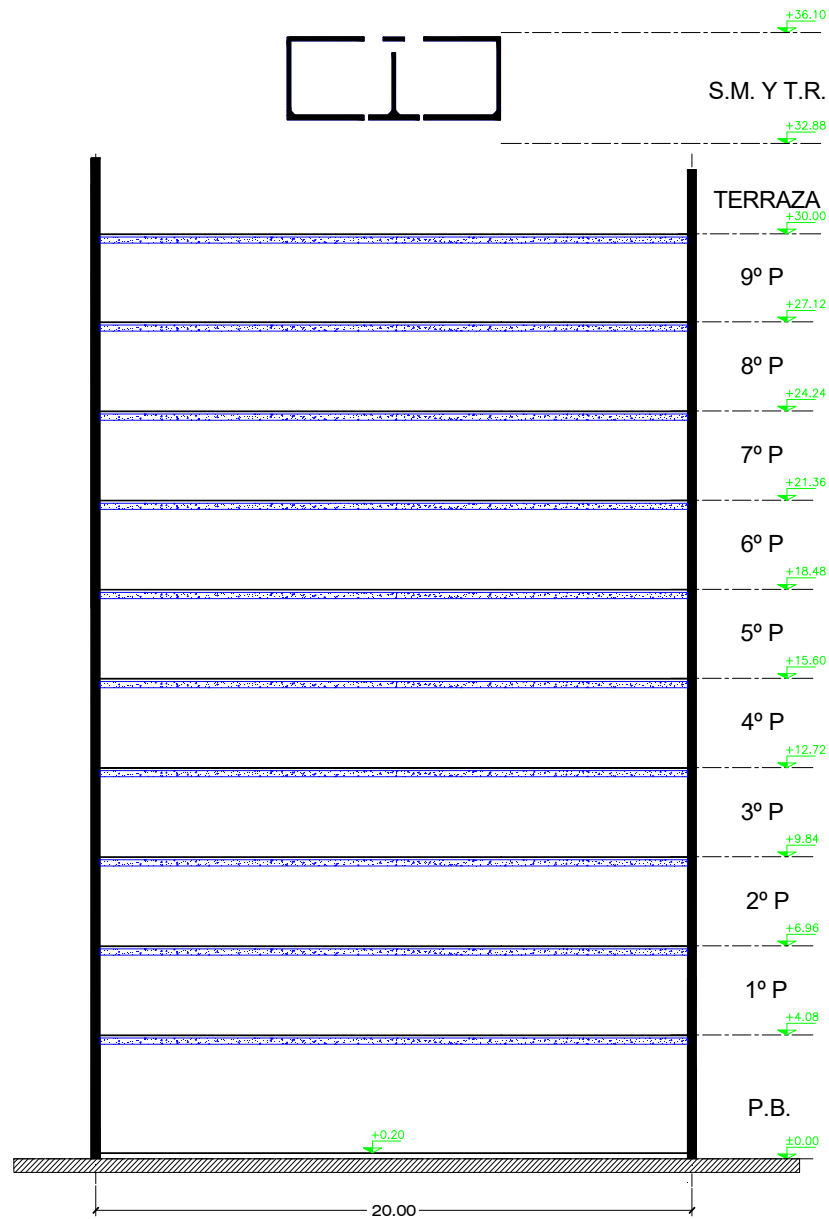
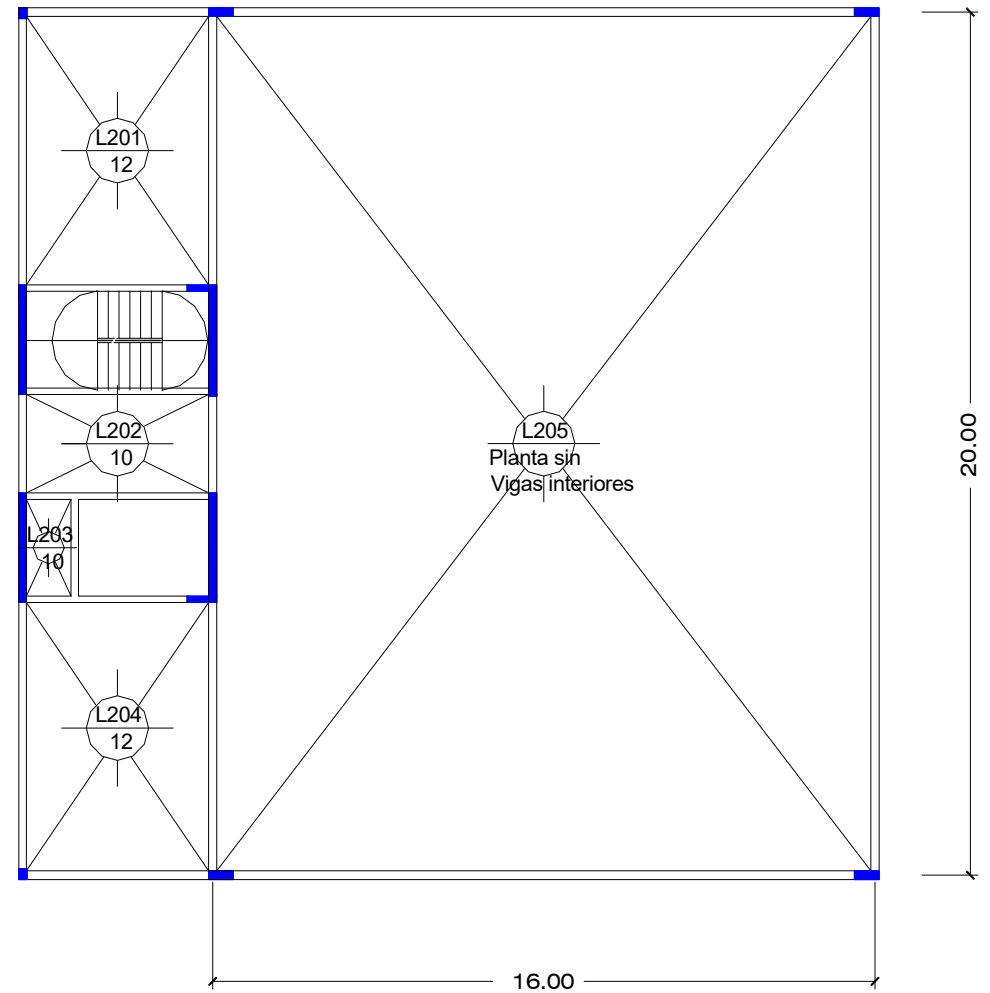


