



PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS

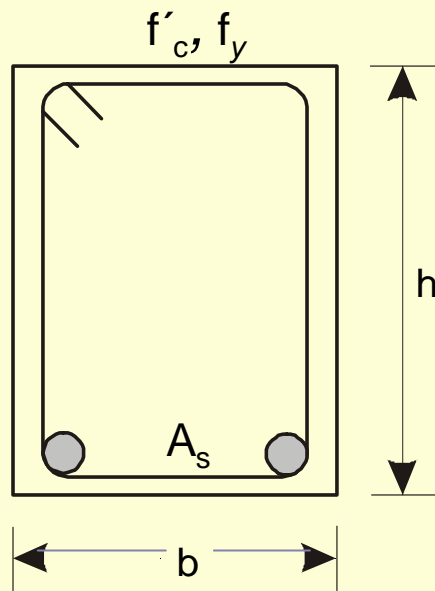
**ING. ROBERTO MORALES
MORALES**

Concreto Armado II

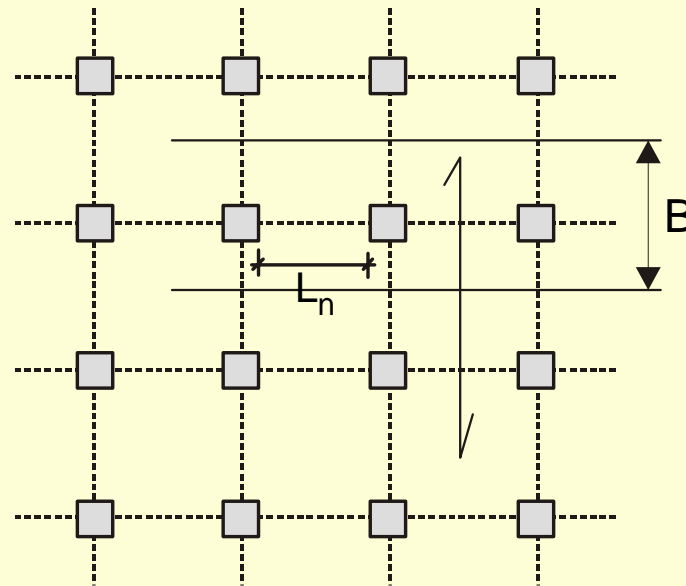
2006



PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS

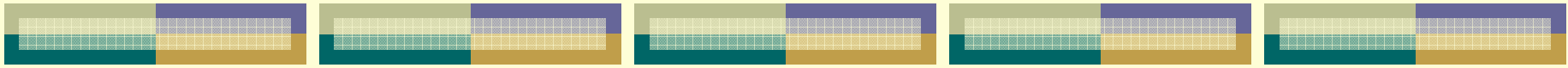


Sección rectangular



Planta típica

El momento flector último de una sección cualquiera puede expresarse como sigue:



$$M_u = (w_u B)L_n^2/\alpha \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

w_u = Carga por unidad de área.

L_n = Longitud libre.

B = Dimensión transversal tributaria.

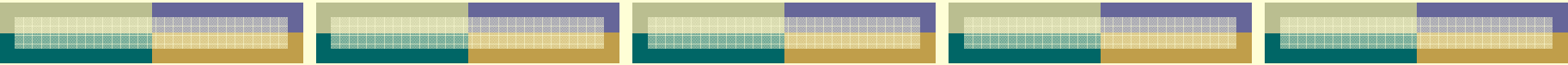
α = Coeficiente de Momento.

(Depende de la ubicación de la sección y de las restricciones en el apoyo.)

Para una sección rectangular con acero solo en tracción, de acuerdo al ACI 318 se tiene:

$$M_u / \phi = f'_c b d^2 w (1 - 0.59w) \dots\dots\dots(2)$$





donde: $w = \rho f_y / f'_c$

De las expresiones (1) y (2):

$$(w_u B) L_n^2 / \alpha \phi = f'_c b d^2 w (1 - 0.59 w)$$

de donde:

$$d = L_n \sqrt{\frac{w_u B}{\alpha \phi f'_c b w (1 - 0.59 w)}} \dots\dots\dots(3)$$

Considerando la sección de momento positivo máximo, asumimos:

$$\alpha = 16$$

$$\phi = 0.9$$


$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.007 \text{ (0.7\%)}$$

$$b = B / 20$$

$$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$w_u \Rightarrow$ en kg/cm^2 , por consiguiente:

$$w = \rho f_y / f'_c = 0.007 * 4200 / 210 = 0.14$$


$$\frac{h}{1.1} = L_n \sqrt{\frac{w_u B}{16 * 0.9 * 210 * \frac{B}{20} * 0.14(1 - 0.59 * 0.14)}}$$

de donde:

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4.01}{\sqrt{w_u}} \right)}$$

redondeando valores

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{w_u}} \right)} \dots\dots\dots(4)$$

Aplicaciones:

Oficinas y Departamentos: $s/c = 250 \text{ kg/m}^2$

Determinación de $w_u \Rightarrow$ p. aligerado = 350 kg/m^2

p. acabado = 100 kg/m^2

tabiquería móvil = 150 Kg/m^2

$$W_D = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$W_L = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$w_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L = 1120 \text{ Kg/m}^2$$

usamos: $w_u = 0.12 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{en (4): } h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.12}} \right)} = \frac{L_n}{11.55} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{L_n}{11.6}$$

Garajes y tiendas: s/c = 500 kg/m²

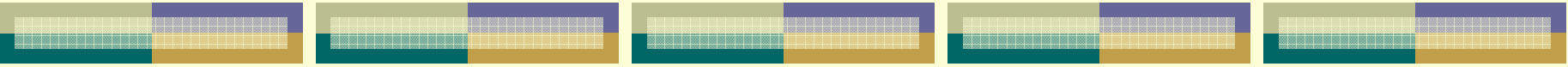
Determinación de $w_u \Rightarrow$ p. aligerado = 350 kg/m²
p. acabado = 100 kg/m²

$$W_D = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$W_L = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$w_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L = 1\,340 \text{ kg/m}^2 \approx 0.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{0.14}} \right)} = \frac{L_n}{10.69} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{L_n}{10.7}$$



Depósitos A : s/c = 750 kg/m² (Almacenaje pesado en biblioteca)

Determinación de $W_u \Rightarrow$ p. aligerado = 350 kg/m²
p. acabado = 100 kg/m²

$$W_D = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$W_L = 750 \text{ kg/m}^2$$

$$w_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L = 1740 \text{ kg/m}^2 \approx 0.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = L_n / (4 / (0.18)^{1/2}) = L_n / 9.43$$

$$\Rightarrow h = L_n / 9.4$$



Depósitos B : s/c = 1000 kg/m²

Determinación de $w_u \Rightarrow$ p. aligerado = 350 kg/m²
p. acabado = 100 kg/m²

$$W_D = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$W_L = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$w_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L = 2140 \text{ kg/m}^2 \approx 0.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = L_n / (4 / (0.22)^{1/2}) = L_n / 8.53$$

$$h = L_n / 8.5$$



Modificaciones de las dimensiones de las Vigas


a) **Criterios de igualdad de cuantía**, el momento actuante, M_u es el mismo para dos juegos diferentes de dimensiones de viga ("b h" y "b₀ h₀")

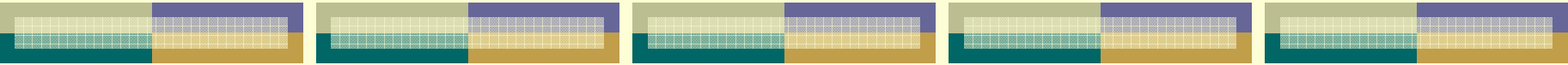
$$M_u = M_{u0}$$

$$M_u = \phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59 w) = \phi f'_c b_0 d_0^2 w (1 - 0.59 w)$$

de donde, $b d^2 = b_0 d_0^2$

Para casos prácticos se puede intercambiar los peraltes efectivos "d" por su altura h.

$$b h^2 = b_0 h_0^2$$




b) **Criterios de igualdad de rigideces**, las rigideces de las dos secciones es la misma, por lo tanto,

$$bh^3 = b_0h_0^3$$

Este criterio se recomienda para sistemas apertados en zonas de alto riesgo sísmico. También es recomendable para el dimensionamiento de vigas “chatas”.

Es recomendable que las vigas chatas no tengan luz libre mayor de 4m. Para vigas chatas menores que 4m se estima que su costo es igual al de una viga peraltada. Para vigas chatas mayores de 4 m el costo es algo mayor.

Recomendaciones del ACI 318-02: Zonas de alto riesgo sísmico

Elementos de Flexión si $P_u \leq A_g f'_c / 10$

$$L_n \geq 4h$$

$$b \geq 0.3h$$

$$b \geq 0.25 \text{ m}$$

$$b \leq (b+1.5 h)$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

Predimensionamiento de Vigas

1 Predimensionamiento de vigas simplemente apoyadas

a) Igualdad de cuantía:

En este caso : $\alpha = 8$ sustituyendo en ecuación (3)

$$d = L_n \sqrt{\frac{w_u B}{\alpha \phi f' c b w (1 - 0.59 w)}}$$
$$\therefore \frac{d_{\alpha = 8}}{d_{\alpha = 16}} = \frac{\sqrt{\frac{1}{8}}}{\sqrt{\frac{1}{16}}} = \sqrt{2} = 1.41$$



$d_{\alpha} = 8$: Peralte para una viga simplemente apoyada

$d_{\alpha} = 16$: Peralte para una viga continua con la misma luz y carga de la viga simplemente apoyada.

