \frac{2,5 \cdot 68,68 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{300 \times 450^2 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,25 \longrightarrow \boxed{\text{PILAR DEFINITIU DE 30 x 45 cm}}$$

Esta cuantía ya es correcta pero a causa de la limitación de la armadura que solo puede variar 5 cm por planta y debido a la gran diferencia de medida entre el pilar de PB i el de PC el pilar definitivo será de 25 x 40 cm.

$$A_{stot} = \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,25 \times 300 \times 450 \times \frac{25}{1,5}}{\frac{500}{1,15}} = \boxed{1293,75 \text{ mm}^2} \longrightarrow \text{ÉS CORRECTE}$$

Comprovacions

$$\text{Armadura mínima} \quad \left| \begin{array}{l} \rho \geq 0,004; \rho = \frac{A_{stot}}{A_c} \\ A_{stot} \cdot f_{yd} \geq 0,1 N_d \end{array} \right. \quad \text{Armadura màxima} \quad A_{stot} \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Planta	Nº Pilar	Momento gravitatorio KNm	Momento del viento KNm	Momento total KNm	Axial (b x h) cm x cm	Momento (b x h) cm x cm	Cuantía
4a	12	54,78 m·KN	13,9 m·KN	68,68 m·KN	15 x 15	30 x 45	0,25
PB	12	85,44 m·KN	97,57 m·KN	183,01m·KN	35 x 35	40 x 60	0,28

4.3- ARMAT DE FORJATS

Taula de la CASA PUJOL de Semibiguetes, utilitzades per el dimencionament i l'elecció dels negatius emparats en el nostre forjat

TIPO DE FORJADO	TIPO DE VIGUETA	FLEXION POSITIVA (1)						(Valores por metro de ancho de Forjado)							
		Módulo resistente W_{inf} (mm ³ /m)	β^{***}	M_u (mkN/m)	Rigidez (mm ² · N/m)		M límite servicio según clase de exposición I (m · kN/m) (2)				Sección Tipo		Sección Macizada		
					$E \cdot I_b$	fisurada $E \cdot I_{fis}$	M_o	M_{fis}	M_o'	$M_{o,2}$	Vu (KN/m)		Vras (KN/m)	Vu (KN/m) Fisurada	
											No Fis.	Fis.			
21-5/73	15.01	3234-E3	4.70	27.4	15807-E9	4067-E9	17.3	20.6	17.9	22.3	37.9	37.9	57.9	154.7	
	15.02	3249-E3	4.70	33.1	15798-E9	4655-E9	21.3	24.6	21.8	26.7	41.2	41.2	57.9	154.7	
	15.03	3265-E3	4.68	38.5	15827-E9	5184-E9	24.7	28.4	25.2	30.9	44.4	44.4	57.9	154.7	
	15.04	3276-E3	4.69	43.5	15856-E9	5635-E9	27.1	31.8	27.9	34.6	44.4	44.4	57.9	154.7	
	15.05	3291-E3	4.68	49.0	15886-E9	6086-E9	30.7	35.5	31.4	38.6	44.4	44.4	57.9	154.7	
	15.06	3303-E3	4.70	53.9	15915-E9	6468-E9	32.9	38.7	33.9	42.1	44.4	44.4	57.9	154.7	
	15.07	3318-E3	4.70	59.3	15954-E9	6850-E9	36.5	42.2	37.3	45.9	44.4	44.4	57.9	154.7	

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 (mm2 · N/m)		M límite servicio según clase de exposición (m · kN/m)				Rasante (kN/m)	V_u (kN/m)	
			Sección Tipo	Sección Macizada		bruta $E \cdot I_b$	fisurada $E \cdot I_{fis}$	(m · kN/m)		Sección Tipo	Sección Macizada			
								I	II					
21-5/73	1Ø10	107.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1Ø12	154.9	15.1	15.4	14.0	18022-E9	1343-E9	14.0	10.5	57.9	43.4	151.4		
	2Ø10	215.2	20.7	21.3	17.0	18061-E9	1764-E9	19.0	14.2	57.9	43.4	151.4		
	1Ø16	275.5	26.2	27.2	17.0	18101-E9	2166-E9	24.0	18.0	57.9	43.4	151.4		
	1Ø16+1Ø10	383.0	35.7	37.5	17.2	18159-E9	2822-E9	32.7	24.6	57.9	43.4	151.4		
	1Ø20	430.4	39.7	42.1	17.2	18189-E9	3087-E9	36.6	27.4	57.9	43.4	151.4		
	2Ø16	550.8	49.6	53.5	17.4	18257-E9	3734-E9	46.3	34.7	57.9	43.4	151.4		
	1Ø20+1Ø16	705.8	60.8	67.9	17.5	18346-E9	4488-E9	58.5	43.8	57.9	44.8	151.4		
	2Ø20	860.7	71.0	82.1	17.7	18434-E9	5174-E9	70.4	52.8	57.9	47.9	151.4		

Considerem que tenim 5 seccions diferents.

Càlcul de les longituds de les armadures			
S	L 1-	L2	L 3
1	$L1 > L_v$ $0,87 > 1,3$	$L1 = b + 0,1 \cdot L_e$ $L1 = 0,3 + 0,1 \cdot 5,7 = 0,87$	
S1			
2	$L1 > L_v$ $0,87 > 1,3$	$0,25 \cdot L_i = 0,25 \cdot 6,05 = 1,512$ $0,3 \cdot L_e = 0,3 \cdot 5,7 = 1,71$	$L1 = b + 0,1 \cdot L_e$ $L1 = 0,3 + 0,1 \cdot 6,05 = 0,9$
S2			
3	$L1 > L_v$ $0,87 > 1,3$	$0,25 \cdot L_i = 0,25 \cdot 6,05 = 1,512$ $0,3 \cdot L_e = 0,3 \cdot 5,7 = 1,71$	$L1 > L_v$ $0,87 > 1,3$
S3			
4	$L1 = b + 0,1 \cdot L_e$ $L1 = 0,3 + 0,1 \cdot 5,7 = 0,87$	$0,25 \cdot L_i = 0,25 \cdot 6,05 = 1,512$ $0,3 \cdot L_e = 0,3 \cdot 5,7 = 1,71$	$L1 > L_v$ $0,87 > 1,3$
S4			
5	$L1 = b + 0,1 \cdot L_e$ $L1 = 0,3 + 0,1 \cdot 5,7 = 0,87$	$L1 = b + 0,1 \cdot L_e$ $L1 = 0,3 + 0,1 \cdot 5,7 = 0,87$	$L1 = b + 0,1 \cdot L_e$ $L1 = 0,3 + 0,1 \cdot 0,95 = 0,39$
S5			

La separació longitudinal entre negatius, la denominarem "s" i ha de ser major que $0,2 \cdot L$. En el cas que aquesta premissa no es compleixi, li donarem continuïtat a l'armadura.

Càlcul de les longituds de les armadures $0,2 \cdot L$		
L 1	L2	Voladiu
$0,2 \cdot 5,7 = 1,14$	$0,2 \cdot 6,05 = 1,21$	$0,2 \cdot 1,3 = 0,26$

Els negatius de tots els trams estan més separats que $0,2L$, per tant no s'uneixen entre si en cap cas.

2. Definició de l'armadura de repartiment (xarxat) del forjat de la planta segona (sobre planta primera) amb detall del seu càlcul.

L'armadura de repartiment té la funció de distribuir de manera transversal les càrregues locals, amb la finalitat d'evitar la fissuració de revestiment a la cara inferior del forjat.

Serveix per repartir les fissures produïdes a causa de la retracció i les variacions de temperatura, a més, dóna resistència al pla del forjat enfront a accions horitzontals que actuen sobre el conjunt de l'estructura i assegura l'enllaç entre forjat i la resta d'estructura davant de possibles accions imprevistes.