Entrepisos sin vigas



EJEMPLO DE PREDIMENSIONADO



Entrepisos sin vigas

A – Diseño del Entrepiso

tomaremos los tramos extremos de una dimensión equivalente a un 83,33% de los interiores

$$s/X \text{ (3 tramos)} \quad 0.833.l_x + l_x + 0.833.l_x = 16.00 \text{ m} \Rightarrow l_x = 16.00 \text{ m} / 2.666$$

$$l_x = 6.00 \text{ m} \quad 0.833.l_x = 5.00 \text{ m}$$

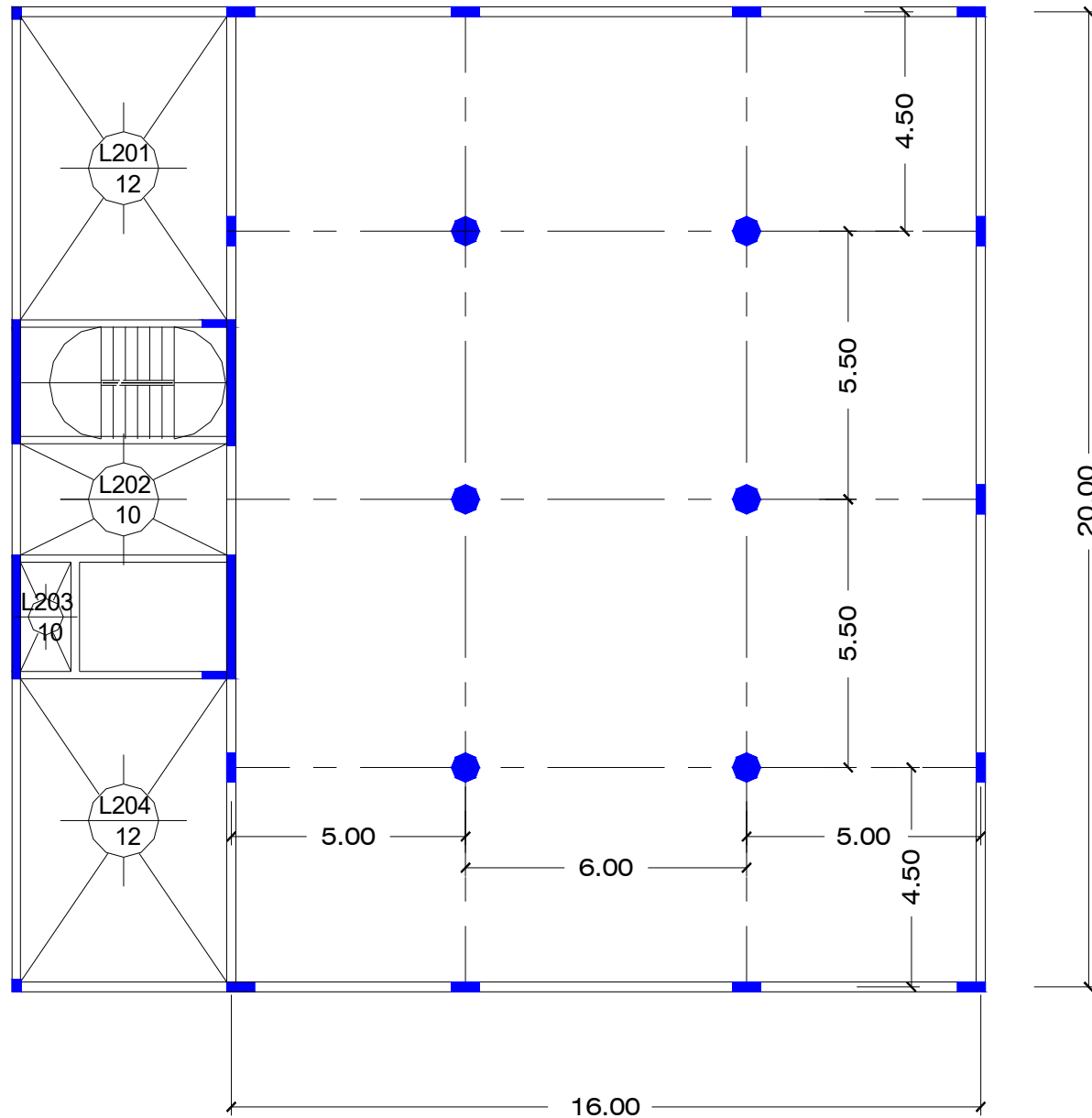
Adoptamos $l_{x1} = l_{x3} = 5.00 \text{ m} \quad l_{x2} = 6.00 \text{ m}$

$$s/Y \text{ (4 tramos)} \quad 0.833.l_y + l_y + l_y + 0.833.l_y = 20.00 \text{ m} \Rightarrow l_y = 20.00 \text{ m} / 3.666$$

$$l_y = 5.46 \text{ m} \quad 0.833.l_y = 4.54 \text{ m}$$

Adoptamos $l_{y1} = l_{y4} = 4.50 \text{ m} \quad l_{y2} = l_{y3} = 5.50 \text{ m}$