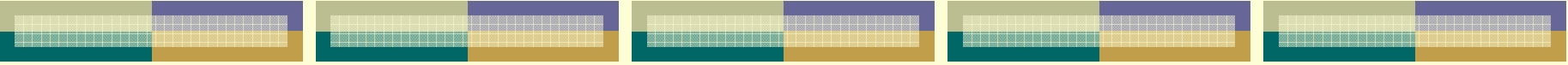
$$\therefore b = \frac{B}{20} \quad ; \quad h_s = 1.4 h$$

Considerando cierta restricción en los extremos de la viga de un tramo se usará: $\alpha = 10$

de la ecuación (3)

$$\therefore \frac{d_{\alpha} = 10}{d_{\alpha} = 16} = \frac{\sqrt{\frac{1}{10}}}{\sqrt{\frac{1}{16}}} = \sqrt{1.6} = 1.26$$




$$b = \frac{B}{20} \quad ; \quad h_s = 1.25 h$$

Este procedimiento se basa en el análisis de cargas de gravedad, sin embargo puede utilizarse en edificios de C.A. de mediana altura (unos ocho pisos aproximadamente si la edificación está en zona de alto riesgo sísmico)

2 Predimensionamiento de vigas correspondiente de losas reforzadas en dos direcciones

Para vigas que corresponden a losas reforzadas en dos sentidos:

$$b = \frac{A}{20} \quad h_A = \frac{A}{\alpha} ; \quad h_B = \frac{B}{\beta}$$



donde:

b = ancho de la viga

h = peralte de la viga

A = dimensión menor de la losa

B = dimensión mayor de la losa

α y β = coeficientes de la tabla B.1

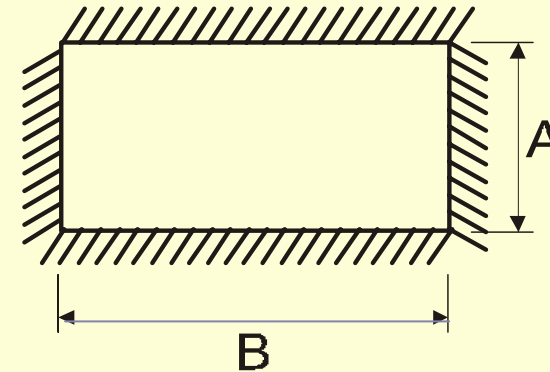


Tabla B - 1

A / B	Sobrecarga (kg/m ²)	α	β
A/B > 0.67 ó A/B = 1.0	250	13	13
	500	11	11
	750	10	10
	1000	9	9
A/B < 0.67	250	13	11.6
	500	11	10.7
	750	10	9.4
	1000	9	8.5

3 Predimensionamiento de vigas secundarias

Criterio 1:

$$b = \frac{\text{luz menor del paño}}{20} = \frac{A}{20}$$

$$h = \frac{L}{\beta} n \quad \text{igual que para vigas principales}$$

Criterio 2:

Dimensionar como una viga corta correspondiente a una losa reforzada en dos direcciones


$$b = \frac{A}{20} ; h = \frac{A}{\alpha}$$



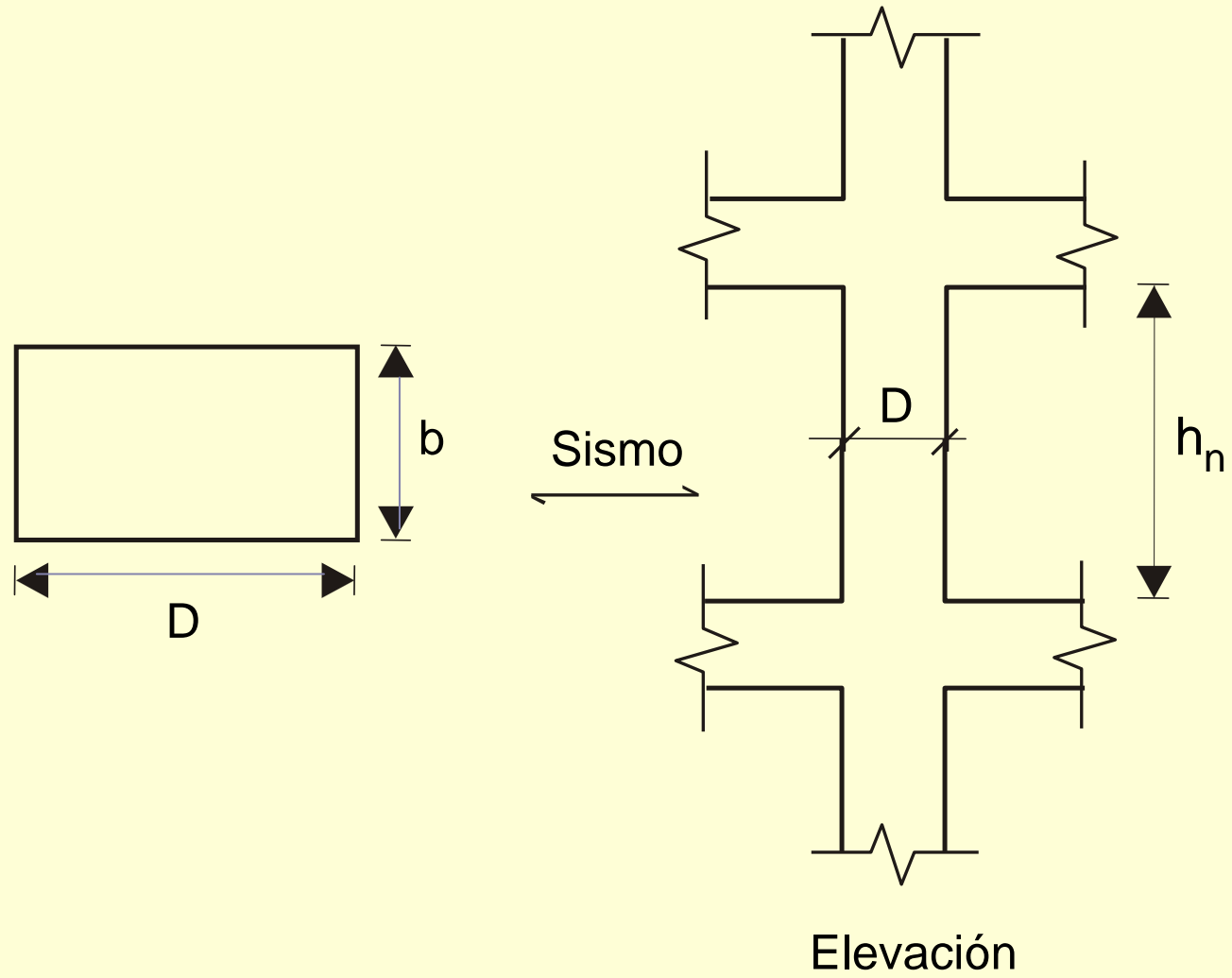
Predimensionamiento de columnas

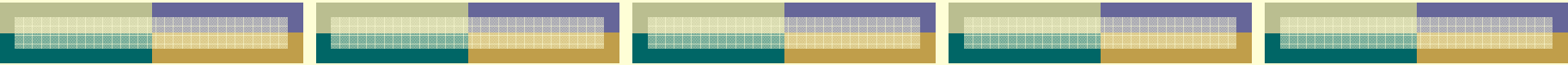
1 Consideraciones para zonas de alto riesgo sísmico:

a) Según la discusión de algunos resultados de investigación en Japón debido al sismo de TOKACHI 1968, donde colapsaron muchas columnas por:

- Fuerza cortante
 - Deficiencia en el anclaje del acero en las vigas
 - Deficiencia en los empalmes del acero en las columnas.
 - Por aplastamiento
- 

De los resultados se tienen:





Si $\frac{h_n}{D} \leq 2 \Rightarrow$ Fallarán de manera frágil por fuerza cortante
 \therefore columna extremadamente corta

Si $2 < \frac{h_n}{D} < 4 \Rightarrow$ Falla frágil o falla dúctil

Si $\frac{h_n}{D} \geq 4 \Rightarrow$ Falla dúctil

se recomienda que $\frac{h_n}{D} \geq 4$

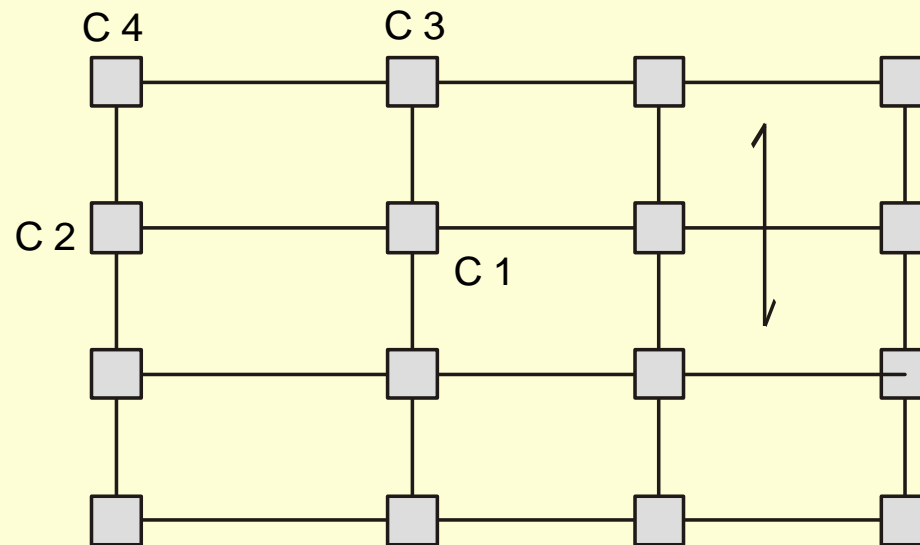
b) Según ensayos experimentales en Japón:

$$n = \frac{P}{f'_c b D}$$

Si $n > \frac{1}{3} \Rightarrow$ Falla frágil por aplastamiento debido a cargas axiales excesivas