DADES CàLCUL XARXAT	
Diàmetre	Ø 5
Quantia perpendicular (taula 42.3.5)	1,1
Quantia paral·lela (taula 42.3.5)	0,6

$$500 \frac{N}{mm^2} \geq \frac{1,1 \cdot 5 \cdot 100}{1000} = 0,55 \text{ cm}^2 \quad A = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 0,05^2 = 19,63 \approx 0,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{0,55}{0,2} = 2,75 \text{ per tant, necessitem } \mathbf{3 \text{ Ø } 5}. \quad S = \frac{1m}{N^{\circ} \text{ rodons}} = \frac{1}{3} = 0,33 \text{ m}$$

Distància perpendicular de càlcul	33 Cm
Distància perpendicular en obra	30 Cm

$$500 \frac{N}{mm^2} \geq \frac{0,6 \cdot 5 \cdot 100}{1000} = 0,30 \text{ cm}^2 \quad A = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 0,05^2 = 19,63 \approx 0,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{0,3}{0,2} = 1,5 \text{ per tant, necessitem } \mathbf{2 \text{ Ø } 5}. \quad S = \frac{1m}{N^{\circ} \text{ rodons}} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ m}$$

Distància perpendicular de càlcul	50 Cm
Distància perpendicular en obra	35 Cm

Com que la separació no compleix la següent premissa, $s \leq 35 \text{ cm}$, utilitzarem $s=35$.

Per simplificar la posada en obra utilitzarem una retícula de 30x30. D'aquesta manera ens assegurem que no hi hagi errors a la posada en obra. En el cas que no s'igualés la retícula, la longitud major aniria orientada perpendicularment a las biguetes i la menor seria la paral·lela, així s'aconsegueix la transmissió correcte de les càrregues.

Retícula de posada en obra	30x30 Cm
----------------------------	----------

4.4- ARMAT DE LES JÀSSERES

ARMADURA DEL A JÀSSERA A FLEXIÓ SIMPLE DE LA PLANTA TERCERA

Per a començar el càlcul, establim el moment màxim del pòrtic obtingut per les diferents combinacions d'hipòtesis del WinEva (ELU). En aquest cas, partim amb un valor de moment màxim de 280,34 kN/m.

$$M_d = 280,34 \text{ kN/m}$$

A partir d'aquest moment, obtindrem el coeficient μ .

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{280,34 \times 10^3 \times 10^3}{300 \times 600^2 \times \frac{25}{1,5}} = 0,1557$$

Observant la taula d'àbac de flexió, obtenim que per una $\mu = 0,1557$ el factor $w = 0,17$

$$A_s F_{yd} = w \times b \times d \times F_{cd} = 0,17 \times 300 \times 600 \times \frac{25}{1,5} = 510 \text{ kN}$$

Mirem al promptuari informàtic i trobem que la quantia mínima és de 4 rodons del diàmetre 20 mm. De manera que l'armadura suportarà una $A_s F_{yd} = 546,37 \text{ kN}$

$$A_s F_{yd} = w \times b \times d \times F_{cd}$$

$$w = \frac{A_s F_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} = \frac{546,37 \times 10^3}{300 \times 600 \times \frac{25}{1,5}} = 0,1821$$

Observant la taula d'àbac de flexió, obtenim que per una $w = 0,1821$ el factor $\mu = 0,165$

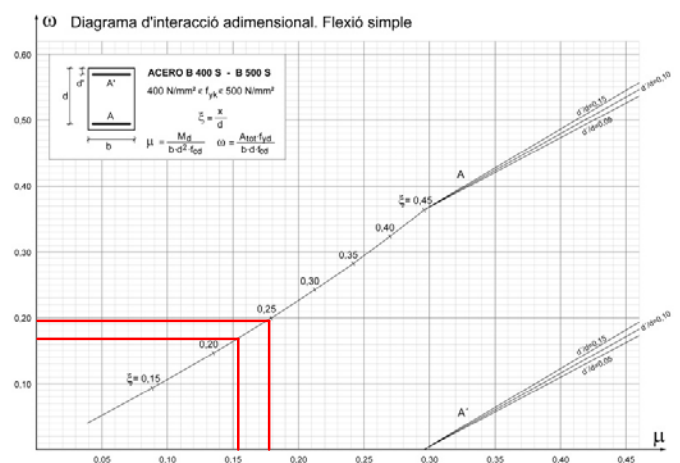
$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

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

$$M_d = 0,165 \times 300 \times 600^2 \times \frac{25}{1,5} \times \frac{1 \text{ kN}}{10^3 \text{ N}} \times \frac{1 \text{ m}}{10^3 \text{ mm}} = 297 \text{ kN} \cdot \text{m} > 280,34 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ COMPLEIX}$$

Comprovació a les taules i àbacs:

CAPACITAT MECÀNICA EN Kn		ACER B 500 S									
$U = A_s \cdot f_{yd}$		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$									
$U' = A'_s \cdot f_{yd}$		$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$									
		$\gamma_s = 1,15$									
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	



ARMADURA DE LA JÀSSERA A FLEXIÓ SIMPLE DE LA PLANTA TERCERA

Per a començar el càcul, establim el moment màxim del pòrtic obtingut per les diferents combinacions d'hipòtesis del WinEva (ELU). En aquest cas, partim amb un valor de moment màxim de 210,70 kN/m.

$$M_d = 210,70 \text{ kN/m}$$

A partir d'aquest moment, obtindrem el coeficient μ .

$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{210,70 \times 10^3 \times 3}{300 \times 600^2 \times \frac{25}{1,5}} = 0,117$$

Observant la taula d'àbac de flexió, obtenim que per una $\mu = 0,117$ el factor $w = 0,125$

$$A_s F_{yd} = w \times b \times d \times F_{cd} = 0,125 \times 300 \times 600 \times \frac{25}{1,5} = 375 \text{ kN}$$

Mirem al promptuari informàtic i trobem que la quantia mínima és de 3 rodons del diàmetre 20 mm. De manera que l'armadura suportarà una $A_s F_{yd} = 409,77 \text{ kN}$

$$A_s F_{yd} = w \times b \times d \times F_{cd}$$

$$w = \frac{A_s F_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} = \frac{409,77 \times 10^3}{300 \times 600 \times \frac{25}{1,5}} = 0,136$$

Observant la taula d'àbac de flexió, obtenim que per una $w = 0,136$ el factor $\mu = 0,125$

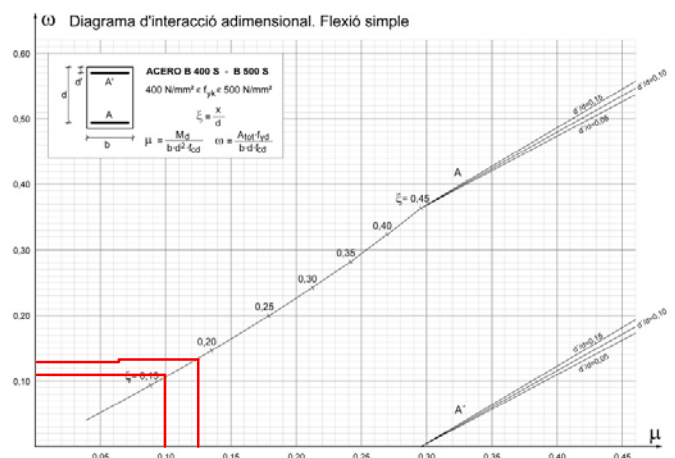
$$\mu = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

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

$$M_d = 0,125 \times 300 \times 600^2 \times \frac{25}{1,5} \times \frac{1 \text{ kN}}{10^3 \text{ N}} \times \frac{1 \text{ m}}{10^3 \text{ mm}} = 225 \text{ kN} \cdot \text{m} > 210,70 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ COMPLEIX}$$

Comprovació a les taules i àbacs:

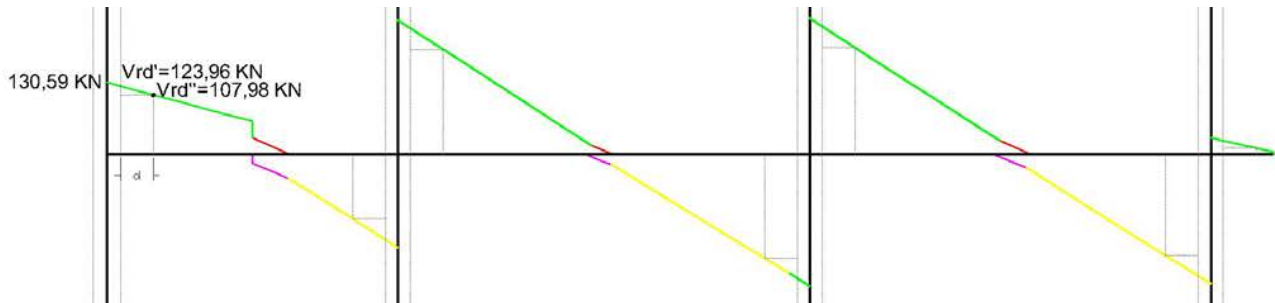
CAPACITAT MECÀNICA EN kN			ACER B 500 S								$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$		
$U = A_s \cdot f_{yk}$		$U' = A'_s \cdot f_{yk}$	$f_{yk} = f_y / \gamma_s$										$\gamma_s = 1,15$
Diàmetre ϕ (mm)		NOMBRE DE BARRES											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
6	12,29	24,59	36,88	49,17	61,47	73,76	86,05	98,35	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			



Tram 01

Jàssera: 30x60 cm.

