

## HORMIGÓN II

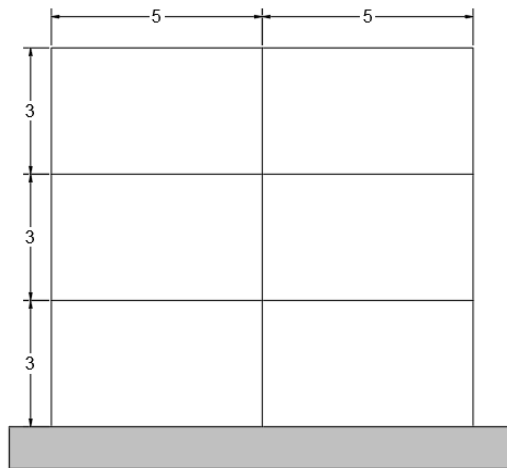
### PÓRTICOS DÚCTILES. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se plantea el diseño de columnas de un pórtico simple regular. Se aplica el reglamento INPRES-CIRSOC 103, Partes I y II.

#### 0- Predimensionado Inicial

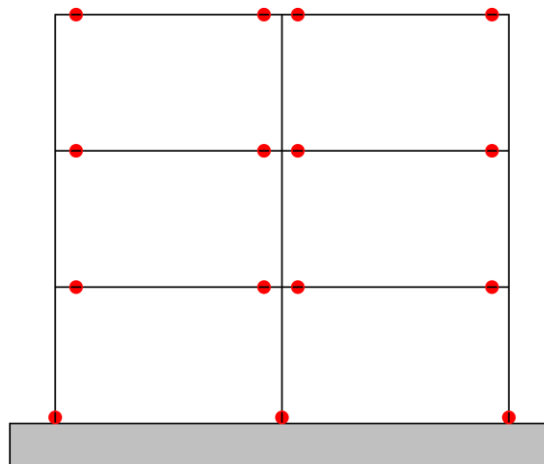
Un análisis preliminar lleva a las siguientes dimensiones de los elementos y materiales a emplear.

- Vigas 25cmx40cm
- Columnas 45cmx45cm
- Hormigón H-25
- Acero ADN-420
- $D=2,5t/m$
- $L=1,5t/m$



#### 1- Mecanismo de colapso

Se plantea como mecanismo de colapso rótulas en ambos extremos de vigas y en la base de las columnas del primer nivel.



## 2- Pesos

- $Pp = P\acute{o}rtico = (3 * 9 * 0.45 * 0.45 + 3 * 10 * 0.25 * .045) * 2.5 \frac{t}{m^3} = 22t$
- $Dv = 3 * 10m * D = 3 * 10m * 2,5t/m = 75t$
- $Lv = 3 * 10m * L = 3 * 10m * 1,5t/m = 45t$
- $W = Pp + Dv + fi * Lv = 22t + 75t + 0,25 * 45t \cong 110t$

## 3- Coeficiente Sismico

Zona sismica 4, sitio D,  $Tn < T2$ :  $Sa = 2.5 * 0.40 = 1.00$

Si bien R puede tomar un valor máximo de 7, se adopta para el ejercicio  $R = 5$

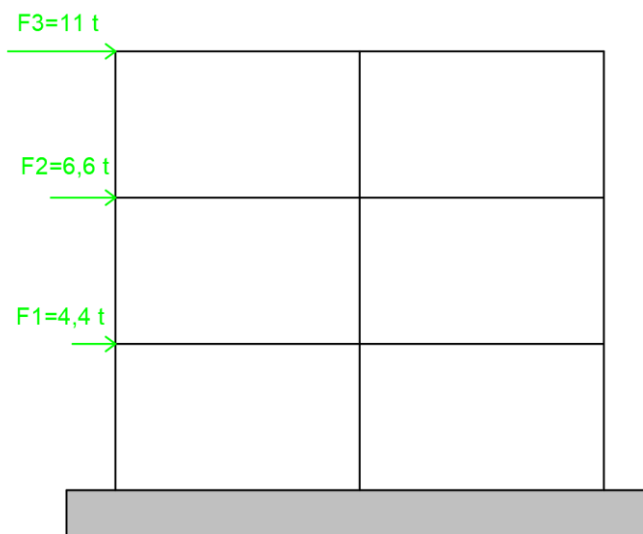
$$C = \frac{Sa * \gamma r}{R} = \frac{1 * 1}{5} = 0,2$$

## 4- Corte Basal y Distribuci3n de fuerzas

$$V0 = C * W = 0,2 * 110t = 22t$$

Para la distribuci3n de fuerzas sismicas suponemos que todos los pisos tienen igual peso:

Piso	Peso ( $W_i$ )	Altura ( $h_i$ )	$\alpha = h_i / \sum h_i$	$F_i = V0 * \alpha$	Corte ( $V_i$ )
3	$110t/3 = 36,66t$	9 m	0,5	11 t	11 t
2	$110t/3 = 36,66t$	6 m	0,3	6,6 t	17,6 t
1	$110t/3 = 36,66t$	3 m	0,2	4,4 t	22 t
Suma	110t	18		22 t	



## 5- Solicitaciones Gravitatorias

$$PPv = 0,25m * 0,40m * 2,4t/m^3 = 0,24t/m$$

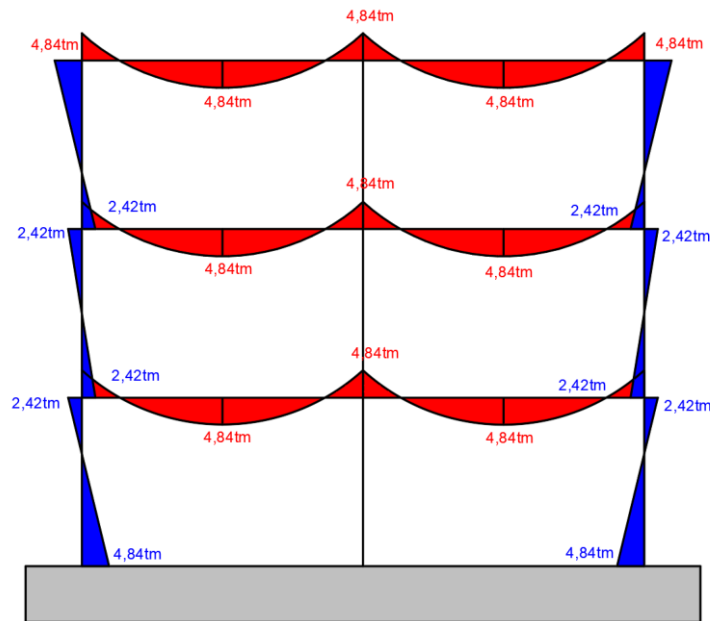
$$qu = PPv + Dv + f1 * Lv = 0,24t/m + 2,5t/m + 0,25 * 1,5t/m = 3,1t/m$$