Entrepisos sin vigas



Entrepisos sin vigas

B – Análisis de Cargas

Espesor de Losa

$$L_{\max} = 6,00 \text{ m}$$

Suponiendo columnas circulares de 50 cm de diámetro, la luz libre máxima será

$$L_n = L_{\max} - f_c = 6.00 \text{ m} - 0.50 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L_n = 5.50 \text{ m}$$

Para columnas sin capitel ni ábacos la altura total de la losa deberá ser $h_t \geq L_n/30$

$$h_t \geq (5.50 \text{ m} / 30) \geq 0.183 \text{ m}$$

Adoptamos para todos los pisos: **$h_t = 0.20 \text{ m}$**

Entrepisos sin vigas

Peso propio:	0.20 m . 2400 Kg/m ³	=	480 Kg/m ²
<u>Contrapiso:</u>	0.07 m . 1600 Kg/m ³	=	112 Kg/m ²
Carpeta y Piso:	0.03 m . 2000 Kg/m ³	=	60 Kg/m ²
Incidencia Tabiques:	estimado	=	100 Kg/m ²
<hr/>			
	Carga Permanente (g)	=	752 Kg/m ²
	Sobrecarga (Oficinas) (p)	=	250 Kg/m ²
<hr/>			
	Carga Uniforme total en Losa (<u>qL</u>)	=	1002 Kg/m ²

Adoptamos Carga Uniforme total en Losa qL = 1000 Kg/m²

Entrepisos sin vigas

C -. Predimensionado de Columnas en Planta Baja

$$P_{max} = qL \cdot ST_{max}$$

$$ST_{max} = 5.50 \text{ m} \cdot 5.50 \text{ m} = 30.25 \text{ m}^2$$

Carga máxima tributaria por Planta:

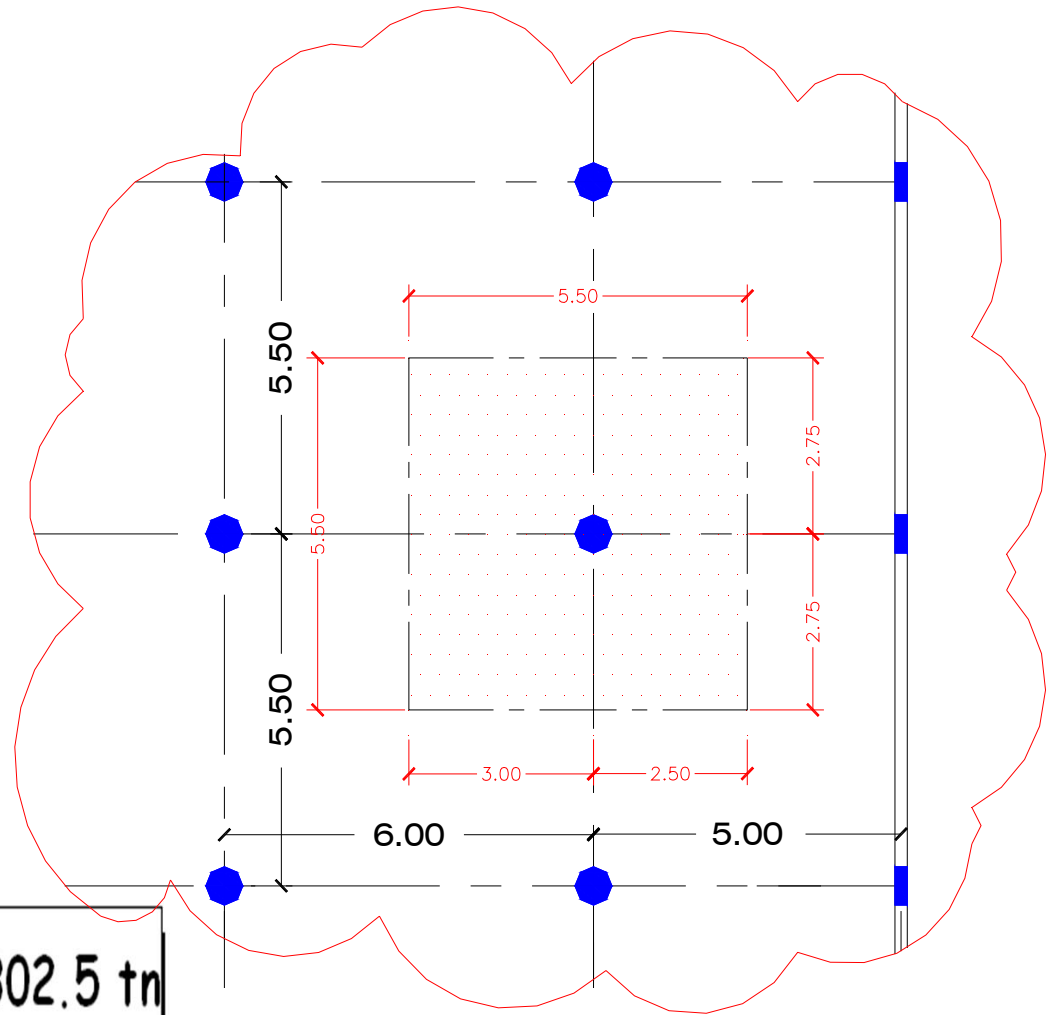
$$P_{max} = 1.00 \text{ tn/m}^2 \cdot 30.25 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = 30.25 \text{ tn} \text{ (por Planta Tipo)}$$

Número de losas sobre Planta Baja: 10

$$P_{max \text{ p.b.}} = 10 \cdot 30.25 \text{ tn}$$

$$P_{max \text{ p.b.}} = 302.5 \text{ tn}$$



Entrepisos sin vigas

Considerando $\sigma'_{bc} = 140 \text{ Kg/cm}^2 = 1400 \text{ tn/m}^2$ - $\gamma_c = 2.50$

La sección de H° se determina mediante la expresión

$$SH^\circ = P_{\max} \cdot \gamma_c / (1.30 \cdot \sigma'_{bc})$$

En Planta Baja $SH^\circ = 302.5 \text{ tn} \cdot 2.50 / (1.30 \cdot 1400 \text{ tn/m}^2)$ $SH^\circ = 0.4155 \text{ m}^2$