Si $n < \frac{1}{3} \Rightarrow$ Falla dúctil





C 1 : Columna central

C 2 : Columna extrema de un pórtico principal interior

C 3 : Columna extrema de un pórtico secundario interior

C 4 : Columna en esquina

Las columnas se predimensionan con: $bD = \frac{P}{nf'_c}$

donde:

D = Dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna



$b =$ la otra dimensión de la sección de la columna

$P =$ carga total que soporta la columna (ver tabla B.2)

$n =$ valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la Tabla B.2

$f'_c =$ resistencia del concreto a la compresión simple

Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.30$
Tipo C1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C2, C3	Columnas Extremas de pórticos interiores	$P = 1.25 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C4	Columna de esquina	$P = 1.50 P_G$ $n = 0.20$

Nota, se considera primeros pisos a los restantes de los 4 últimos pisos.






Tabla B.2 Valores de P y n para el Predimensionamiento de columnas.
 P_G es el peso total de cargas de gravedad que soporta la columna.

Predimensionamiento de columnas usando el criterio del área tributaria

Tabla 1. Coeficientes K para determinar el área de columnas cuadradas para diferentes luces entre ejes, $\rho_t = 0.02$.

$$A_g = KA_t \dots\dots\dots (1)$$

Donde:

A_g = Sección de la columna


A_t = Area tributaria acumulada

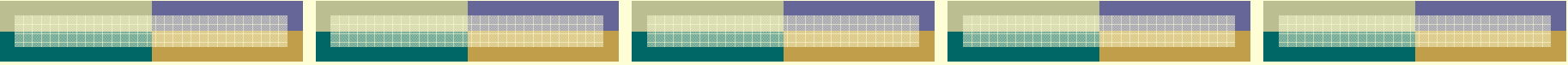


PISO	LUZ (m)	Area Trib. Por piso, m ²	TIPO DE COLUMNA			
			1	2	3	4
Antepenúltimo	4	16	0,0013	0,0025	0,0022	0,0040
Antepenúltimo	6	36	0,0011	0,0020	0,0016	0,0028
Antepenúltimo	8	64	0,0011	0,0017	0,0015	0,0023
Segundo	4	16	0,0011	0,0014	0,0014	0,0021
Segundo	6	36	0,0012	0,0014	0,0014	0,0015
Segundo	8	64	0,0012	0,0014	0,0014	0,0015



Procedimiento de dimensionamiento

1. Determine las secciones A_g de las columnas del segundo y del antepenúltimo piso mediante la siguiente fórmula: $A_g = K A_t$, donde K se obtiene de la tabla y A_t es el área tributaria de la columna considerada.
 2. Determine los lados de las columnas de los pisos considerados suponiéndolas cuadradas.
 3. Calcule las dimensiones de las columnas de los pisos intermedios por interpolación lineal.
 4. Calcule las dimensiones de las columnas del primer piso de la siguiente manera:
- 




a) Por extrapolación lineal, si la altura del primer piso es igual a la del segundo piso.

b) Sumando 7 cm a las del segundo piso, si la altura del primer piso es 1.5 veces la del segundo.

c) Por interpolación o extrapolación lineal, entre los valores calculados según a y b para otras proporciones entre las alturas del primer y segundo piso.

5. Use las dimensiones de la columna del antepenúltimo piso para los pisos superiores.

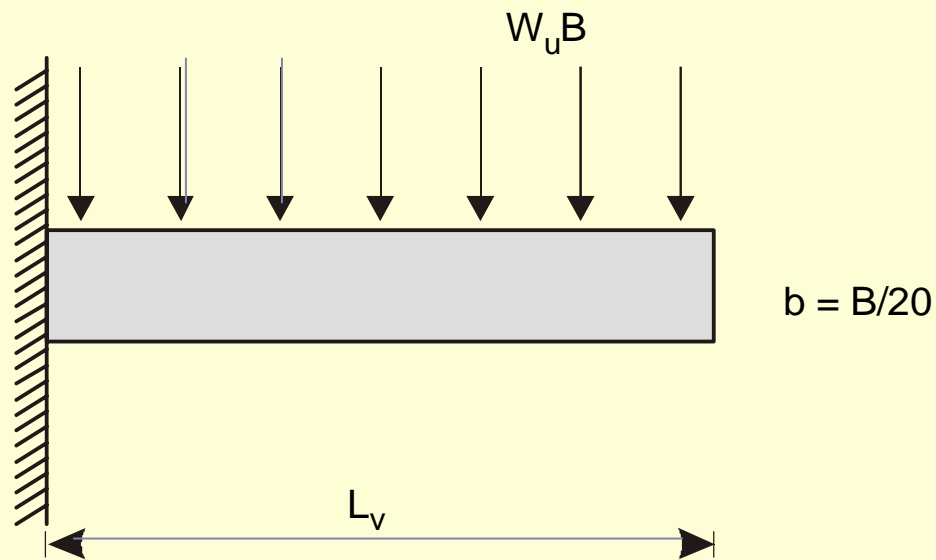


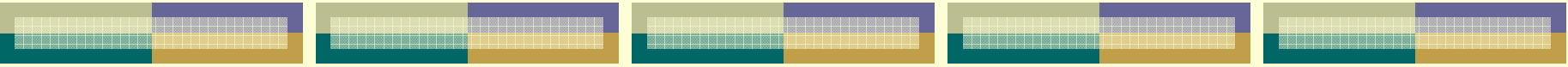
Comentario:

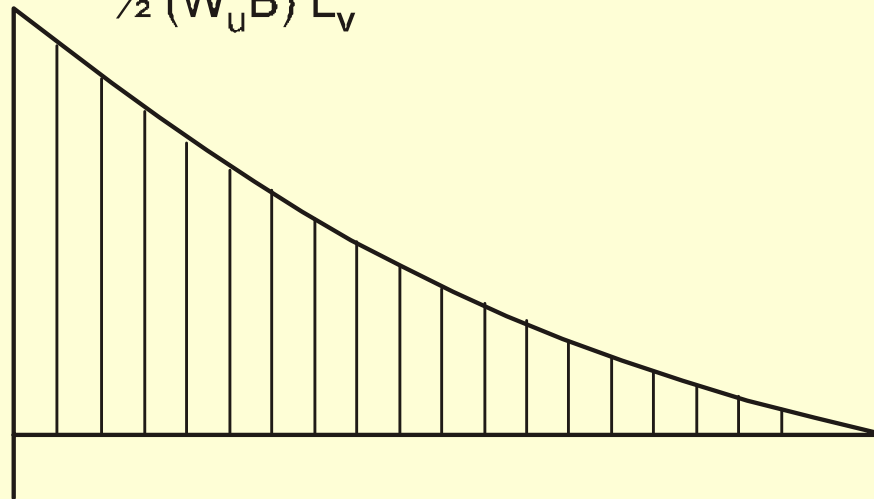
Este criterio de dimensionamiento puede utilizarse para sistemas aporticados con algunos muros estructurales en las dos direcciones principales.

Aplicación de Predimensionamiento de Vigas

1. Dimensionamiento de una viga en voladizo

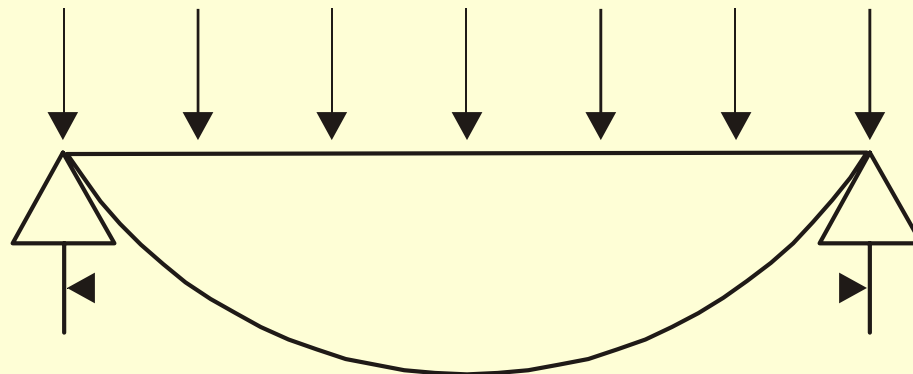




$$\frac{1}{2} (W_u B) L_v^2$$



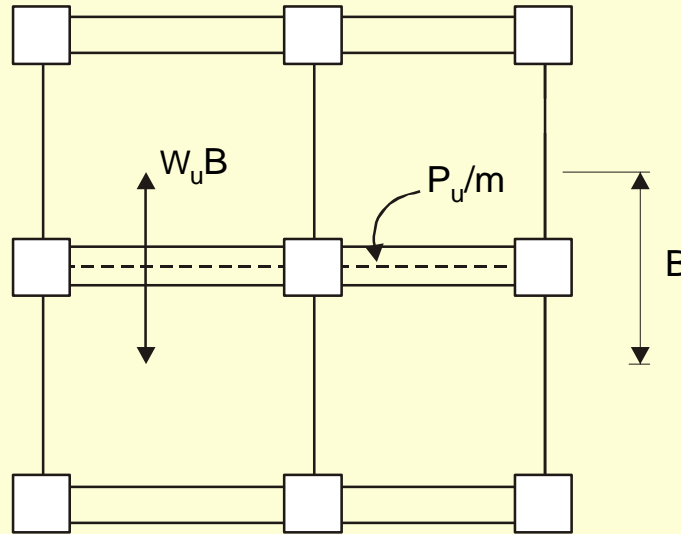
$$h_v = 1.4 h = 1.4 L_n / \alpha = 1.4 (2L_v) / \alpha$$

$$(W_u B)$$



$$\frac{1}{8} (W_u B) (2L_v)^2 = \frac{1}{2} (W_u B) L_v^2$$


Influencia de una carga repartida directamente sobre una viga



Carga por metro (vigas perimetrales, parapetos, muros, etc.)