Para el cálculo de las solicitaciones consideramos como hip3tesis simplificada, que los momentos en los apoyos de las vigas ( $M_{ap}$ ) y los momentos en los centros de tramos ( $M_t$ ) son iguales. Así:



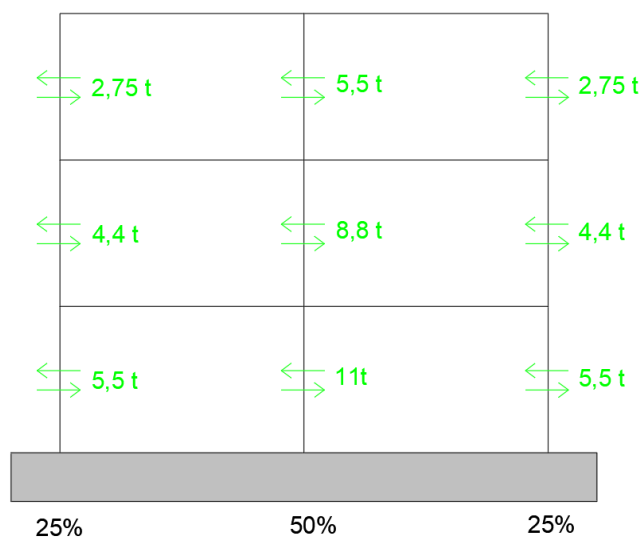
$$M_{ap} = M_t = \frac{1}{2} \frac{q * l^2}{8} = \frac{3,1t/m * 5m^2}{16} = 4,84 \text{ tm}$$

Para elaborar el diagrama de momento se calcula los momentos en los extremos de columna por equilibrio de nudos a partir de los momentos en las vigas. Además, se considera que en las columnas el punto de inflexión del diagrama de momento del primer nivel se encuentra a 2/3 de altura y del último nivel a 1/3 de la misma. Luego el diagrama de Momento para cargas Gravitatorias (**MG**) queda:



## 6- Solicitaciones Sísmicas

Como hipótesis se considera que las columnas externas reciben el 25% de la fuerza sísmica cada una y la columna del medio el 50%. Esto es debido a que a la columna central le llegan 2 vigas (una por cada lado) lo que le otorga el doble de rigidez que a las laterales a las que sólo le concurre una viga.



Se calculan los Momentos debido al Sismo (ME) a partir del corte en cada columna. En los niveles superiores se considera el punto de inflexión en la mitad de la columna, por lo que el momento en la cabeza de la columna y en el pie de la misma es el mismo (MEC=MEP)

- **3° piso:**

Columnas Externas:

$$MEC3e = MEP3e = \frac{2,75t * 3m}{2} = 4,13tm$$

Columna Interna:

$$MEC3i = MEP3i = \frac{5,5t * 3m}{2} = 8,26tm$$

- **2° piso**

Columnas Externas:

$$MEC2e = MEP2e = \frac{4,4t * 3m}{2} = 6,6tm$$

Columna Interna:

$$MEC2i = MEP2i = \frac{8,8t * 3m}{2} = 13,2tm$$

- **1° piso**

Columnas Externas:

$$MEC1e = 5,5t * 3m * \frac{1}{3} = 5,5tm$$

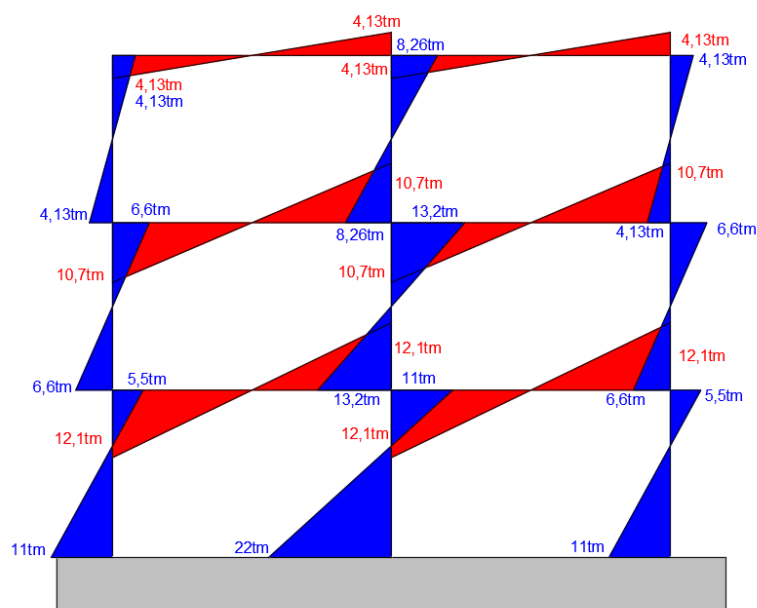
$$MEP1e = 5,5t * 3m * \frac{2}{3} = 11tm$$

Columna Interna:

$$MEC1i = 11t * 3m * \frac{1}{3} = 11tm$$

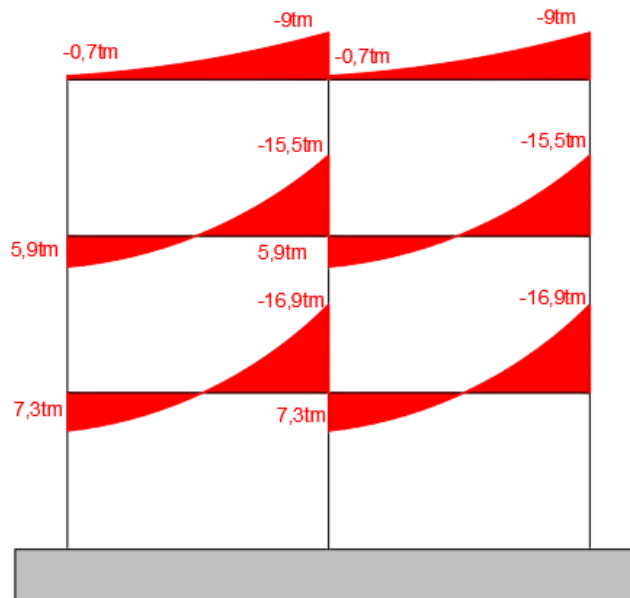
$$MEP1i = 11t * 3m * \frac{2}{3} = 22tm$$