Adoptando columnas interiores circulares, el diámetro mínimo de éstas será:

$$\phi_{\min} = \sqrt{4 \cdot SH^\circ / \pi}$$

Reemplazando valores $\phi_{\min} = 0.73 \text{ m}$

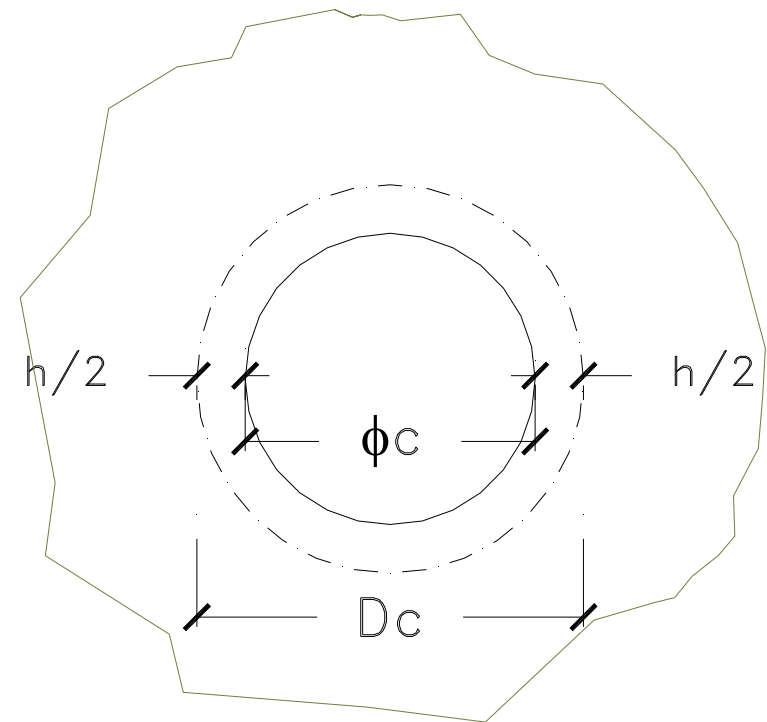
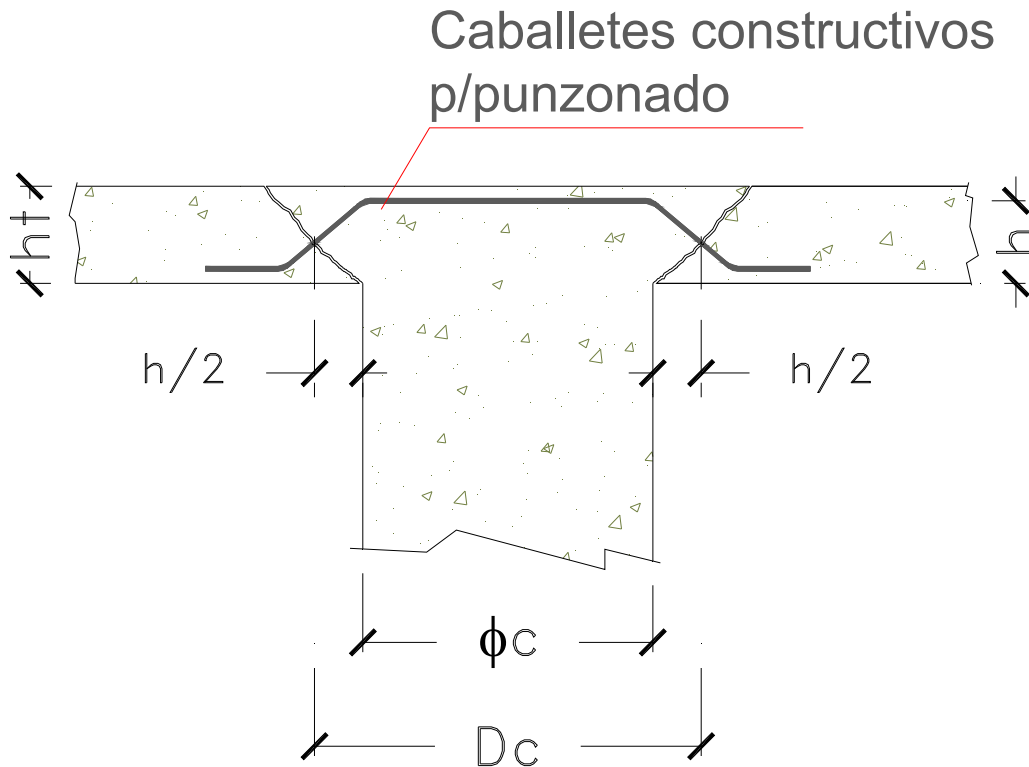
adoptamos para todas las columnas circulares en planta baja

$$\phi = 75 \text{ cm}$$

Entrepisos sin vigas

D – Cálculo de diámetro mínimo de columnas por punzonado

El diseño arquitectónico prevé un fondo de losa totalmente plano, por lo cual se prescinde de todo tipo de ábacos y/o capiteles. En este caso, para no incrementar el espesor de la losa se determinará la dimensión mínima que deberán tener las columnas para no superar las tensiones admisibles por punzonado



Entrepisos sin vigas

Diámetro crítico: $D_c = \phi_c + h$

perímetro crítico: $p_{cr} = \pi \cdot D_c$

$\tau_p = P_{max} / (p_{cr} \cdot h)$

$\tau_{p adm} = 7.00 \text{ Kg/cm}^2$

Luego la carga de losa sobre columna para una planta se determinó en el punto C por superficie tributaria, siendo $P_{max} = 30.25 \text{ tn} = 30250 \text{ Kg}$

Con los valores indicados podemos hallar el valor mínimo del perímetro crítico para no superar dicha tensión admisible

$$p_{cr_{min}} = P_{max} / (\tau_{p adm} \cdot h) = 30250 \text{ Kg} / (7.00 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 18 \text{ cm}) \quad p_{cr_{min}} = 240 \text{ cm}$$

por lo que el mínimo diámetro crítico es $D_{c_{min}} = p_{cr_{min}} / \pi \quad D_{c_{min}} = 76.4 \text{ cm}$

el diámetro mínimo de la columna será $\phi_{c_{min}} = D_c - h \quad \phi_{c_{min}} = 58 \text{ cm}$

Se adopta para los pisos superiores **$\phi_c = 60 \text{ cm}$**

Entrepisos sin vigas

Suponemos que este diámetro lo tendremos desde el 4° piso hacia arriba.