Se considera el ancho tributario añadiendo un ancho adicional de P/W

ó P_u/W_u

Ejemplo ilustrativo de dimensionamiento de vigas

$$B^* = B + \frac{P_u}{W_u}$$

Ejemplo ilustrativo de dimensionamiento de vigas

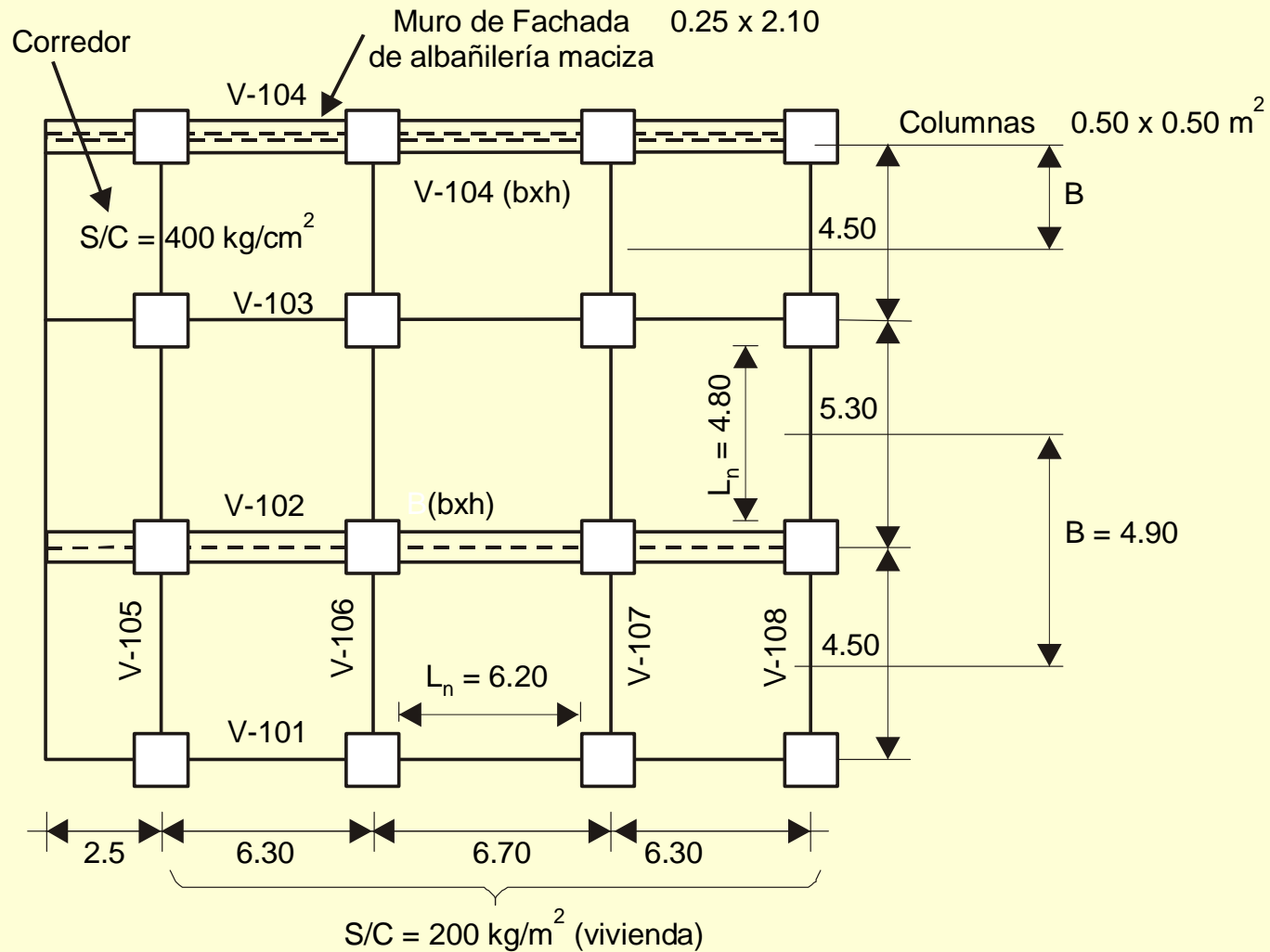


Figura : 1era. Planta Uso \Rightarrow Viviendas

1. Dimensionamiento de la viga V - 102 (b * h)

$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{B}{20} = \frac{4.9}{20} = 0.245\text{m} \\ h &= \frac{I_n}{\alpha} = \frac{6.2}{11.6} = 0.54 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} h &= 0.54\text{m} \\ b &= 0.25\text{m} \\ \text{Usar } &0.25 \times 0.55\text{m}^2 \end{aligned}$$

Si consideramos un ancho de $b_0 = 0.40\text{ m}$; por ser un sistema aperticado usamos el criterio de rigideces:

zona alto riesgo sísmico $\Rightarrow bh^3 = b_0h_0^3$

$b = 0.245$, $h = 0.54$, $b_0 = 0.40$

$0.245 * 0.54^3 = 0.40 * h_0^3 \Rightarrow h_0 = 0.46\text{ m}$

Usar $= 0.40 * 0.50\text{ m}^2$

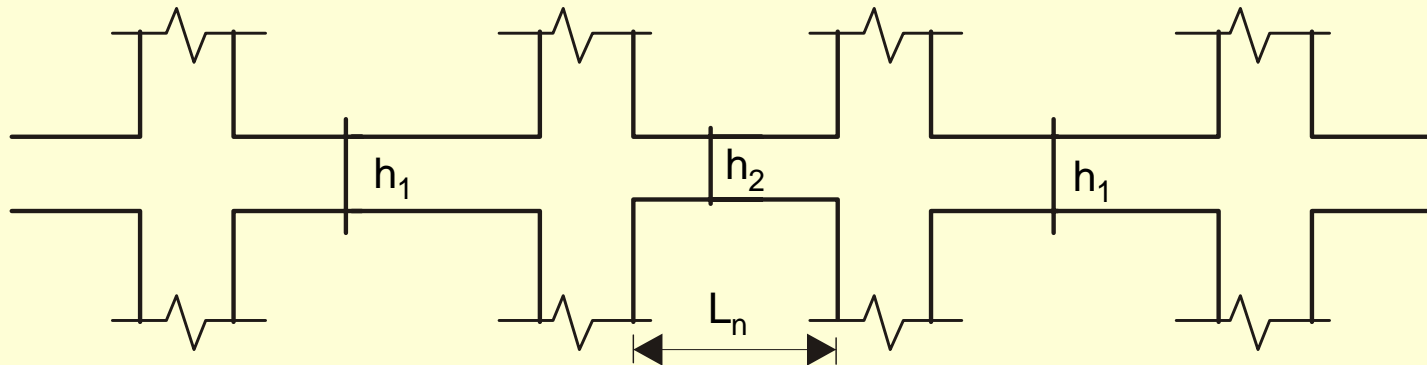
Para una zona medianamente sísmica usamos el criterio de igualdad de cuantías $bh^2 = b_0h_0^2$

$$0.245 * 0.54 \text{ m}^2 = 0.40 h_0^2 \Rightarrow h_0 = 0.42 \text{ m}$$

Usar $0.40 * 0.45 \text{ m}^2$

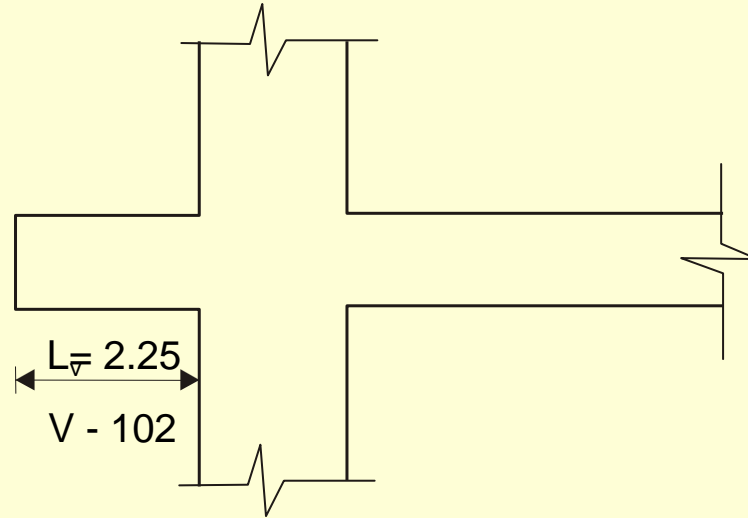
Comentario

Para un caso particular :



Cambio de sección en el tramo menor con rigidez grande que origina momentos mayores que en los tramos aledaños.

