



Ayudantía 3
9 de abril 2015

Problema 1. a) Determinar la carga axial última nominal según ACI318 para la columna de hormigón armado de la figura 1. Calcule la resistencia última de diseño.
b) Determinar la excentricidad de la carga última nominal para que no exista flexión de la columna.
La columna es de hormigón con $f'_c = 220 \text{ kg/cm}^2$ y barras de refuerzo A63-42H. Use recubrimiento de 5cm.

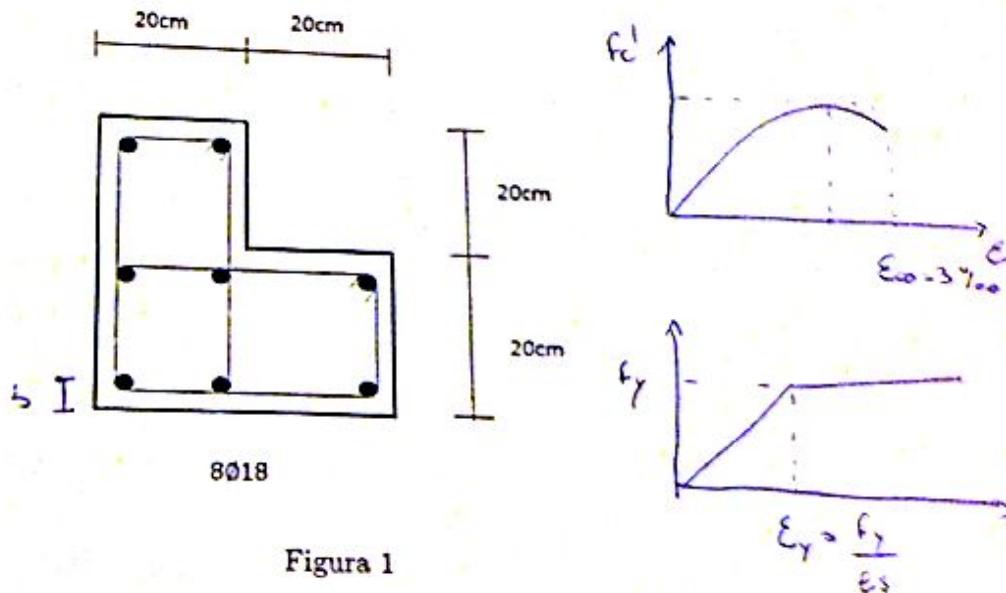


Figura 1

Problema 2. (a) Calcule los coeficientes de luz efectiva k para las columnas C_i y C_e de la figura 2. (b) Diseñe la columna C_i si $P = 300 \text{ ton}$. Utilice perfiles IN y Acero A37-24ES. Señale la orientación óptima del perfil.