De los Momentos calculados en la columna obtenemos los momentos en vigas por equilibrio de nudo. El momento de la columna del medio se reparte entre las dos vigas que llegan a dicho nudo. Así por ejemplo el momento en el extremo de las vigas del medio se calcula como  $(MEP3i+MEC2i)/2=10,7tm$



## 7- Diseño de vigas a flexión

$$M_u = MG + ME$$



Dado que los momentos negativos y positivos son muy distintos entre sí, conviene aplicar **Redistribución de Momentos** para lograr mayor similitud entre las armaduras superiores e inferiores. Para esto se le “quita” momento al que más tiene y se lo agrega al de menor valor. Es importante tener en cuenta que como máximo se puede redistribuir hasta el 30% del momento de mayor valor:

- 1° Piso:

$$M(+) = 7,3tm$$

$$M(-) = 16,9tm$$

$$\frac{M(+) + M(-)}{2} = \frac{7,3tm + 16,9tm}{2} = 12,1tm$$

$$\text{Controlo el máximo (30\%)} \rightarrow 0,70 \cdot 16,9tm = 11,83tm$$

$$\text{Como } 12,1tm > 11,83tm \rightarrow \text{Verifica}$$

- 2° Piso:

$$M(+) = 5,9tm$$

$$M(-) = 15,5tm$$

$$\frac{M(+) + M(-)}{2} = \frac{5,9tm + 15,5tm}{2} = 10,7tm$$

$$\text{Controlo el máximo (30\%)} \rightarrow 0,70 \cdot 15,5tm = 10,85tm$$

$$\text{Como } 10,7tm \cong 10,85tm \rightarrow \text{Verifica}$$

- 3° Piso:

$$M(-)_{min} = 0,7tm$$

$$M(-)_{máx} = 9tm$$

$$\frac{M(-)_{min} + M(-)_{máx}}{2} = \frac{0,7tm + 9tm}{2} = 4,85tm$$

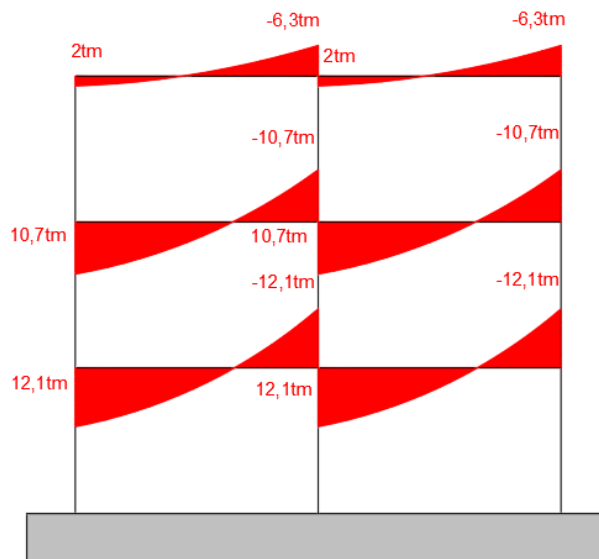
$$\text{Controlo el máximo (30\%)} \rightarrow 0,70 \cdot 9tm = 6,3tm$$

$$\text{Como } 4,85tm < 6,3tm \rightarrow \text{No Verifica}$$

Luego:

$$M(-)_{máx} = 6,3tm$$

$$M(-)_{min} = (9tm - 6,3tm) - 0,7tm = 2tm$$



Conociendo los momentos de cada viga, calculamos las armaduras superiores e inferiores de estas usando la fórmula aproximada:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * (d - d') * f_y}$$

$d=35\text{cm}$

$d'=5\text{cm}$

$d-d'=30\text{cm}$

$\phi=0,9$

- 1° Piso  $\rightarrow M_u(+)=M_u(-)=12,1\text{tm} \rightarrow A_s = \frac{12,1\text{tm}}{0,9*(0,35\text{m}-0,05\text{m})*4,2\text{t/cm}^2} = 10,7\text{cm}^2$
- 2° Piso  $\rightarrow M_u(+)=M_u(-)=10,7\text{tm} \rightarrow A_s = \frac{10,7\text{tm}}{0,9*(0,35\text{m}-0,05\text{m})*4,2\text{t/cm}^2} = 9,43\text{cm}^2$
- 3° Piso  $\rightarrow M_u(+)=2\text{tm} \rightarrow A_s(+)=\frac{2\text{tm}}{0,9*(0,35\text{m}-0,05\text{m})*4,2\text{t/cm}^2} = 1,76\text{cm}^2$   
 $\rightarrow M_u(-)=6,3\text{tm} \rightarrow A_s(-)=\frac{6,3\text{tm}}{0,9*(0,35\text{m}-0,05\text{m})*4,2\text{t/cm}^2} = 5,55\text{cm}^2$

Con las áreas de acero necesarias se disponen las armaduras en las secciones de las 3 vigas y calculo los momentos nominales ( $M_n = f_y * (d - d') * A_s$  ef). No se considera el aporte de la armadura de la losa para simplificar la ejercitación.

En la tabla siguiente se determinan los momentos nominales, de diseño (aplicando un  $\phi=0.9$ ), y los momentos de sobrerresistencia como  $M_o=\lambda_o*M_n$  con  $\lambda_o=1.4$  a partir de las armaduras efectivamente colocadas.

