

MATERIAL DE APOYO PARA AUTOCORRECCIÓN



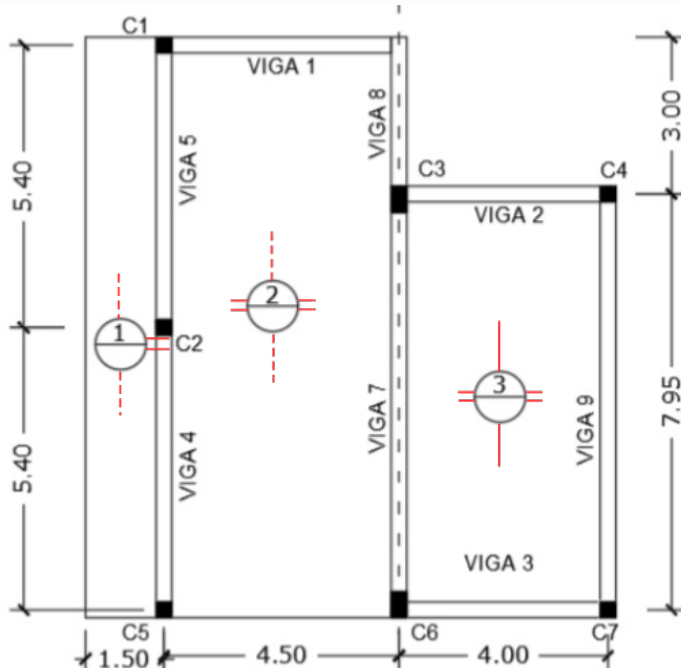
ESTRUCTURAS IIA – SEGUNDO PARCIAL

TM1

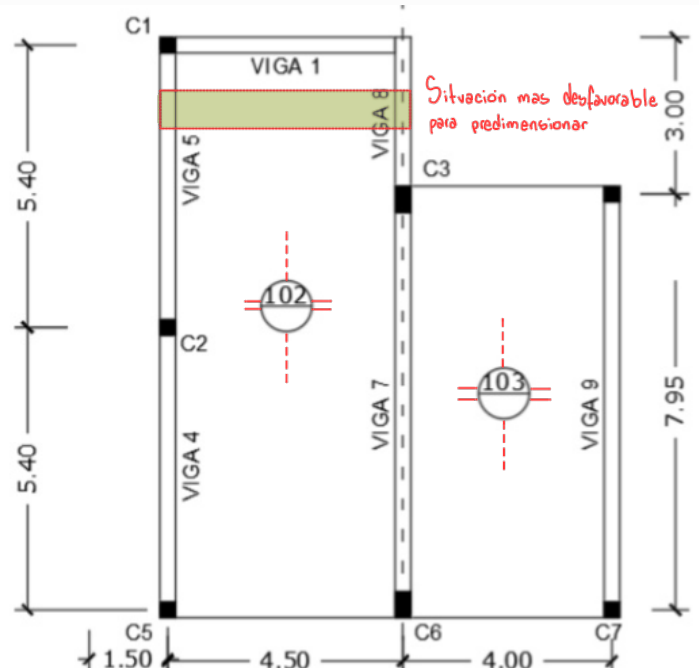
EJERCICIO A

La planta de estructura de 5 niveles de 3m de altura cada uno, está conformada por losas macizas, vigas y columnas.

1. Indicar la dirección de armado de todas las losas (2p)



ESQUEMA ESTRUCTURAL 1º - 2º - 3º NIVEL



ESQUEMA ESTRUCTURAL 4º - 5º

- L 1 voladizo.
- L 2 - 102 - 103 losa armada en una dirección (no cuenta con los 4 apoyos).
- L 3 losa armada en dos direcciones (cuenta con los 4 apoyos y da la relación de luces).