Para predimensionar el VOLADIZO de la viga V-102



$$b = B/20 = 0.245 \text{ m}$$

$$h = 1.4h_s = 1.4 \left(\frac{L_n}{\alpha} \right) = 1.4 \left(\frac{2 \times 2.25}{11.6} \right) = 0.54 \text{ m}$$

$h_s = h$ de una viga simplemente apoyada

Usar $0.25 \times 0.55 \text{ m}^2$

2. Dimensionamiento V - 104 (b * h)

$$B = B^*/20$$

$$B^* = B + B_{ad}$$

$$h = \frac{L_n}{\alpha}$$

$$B_{ad} = \frac{P_u}{W_u} \approx \frac{P}{W}$$

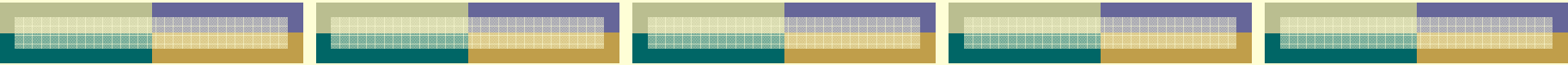
$$P = 0.25 * 2.10 * 1.8 = 0.95 \text{ t/m} = 950 \text{ Kg / m}$$

$$W = (\text{p.p.alig.}) + (\text{p.acab.}) + (\text{p.tab}) + (\text{S/C})$$

$$W = 300 + 100 + 50 + 200 = 650 \text{ kg/m}^2$$

$$\Rightarrow B = \frac{4.50}{2} + 0.125 = 2.25 + 0.125 = 2.375$$

$$B_{ad} = \frac{950 \text{ Kg / m}}{650 \text{ kg / m}^2} = 1.46 \text{ m}$$



Luego $B^* = 2.375 + 1.46 = 3.835$


Por tanto:

$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{3.84}{20} = 0.192 \text{ m} \\ h &= \frac{6.2}{11.6} = 0.54 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

Zona de alto
Riesgo sismico

$$\begin{aligned} bh^3 &= b_0 h_0^3 \rightarrow \\ \Rightarrow 0.192 * 0.54^3 &= 0.25h_0^3 \\ \Rightarrow h_0 &= 0.49 \text{ m} \end{aligned}$$

Usar $0.25 \times 0.50 \text{ m}^2$



3. Dimensionar: V-108 (b * h)

- i) Se considerará el criterio de dimensionamiento de la viga de luz libre menor que corresponde a una losa aligerada reforzada en dos direcciones.

$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{A}{20} = \frac{4.80}{20} = 0.24 \text{ m} \\ h &= \frac{A}{\alpha} = \frac{4.80}{13} = 0.36 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{ Usar } 0.25 \times 0.35 \text{ m}^2$$

- ii) Tomando otro criterio, asumiendo un ancho tributario arbitrario de 2 m a 3 m.

Zona de alto riesgo sísmico: Sistema netamente Aporticado:

$$B = 3 \text{ m} \Rightarrow b = \frac{B}{20} = \frac{3}{20} = 0.15 \text{ m}$$

$$h = \frac{Ln}{\alpha} = \frac{4.80}{11.6} = 0.41 \text{ m} \Rightarrow$$

Cambiando el ancho de la viga : $b_0 = 0.25 \text{ m}$

$$0.15 * 0.41^3 = 0.25 * h_0^3 \Rightarrow h_0 = 0.35 \text{ m}$$

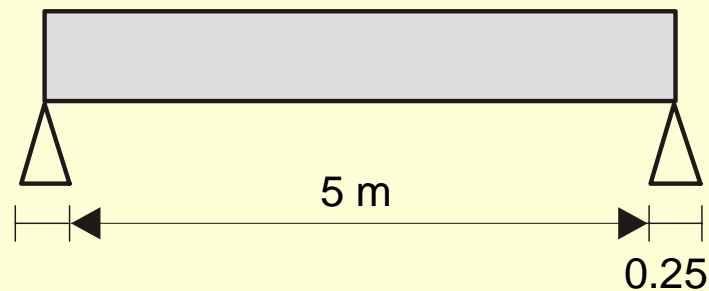
Usar: $0.25 \times 0.35 \text{ m}^2$

4. Dimensionar la viga simplemente apoyada que se muestra en la figura adjunta.

Considere:

$$B = 4 \text{ m}$$

$$S/C = 250 \text{ kg/m}^2$$



Solución:

$$b = \frac{B}{20} = \frac{4}{20} = 0.20 \text{ m} \quad h_s = \frac{L_n}{\alpha} = \frac{L_n}{11.6} * 1,4 = \frac{5}{11.6} * 1.4 = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Si } b_0 = 0.25 \text{ m} \Rightarrow bh^3 = b_0h_0^3 \Rightarrow h_0 = 0.56 \text{ m}$$

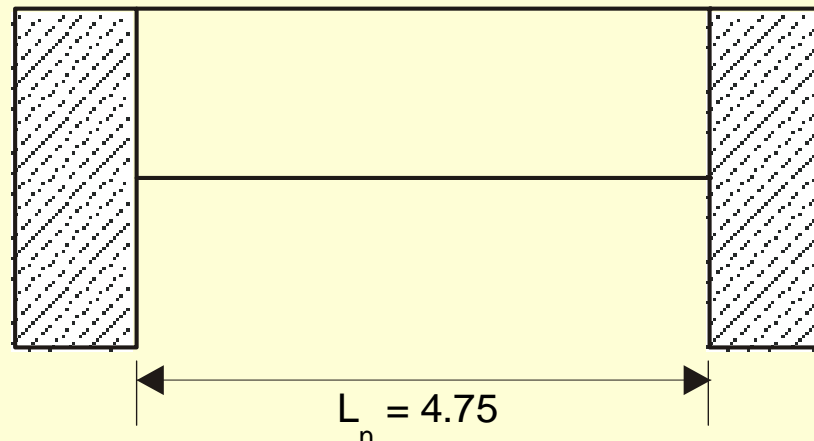
∴ Usar 0.25 x 0.60 m²

5. Dimensionar la viga de un tramo con apoyos monolíticos

Considere:

$$B = 4 \text{ m}$$

$$S/C = 250 \text{ kg/m}^2$$



Solución:

$$b = \frac{B}{20} = 0.20 \text{ m} \quad h = 1.25 \left(\frac{L_n}{\alpha} \right) = 1.25 * \frac{4.75}{11} = 0.54 \text{ m}$$

Usando el criterio de igualdad de cuantías:

$$\Rightarrow bh^2 = b_0 h_0^2$$

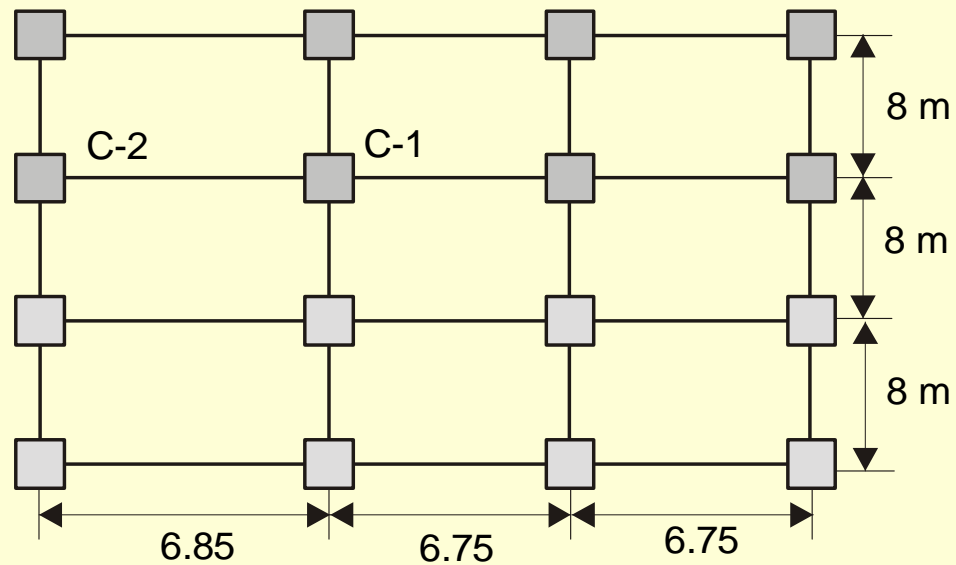
$$0.20 * 0.51^2 = 0.25 * h_0^2$$

$$h_0 = 0.46$$

Usar 0.25 x 0.50 m²

Aplicación de Predimensionamiento de Columnas

Se tiene un edificio aporticado de 10 pisos cuya planta típica se muestra en la figura adjunta; el uso es de oficinas, considere los techos de aligerados de 0.25 m, tabiquería de 120 kg/m², acabado de 100 kg/m², $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se pide dimensionar las columnas señaladas en el gráfico.