Pilar: 35x50 cm.

**1. CÀLCUL DELS AXILS DE LA JÀSSERA**

$V_{desquerra}=130,59 \text{ kN}$ $V_{dr'}=123,96 \text{ kN}$ $V_{dr''}=107,98 \text{ kN}$

2. COMPROBACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$$V_u = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 300 \cdot 600 = 900 \text{ kN} \geq 130,59 \text{ kN}$$

Càlcul de la compressió obliqua del formigó.

$$V_c = \frac{1,15}{\gamma} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1,577 \leq 2 \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{n^{\circ} \text{ rodons} \cdot \pi \cdot r^2}{b \cdot d} \leq 0,02$$

Per conèixer el número de rodons necessaris, establim la quantia mínima per valor de 0,02, l'armadura estructural que passa per el punt que estem analitzant és de 3Ø20.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3 \cdot \pi \cdot 10^2}{300 \cdot 600} = 5,23 \times 10^{-3} \leq 0,02$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{600}}\right) \cdot (100 \cdot 5,23 \times 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 300 \cdot 600 = 66887,94 \text{ N} = 66,88 \text{ kN}$$

$$V_s = V_{dr''} - V_{cu} = 107,98 - 66,88 = 41,1 \text{ kN}$$

Dels 107,98 kN que lajàssera ha de suportar, 66,88 kN els aguantarà el formigó i els 41,10 kN sobrants l'acer.

3. SEPARACIÓ MÍNIMA ENTRE ELS ESTREPS (ESTREBAT DE Ø8)

Un cop determinat l'esforç que han de assolir els estreps, ens disposem a calcular la distància mínima per aquests:

$$S_t = \frac{0,9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400}{41100} = 528,33 \text{ mm} = 52,83 \text{ cm}$$

Com que el resultat de l'estrebat mínim ens dóna uns 50 cm aprox. (ja aguant molt de tallant l'armat de lajàssera) establim una separació entre els estrebats habitual, com són els 30 cm.

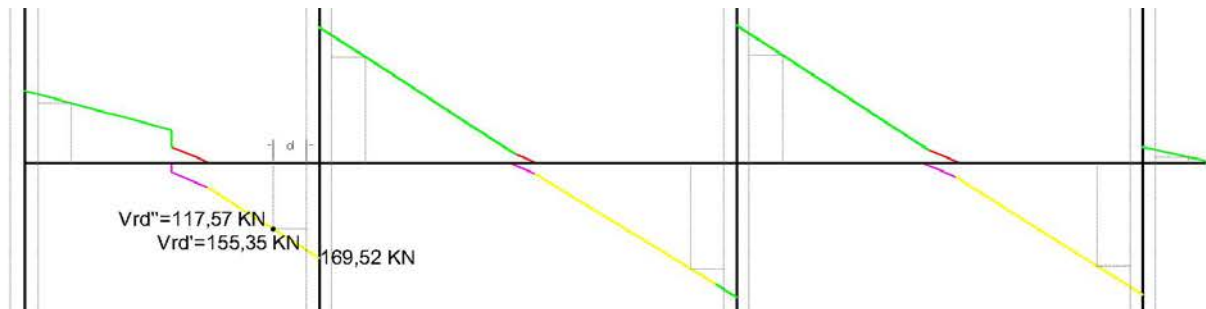
Per simplificar la feina del ferralla, l'estrebat en obra anirà de 5 cm a 5 cm.

Estrebat mínim de càlcul	52,83 Cm
Estrebat en obra	30 Cm

Tram 02

Jàssera: 30x60 cm.

Pilar: 30x45 cm.

**1. COMPROVACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA**

$V_{desguerra} = 169,52 \text{ KN}$ $V_{dr'} = 155,35 \text{ KN}$ $V_{dr''} = 117,57 \text{ KN}$

2. COMPROBACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$$V_u = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 300 \cdot 600 = 900 \text{ KN} \geq 169,52 \text{ KN}$$

Càlcul de la compressió obliqua del formigó.

$$V_c = \frac{1,15}{\gamma} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1,577 \leq 2 \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{n^{\circ} \text{ rodons} \cdot \pi \cdot r^2}{b \cdot d} \leq 0,02$$

Per conèixer el número de rodons necessaris, establim la quantia mínima per valor de 0,02, l'armadura estructural que passa per el punt que estem analitzant és de 4Ø20.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 10^2}{300 \cdot 600} = 6,98 \times 10^{-3} \leq 0,02$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{600}}\right) \cdot (100 \cdot 6,98 \times 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 300 \cdot 600 = 73643,16 \text{ N} = 73,64 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{dr''} - V_{cu} = 117,57 - 73,64 = 43,93 \text{ KN}$$

Dels 117,57 KN que lajàssera ha de suportar, els 73,64 KN els aguantarà el formigó i els 43,93 KN sobrants l'acer.

3. SEPARACIÓ MÍNIMA ENTRE ELS ESTREPS (ESTREBAT DE Ø8)

Un cop determinat l'esforç que han de assolir els estreps, ens disposem a calcular la distància mínima per aquests:

$$S_t = \frac{0,9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400}{43930} = 494,30 \text{ cm} = 49,3 \text{ cm}$$

Estrebat mínim de càlcul	49,3 Cm
Estrebat en obra	30 Cm

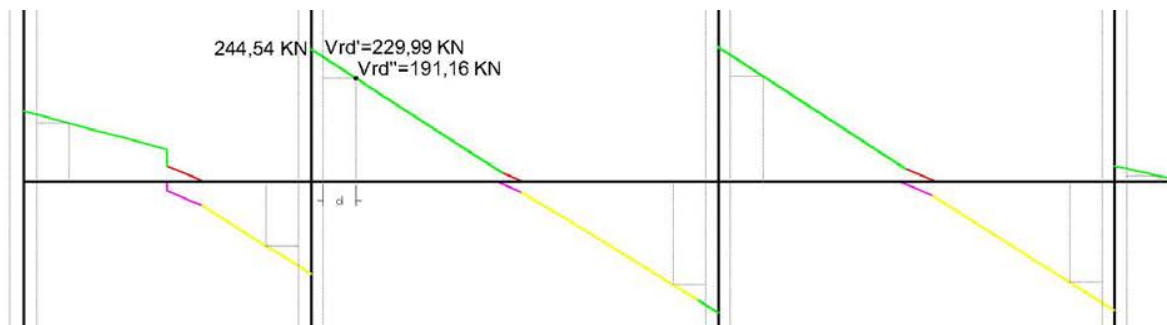
Tot i que la distància del estrebat mínim del tram central és de 3,02 m, nosaltres ho reduïrem a 3 m, de manera que li donem més distància al estrebat del pilar a pesar de que són iguals.

45

Tram 03

Jàssera: 30x60 cm.

Pilar: 30x45 cm.



1. COMPROVACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$V_{desquerra} = 244,54 \text{ KN}$

$V_{dr'} = 229,99 \text{ KN}$

$V_{dr''} = 191,16 \text{ KN}$

2.COMPROBACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$$V_u = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 300 \cdot 600 = 900 \text{ KN} \geq 244,54 \text{ KN}$$

Càlculum la compressió obliqua del formigó.

$$V_c = \frac{1,15}{\gamma} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1,577 \leq 2 \quad \rho = \frac{A_S}{b \cdot d} = \frac{n^{\circ} \text{ rodons} \cdot \pi \cdot r^2}{b \cdot d} \leq 0,02$$

Per conèixer el número de rodons necessaris, establim la quantia mínima per valor de 0,02, l'armadura estructural que passa per el punt que estem analitzant és de 4Ø20 .

$$\rho = \frac{A_S}{b \cdot d} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 10^2}{300 \cdot 600} = 6,98 \times 10^{-3} \leq 0,02$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{600}} \right) \cdot (100 \cdot 6,98 \times 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 300 \cdot 600 = 73643,16 \text{ N} = 73,64 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{dr''} - V_{cu} = 191,16 - 73,64 = 117,52 \text{ KN}$$

Dels 191,16 KN que la jàssera ha de suportar, els 73,64 KN els aguantarà el formigó i els 117,52 KN sobrants l'acer.

3.SEPARACIÓ MÍNIMA ENTRE ELS ESTREPS (ESTREBAT DE Ø8)

Un cop determinat l'esforç que han de assolir els estreps, ens disposem a calcular la distància mínima per aquests:

$$St = \frac{0,9 \cdot d \cdot A_S \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400}{117520} = 184,77 \text{ mm} = 18,47 \text{ cm}$$

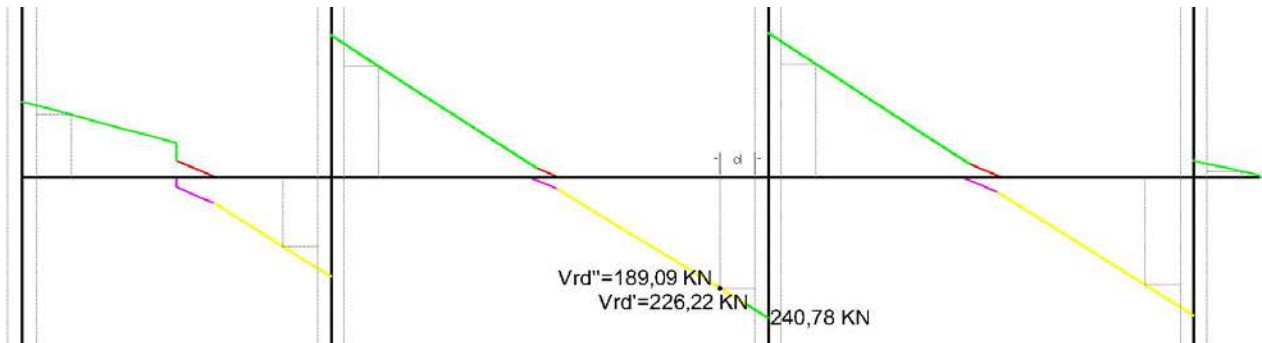
Per simplificar la feina del ferralla, l'estrebat en obra anirà de 5 cm a 5 cm.

Estrebat mínim de càlcul	18,47 Cm
Estrebat en obra	15 Cm

Tram 04

Jàssera: 30x60 cm.

Pilar: 30x45 cm.

**1. COMPROVACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA**

$$V_{desquerra} = 240,78 \text{ KN}$$

$$V_{dr'} = 226,22 \text{ KN}$$

$$V_{dr''} = 189,09 \text{ KN}$$

2. COMPROBACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$$V_u = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 300 \cdot 600 = 900 \text{ KN} \geq 240,78 \text{ KN}$$

Càlcul de la compressió obliqua del formigó.

$$V_c = \frac{1,15}{\gamma} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1,577 \leq 2 \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{n^{\circ} \text{ rodons} \cdot \pi \cdot r^2}{b \cdot d} \leq 0,02$$

Per conèixer el nombre de rodons necessaris, establim la quantia mínima per valor de 0,02, l'armadura estructural que passa per el punt que estem analitzant és de 4Ø20.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 10^2}{300 \cdot 600} = 6,98 \times 10^{-3} \leq 0,02$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{600}}\right) \cdot (100 \cdot 6,98 \times 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 300 \cdot 600 = 73643,16 \text{ N} = 73,64 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{dr''} - V_{cu} = 189,09 - 73,64 = 115,45 \text{ KN}$$

Dels 189,09 KN que lajàssera ha de suportar, els 73,64 KN els aguantarà el formigó i els 115,45KN sobrants l'acer.

3. SEPARACIÓ MÍNIMA ENTRE ELS ESTREPS (ESTREBAT DE Ø8)

Un cop determinat l'esforç que han de assolir els estreps, ens disposem a calcular la distància mínima per aquests:

$$s_t = \frac{0,9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400}{115450} = 188,08 \text{ mm} = 18,8 \text{ cm}$$

Per simplificar la feina del ferralla, l'estrebat en obra anirà de 5 cm a 5 cm.

Estrebat mínim de càlcul	18,8 Cm
Estrebat en obra	15 Cm

1.COMPROBACIÓ DEL ESTREBAT MÍNIM ENTRE EL TRAM 3-4

Estrebat mínim $St \leq$		
Cas 1	$V_{dr}'' < \frac{1}{5} \cdot V_{u1}$	$St = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$
Cas 2	$\frac{1}{5} \cdot V_{u1} \leq V_{dr}'' < \frac{2}{3} \cdot V_{u1}$	$St = 0,6 \cdot d \leq 450 \text{ mm}$
Cas 3	$\frac{2}{3} \cdot V_{u1} \leq V_{dr}''$	$St = 0,3 \cdot d \leq 300 \text{ mm}$

ESTAT DE CÀRREGUES [KN/M²]					
Càrregues					
	V_{dr}''		[KN]		191,16
	V_{u1}		[KN]		900
Comprovacions					
Cas 1	$191,16 < \frac{1}{5} \cdot 900 = 180$	No compleix	$450 \leq 600$		Compleix
Cas 2	$\frac{1}{5} \cdot 900 \leq 191,16 \leq \frac{2}{3} \cdot 900$	Compleix	$360 \leq 450$		Compleix
Cas 3	$\frac{2}{3} \cdot 900 \leq 191,16$	No compleix	$180 \leq 300$		Compleix

Ens trobem en el cas 2:

$$St_{\min} \leq 0,6 \cdot 0,6 \leq 36 \text{ Cm} \leq 45 \text{ Cm}$$

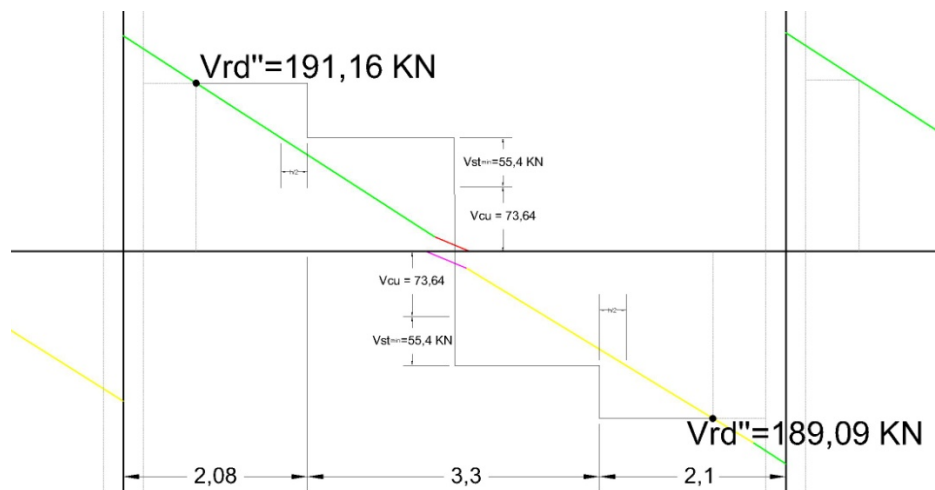
$$St_{\min} = \frac{As \cdot f_{yd} \cdot f_{ck}}{b \cdot f_{ck}^3 \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400 \cdot 25}{300 \cdot 25^3 \cdot 1} = 391,939 \text{ mm} = 39,19 \text{ Cm}$$

L'estrebat que anirà comprès entre el tram 03 i el tram 04 anirà especejat amb l'estrebat mínim, però a obra utilitzarem distàncies múltiples a 5cm.