2. Predimensionar las losas, indicar claramente la situación utilizada para unificar el espesor en todos los niveles (2p)

Se utiliza la longitud de 4.50m correspondiente a la losa 102, ya que no posee continuidad.

$$\bullet \frac{450 \text{ cm}}{30} = 15 \text{ cm}$$

3. Calcular la sección de armadura necesaria del apoyo entre la losa 102 y 103, determinar diámetro y separación de barras. Graficar en planta la armadura obtenida, considerando los puntos de inflexión a 1m del apoyo central, para cada lado. (5p)

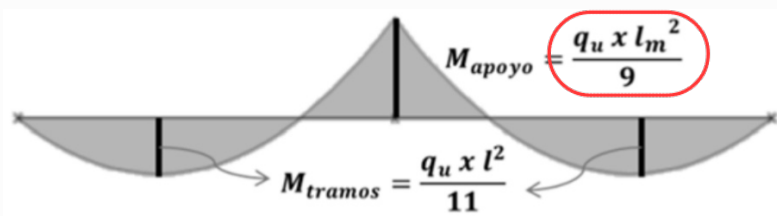
• Datos: $q_D 500 \text{ kg/m}^2$ $q_L 250 \text{ kg/m}^2$

• Carga última de losa:

$$q_u = 1,2 \times 500 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \times 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = 1000 \text{ kg/m}^2, \text{ se considera una}$$

$$\text{faja de } 1\text{m} = 1000 \text{ kg/m}$$



Cálculo del momento último en apoyo 102-103

• Luz media:

$$\frac{4,50\text{ m} + 4,00\text{ m}}{2} = 4,25\text{ m}$$

$$M_u = \frac{1000\text{ Kg/m} \cdot (4,25\text{ m})^2}{9} = 2.007\text{ Kgcm}$$

Con los valores de sollicitaciones se verifica la sección de acero para flexión.

Diagrama de tensiones	Diagrama de deformaciones	Nivel de sollicitación	Altura de bloque comprimido	Brazo de palanca
		$m_n = \frac{M_u}{0,85 f_c b d^2 \phi}$	$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n}$	$k_z = 1 - \frac{k_a}{2}$
		0,052	0,053	0,973
		0,053	0,055	0,973
		0,058	0,059	0,970
		0,060	0,062	0,969
		0,064	0,066	0,967
		0,068	0,071	0,965
		0,074	0,077	0,961
		0,079	0,082	0,959
		0,084	0,088	0,956
		0,093	0,098	0,951
		0,105	0,111	0,945
		0,114	0,121	0,939
		0,125	0,134	0,933
		0,139	0,150	0,925
		0,156	0,170	0,915
		0,177	0,196	0,902
		0,190	0,213	0,894
		0,205	0,232	0,884
		0,222	0,255	0,873
		0,232	0,268	0,866
		0,238	0,276	0,862
		0,243	0,283	0,858
		0,249	0,291	0,854
		0,255	0,300	0,850
		0,261	0,309	0,845
		0,268	0,319	0,841
		0,269	0,320	0,840
		0,298	0,364	0,818

• Sección: 100 cm x 15 cm

• Recubrimiento: 2,50 cm

• Hormigón: H20

• M_u : 200700 Kgcm

$$m_n = \frac{200700\text{ Kgcm}}{0,85 \times 200\text{ Kg/cm}^2 \times 100\text{ cm} \times (12,5\text{ cm})^2 \times 0,9}$$

$$m_n = 0,083 \rightarrow 0,084 \text{ tabla}$$

De la tabla obtenemos el K_z para calcular Z y obtener la armadura.

$$Z = 0,956 \times 12,5\text{ cm} = 11,95\text{ cm}$$

$$A_s = \frac{200700\text{ Kgcm}}{4200\text{ Kg/cm}^2 \times 11,95\text{ cm} \times 0,9} = 4,44\text{ cm}^2$$

Opciones de armadura: • 1 ϕ 8 c/10 (5,03 cm²)
• 1 ϕ 10 c/15 (5,24 cm²)
• 1 ϕ 12 c/22 (5,03 cm²)