Solución:

Realizamos como primer paso el metrado de las cargas de la estructura:

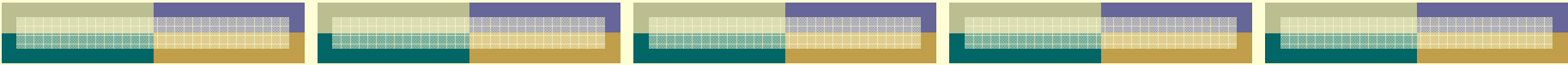
P. aligerado : 350 kg/m^2

Tabiquería : 120 kg/m^2

Acabado : 100 kg/m^2

Peso de Vigas : 100 kg/m^2

Peso de Columnas : 60 kg/m^2



La sobrecarga para esta estructura se puede considerar: $S/C = 250$
 kg/m^2

entonces: $PG = P.\text{muerta} + P.\text{viva} = 730 + 250$
 $= 980 \text{ kg/m}^2$

(esta es la carga a considerarse por piso)


Columna C-2 : (exterior)

El área tributaria para esta columna se puede considerar:

$$A = \frac{(8 + 8)}{2} * \frac{6.85}{2} = 27.4 \text{ m}^2$$

Luego el valor de P sería igual a : $P = 980 (\text{kg/m}^2) * 27.4 (\text{m}^2) = 26852 \text{ kg}$

reemplazando los valores hallados en las fórmulas proporcionadas en la teoría:




$$b * D = \frac{1.25 * P}{n * f'_c} \quad \text{donde } n = 0.25$$

$$\text{entonces } b * D = \frac{1.25 * 26852 * 10}{0.25 * 420} = 3197 \text{ cm}^2 ;$$

considerando que $b = D = t$

$t = 56.5 \text{ cm}$ por lo tanto usamos $t = 60 \text{ cm}$


C-2 : 0.60 x 0.60

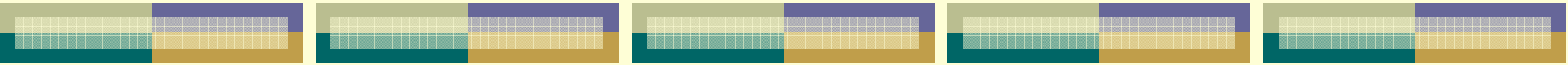
Columna C-1 : (interior)

El área tributaria para esta columna se puede considerar :

$$A = \frac{(8 + 8)}{2} * \frac{(6.85 + 6.75)}{2} = 54.4 \text{ m}^2$$

luego el valor de P sería igual a : $P = 980 \text{ (Kg/m}^2\text{)} * 54.4 \text{ (m}^2\text{)} = 53312 \text{ Kg}$





reemplazando los valores hallados en las fórmulas proporcionadas en la teoría


$$b * D = \frac{1.10 * P}{n * f'_c} \quad \text{donde } n = 0.30$$

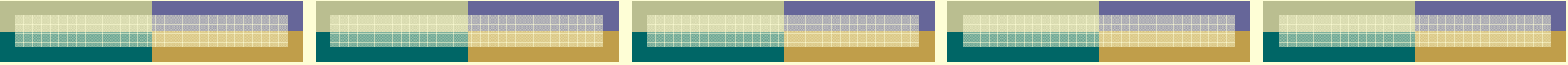
entonces: $b * D = \frac{1.10 * 53312 * 10}{0.30 * 420} = 4654 \text{ cm}^2,$

considerando que $b = D = t$

$t = 68.2 \text{ cm}$ por lo tanto usamos $t = 70 \text{ cm}$

C-1 : 0.70 x 0.70




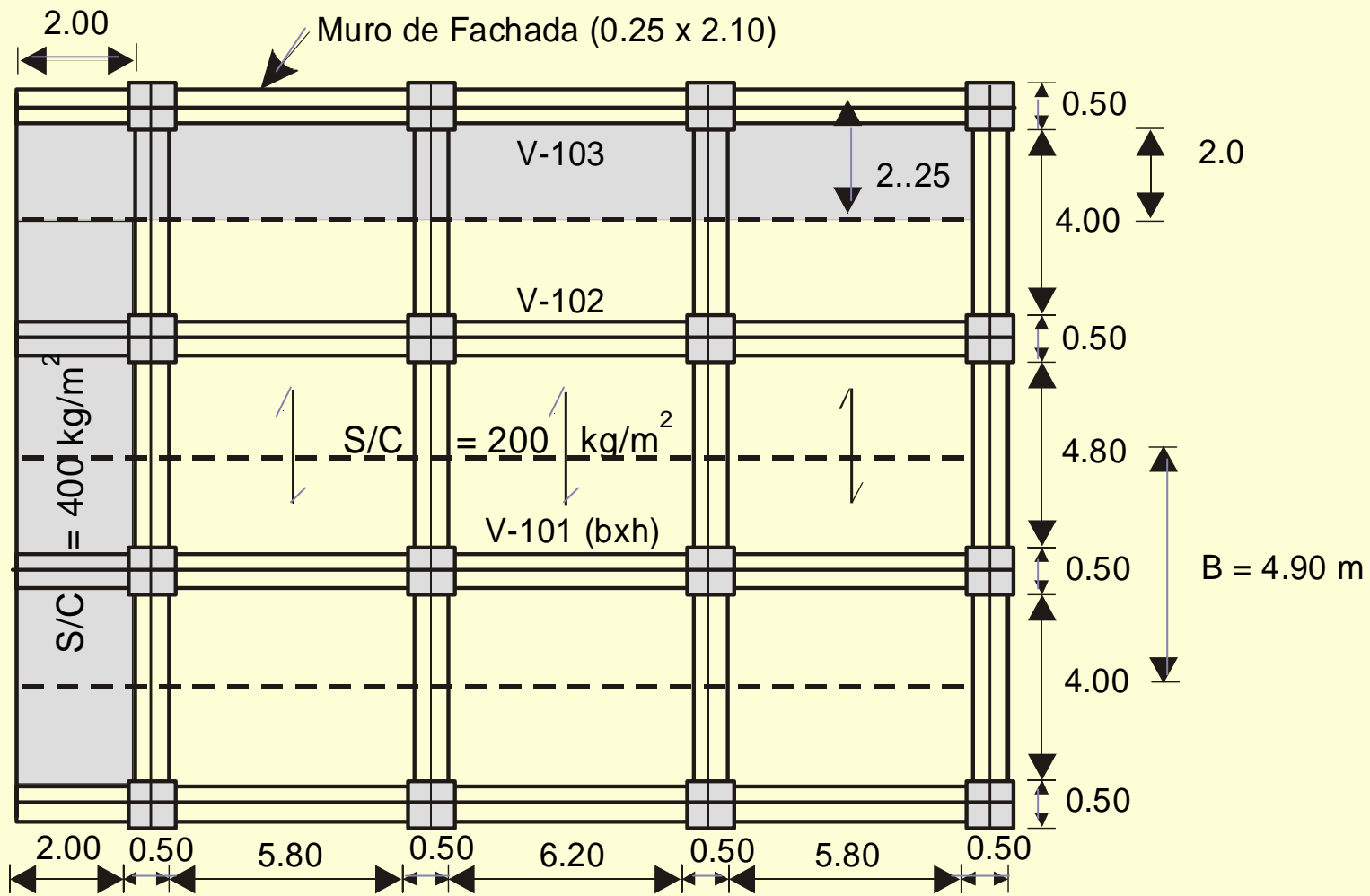


OBSERVACIONES: Las otras columnas de la estructura se pueden dimensionar de la misma manera que las mostradas anteriormente.

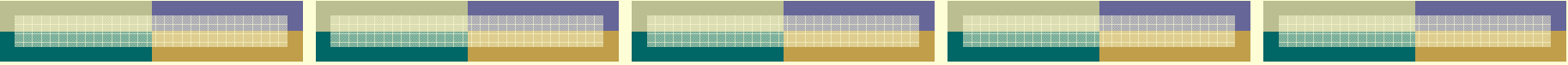
Como se puede observar, en ambos casos el factor que acompaña a la carga de gravedad varía según la posición de la columna en la estructura (ya sea esta una interna o externa e inclusive de esquina) así como el valor de n , estos coeficientes se encuentran en las tablas proporcionadas en la parte teórica, otro factor a considerar es el área tributaria de cada columna.

Otra observación que se debe hacer es que en la fórmula utilizada el valor de P nos representa el valor total del peso de la estructura que correspondería a cada columna, por eso multiplicamos por 10 (que viene a ser el número de pisos)





Figura, planta típica de un edificio de 6 pisos destinado a vivienda




Consideramos que las dimensiones de las columnas no varían a medida que aumenta el número de pisos solo para facilitar el proceso constructivo.