Número de losas sobre 4° piso = 6

$$P_{4^\circ} = 30.25 \text{ tn} \cdot 6 = 181.50 \text{ tn}$$

$$SH^\circ = 181.5 \text{ tn} \cdot 2.50 / (1.30 \cdot 1400 \text{ tn/m}^2) \quad SH^\circ = 0.2493 \text{ m}^2 \quad \text{en } 4^\circ \text{ Piso}$$

$$\phi_{\min} = \sqrt{4 \cdot SH^\circ / \pi} \quad \text{Reemplazando valores } \phi_{\min} = 0.56 \text{ m}$$

adoptamos para todas las columnas circulares de 4° a 9° Piso $\phi_c = 60 \text{ cm}$

E – Cálculo de Solicitaciones por Flexión en Losa

Se toma la carga de la losa q_L sobre un ancho equivalente a la máxima distancia entre columnas para cada dirección

Entrepisos sin vigas

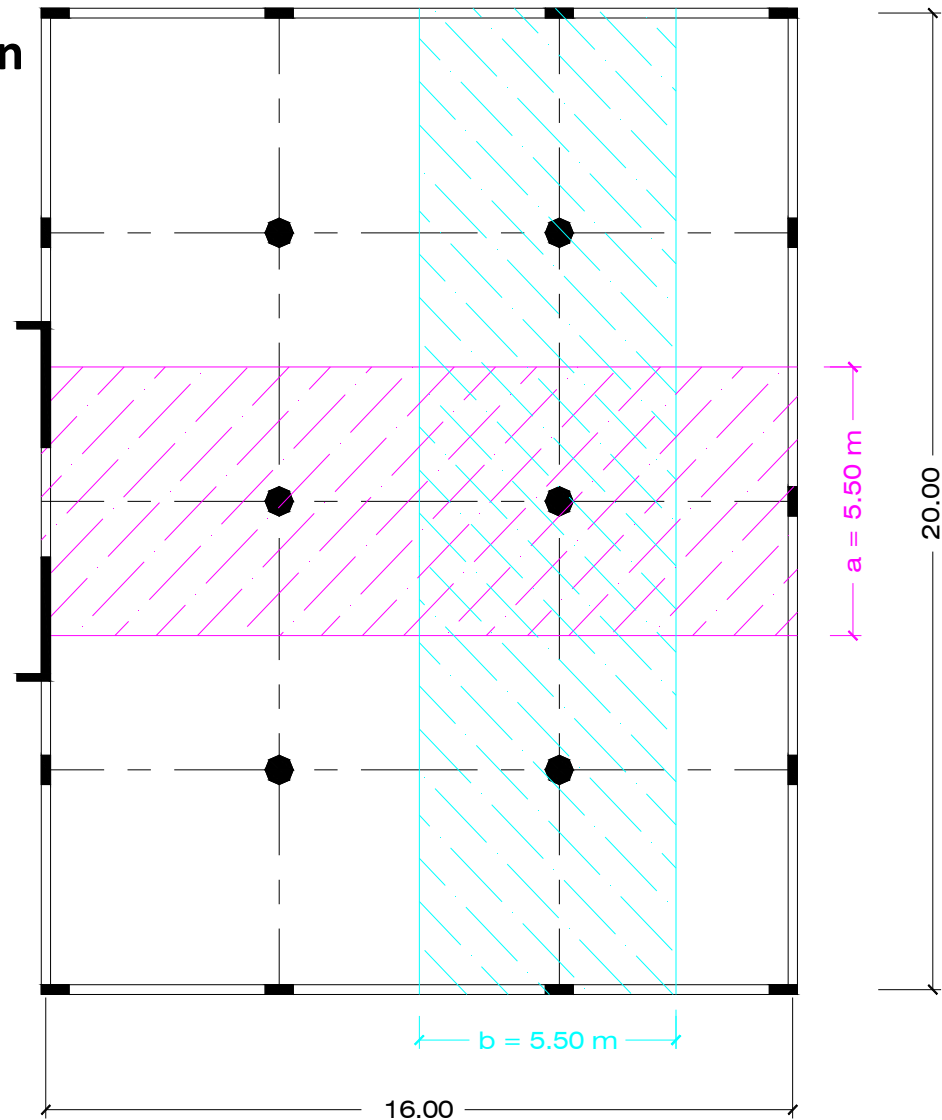
E.1 - Carga Lineal (t/m) en cada dirección