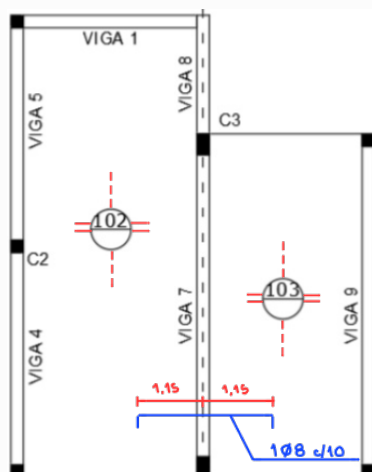
Se selecciona ϕ 8. Verificación de separación:

$$2,5 \times 15\text{ cm} = 37,50\text{ cm}$$

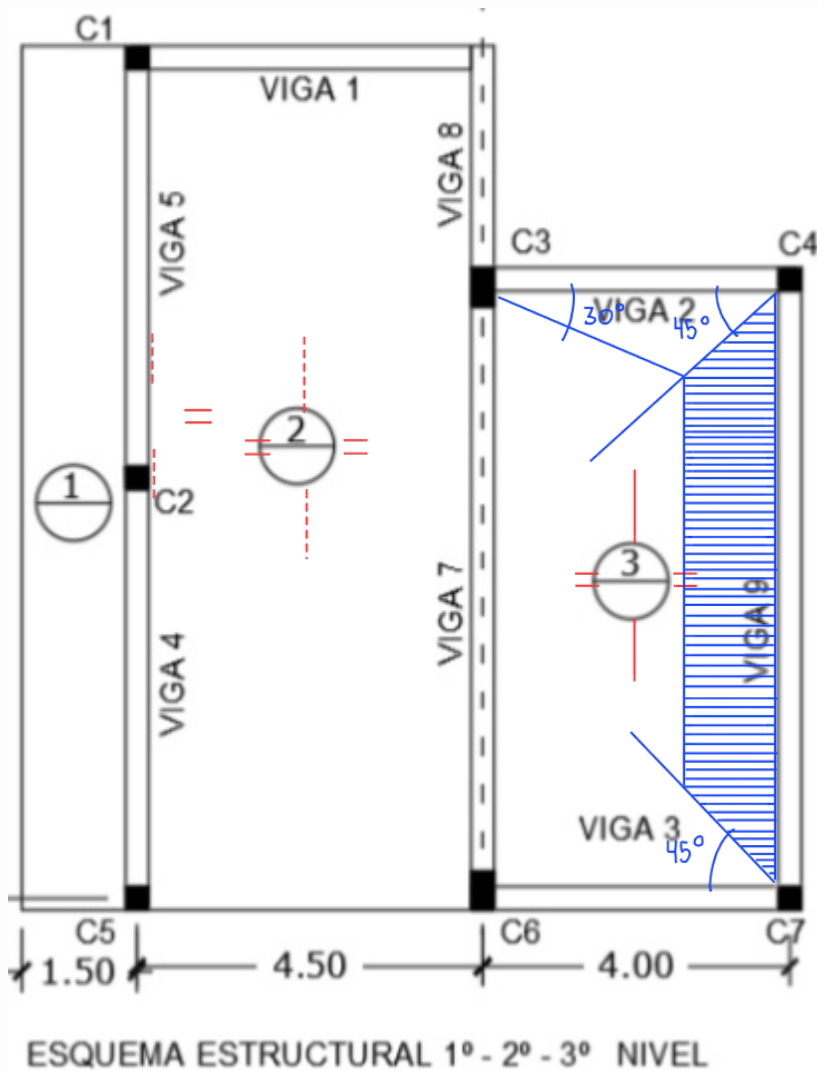
$$25 \times 0,8\text{ cm} = 20\text{ cm}$$