Estrebat de posada en obra mínim	39,19 Cm
Estrebat de posada	30 Cm

2.DISTÀNCIA FINS ON HEM D'ESTREBAR

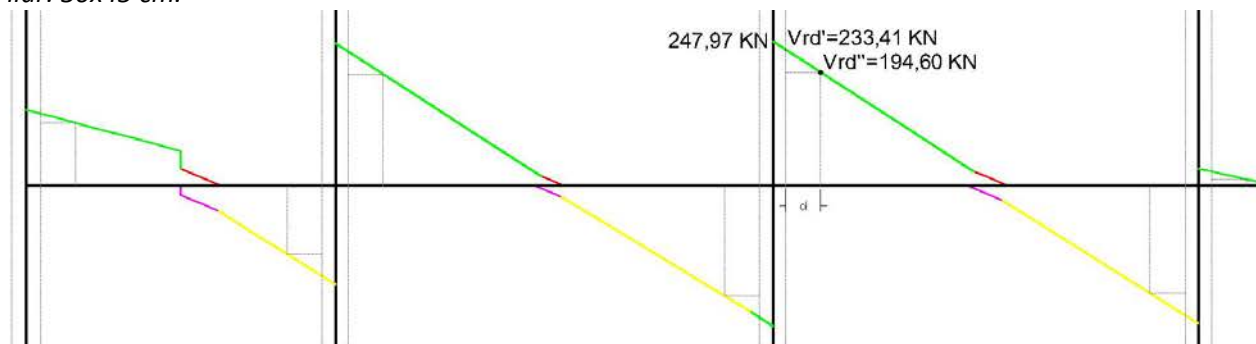
$$V_{smin} = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{St_{min}} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400}{391,93} = 55,4 \text{ KN}$$



La distància del estrebat mínim del tram central és de 3,3 m.

Jàssera: 30x60 cm.

Pilar: 30x45 cm.



1. COMPROVACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$V_{desquerra} = 247,97 \text{ KN}$

$V_{dr'} = 233,41 \text{ KN}$

$V_{dr''} = 194,6 \text{ KN}$

2. COMPROBACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$$V_u = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 300 \cdot 600 = 900 \text{ KN} \geq 247,97 \text{ KN}$$

Càlculum la compressió obliqua del formigó.

$$V_c = \frac{1,15}{\gamma} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1,577 \leq 2 \quad \rho = \frac{AS}{b \cdot d} = \frac{n^{\circ} \text{ rodons} \cdot \pi \cdot r^2}{b \cdot d} \leq 0,02$$

Per conèixer el número de rodons necessaris, establim la quantia mínima per valor de 0,02, l'armadura estructural que passa per el punt que estem analitzant és de 4Ø20.

$$\rho = \frac{AS}{b \cdot d} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 10^2}{300 \cdot 600} = 6,98 \times 10^{-3} \leq 0,02$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{600}}\right) \cdot (100 \cdot 6,98 \times 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 300 \cdot 600 = 73643,16 \text{ N} = 73,64 \text{ KN}$$

$$V_s = V_{dr''} - V_{cu} = 194,6 - 73,64 = 120,96 \text{ KN}$$

Dels 194,6 KN que lajàssera ha de suportar, els 73,64 KN els aguantarà el formigó i els 120,96 KN sobrants l'acer.

3. SEPARACIÓ MÍNIMA ENTRE ELS ESTREPS (ESTREBAT DE Ø8)

Un cop determinat l'esforç que han de assolir els estreps, ens disposem a calcular la distància mínima per aquests:

$$s_t = \frac{0,9 \cdot d \cdot AS \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400}{120960} = 179,51 \text{ mm} = 17,95 \text{ cm}$$

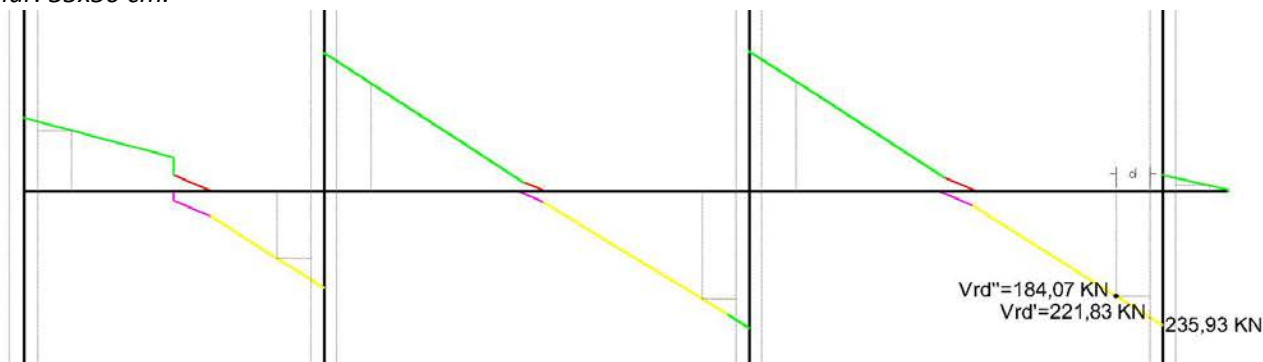
Per simplificar la feina del ferralla, l'estrebat en obra anirà de 5 cm a 5 cm.

Estrebat mínim de càlcul	17,95 Cm
Estrebat en obra	15 Cm

Tram 06

Jàssera: 30x60 cm.

Pilar: 35x50 cm.

**1. COMPROVACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA**

$$V_{desquerra} = 235,93 \text{ kN}$$

$$V_{dr'} = 221,83 \text{ kN}$$

$$V_{dr''} = 184,07 \text{ kN}$$

2. COMPROBACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$$V_u = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 300 \cdot 600 = 900 \text{ kN} \geq 235,93 \text{ kN}$$

Càlcul de la compressió obliqua del formigó.

$$V_c = \frac{1,15}{\gamma} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1,577 \leq 2 \quad \rho = \frac{AS}{b \cdot d} = \frac{n^{\circ} \text{ rodons} \cdot \pi \cdot r^2}{b \cdot d} \leq 0,02$$

Per conèixer el número de rodons necessaris, establim la quantia mínima per valor de 0,02, l'armadura estructural que passa per el punt que estem analitzant és de 4Ø20.

$$\rho = \frac{AS}{b \cdot d} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 10^2}{300 \cdot 600} = 6,98 \times 10^{-3} \leq 0,02$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot 6,98 \times 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 300 \cdot 600 = 73643,16 \text{ N} = 73,64 \text{ kN}$$

$$V_s = V_{dr''} - V_{cu} = 184,07 - 73,64 = 110,43 \text{ kN}$$

Dels 184,07 kN que lajàssera ha de suportar, els 73,64 kN els aguantarà el formigó i els 110,43 kN sobrants l'acer.

3. SEPARACIÓ MÍNIMA ENTRE ELS ESTREPS (ESTREBAT DE Ø8)

Un cop determinat l'esforç que han de assolir els estreps, ens disposem a calcular la distància mínima per aquests:

$$s_t = \frac{0,9 \cdot d \cdot AS \cdot f_{yd}}{V_s} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400}{110430} = 196,63 \text{ mm} = 19,66 \text{ cm}$$

Per simplificar la feina del ferralla, l'estrebat en obra anirà de 5 cm a 5 cm.