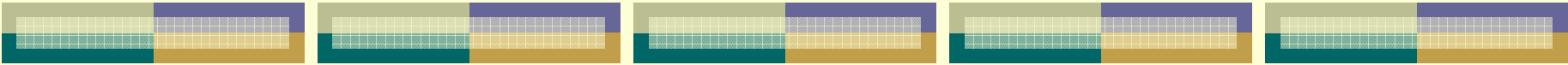
Peso muro de fachada = $0.25 \cdot 2.10 \cdot 1.8 \text{ t/m}^3 = 0.95 \text{ t/m}$

1. Dimensionar la viga continua interior V-101 que se muestra en la Fig. 3, se tiene:

$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{B}{20} = \frac{4.90}{20} = 0.245 \text{ m} \\ h' &= \frac{L'}{11} = \frac{6.20}{11} = 0.56 \text{ m} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Usar:} \\ 0.25 \times 0.55 \text{ m} \end{array}$$

Si cambiamos el ancho de la viga : $b_0 = 0.40 \text{ m}$ usando el criterio de igualdad de cuantía:

$$\left. \begin{aligned} bh^2 &= b_0 h_0^2 \\ h_0 &= \sqrt{\frac{0.245 \cdot 0.56^2}{0.40}} = 0.44 \text{ m} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Usar:} \\ 0.40 \times 0.45 \text{ m} \end{array}$$




Usando el criterio de igualdad de rigideces:

$$\left. \begin{aligned} bh^3 &= b_o h_o^3 \\ h_o &= \sqrt[3]{\frac{0.245 * 0.56^3}{0.40}} = 0.48 \text{ m} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Usar:} \\ 0.40 \times 0.50 \text{ m} \end{array}$$

2. Dimensionar la viga en voladizo de V-102, que se muestra en la figura.

Una viga en voladizo puede dimensionarse como una viga equivalente de luz igual al doble de luz del voladizo.

$$M_{uv} = W \frac{a^2}{2} = M_{u_s} = \frac{1}{8} W_u (2a)^2 = \frac{W_u a^2}{2}$$



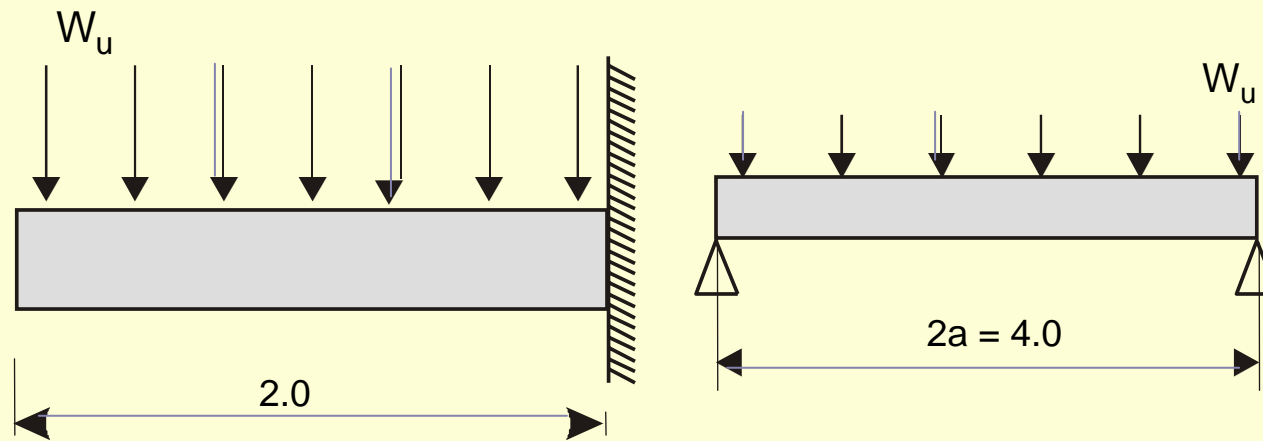


Figura: viga en voladizo:

$$\left. \begin{aligned}
 b &= \frac{B}{20} = 0.245 \text{ m} \\
 h &= 1.4h_1 = 1.4 \left(\frac{L'}{10.7} \right) = 1.4 * \frac{4}{10.7} = 0.52
 \end{aligned} \right\} \text{ Usar: } 0.25 \times 0.55$$

3. Dimensionar la viga perimétrica V-103 que se muestra en la figura.

Para dimensionar una viga perimétrica se considera una dimensión adicional tributaria debido al peso del muro de fachada.

$$W = P.P + P.acab + tab + s/c = 300 + 100 + 50 + 200 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 650 \text{ kg/m}^2$$

$$l_{\text{adicional}} = \frac{P (\text{kg} / \text{m})}{W (\text{kg} / \text{m}^2)} = \frac{950 \text{ kg} / \text{m}}{650 \text{ kg} / \text{m}^2} = 1.46 \text{ m}$$

$$P = 0.25 * 2.10 * 1.0 * 1.8 = 0.95 \text{ t/m}$$

$$\text{Luego: } b = \frac{B}{20} = \frac{2.50 + 1.46}{20} = \frac{3.96}{20} = 0.198 \text{ m} = 0.20 \text{ m}$$

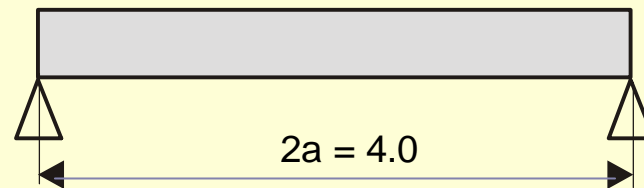
$$h = \frac{L'}{11} = \frac{6.20}{11} = 0.56$$

Si $b = 0.30\text{m}$ $h = 0.46\text{m}$

Usar: $0.30 * 0.50$

4. Dimensionar una viga simplemente apoyada de 5 m de luz, si la dimensión tributaria $B = 4\text{m}$ y la sobrecarga es de 250 kg/m^2

$$S/c = 250\text{ kg/m}^2$$



$$B = 4.00\text{ m} \Rightarrow b = \frac{B}{20} = 0.20\text{ m}$$

$$h = \frac{L_1}{11} * 1.4 = \frac{5}{11} * 1.4 = 0.64\text{ m}$$



Si $b_{\min} = 0.25 bh^3 = b_0 h_0^3$ $0.20 * 0.60^3 = 0.25 h_0^3 \quad \Rightarrow h_0 = 0.52$

\therefore Usar : $0.25 * 0.55$ m

Si la viga de un tramo es monolítica con sus apoyos:

$$\left. \begin{array}{l} b = 4 / 20 = 0.20 \\ h = 1.25 \left(\frac{L_1}{11} \right) = 1.25 \left(\frac{5}{11} \right) = 0.57 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Si: } b_0 = 0.25 \\ 0.20 * 0.57^3 = 0.25 h_0^3 \\ h_0 = 0.53 \end{array}$$

\therefore Usar : $0.25 * 0.55$ m



5. Discusión de Dimensionamiento de Vigas:

$$\text{Si } S/C = 750 \text{ kgm}^2$$

$$\text{y } B = 4.90 \text{ m} \Rightarrow b = 0.245$$

$$h = 0.66 \text{ m}$$

\Rightarrow

\Rightarrow

$$\text{Si: } b_0 = 0.30 \text{ m} \quad 0.245 * 0.66^3 = 0.30 h_0^3 \quad h_0 = 0.62 \text{ m}$$

$$\therefore \text{ Usar: } 0.30 * 0.65 \text{ m} \Rightarrow$$

$$\text{Para: } b_0 = 0.40 \text{ m} \Rightarrow 0.245 * 0.66^3 = 0.4 h_0^3$$

$$h_0 = 0.56 \text{ m}$$

$$\therefore \text{ Usar: } 0.40 * 0.60 \text{ m} \Rightarrow$$

$$\text{Si: } S/C = 1000 \text{ kg/m}^2 \quad b = 0.245$$

$$h = 0.73 \text{ m}$$



∴ Usar : 0.25 x 0.75 m²

Para: $b_0 = 0.40$ $mh_0 = 0.62$ m

∴ Usar : 0.40 x 0.65 m²

6. Discusión de dimensionamiento de Vigas Chatas:

Uso: vivienda

$$B = 5.0 \text{ m} \Rightarrow b = \frac{B}{20} = \frac{5}{20} = 0.25 \text{ m}$$