$$30\text{ cm}$$

Diámetro	SECCIONES NOMINALES EN UN METRO DE ANCHO (cm ² /m)								
	Separación entre barras								
	10 cm	12 cm	15 cm	18 cm	20 cm	22 cm	25 cm	28 cm	30 cm
6 mm	2,83	2,36	1,88	1,57	1,41	1,29	1,13	1,01	0,94
8 mm	5,03	4,19	3,35	2,79	2,51	2,28	2,01	1,80	1,68
10 mm	7,85	6,54	5,24	4,36	3,93	3,57	3,14	2,80	2,62
12 mm	11,31	9,42	7,54	6,28	5,65	5,14	4,52	4,04	3,77
16 mm	20,11	16,76	13,40	11,17	10,05	9,14	8,04	7,18	6,70
20 mm	31,42	26,18	20,94	17,45	15,71	14,28	12,57	11,22	10,47



4. Calcular la carga equivalente de servicio sobre la viga 9 del primer nivel. Graficar sobre la planta el área de influencia correspondiente. Representar las cargas con sus valores en un esquema de las vigas. Considerar el peso propio de las vigas. (2p)



- Superficie (medidas con escala gráfica):

$$S_{vp} = \frac{(7,95 \text{ m} + 5,10 \text{ m}) \times 1,30}{2} = 8,50 \text{ m}^2$$

- Carga de servicio:

$$q_s = 500 \text{ Kg/m}^2 + 250 \text{ Kg/m}^2 = 750 \text{ Kg/m}^2$$

- Carga equivalente de servicio de losa a V9:

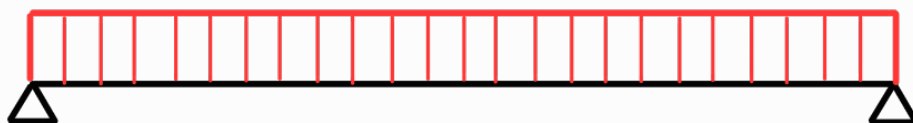
$$q_{s_{v9}} = \frac{8,50 \text{ m}^2 \times 750 \text{ Kg/m}^2}{7,95 \text{ m}} = 802 \text{ Kg/m}$$

- Peso propio V9 (se adopta un ancho de 0,20 m):

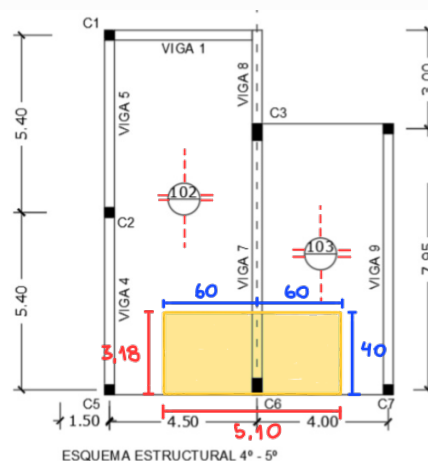
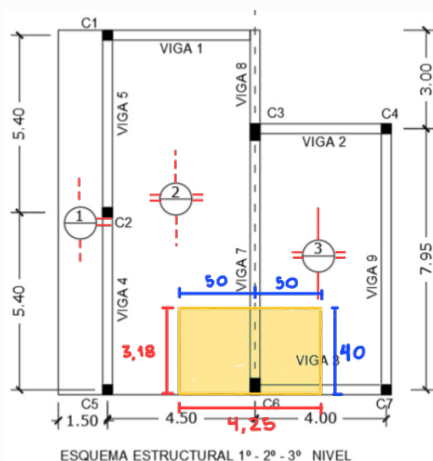
$$h = \frac{7,95 \text{ m}}{16} = 0,50 \text{ m}$$