V1	V2	V3
$As_{ef} = \frac{4 * \pi * 2^2}{4} + \frac{\pi * 0,8^2}{4} = 13cm^2$	$As_{ef} = \frac{3 * \pi * 2^2}{4} + \frac{\pi * 0,8^2}{4} = 9,93cm^2$	$As_{ef}(+) = \frac{2 * \pi * 1,6^2}{4} + \frac{\pi * 0,8^2}{4} = 4,52cm^2$ $As_{ef}(-) = \frac{2 * \pi * 2^2}{4} + \frac{\pi * 0,8^2}{4} = 6,79cm^2$
$Mn = \frac{4,2t}{cm^2} * 0,3m * 13cm^2 = 16,4tm$	$Mn = \frac{4,2t}{cm^2} * 0,3m * 9,93cm^2 = 12,5tm$	$Mn(+) = \frac{4,2t}{cm^2} * 0,3m * 4,52cm^2 = 5,7tm$ $Mn(-) = \frac{4,2t}{cm^2} * 0,3m * 6,79cm^2 = 8,55tm$
$Md = 0,9 * Mn = 14,76tm > Mu$	$Md = 0,9 * Mn = 11,25tm > Mu$	$Md = 0,9 * Mn = 7,7tm > Mu$
$M0 = 1,4 * Mn = 17,5tm$	$M0 = 1,4 * Mn = 17,5tm$	$M0(+) = 1,4 * Mn = 8tm$ $M0(-) = 1,4 * Mn = 12tm$

(Falta completar el diseño de vigas a corte)

## 8- Verificación de Nudos

Antes de continuar se deben verificar los nudos (unión viga-columna), para ello se verifica que:

- La longitud de anclaje de las barras de las vigas pueda desarrollarse dentro de la columna.
- La tensión de corte límite en el nudo

### V1

#### a- Longitud de Anclaje (con gancho)

$$ldh = 0,24 * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} * db = 0,24 * \frac{420}{\sqrt{25}} * 2cm = 40,32cm$$

$$x < 0,5hc = 0,5 * 45cm = 22,5cm$$

$$x < 8db = 8 * 2cm = 16cm$$

$$x = 16cm$$

$$ldh + x = 56,32cm \rightarrow \text{No verifica, no entra en la columna de } 45cm \times 45cm$$

Para solucionarlo se podría agrandar la columna o achicar la armadura. Seguimos con la segunda opción y adoptamos  $\phi 16cm$ :

$$ldh = 0,24 * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} * db = 0,24 * \frac{420}{\sqrt{25}} * 1,6cm = 32,26cm$$

$$x < 0,5hc = 0,5 * 45cm = 22,5cm$$

$$x < 8db = 8 * 1,6cm = 12,8cm$$

$$x = 12,8cm$$

$ldh + x = 45,06cm \rightarrow$  No verifica, no entra en la columna de 45cmx45cm

Agrandamos la columna a 50cmx50cm y mantenemos  $\phi 16cm$ :

$$ldh = 0,24 * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} * db = 0,24 * \frac{420}{\sqrt{25}} * 1,6cm = 32,26cm$$

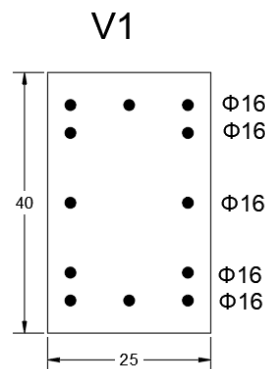
$$x < 0,5hc = 0,5 * 50cm = 25cm$$

$$x < 8db = 8 * 1,6cm = 12,8cm$$

$$x = 12,8cm$$

$ldh + x = 45,06cm \rightarrow$  Verifica

Diseñamos la sección de la viga con  $\phi 16cm$ :



$$As_{ef} = \frac{6 * \pi * 1,6^2}{4} = 12cm^2$$

$$Mn = \frac{4,2t}{cm^2} * 0,3m * 12cm^2 = 15,1tm$$

$$Md = 0,9 * Mn = 13,6tm > Mu = 12,1tm$$

$$M0 = 1,4 * Mn = 21,1tm$$

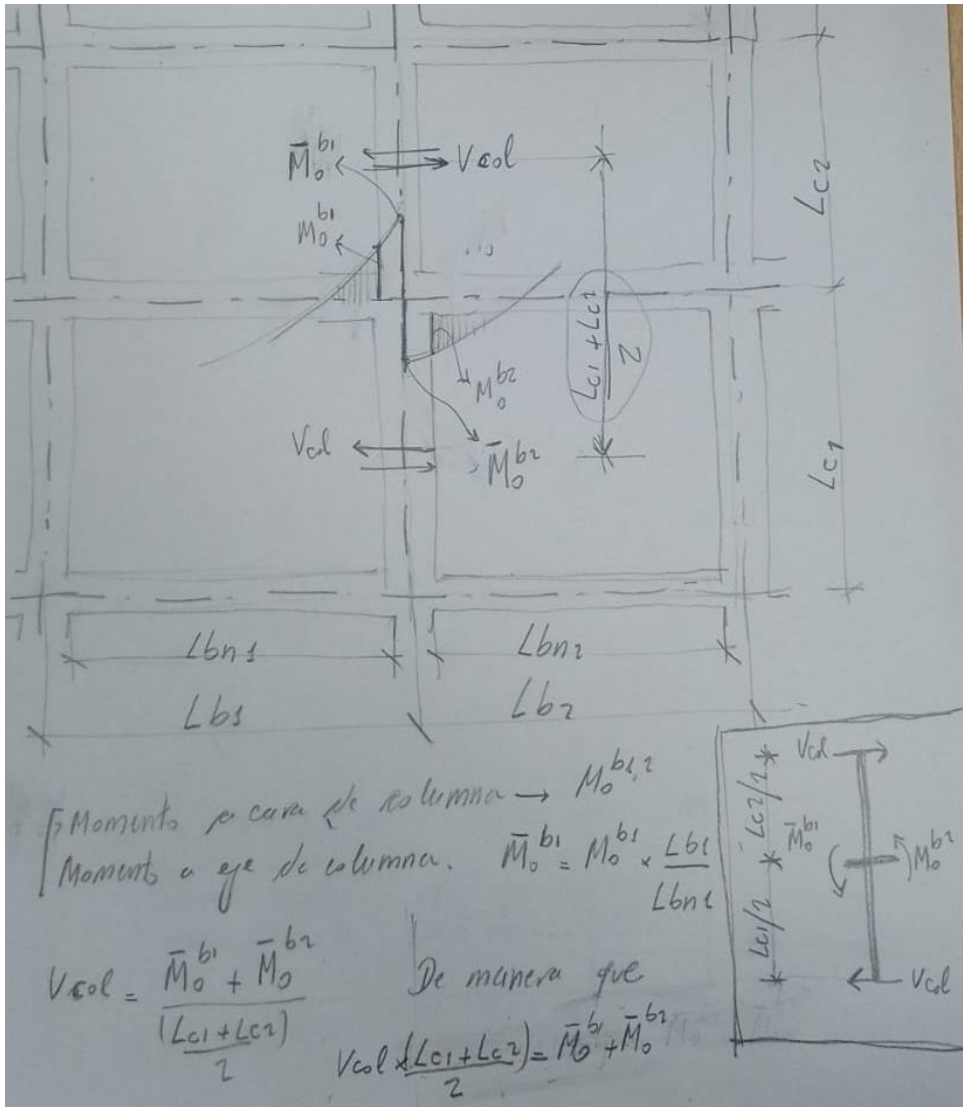
### b- Esfuerzo de Corte en el Nudo

Para determinar el esfuerzo de corte en el nudo se debe calcular el  $V_{col}$ . Este cortante es el que surge en las columnas como equilibrio de los momentos de sobrerresistencia de las vigas.