$$L_n = 4.0 \text{ m} \quad h = \frac{L_n}{11} = \frac{4}{11} = 0.36 \text{ m}$$





Criterio de igualdad de rigideces $0.25 * 0.36^3 = b_0 * t^3$

aligerado de 0.17 $0.25 * 0.36^3 = b_0 * 0.17^3 b_0 = 2.40$

aligerado de 0.20 $b_0 = 1.45 \text{ m} \quad \therefore 1.45 * 0.20 \text{ m}$

aligerado de 0.25 $b_0 = 0.75 \text{ m} \quad \therefore 0.75 * 0.25 \text{ m}$

criterio de igualdad de cuantía: $0.25 * 0.36^2 = b_0 * t^2$

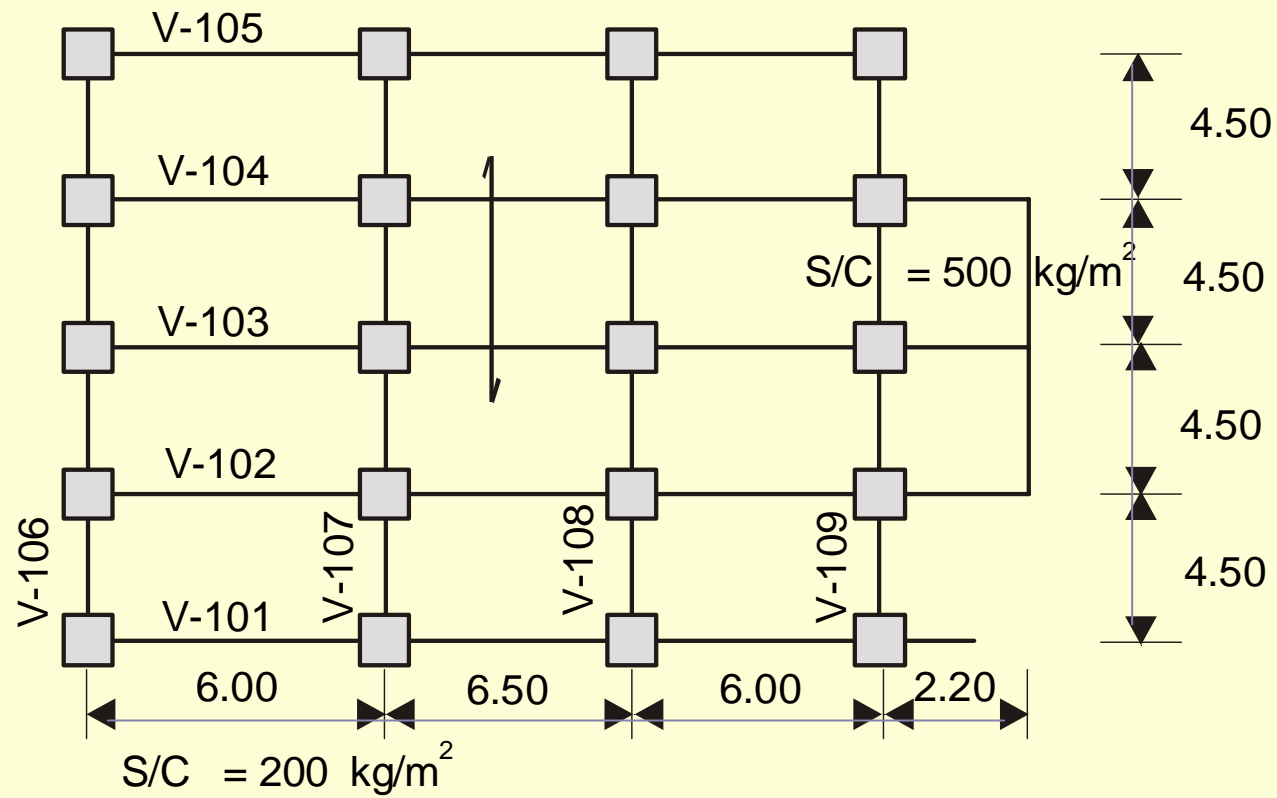
aligerado de 0.17 $b_0 = 1.12 \text{ m} \quad \therefore 1.10 * 0.17 \text{ m}$

aligerado de 0.20 $b_0 = 0.81 \text{ m} \quad \therefore 0.80 * 0.20$

aligerado de 0.25 $b_0 = 0.52 \text{ m} \quad \therefore 0.50 * 0.25$



Ejemplo de aplicación



Columnas: 6 pisos => 0.50 x 0.50

Edificio de c.a. destinado a oficinas

1. Dimensionar la viga V – 103

$$L_n = 6.00 \text{ m} \Rightarrow h = \frac{L_n}{11} = 0.55 \text{ m}$$

$$b = \frac{B}{20} = \frac{4.50}{20} = 0.225 \text{ m}$$

Usando:

$$h_0 = 0.50 \Rightarrow bh^3 = b_0 h_0^3$$

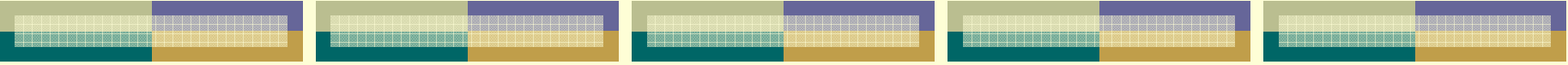
$$0.225 * 0.55^3 = b_0 * 0.50^3 \Rightarrow b_0 = 0.30 \text{ m}$$

Usar: $0.30 * 0.50$

Voladizo:

$$L_n = 2.20 - 0.25 = 1.95 \text{ m}$$

$$h = \frac{2 * 1.95 * 1.4}{11} = 0.496 \quad \text{S/C} = 500 \text{ kg/m}^2$$


$$b = \frac{B}{20} = \frac{4.50}{20} = 0.225$$

$$0.225 * 0.496^3 = b_0 * 0.50^3$$

$$b_0 = 0.22$$

Usar: 0.25 x 0.50

Dimensionamiento de Columnas

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$


Aligerado = 300 kg/m²

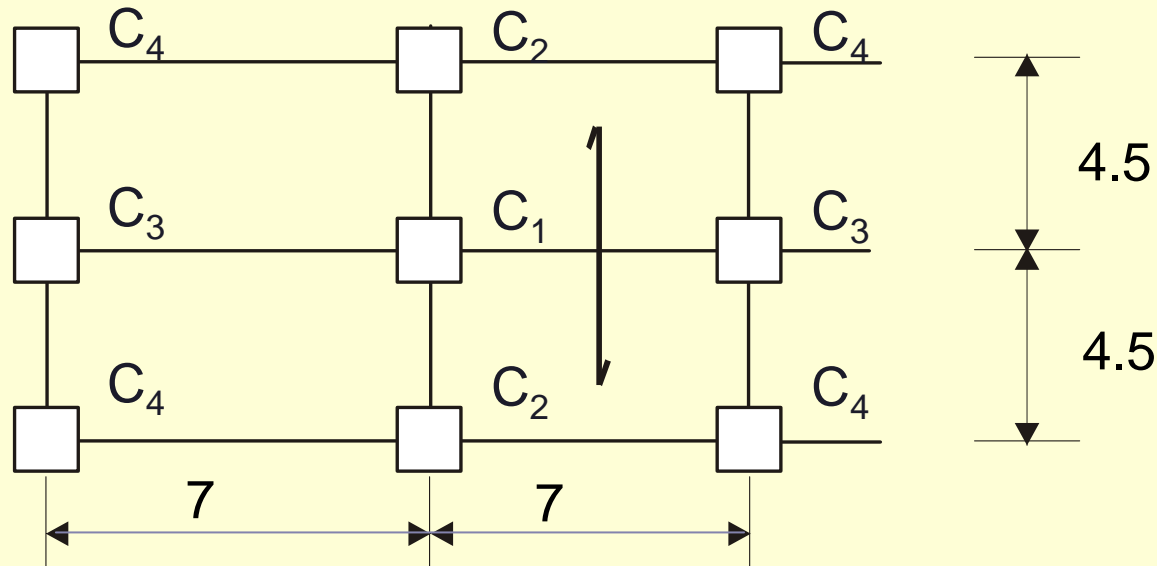
Acabado = 100 kg/m²

P.P. vigas = 100 kg/m²

P.P. columnas = 50 kg/m²

Estacionamiento, Tiendas s/c = 500 kg/m²





$$W = 1.05 \text{ t/m}^2$$

$$P_G = W A_{Ta}$$

$$C_1 \Rightarrow bD = \frac{1.1P_G}{0.30f'_c} = \frac{1.1 * (1.05 * 7 * 4.5) * 6}{0.30 * 0.28} = 2598.75 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 0.50 \times 0.50 \text{ m}^2$$

$$C_2 \Rightarrow bD = \frac{1.25 P_G}{0.25 f'_c} = \frac{1.25 \times (5.05 \times 7 \times \frac{4.5}{2} \times 6)}{0.25 \times 0.28} = 1771.8 \text{ cm}^2$$

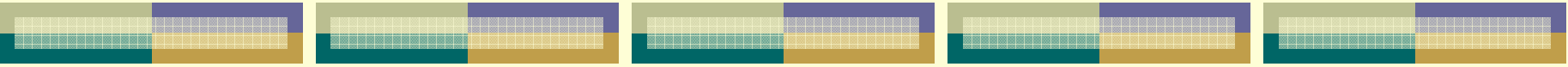
$$C_3 \quad bD = \frac{1.25 P_G}{0.25 f'_c} = \frac{1.05 \times (1.05 \times 4.5 \times \frac{7}{2} \times 6)}{0.25 \times 0.28} = 1771.88 \text{ cm}^2$$

Usar 0.45×0.45 $C_2 = C_3$

$$C_4 \Rightarrow bD = \frac{1.5 P_G}{0.20 f'_c} = \frac{1.5 \times 1.5 \times \frac{4.5}{4} \times 7}{0.20 \times 0.20} = 1328.91 \text{ cm}^2 = 36.5 \times 3.65$$

Usar 0.40×0.40

Vigas: V-101, V-103 $b = \frac{2.25 + 0.20}{20} = 0.1225 \text{ m}$


$$h = \frac{L_n}{10} \frac{7 - 0.20 - 0.225}{10} = 0.658 \text{ m}$$


$$b_o = 25 \text{ cm} \Rightarrow 0.1225 * 0.658^3 = 0.25 h_o$$

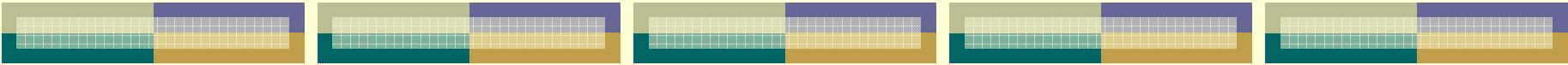
$$\therefore h_o = \sqrt[3]{0.1396} = 0.52 \text{ m}$$

$$\text{Usar } 0.25 \times 0.55 \text{ m}^2$$

$$\text{V-102: } b = \frac{4.50}{20} = 0.225 \text{ m}; \quad h = \frac{7 - 0.225 - 0.25}{10} = 0.653$$

$$0.225 * 0.653^3 = 0.25 h_o^3 = 0.63 \text{ m}$$

$$\text{Usar } 0.25 * 0.65 \text{ m}^2$$



$$\text{V-104: } b = \frac{2}{20} = 0.10; \quad h = \frac{L_n}{10} = \frac{4.50 - 0.20 - 0.225}{10} = 0.408$$

$$\text{V-105} = \text{V-106}$$

$$0.10 * 0.38^3 = 0.25h_o^3 \Rightarrow$$

$$h_o = 0.28$$

$$\text{V-106} = \text{V-105}$$

$$\text{Usar } 0.25 \times 0.30 \text{ ó } 0.25 \times 0.40$$