Estrebat mínim de càlcul	19,66 Cm
Estrebat en obra	15 Cm

1.COMPROBACIÓ DEL ESTREBAT MÍNIM ENTRE EL TRAM 5-6

Estrebat mínim $St \leq$		
Cas 1	$V_{dr}'' < \frac{1}{5} \cdot V_{u1}$	$St = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$
Cas 2	$\frac{1}{5} \cdot V_{u1} \leq V_{dr}'' < \frac{2}{3} \cdot V_{u1}$	$St = 0,6 \cdot d \leq 450 \text{ mm}$
Cas 3	$\frac{2}{3} \cdot V_{u1} \leq V_{dr}''$	$St = 0,3 \cdot d \leq 300 \text{ mm}$

ESTAT DE CÀRREGUES [KN/M ²]					
Càrregues					
	V_{dr}''		[KN]		194,6
	V_{u1}		[KN]		900
Comprovacions					
	Cas 1	$194,6 < \frac{1}{5} \cdot 900 = 180$	No compleix	$450 \leq 600$	Compleix
	Cas 2	$\frac{1}{5} \cdot 900 \leq 194,6 < \frac{2}{3} \cdot 900$	Compleix	$360 \leq 450$	Compleix
	Cas 3	$\frac{2}{3} \cdot 900 \leq 194,6$	No compleix	$180 \leq 300$	Compleix

Ens trobem en el cas 2:

$$St_{\min} \leq 0,75 \cdot 0,6 \leq 45 \text{ Cm} \leq 45 \text{ Cm}$$

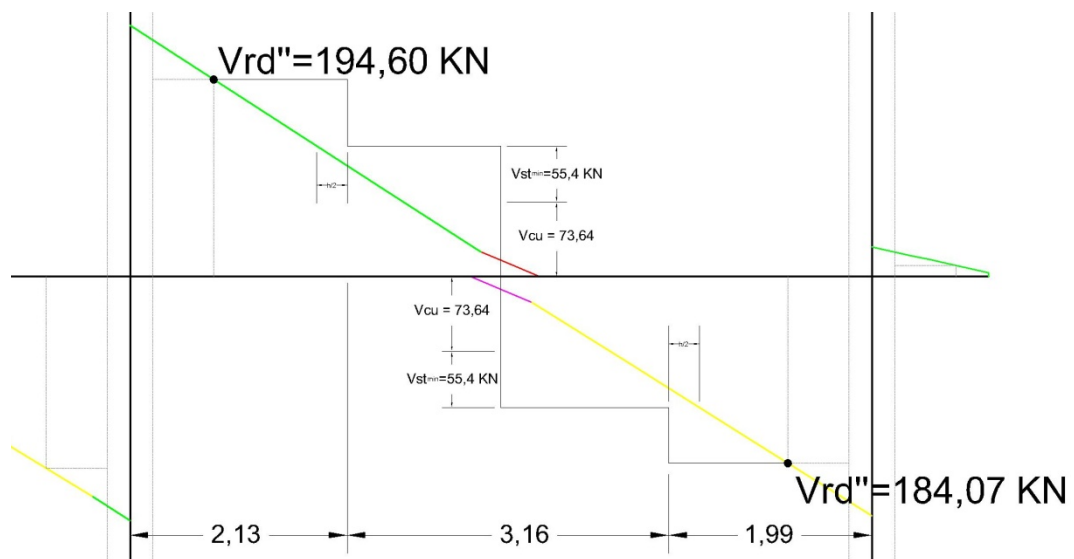
$$St_{\min} = \frac{As \cdot f_{yd} \cdot f_{ck}}{b \cdot f_{ck}^3 \cdot \sin \alpha} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400 \cdot 25}{300 \cdot 25^3 \cdot 1} = 391,93 \text{ mm} = 39,19 \text{ Cm}$$

L'estrebat que anirà comprès entre el tram 05 i el tram 06 anirà especejat amb l'estrebat mínim, però a obra utilitzarem distàncies múltiples a 5cm.

Estrebat de posada en obra mínim	39,19 Cm
Estrebat de posada	30 Cm

2.DISTÀNCIA FINS ON HEM D'ESTREBAR

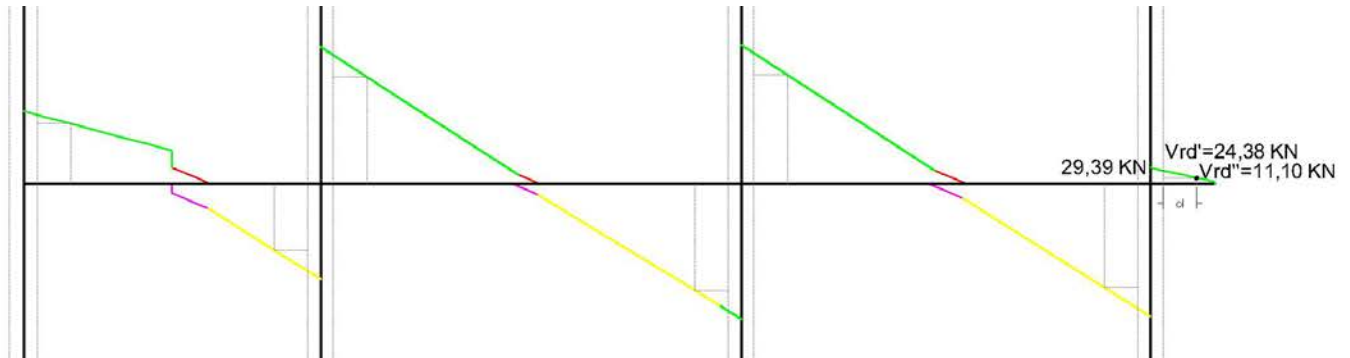
$$V_{stmin} = \frac{0,9 \cdot d \cdot As \cdot f_{yd}}{St_{min}} = \frac{0,9 \cdot 600 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 4^2 \cdot 400}{391,93} = 55,40 \text{ KN}$$



Tot i que la distància del estrebat mínim del tram central és de 3,16 m, nosaltres ho reduïrem a 3 m, de manera que li donem més distància al estrebat del pilar que és més restrictiu.

Jàssera: 30x60 cm.

Pilar: 35x50 cm.



1. COMPROVACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$$V_{voladiu} = 29,39 \text{ kN}$$

$$V_{dr'} = 24,38 \text{ kN}$$

$$V_{dr''} = 11,10 \text{ kN}$$

2. COMPROBACIÓ ESGOTAMENT DEL FORMIGÓ PER COMPRESSIÓ OBLIQUA

$$V_u = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,3 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 300 \cdot 600 = 900 \text{ kN} \geq 29,39 \text{ kN}$$

Càlcul de la compressió obliqua del formigó.

$$V_c = \frac{1,15}{\gamma} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{600}} = 1,577 \leq 2 \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{n^2 \text{ rodons} \cdot \pi \cdot r^2}{b \cdot d} \leq 0,02$$

Per conèixer el nombre de rodons necessaris, establim la quantia mínima per valor de 0,02, l'armadura estructural que passa per el punt que estem analitzant és de 4Ø20.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 10^2}{300 \cdot 600} = 6,98 \times 10^{-3} \leq 0,02$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{600}}\right) \cdot (100 \cdot 6,98 \times 10^{-3} \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 300 \cdot 600 = 73643,16 \text{ N} = 73,64 \text{ kN}$$

$$V_s = V_{dr''} - V_{cu} = 11,1 - 73,64 = -62,54 \text{ kN}$$

Els 11,1 kN els aguanta el formigó en la seva totalitat, per aquest motiu no necessitem calcular l'estrebat, ja que utilitzarem l'estrebat mínim admissible per lajàssera, és a dir de Ø8 cada 30 cm.

Estrebat mínim de càlcul	0 Cm
Estrebat mínim de posada en obra	30 Cm

1. PÒRTIC PRINCIPAL:

$$M_x = 326,1 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad N_d = 2447,23 \text{ KN}$$

L'excentricitat que agafarem serà la major de les següents:

- $e = \frac{M}{N} = \frac{326,1}{2447,23} = 0,1332 \text{ m} = 13 \text{ cm}$
- 2 cm
- $\frac{h}{20} = \frac{50}{20} = 2,5 \text{ cm}$

$$\Psi_a = \frac{\sum \text{Rigi. Pilars en A}}{\sum \text{Rigi. Jàcnas en A}} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 0,35 \cdot 0,5^3 \cdot (7,5 + 7,3)}{\frac{1}{12} \cdot 0,3 \cdot 0,6^3 \cdot (5,25 + 3,05)} = 1,2$$

$$\Psi_b = \frac{4 \text{ EJ/I}}{\infty} = 0$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + (4 \cdot 1,2)}{7,5 + 1,2}} = 1,189$$

Per a determinar que el nostre pilar no pandeja, hem de comprovar que aquesta afirmació sigui certa, en cas contrari haurem d'augmentar el moment del pilar perquè aquest pugui evitar el vinclament.

$$\lambda_{\text{inf}} < \lambda_m < 100$$

Esbeltez mecànica (λ_m):

$$\lambda_m = \frac{l_0}{l_c} = \frac{l_0}{\sqrt{I/A}} = \frac{525 \cdot 1,189}{\sqrt{\frac{1}{12} \cdot 50^2}} = 43,24 < 100$$

$$\lambda_{\text{limit inferior i translacional}} = 35$$

Com que λ_{limit} (35) és menor a la λ_m (43,24), hem de recalculer l'excentricitat.