$$q_x = q_L \cdot a = 1.00 \text{ t/m}^2 \cdot 5.50 \text{ m}$$

$$q_x = 5.50 \text{ t/m}$$

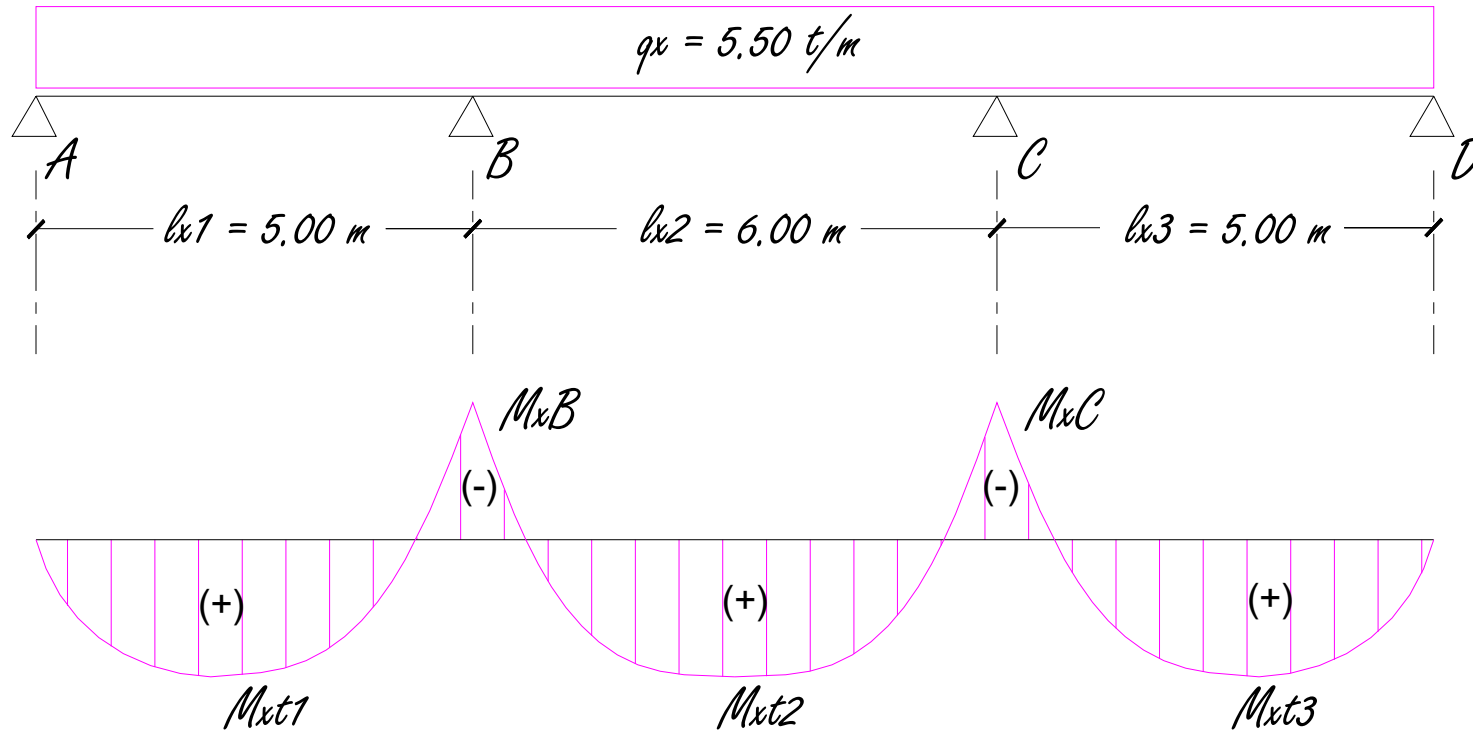
$$q_y = q_L \cdot b = 1.00 \text{ t/m}^2 \cdot 5.50 \text{ m}$$