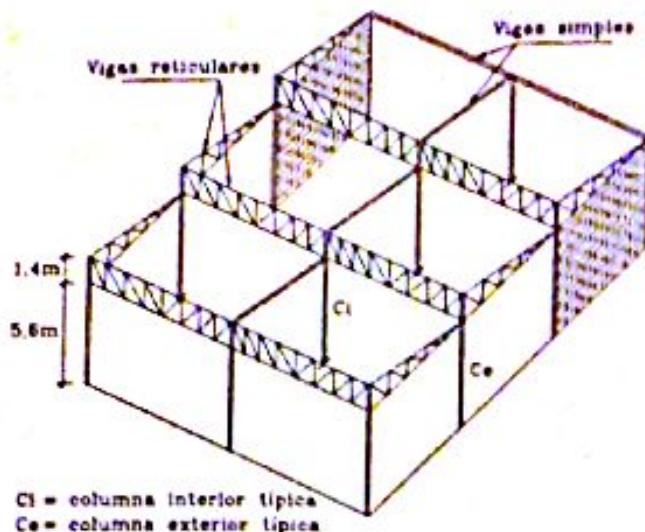


Figura 2

Problema 3. (a) Diseñar, usando el criterio de diseño último ACI, la columna A a nivel de primer piso, despreciando el efecto de flexión y el de pandeo. El edificio es de hormigón armado y tiene losa de 18 cm de espesor en el cielo de todos los pisos. Use una sección cuadrada para el diseño. Para determinar la carga axial sobre la columna estime el área tributaria. (b) Calcule la carga axial última de la columna para el diseño obtenido en (a) y el factor de seguridad REAL del diseño propuesto. Considere hormigón con $f'_c = 180\text{kgf/cm}^2$ y $\rho = 2,5\text{ton/m}^3$; y acero $\sigma_y = 4200\text{kg/cm}^2$. Recuerde que para diseño sísmico se emplea cuantía mínima de 1% para columnas.

Cargas de peso propio sin considerar peso de vigas y losa (kg/m ²)		Sobrecarga (kg/m ²)	
2º y 3º piso	Techumbre	2º y 3º piso	Techumbre
100	50	200	0

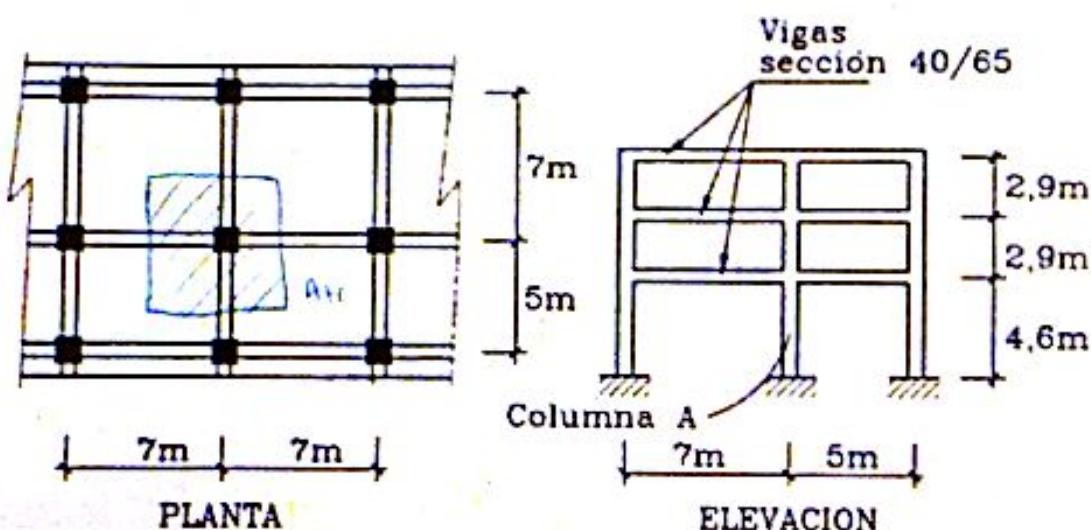


Figura 3

AYUDANTIA 3

1

a) $A_s = 8 \cdot \frac{\pi \cdot 18^2}{4} = 20,33 \text{ cm}^2$

De tabla
 $f_{c'} \longleftrightarrow f_c$
 $0,85$.

$A_g = 20 \times 20 \times 3 = 1200 \text{ cm}^2$

$A_c = A_g - A_s = 1179,67 \text{ cm}^2$

$\Sigma F = A_c \cdot f_c (E_c) + A_s \cdot f_y (E_s)$

$P = A_c \cdot 0,85 \cdot f_c' + A_s \cdot f_y$

$P_n = 0,8 (A_c \cdot 0,85 f_c' + A_s f_y) \quad \text{Nominal,}$

$= 0,8 (1179,67 \times 0,85 \times 220 + 20,33 \times 4200) = 244,8 \text{ ton.}$

$P_u \leq P_d = \phi P_n$

L0,1.

$P_d = 0,7 \times 244,8 \text{ ton}$

$P_d = 170,8 \text{ ton} //$

b) Para cada ultima no vale transformada de área.