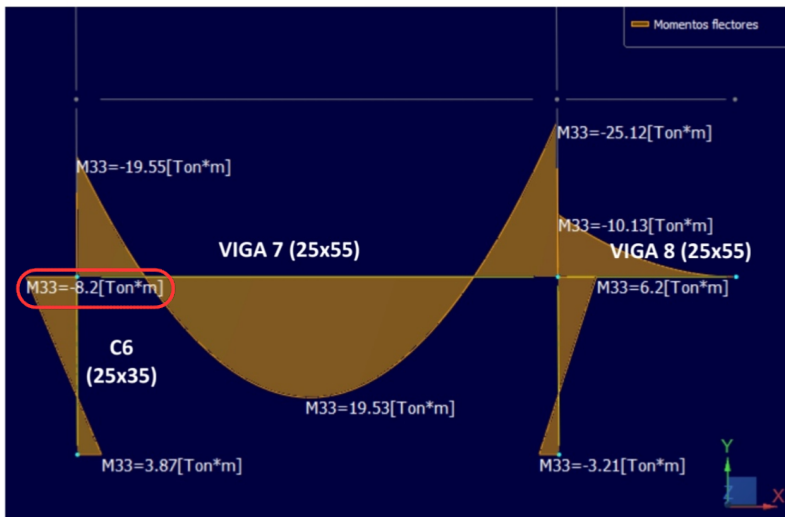
$$PP = 0,20 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 240 \text{ Kg/m}$$

$$q = 240 \text{ Kg/m} + 802 \text{ Kg/m} = 1042 \text{ Kg/m}$$

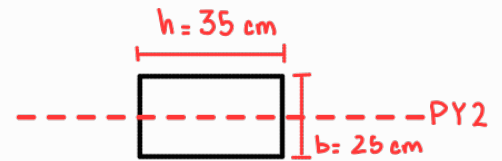


5. Considerando la sección propuesta para la columna C6 de 25cm x 35cm y el siguiente diagrama de momentos flectores del plano PY2 en PB, calcular la sección de armadura necesaria (utilizar barras diámetro 12 ó 16 mm), indicando diámetro y cantidad de las armaduras longitudinales. Graficar sobre las plantas el área de influencia correspondiente. Considerar un 20% de la carga total para otros pesos (4p)





• Datos de la columna C6:



• Cálculo esfuerzo normal (P_v):

$$P_v = 1000 \text{ kg/m}^2 \times [(3.18 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} \times 3) + (3.18 \text{ m} \times 5.10 \text{ m} \times 2)] \times 1.2$$

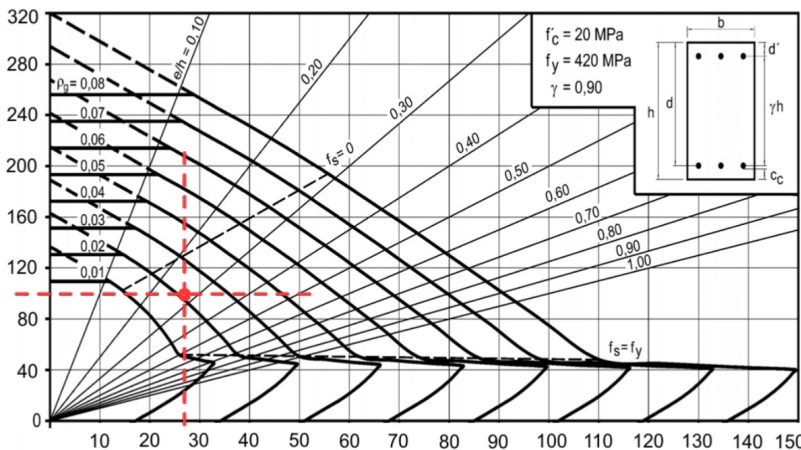
$$P_v = 87577 \text{ Kg}$$

• Esfuerzo normal reducida:

$$N_r = \frac{87577 \text{ Kg}}{25 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}} = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

• Momento flector reducido:

$$M_r = \frac{820000 \text{ Kgcm}}{25 \text{ cm} \times (35 \text{ cm})^2} = 26.8 \text{ Kg/cm}^2$$



Diámetro	SECCIONES NOMINALES (cm ²)									
	Cantidad de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6 mm	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8 mm	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,03
10 mm	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12 mm	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
16 mm	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20 mm	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,27	31,42
25 mm	4,91	8,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10

• Cuantía total:

$$A_s = 25 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} \times 0.02 = 17.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 17.5 \text{ cm}^2 / 2 = 8.75 \text{ cm}^2 \text{ por cara}$$

Se utilizaran barras de $\phi 16$ - 5 barras por cara.