$$V_{col} = \frac{2 \left( \frac{Lb1}{Lnb1} * M0^{b1} + \frac{Lb2}{Lnb2} * M0^{b2} \right)}{Lc1 + Lc2} = \frac{2 \left( \frac{5m}{4,5m} * 21,14tm + \frac{5m}{4,5m} * 21,14tm \right)}{3m + 3m} = 15,7t$$

$$V_{jh} = \lambda_0(As + As')fy - V_{col} = 1,4 * \frac{12\pi(1,6cm)^2}{4} * \frac{4,2t}{cm^2} - 15,7t = 141,9t - 15,7t = 126,2t$$

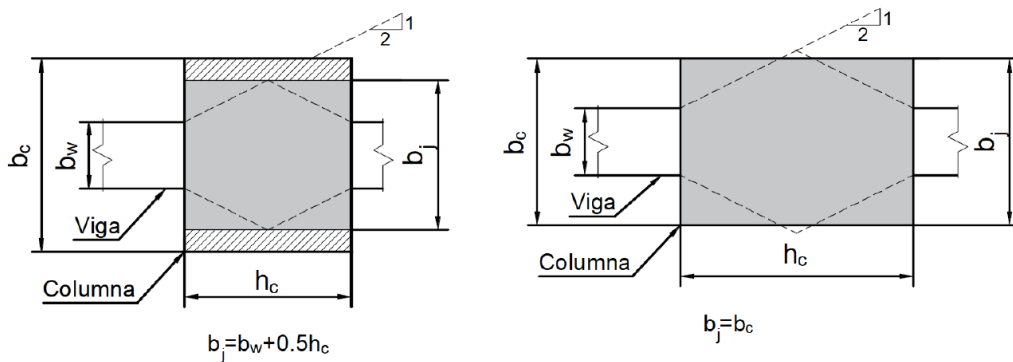




**Ancho efectivo de nudo =  $b_j$**

Cuando  $b_c > b_w$ ,  $b_j$  deberá tomarse como el menor de:

- $b_j = b_c = 50\text{cm}$
- $b_j = b_w + 0,50h_c = 25 + 0,50 \times 50\text{cm} = 50\text{cm}$



$A_j h = b_j * h_c = 50\text{cm} * 50\text{cm} = 2500\text{cm}^2 = 0,25\text{m}^2$

$$v_j = \frac{V_{jh}}{A_{jh}} = \frac{126,2t}{0,25m^2} = \frac{505t}{m^2} = 5,05MPa$$

$$v_{lim} = 0,2 * f'c = 0,2 * 25MPa = 5 MPa$$

Como no verifica pasamos a un hormigón H-30. Luego:

$$v_{lim} = 0,2 * f'c = 0,2 * 30MPa = 6 MPa \rightarrow \text{Verifica}$$

## V2

### a- Longitud de Anclaje

Seguimos con la columna de 50cmx50cm y  $\phi 16cm$ :

$$ldh = 0,24 * \frac{f_y}{\sqrt{f'c}} * db = 0,24 * \frac{420}{\sqrt{25}} * 1,6cm = 32,26cm$$

$$x < 0,5hc = 0,5 * 45cm = 22,5cm$$

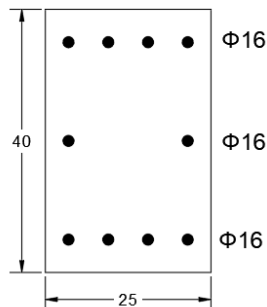
$$x < 8db = 8 * 1,6cm = 12,8cm$$

$$x = 12,8cm$$

$$ldh + x = 45,06cm \rightarrow \text{Verifica}$$

Diseñamos la sección de la viga con  $\phi 16cm$ :

## V2



$$A_{sef} = \frac{5 * \pi * 1,6^2}{4} = 10cm^2$$

$$M_n = \frac{4,2t}{cm^2} * 0,3m * 10cm^2 = 12,6tm$$

$$M_d = 0,9 * M_n = 11,3tm > M_u = 10,7tm$$

$$M_0 = 1,4 * M_n = 17,6tm$$

### b- Esfuerzo de Corte en el Nudo

$$V_{col} = \frac{2 \left( \frac{Lb1}{Lnb1} * M_0^{b1} + \frac{Lb2}{Lnb2} * M_0^{b2} \right)}{Lc1 + Lc2} = \frac{2 \left( \frac{5m}{4,5m} * 17,64tm + \frac{5m}{4,5m} * 17,64tm \right)}{3m + 3m} = 13t$$

$$V_{jh} = \lambda_0 * (A_s + A_s') * f_y - V_{col} = 1,4 * \frac{10 * \pi * (1,6cm)^2}{4} * \frac{4,2t}{cm^2} - 13t = 118t - 13t = 105t$$

**Ancho efectivo de nudo =  $b_j$**

Cuando  $b_c > b_w$ ,  $b_j$  deberá tomarse como el menor de:

- $b_j = b_c = 50\text{cm}$
- $b_j = b_w + 0,50h_c = 25 + 0,50 * 50\text{cm} = 50\text{cm}$

$$A_{jh} = b_j * h_c = 50\text{cm} * 50\text{cm} = 2500\text{cm}^2 = 0,25\text{m}^2$$

$$v_j = \frac{V_{jh}}{A_{jh}} = \frac{105\text{t}}{0,25\text{m}^2} = \frac{420\text{t}}{\text{m}^2} = 4,2\text{MPa}$$

$$v_{lim} = 0,2 * f'c = 0,2 * 30\text{MPa} = 6\text{MPa} \rightarrow \text{Verifica}$$