$A_s = 3,54 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned}
 M_{int} &= 5 \times 3 \times 3,54 (4200 - 0,85 \times 220) \\
 &+ 15 \times 3 \times 3,54 (4200 - 0,85 \times 220) \\
 &+ 35 \times 2 \times (4200 - 0,85 \times 220) 6,54 \\
 &+ (20 \times 40) (0,85 \times 220) \times 10 \\
 &\quad \cancel{+ (20 \times 20) (0,85 \times 220) \times 10} \\
 &+ (20 \times 20) (0,85 \times 220) \times 30.
 \end{aligned}$$

$M_{int} = 4632 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$\} e = 0,19 \text{ m} = 19 \text{ cm.}$

$M_{ext} = 244,8 \times e$

U = 54 D + 13 L.

$$D = q_{pp}^{2/3} \times A_{tr}^{2/3} + q_{pp}^{1/3} A_{tr}^{\text{lecho}} + q_{vaca}^{\text{V}} (2+1) + 2 q_{com} + q_{resta}^{\text{C}_a}$$

$$L = q_{sc}^{2/3} A_{tr}^{2/3} C_a^{2/3}$$

$$C_a = 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} C_a^{2/3} = 1 - 0.008 A_{tr}^{2/3} = 0.328 \\ C_{a, \min} = 1 - 0.23 \left(1 + \frac{q_{sc}^{2/3}}{q_{sc}^{2/3}} \right) = 0.1573 \\ C_a \geq 0.4 \text{ para columnas, elementos verticais} \end{array} \right.$$

U \leq Resistencia.

Resistencia.

$$P_n = (0.85 \cdot f_{c'} \cdot A_c + f_y \cdot A_s) \cdot 0.8$$

$$p = \frac{A_s}{A_L} \quad \gamma A_{tr} \cdot A_s \cdot A_H \\ \hookrightarrow A_H = \frac{A_T}{1+p}$$

$$A_H = \frac{p \cdot A_T}{1+p}$$

$$P_n = 0.8 \left(0.85 \cdot f_{c'} \cdot \frac{A_T}{1+p} + 4200 \cdot \frac{p A_T}{1+p} \right)$$

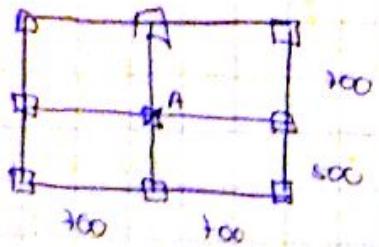
$$P_u = \phi P_n$$

Ojo con las unidades.

U \leq P_u \Rightarrow se despeja b (para esto se usa $p = 1\%$)

$$b = 0.367 \text{ m} = 36.7 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

2



$$l_x = 700 \text{ cm}$$

$$l_y = \left(\frac{1400 + 200}{2} \right) = 600$$

$$A_{\text{má}} = (700 \times 600) \times 2 = 84 \text{ cm}^2$$

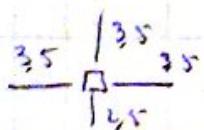
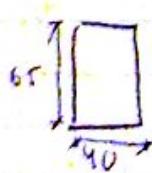
$$A_{\text{techo}} = 42 \text{ cm}^2$$

C. pg el techo no tiene sobrecarga.

$$g_{\text{techo}} = 6500 \times 0,18 = 1170 \text{ kg/m}^2$$

<u>g_{pp}</u>	<u>g_{sc}</u>	
2-3	Techo	2-3
550	500	200
(450+100)	(50+450)	6

Viga: \times piso

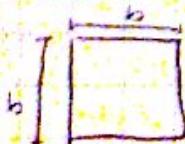


$$l = 13 \text{ m} = 3,5 + 3,5 + 3,5 + 3,5$$

$$V = 2500 \times 13 \times 0,9 \times 0,05$$

$$V = 8450 \text{ kg.}$$

columna: \times piso.



$$C_1 = 2500 \times b^2 \times 3,9 \times$$

$$C_2 = 7250 \times b^2 \quad (2-3 \text{ piso})$$

$$C = 2500 \times b^2 \times 4,6 = 11500 \text{ b}^2 \quad (\text{1er piso}),$$