$$q_y = 5.50 \text{ t/m}$$



Entrepisos sin vigas

E.2 Solicitaciones por Flexión - Dirección X



$$M_{xt} = + q_x \cdot (l_{x2})^2 / 16$$

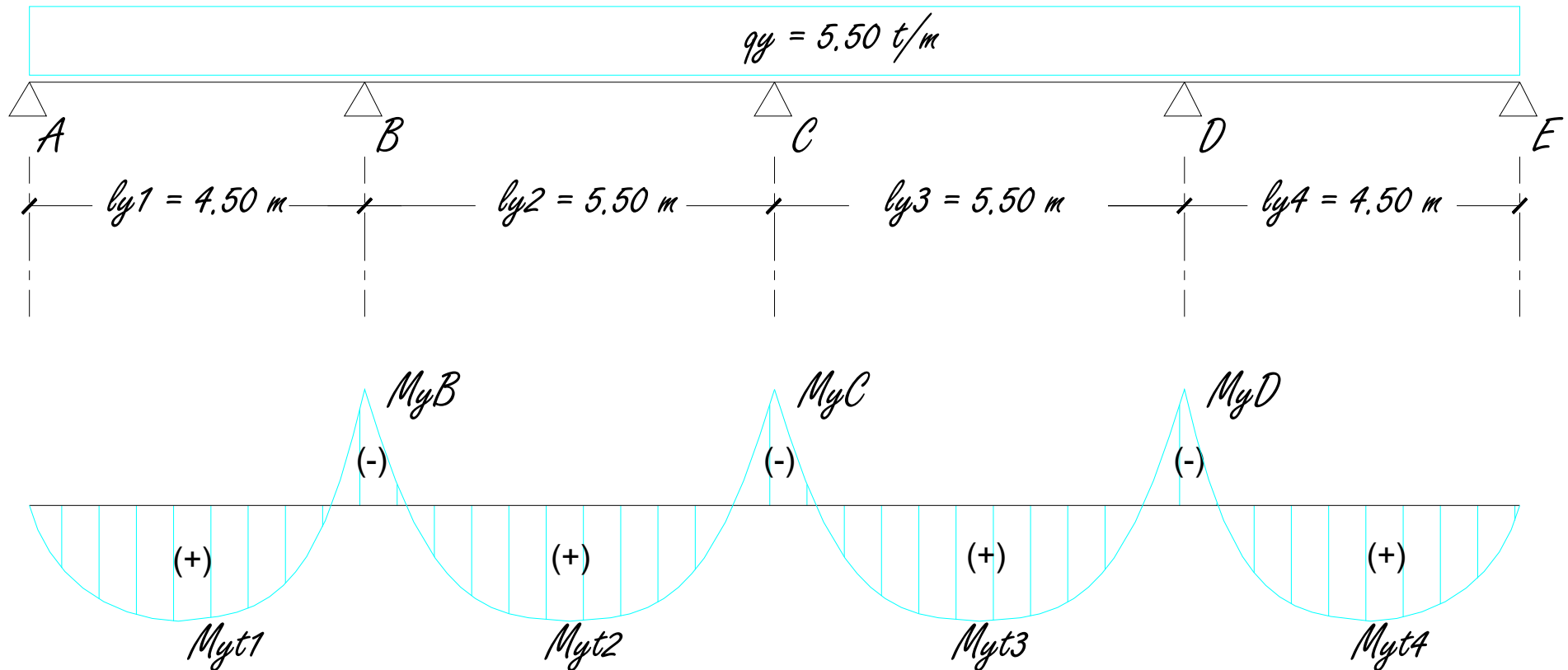
$$M_{xt} = + 12,375 \text{ tnm}$$

$$M_{xB} = - q_x \cdot (l_{x2})^2 / 16$$

$$M_{xB} = - 12,375 \text{ tnm}$$

Entrepisos sin vigas

Dirección Y



$$M_{yt} = + q_y \cdot (l_y/2)^2/16$$

$$M_{yt} = + 10,40 \text{ tnm}$$

$$M_{yB} = - q_y \cdot (l_y/2)^2/16$$

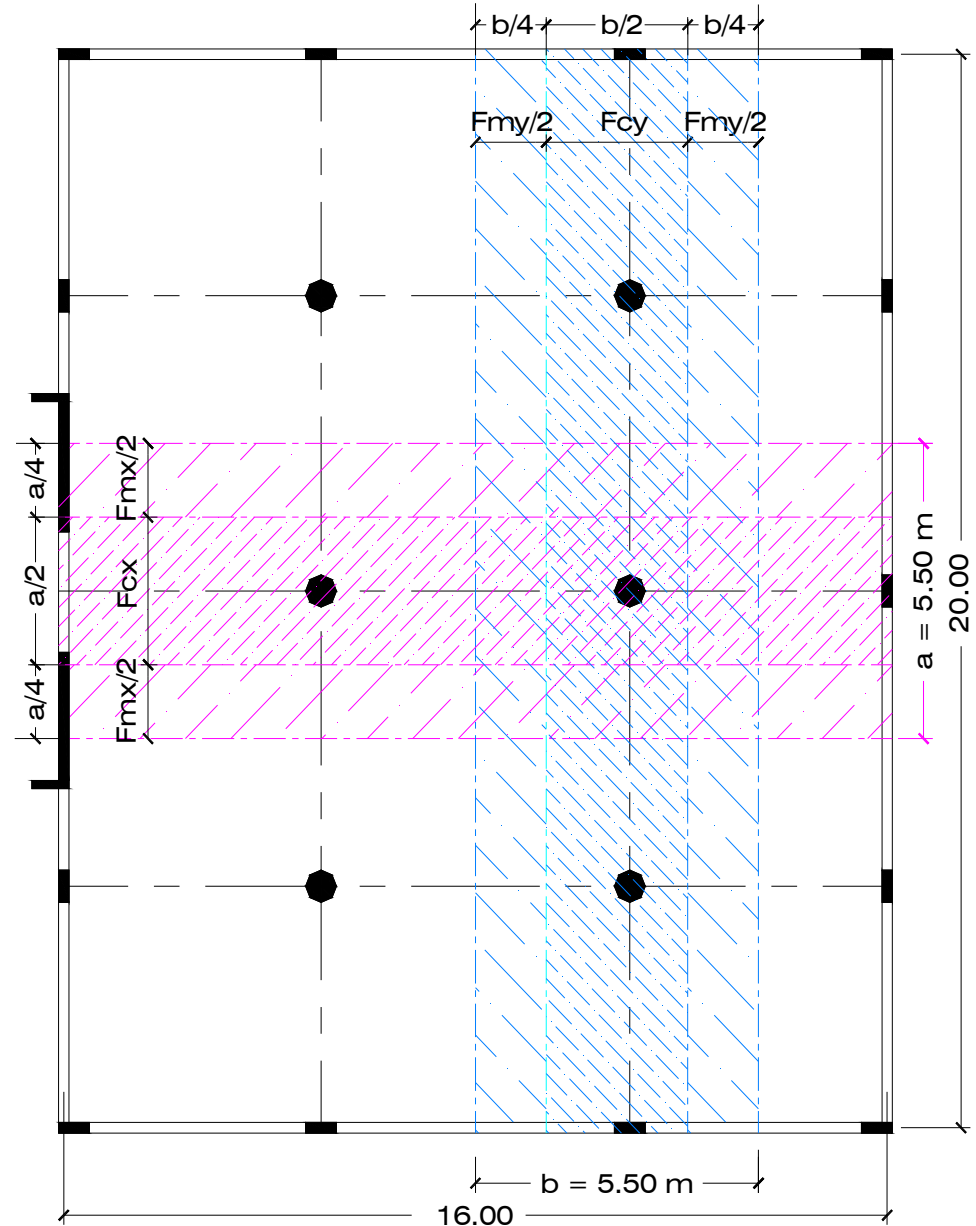
$$M_{yB} = - 10,40 \text{ tnm}$$

Entrepisos sin vigas

E.3 Distribución de Momentos Flectores por Faja

Existen dos sectores con diferente respuesta a los esfuerzos inducidos. A dichas zonas, de igual ancho entre sí, se las conoce como **Fajas de Columnas** y **Fajas Medias**.