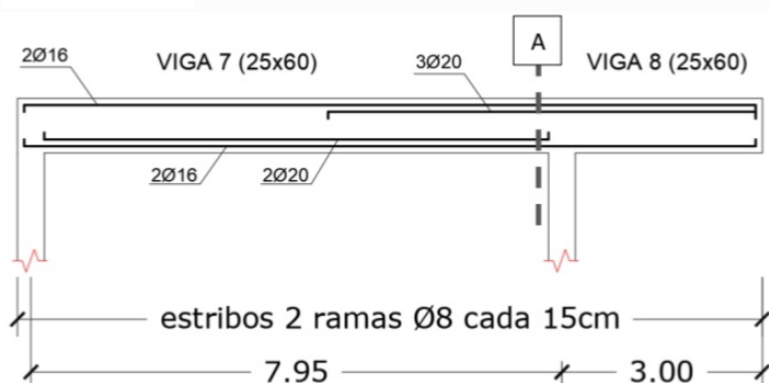
• Separación de estribos:

$$s_1 = 12 \times 1.6 \text{ cm} = 19.2 \text{ cm}$$

$$s_2 = 48 \times 0.6 \text{ cm} = 28.8 \text{ cm}$$

$$s_3 = 25 \text{ cm}$$

EJERCICIO B

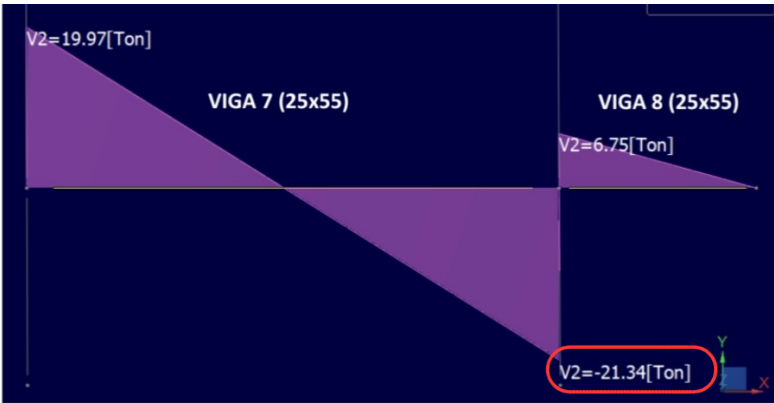
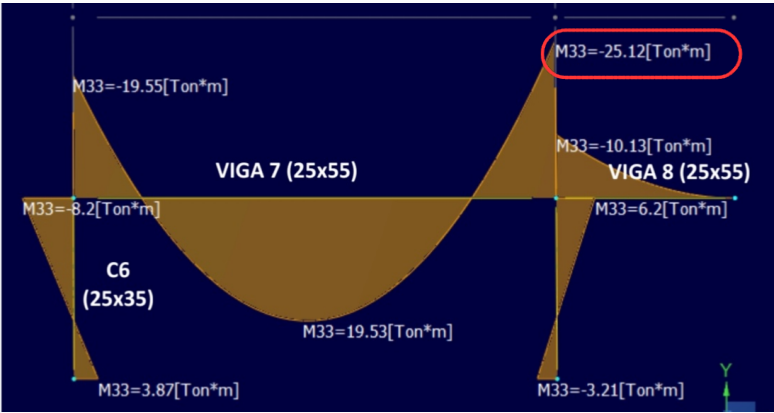


Armadura propuesta para la sección A:

• A flexión: 2 $\phi 16$ y 3 $\phi 20$ (13.44 cm²).