**V3**

**a- Longitud de Anclaje**

Seguimos con la columna de 50cmx50cm y  $\phi 16\text{cm}$ :

$$ldh = 0,24 * \frac{f_y}{\sqrt{f'c}} * db = 0,24 * \frac{420}{\sqrt{25}} * 1,6\text{cm} = 32,26\text{cm}$$

$$x < 0,5h_c = 0,5 * 45\text{cm} = 22,5\text{cm}$$

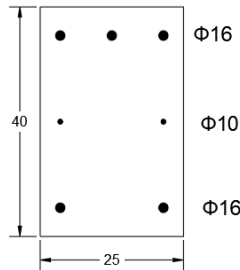
$$x < 8db = 8 * 1,6\text{cm} = 12,8\text{cm}$$

$$x = 12,8\text{cm}$$

$$ldh + x = 45,06\text{cm} \rightarrow \text{Verifica}$$

Diseñamos la sección de la viga con  $\phi 16\text{cm}$ :

**V3**



MOMENTO NEGATIVO	MOMENTO POSITIVO
$A_{sef} = \frac{3 * \pi * 1,6^2}{4} + \frac{\pi * 1^2}{4} = 6,82\text{cm}^2$	$A_{sef} = \frac{2 * \pi * 1,6^2}{4} + \frac{\pi * 1^2}{4} = 4,8\text{cm}^2$
$M_n = \frac{4,2\text{t}}{\text{cm}^2} * 0,3\text{m} * 6,82\text{cm}^2 = 8,6\text{tm}$	$M_n = \frac{4,2\text{t}}{\text{cm}^2} * 0,3\text{m} * 4,8\text{cm}^2 = 6\text{tm}$
$M_d = 0,9 * M_n = 7,74\text{tm} > M_u = 6,3\text{tm}$	$M_d = 0,9 * M_n = 5,4\text{tm} > M_u = 2\text{tm}$
$M_0 = 1,4 * M_n = 12\text{tm}$	$M_0 = 1,4 * M_n = 8,4\text{tm}$

**b- Esfuerzo de Corte en el Nudo**

$$V_{col} = \frac{2 \left( \frac{Lb1}{Lnb1} * M0^{b1} + \frac{Lb2}{Lnb2} * M0^{b2} \right)}{Lc1 + Lc2} = \frac{2 \left( \frac{5m}{4,5m} * 8,4tm + \frac{5m}{4,5m} * 8,4tm \right)}{3m + 3m} = 6,2t$$

$$V_{jh} = \lambda_0(As + As')fy - V_{col} = 1,4 * \left( \frac{5\pi(1,6cm)^2}{4} + \frac{2\pi(1cm)^2}{4} \right) * \frac{4,2t}{cm^2} - 6,2t = 68,3t - 6,2t = 62,1t$$

**Ancho efectivo de nudo = bj**

Cuando  $bc > bw$ ,  $bj$  deberá tomarse como el menor de:

- $bj = bc = 50cm$
- $bj = bw + 0,50hc = 25 + 0,50 * 50cm = 50cm$

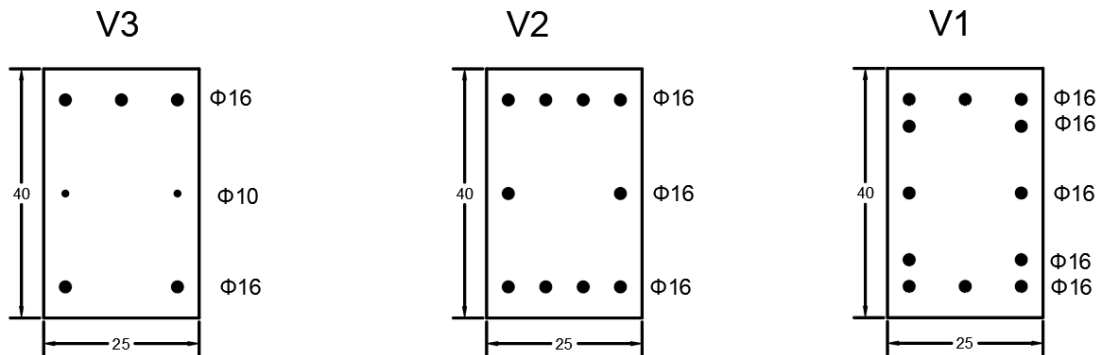
$$A_{jh} = b_j * h_c = 50cm * 50cm = 2500cm^2 = 0,25m^2$$

$$v_j = \frac{V_{jh}}{A_{jh}} = \frac{62,1t}{0,25m^2} = \frac{248t}{m^2} = 2,48MPa$$

$$v_{lim} = 0,2 * f'c = 0,2 * 30MPa = 6MPa \rightarrow \text{Verifica}$$

En resumen:

- Vigas 25cmx40cm
- Columnas 50cmx50cm
- Hormigón H-30



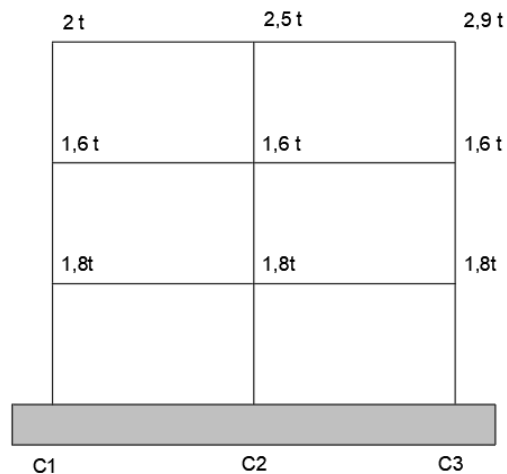
**9- Factor de Sobrerresistencia Flexional**

El factor de Sobrerresistencia mide la relación que hay entre el Momento de Sobrerresistencia y el Momento debido al sismo. Este se determina en cada uno de los nudos:

$$\Phi_0^b = \frac{\Sigma M_0}{\Sigma ME}$$

3° Piso	C1→	$\Phi_0^b = \frac{8,4}{4,13} = 2$
	C2→	$\Phi_0^b = \frac{12 + 8,4}{4,13 + 4,13} = 2,5$
	C3→	$\Phi_0^b = \frac{12}{4,13} = 2,9$