$$e_{\text{final}} = e_{\text{existent}} + e_{\text{adicional}}$$

$$e_a = k \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(L \cdot \alpha)^2}{h} = 0,00044 \cdot \frac{500 + 20 \cdot 130}{500 + 10 \cdot 130} \cdot \frac{(5250 \cdot 1,189)^2}{50 \cdot 500 \sqrt{\frac{1}{12}}} = 4,0914 \text{ mm} = 0,409 \text{ cm}$$

$$e = e_e + e_a = 13 + 0,40 = 13,4 \text{ cm}$$

Comprobem que l'excentricitat està dins dels paràmetres establerts, és a dir, que és major a 2cm.

$$M_{\text{final}} = N \cdot e = N \cdot (e_a + e_e) = 2447,23 \cdot 0,134 = 327,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_{\text{total}} = 0,134 \text{ m} > 0,02 \text{ m} \rightarrow \text{Compleix}$$

$$\frac{h}{20} = \frac{5,25}{20} = 0,2625 \text{ m} > 0,02 \text{ m} \rightarrow \text{Compleix}$$

2. PÒRTIC SECUNDARI:

- $e_{\min} = 2 \text{ cm}$
- $\frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75 \text{ cm}$
- $e = \frac{M}{N} \quad 2 \text{ cm} = \frac{M}{2447,23} \quad M = 48,95 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\Psi_a = \frac{\Sigma \text{Rigi. Pilars en A}}{\Sigma \text{Rigi. Jàcnas en A}} = \frac{\frac{1}{12} 0,5 \cdot 0,35^3 \cdot (5,7 + 6,05)}{\frac{1}{12} 0,5 \cdot 0,26^3 \cdot (3,05)} = 9,39$$

$$\Psi_b = \frac{4 EJ/l}{\infty} = 0$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + (4 \cdot 9,39)}{7,5 + 9,39}} = 1,633$$

Per a determinar que el nostre pilar no pandeja, hem de comprovar que aquesta afirmació sigui certa, en cas contrari haurem d'augmentar el moment del pilar perquè aquest pugui evitar el vinclament.

$$\lambda_{\inf} < \lambda_m < 100$$

Esbeltez mecànica (λ_m):

$$\lambda_m = \frac{l_0}{l_c} = \frac{l \alpha}{\sqrt{I/A}} = \frac{525 \cdot 1,633}{\sqrt{\frac{1}{12} 35^2}} = 84,85 < 100$$

$$\lambda_{\text{limit inferior i translacional}} = 35$$

Com que λ_{limit} (35) és menor a la λ_m (84,85), hem de recalculer l'excentricitat.

$$e_{\text{final}} = e_{\text{existent}} + e_{\text{adicional}}$$

$$e_a = k \cdot \frac{h + 20 \cdot e_e}{h + 10 \cdot e_e} \cdot \frac{(L \cdot \alpha)^2}{h} = 0,00044 \cdot \frac{350 + 20 \cdot 20}{350 + 10 \cdot 20} \cdot \frac{(5250 \cdot 1,633)^2}{50 \cdot 350 \cdot \sqrt{\frac{1}{12}}}} = 8,7296 \text{ mm} = 0,872 \text{ cm}$$

$$e = e_e + e_a = 2 + 0,87 = 2,87 \text{ cm}$$

Comprobem que l'excentricitat està dins dels paràmetres establerts, és a dir, que és major a 2 cm.

$$M_{\text{final}} = N \cdot e = N \cdot (e_a + e_e) = 2447,23 \cdot 0,0287 = 70,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Armarem a dues cares perpendiculars a l'eix del pòrtic principal, com havíem suposat.

Abans de començar a armar, hem de comprovar que $\frac{M_x}{h_x} \geq 2 \cdot \frac{M_y}{h_y}$, si no compleix, vol dir que no podem armar a 2 cares tal i com havíem previst anteriorment.

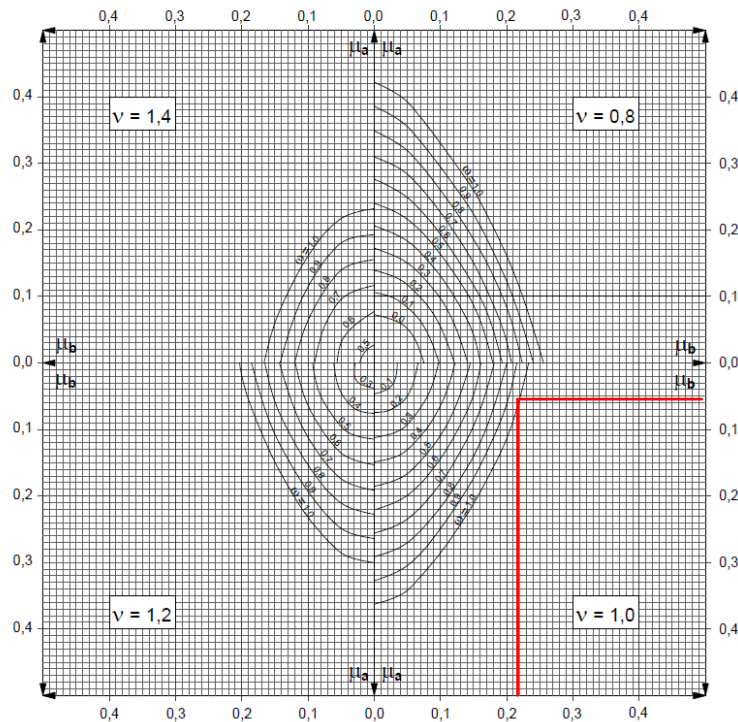
$$\frac{327,92}{50} \geq 2 \cdot \frac{70,23}{35} \text{ COMPLEIX}$$

$$\nu = \frac{2447,23 \times 10^3}{500 \times 350 \times \frac{25}{1,5}} = 0,839$$

$$\mu_x = \frac{M_x}{h^2 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{327,92 \times 10^3 \times 10^3}{500^2 \cdot 350 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,2248$$

$$\mu_y = \frac{M_y}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{70,23 \times 10^3 \times 10^3}{350^2 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,068$$

3. ARMAT DEL PILAR



Hem d'entrar a taules amb $\nu=0,839$, com a la taula, aquest valor no existeix, hem d'interpol·lar amb $\nu=1,0$ del qual obtenim un valor $\omega=1,0$ i $\nu=1,0$.

$$\omega = \frac{A_{stot} \cdot f_{yd}}{A_{tot} \cdot f_{cd}} \text{ per tant, } A_{stot} \cdot f_{yd} = A_{tot} \cdot f_{cd} \cdot \omega = 500 \cdot 350 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 1 = 2916666 \text{ N} = 2916,666 \text{ KN}$$

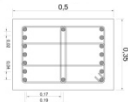
$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{A_{tot} \cdot f_{cd}}{2} = \frac{2916,66}{2} = 1458,33 \text{ KN}, \text{ assolirem aquesta càrrega amb l'ajuda de } 7\varnothing 25 \text{ a cada cara}$$

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	

4. CÀLCUL DE L'ARMADURA TRANSVERSAL

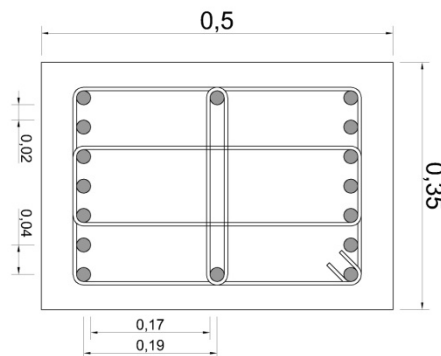
Establim que en el nostre pilar, degut al risc d'incendi el recobriment serà de 4 cm, és a dir, 5 cm des del eix del rodó fins a la cara del pilar. Si el control de l'obra és intens, aquests 4cm poden veure's reduïts a 3,5 cm.