• A corte: 1 $\phi 8$ c/15 cm - 2 ramas (1.00 cm²)

Teniendo en cuenta el diagrama de momentos del ejercicio A 5, y el siguiente diagrama de esfuerzos de corte de las vigas 7 y 8 (de sección 25cm x 60cm), indicar si la armadura propuesta para la sección A, es suficiente para las sollicitaciones de flexión y corte (7p)



Con los valores de sollicitaciones se verifica la sección de acero para flexión.

- Sección: 25 cm x 55 cm
- Recubrimiento: 3,00 cm
- Hormigón: H20
- M_v : 2512000 Kgcm
- Sección propuesta: $2 \phi 16 + 3 \phi 20 = 13,44 \text{ cm}^2$

$$m_n = \frac{2512000 \text{ Kgcm}}{0,85 \times 200 \text{ Kg/cm}^2 \times 25 \text{ cm} \times (52 \text{ cm})^2 \times 0,9}$$

$m_n = 0,24 \longrightarrow 0,243$ tabla

De la tabla obtenemos el K_z para calcular Z y obtener la armadura.

$$Z = 0,858 \times 52 \text{ cm} = 44,616 \text{ cm}$$
$$A_s = \frac{2512000 \text{ Kgcm}}{4200 \text{ Kg/cm}^2 \times 44,616 \text{ cm} \times 0,9} = 14,89 \text{ cm}^2$$

LA SECCIÓN COLOCADA NO ES SUFICIENTE

Con los valores de sollicitaciones se verifica la sección de acero para flexión.

- Sección: 25 cm x 55 cm
- Hormigón: H20
- V_v : 21340 Kg
- Estribos propuestos: $1 \phi 8 \text{ c/15 cm} - 2 \text{ ramas } (1,00 \text{ cm}^2)$

Diagrama de tensiones	Diagrama de deformaciones	Nivel de sollicitación	Altura de bloque comprimido	Brazo de palanca	
		$m_n = \frac{M_u}{0,85 f_c b d^2 \phi}$	$k_a = 1 - \sqrt{1 - \gamma \cdot m_n}$	$k_z = 1 - \frac{k_a}{Z}$	
		0,052	0,053	0,973	Colocar cuantía mínima
		0,053	0,055	0,973	
		0,058	0,059	0,970	
		0,060	0,062	0,969	
		0,064	0,066	0,967	
		0,068	0,071	0,965	
		0,074	0,077	0,961	
		0,079	0,082	0,959	
		0,084	0,088	0,956	
		0,093	0,098	0,951	
		0,105	0,111	0,945	H20
		0,114	0,121	0,939	
		0,125	0,134	0,933	
		0,139	0,150	0,925	
		0,156	0,170	0,915	
		0,177	0,196	0,902	
		0,190	0,213	0,894	
		0,205	0,232	0,884	
		0,222	0,255	0,873	
		0,232	0,268	0,866	
		0,238	0,276	0,862	
		0,243	0,283	0,858	
		0,249	0,291	0,854	
		0,255	0,300	0,850	
		0,261	0,309	0,845	
		0,268	0,319	0,841	
		0,269	0,320	0,840	
		0,298	0,364	0,818	Aumentar sección o colocar doble armadura

Ramas	Diámetro			
	6	8	10	12
2	0,56 cm ²	1,00 cm ²	1,57 cm ²	2,26 cm ²
4	1,12 cm ²	2,00 cm ²	3,14 cm ²	4,52 cm ²

- Aporte a la resistencia proporcionada por el hormigón:

$$\frac{1}{6} \times \sqrt{20 \text{ Mpa}} \times 25 \text{ cm} \times 52 \text{ cm} \times 0,75 \times 10 = 7267 \text{ Kg}$$

- Sección de acero requerida por estribos, para una separación de 15 cm:

$$A_s = \frac{(21340 \text{ Kg} - 7267 \text{ Kg}) \times 15 \text{ cm}}{52 \text{ cm} \times 4200 \text{ Kg/cm}^2 \times 0,75} = 1,28 \text{ cm}^2$$

LA SECCIÓN COLOCADA NO ES SUFICIENTE