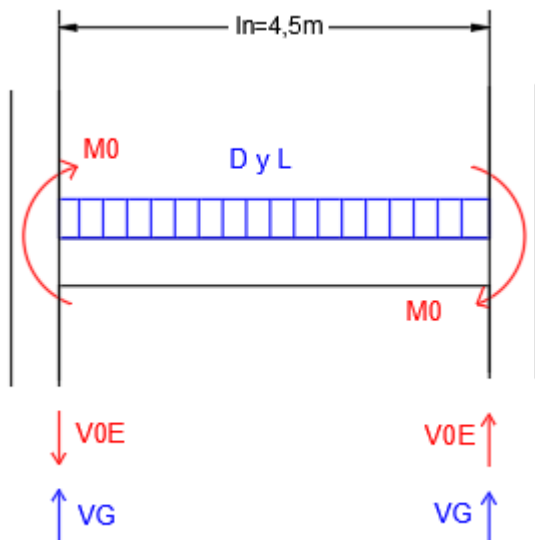
2° Piso	C1→	$\Phi 0^b = \frac{17,64}{10,7} = 1,6$
	C2→	$\Phi 0^b = \frac{17,64 + 17,64}{10,7 + 10,7} = 1,6$
	C3→	$\Phi 0^b = \frac{17,64}{10,7} = 1,6$
1° Piso	C1→	$\Phi 0^b = \frac{22,1}{12,1} = 1,8$
	C2→	$\Phi 0^b = \frac{22,1 + 22,1}{12,1 + 12,1} = 1,8$
	C3→	$\Phi 0^b = \frac{22,1}{12,1} = 1,8$



Los valores indicados en el pórtico no son toneladas, son los valores de  $\phi 0$  calculados en la tabla anterior.

Como verificación tenemos que  $\Phi 0^{medio} = 1,95$  no puede ser menor que  $\frac{\lambda}{\phi} = \frac{1,4}{0,9} = 1,56$

### 10- Corte en Vigas

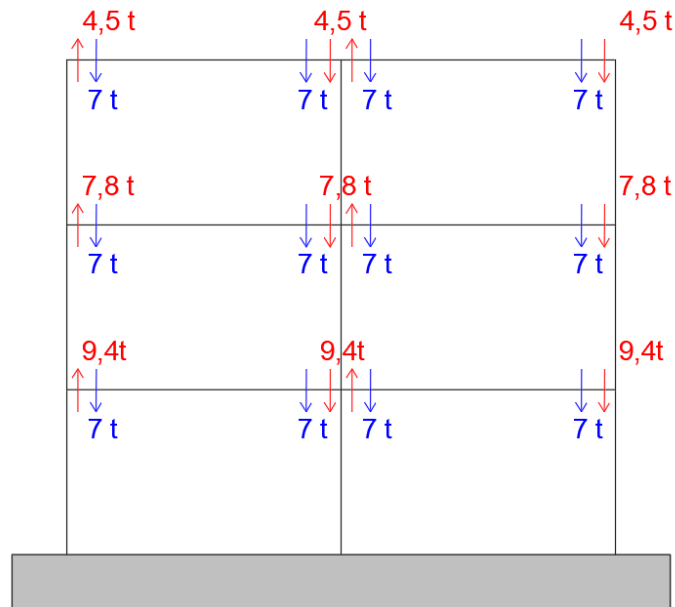


$$ln = \text{luz libre} = 5\text{m} - 0,50\text{m} = 4,50\text{m}$$

$$VG = (PPv + D + f1L) * \frac{ln}{2} = qu * \frac{ln}{2} = 3,1\text{t/m} * \frac{4,50\text{m}}{2} = 7\text{t}$$

$$V_{0E} = \frac{M_{0i} + M_{0d}}{ln}$$

- 1° Piso  $\rightarrow V_{0E} = \frac{21,1tm + 21,1tm}{4,50m} = 9,4t$
- 2° Piso  $\rightarrow V_{0E} = \frac{17,6tm + 17,6tm}{4,50m} = 7,8t$
- 3° Piso  $\rightarrow V_{0E} = \frac{8,4tm + 12tm}{4,50m} = 4,5t$



### 11- PU - Axial en Columnas

Obtenemos el esfuerzo axial en cada columna como la suma de los esfuerzos cortantes en los extremos de viga y el esfuerzo axial de las columnas superiores:

3° Piso:

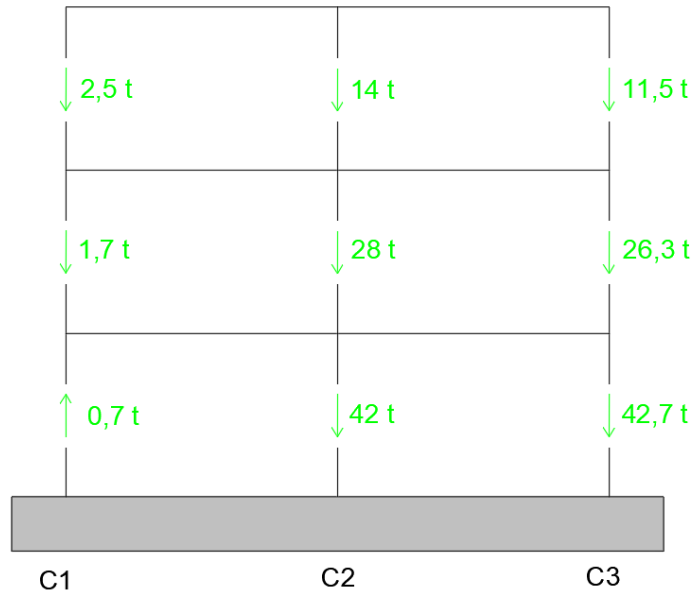
- $C1 \rightarrow 7t - 4,5t = 2,5t$
- $C2 \rightarrow 7t + 7t - 4,5t + 4,5t = 14t$
- $C3 \rightarrow 7t + 4,5t = 11,5t$

2° Piso:

- $C1 \rightarrow 7t - 7,8t + 2,5t = 1,7t$
- $C2 \rightarrow 7t + 7t - 7,8t + 7,8t + 14t = 28t$
- $C3 \rightarrow 7t + 7,8t + 11,5 = 26,3t$

1° Piso:

- $C1 \rightarrow 7t - 9,4t + 1,7t = -0,7t$
- $C2 \rightarrow 7t + 7t - 9,4t + 9,4t + 28t = 42t$
- $C3 \rightarrow 7t + 9,4t + 26,3t = 42,7t$



### 12- Factor de Reducción de la carga axial inducida por la acción sísmica $R_v$

Los axiales calculados en el punto anterior son suponiendo que se han formado las rótulas plásticas en todas las vigas simultáneamente. Como esa situación es improbable se introduce el factor  $R_v$  (menor que uno) para reducirlos, se aplica a los niveles que tengan 2 o más niveles por encima del nivel en estudio.