Característiques

RECOBRIMENT EN PILARS	
Zona: S_25_0	
Vida útil considerada:	100 anys
F_{ck} formigó:	25 N/mm ²
Classe general d'exposició:	IIA
Classe específica d'exposició:	H
Resistència al foc normalitzada:	R90
Nivell de control: normal	
Secció pilar:	
	
Recobriment nominal r :	4mm
Dimensió mínima D:	400mm

Distància entre rodons (eix) _{base}	4 cm
Distància entre rodons (lateral) _{base}	2 cm
Distància entre rodons (eix) _{cantell}	19 cm
Distància entre rodons (lateral) _{cantell}	17 cm

Estrebat del pilar



Diàmetre del estrep $\varnothing 6$

5. COMPROVACIONS:

$$\text{Armadura mínima} \left| \begin{array}{l} \rho \geq 0,004; \rho = \frac{A_{stot}}{A_c} \\ A_{stot} \cdot f_{yd} \geq 0,1 N_d \end{array} \right. \quad \text{Armadura màxima} \quad A_{stot} \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

$$\text{Armadura mínima: } \rho = \frac{2916,66}{350 \cdot 500} = 0,016 \geq 0,004$$

$$A_{Stotal} \cdot f_{yd} \geq 0,1 \cdot N_d = 2916,66 \cdot \frac{500}{1,15} \geq 0,1 \cdot 244723 = 1268113,04 \geq 24472,3$$

Armadura màxima:

$$A_{Stotal} \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{yd} \rightarrow 2916,66 \cdot \frac{500}{1,15} \leq 350 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1,5} \rightarrow 1268113,04 \leq 2,91 \times 10^6$$

Armat transversal:

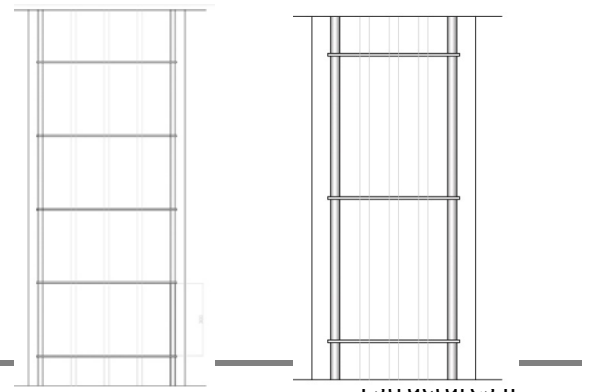
El diàmetre de l'armadura transversal ha de ser major de $\frac{1}{4} \varnothing$ del rodó, en aquest cas, un diàmetre de 6,25mm seria acceptable, tot i així nosaltres utilitzarem un diàmetre de 8mm (més habitual i fàcil de trobar), per aquest motiu nosaltres l'utilitzarem per a l'armat, $\varnothing 8$.

Separació:

L'estrebat mínim ha de ser menor de 40 cm.

- $st \leq 15 \times 2\text{cm} = 30\text{cm}$
- $st \leq 30\text{ cm}$ Nosaltres utilitzarem un estrebat de 30 cm.

Seccions esquemàtiques del pilar i les seves armadures

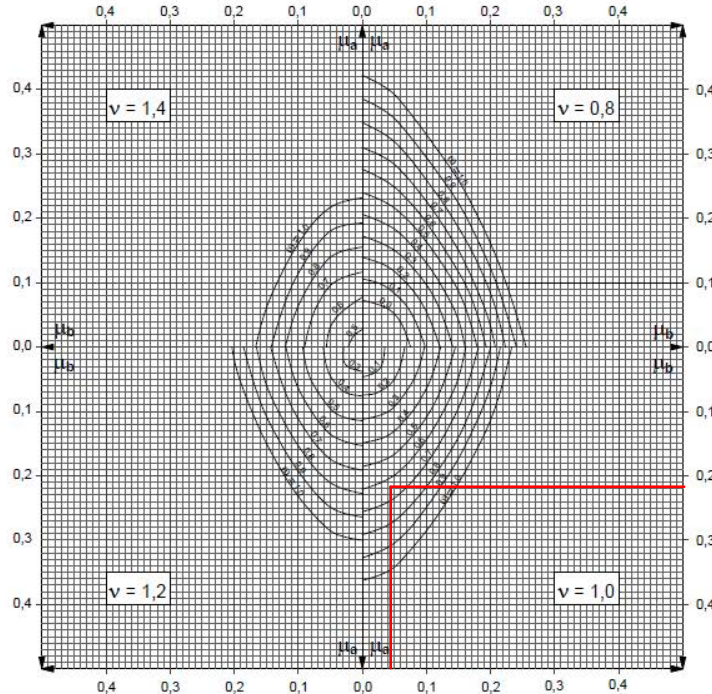


5.2 Càlcul del armat del pilar sense guerxament

57

$$\nu = \frac{2447,23 \times 10^3}{500 \times 350 \times \frac{25}{1,5}} = 0,839 \mu x = \frac{Mx}{h^2 \cdot b \cdot f_{yd}} = \frac{326,1 \times 10^3}{50^2 \cdot 35 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,2236 \mu y = \frac{N \cdot e_y}{b^2 \cdot h \cdot f_{yd}} = \frac{2447,23 \times 10^3 \cdot 0,02}{35^2 \cdot 50 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,0479$$

$\frac{Mx}{hx} \geq 2 \cdot \frac{My}{hy}$, com que compleix hem d'armar 2 cares perpendiculars a l'eix.



1 Armat del pilar

Hem d'entrar a taules amb $\nu=0,839$, com a la taula, aquest valor no existeix, hem d'interpol·lar amb $\nu=1,0$ del qual obtenim un valor $\omega=0,65$ i $\nu=1,0$.

$$\omega = \frac{A_{stot} \cdot f_{yd}}{A_{tot} \cdot f_{cd}} \text{ per tant, } A_{stot} \cdot f_{yd} = A_{tot} \cdot f_{cd} \cdot \omega = 500 \cdot 350 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 0,65 = 1895833 \text{ N} = 1895,833 \text{ KN}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = \frac{A_{tot} \cdot f_{cd}}{2} = \frac{1895,833}{2} = 947,916 \text{ KN}, \text{ assolirem aquesta càrrega amb l'ajuda de } 7\varnothing 20 \text{ a cada cara}$$

2. Càlcul de l'armadura transversal

Establim que en el nostre pilar, degut al risc d'incendi el recobriment serà de 4 cm, és a dir, 5 cm des del eix del rodó fins a la cara del pilar. Si el control de l'obra és intens, aquests 4 cm poden veure's reduïts a 3,5 cm.

Característiques

Distància entre rodons (eix) _{base}	2 cm
Distància entre rodons (lateral) _{base}	4 cm
Distància entre rodons (eix) _{cantell}	17 cm
Distància entre rodons (lateral) _{cantell}	19 cm
Diàmetre del estrep	Ø6

3. Comprovacions:

$$\text{Armadura mínima} \left| \begin{array}{l} \rho \geq 0,004; \rho = \frac{A_{stot}}{A_c} \\ A_{stot} \cdot f_{yd} \geq 0,1 N_d \end{array} \right. \quad \text{Armadura màxima} \quad A_{stot} \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Armadura
mínima: $\rho =$

$$\frac{1912}{350 \cdot 500} = 0,010 \geq 0,004$$

$$A_{stot} \cdot f_{yd} \geq 0,1 \cdot N_d = 1912,28 \cdot \frac{500}{1,15} \geq 0,1 \cdot 244723 = 831426,08 \geq 24472,3$$

Armadura màxima:

$$A_{stot} \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd} \rightarrow 1912,28 \cdot \frac{500}{1,15} \leq 350 \cdot 500 \cdot \frac{25}{1,5} \rightarrow 831426,08 \leq 2,91 \times 10^6$$

Armat transversal:

El diàmetre de l'armadura transversal ha de ser major de $\frac{1}{4} \varnothing$ del rodó, en aquest cas, un diàmetre de 5mm seria acceptable, tot i així es recomana utilitzar un diàmetre de 6mm, per aquest motiu nosaltres l'utilitzarem per a l'armat, $\varnothing 6$.

Separació:

L'estrebat mínim ha de ser menor de 40 cm.

- $s_t \leq 15 \times 2\text{cm} = 30\text{cm}$
- $s_t \leq 30\text{ cm}$ Nosaltres utilitzarem un estrebat de 30 cm.