En base a lo mencionado, en el 2° y 3° piso no es posible reducir los esfuerzos axiales. Proseguimos a calcular  $R_v$  para el 1° piso:

- **Factor de amplificación dinámica  $w$ :**

Para pórticos planos  $\rightarrow 1,30 \leq w = 0,60 * T + 0,85 \leq 1,80$

donde  $T$ =periodo de la estructura. Suponemos  $T=0,2s$ :

$$1,30 \leq w = 0,60 * 0,2 + 0,85 \leq 1,80$$

$$1,30 \leq w = 0,97 \leq 1,80$$

$$w = 1,3$$

- **Factor de Reducción  $R_v$ :**

Del Código obtenemos que, para  $w=1,3$ ,  $R_v=0,97$ . Al ser muy cercano a 1 la diferencia que obtendremos es muy chica por lo que conservamos los valores de axiales calculados.

### 13- VU- Corte en Columnas

- **Zona de NO Rótula Plástica  $\rightarrow V_u = 1,30 * \Phi 0^b * VE$**   
( $VE$  son los valores calculados en el punto 6)

3° Piso:

- $C1 \rightarrow V_u = 1,30 * 2 * 2,75t = 7,15t$

- $C2 \rightarrow V_u = 1,30 * 2,5 * 5,5t = 17,9t$

- $C3 \rightarrow V_u = 1,30 * 2,9 * 2,75t = 10,4t$

2° Piso:

- $C1 \rightarrow V_u = 1,30 * 1,6 * 4,4 = 10,3t$

- $C2 \rightarrow V_u = 1,30 * 1,6 * 8,8t = 20,6t$

- $C3 \rightarrow V_u = 1,30 * 1,6 * 4,4t = 10,3t$

- **Zona de Rótula Plástica** →  $V_u = \frac{Mu + M_{0c}}{ln}$

#### 14- MU – Momento en Columnas

$$Mu = \Phi * w * ME - 0,6 * \frac{hb * Vu}{2}$$

Calculamos los momentos últimos en las columnas tanto para cabeza como para pie de cada una de ellas. A modo de ejemplo se muestra el cálculo de Mu para el 3° en la cabeza y para el 2° piso en el pie

3° Piso cabeza:

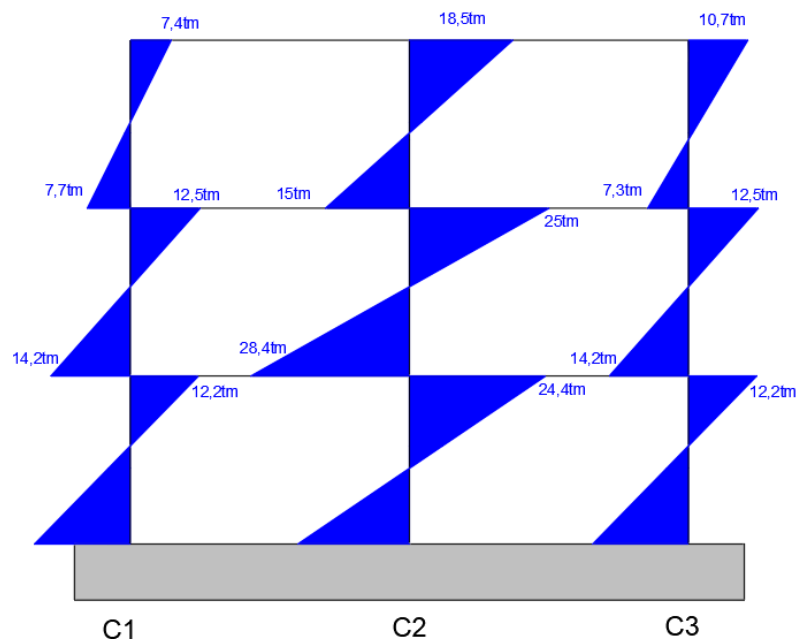
- C1 →  $Mu = 2 * 1 * 4,13tm - 0,6 * \frac{0,4m * 7,15t}{2} = 7,4tm$
- C2 →  $Mu = 2,5 * 1 * 8,26tm - 0,6 * \frac{0,4m * 17,9t}{2} = 18,5tm$
- C3 →  $Mu = 2,9 * 1 * 4,13tm - 0,6 * \frac{0,4m * 10,4t}{2} = 10,7tm$

2° Piso pie:

- C1 →  $Mu = 1,8 * 3 * 6,6tm - 0,6 * \frac{0,4m * 10,3t}{2} = 14,2tm$
- C2 →  $Mu = 1,8 * 3 * 13,2tm - 0,6 * \frac{0,4m * 20,6t}{2} = 28,4tm$
- C3 →  $Mu = 1,8 * 3 * 6,6tm - 0,6 * \frac{0,4m * 10,3t}{2} = 14,2tm$

Los MU del 1° piso cabeza se calculan con VE (no VU) para que no se vuelva iterativo, dado que VU depende de MU. Esta simplificación es conservativa ya que VE es menor a VU y está restando (restamos menos por lo que MU da mayor). Una vez calculado MU, debemos calcular VU y ajustar las cuentas.

Con respecto a los MU del 1° piso pie, donde hay rótula plástica, estos se extraen de los resultados del análisis estructural.





Los valores de MU pueden reducirse por un factor de reducción de momento RM. Se entra a una tabla con  $PU/(f'c \cdot Ag)$  y con w. Por ejemplo:

$$3^\circ \text{ piso, C3} \rightarrow \frac{PU}{f'c \cdot Ag} = \frac{11,5t}{\frac{0,3t}{cm^2} \cdot 50cm \cdot 50cm} = 0,015 \approx 0,02$$

$$\text{con } w=1^* \rightarrow \text{RM}=1$$

$$2^\circ \text{ piso, C3} \rightarrow \frac{PU}{f'c \cdot Ag} = \frac{26,3t}{\frac{0,3t}{cm^2} \cdot 50cm \cdot 50cm} = 0,035$$

$$\text{con } w=1,3 \rightarrow \text{RM}=0,88$$

\*En el caso que tenga distintos w en cabeza y pie de la columna, se adopta el caso que arroje menor reducción que es la situación más desfavorable.

### 15- Diseño a Corte

$$Vd = \phi Vn \geq Vu \quad \text{con } \phi = 1$$

$$Vn = Vc + Vs$$

$$- Vc = vc \cdot Acv \quad \text{donde } vc \text{ depende de si es zona crítica, normal o columna traccionada}$$

$$- Vs = \frac{Asv \cdot fy \cdot d}{s}$$

Falta completar