Las fajas de columnas son más rígidas que las fajas medias. Las proporciones que toma cada faja del Momento Flector total son diferentes según se trate de Momentos positivos de tramo o de Momentos negativos en apoyos. Resumiendo y simplificando estos porcentajes, tenemos los siguientes valores para un predimensionado:



Entrepisos sin vigas

Momentos de Tramo

En Fajas de Columnas $MT_{fc} = 0,60 \cdot MT$

En Fajas Medias $MT_{fm} = 0,40 \cdot MT$

Momentos de Apoyo

En Fajas de Columnas $MT_{fc} = 0,76 \cdot MT$

En Fajas Medias $MT_{fm} = 0,24 \cdot MT$

E.4 Determinación de Momentos Flectores Totales (tnm) para Fajas s/ X e Y

Fajas s/ X ($M_x = +/- 12,375$ tnm)

Tramo $M_{xtfc} = 7.425$ tnm (en Faja de Columnas)

Tramo $M_{xtfm} = 4.95$ tnm (en Faja Media)

Apoyo $M_{xBfc} = -9.405$ tnm (en Faja de Columnas)

Apoyo $M_{xBfm} = -2.97$ tnm (en Faja Media)

Fajas s/ Y ($M_y = +/- 10,40$ tnm)

Tramo $M_{ytc} = 6.24$ tnm (en Faja de Columnas)

Tramo $M_{ytfm} = 4.16$ tnm (en Faja Media)

Apoyo $M_{yBfc} = -7.904$ tnm (en Faja de Columnas)

Apoyo $M_{yBfm} = -2.496$ tnm (en Faja Media)

Entrepisos sin vigas

E.5 Determinación de Momentos Flectores Unitarios (tnm/m)

Los valores para dimensionar la losa se toman en un ancho unitario (1 m), por lo que corresponde dividir los Momentos Totales en cada faja por el ancho de las mismas

E.5.a - Dirección X

a1 – Momentos de Tramo (Mxtfc = 7.425 tnm Mxtfm = 4.95 tnm)

mxtfc = 7.425 tnm / 2.75 m **mxtfc = 2.70 tnm/m (Unitario en Faja de Columnas)**

mxtfm = 4.95 tnm / 2.75 m **mxtfm = 1.80 tnm/m (Unitario en Faja Media)**

a2 – Momentos de Apoyo (MxBfc = -9.405 tnm MxBfm = -2.97 tnm)

mxBfc = -9.405 / 2.75 m **mxBfc = -3.42 tnm/m (Unitario en Faja de Columnas)**

mxBfm = -2.97 tnm / 2.75 m **mxBfm = -1.08 tnm/m (Unitario en Faja Media)**

Entrepisos sin vigas

E.5.b - Dirección Y

b1 – Momentos de Tramo

$$(M_{ytfc} = 6.24 \text{ tnm})$$

$$M_{ytfm} = 4.16 \text{ tnm})$$

$$m_{ytfc} = 6.24 \text{ tnm} / 2.75 \text{ m}$$

$$m_{ytfc} = 2.27 \text{ tnm/m (Unitario en Faja de Columnas)}$$

$$m_{ytfm} = 4.16 \text{ tnm} / 2.75 \text{ m}$$

$$m_{ytfm} = 1.51 \text{ tnm/m (Unitario en Faja Media)}$$

b2 – Momentos de Apoyo

$$(M_{yBfc} = -7.904 \text{ tnm})$$

$$M_{yBfm} = -2.496 \text{ tnm})$$

$$m_{yBfc} = -7.904 / 2.75 \text{ m}$$

$$m_{yBfc} = -2.87 \text{ tnm/m (Unitario en Faja de Columnas)}$$

$$m_{yBfm} = -2.496 \text{ tnm} / 2.75 \text{ m}$$

$$m_{yBfm} = -0.91 \text{ tnm/m (Unitario en Faja Media)}$$

Entrepisos sin vigas

F – Dimensionado a Flexión en Losa

$$\sigma'_{bc} = 140 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{ek} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \gamma_f = 1.75$$

$$h_t = 20 \text{ cm} \quad h = 18 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

F.1 – Armadura Mínima Reglamentaria

$$A_{min} = 0.05 \cdot (\sigma'_{bc} / \sigma_{ek}) \cdot b \cdot h \quad \Rightarrow \quad A_{min} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

F.2 – Cálculo de la sección de Armadura

Para el dimensionado de todas las secciones utilizaremos la expresión:

$$A = M \cdot \gamma_f / (z \cdot \sigma_{ek}) \quad \text{adoptando inicialmente} \quad z = 0,9 \cdot h$$

Debiendo verificarse, en consecuencia, que la profundidad del eje neutro sea:

$$X_{max} \leq 0,20 \cdot h \quad X_{max} \leq 3.60 \text{ cm} \quad \text{Si en alguna sección esto no se verificara, se dimensionará con un brazo de palanca menor.}$$

Entrepisos sin vigas

a - Armadura Necesaria s/X

a1 – Faja de Columnas: Tramo **A= 6.94 cm²/m** > Amin

Apoyo **A= 8.80 cm²/m** > Amin

a2 – Faja Media: Tramo **A= 4.63 cm²/m** > Amin

Apoyo **A= 2.78 cm²/m** < Amin

b - Armadura Necesaria s/Y

b1 – Faja de Columnas: Tramo **A= 5.84 cm²/m** > Amin

Apoyo **A= 7.38 cm²/m** > Amin

b2 – Faja Media: Tramo **A= 3.88 cm²/m** > Amin

Apoyo **A= 2.34 cm²/m** < Amin

Entrepisos sin vigas

F.3 – Verificación de la profundidad del eje neutro

Se procede según lo indicado en F.2 mediante la siguiente expresión:

$X = A \cdot \sigma_{ek} / (b \cdot \sigma'_{bc})$ Se Verifica la sección más solicitada

$$\begin{array}{ll} \text{Apoyo B s/X} & (A= 8.80 \text{ cm}^2/\text{m}) \\ \mathbf{X = 2.64 \text{ cm}} & < \quad X_{\max} (3,60 \text{ cm}) \end{array}$$

Verifica, por lo tanto no es necesario el análisis en el resto de las secciones.

F.4 – Adopción de barras y separación para cada faja

Calculamos la separación máxima entre barras para cada sección, según la siguiente relación:

$s = A_{\phi} / A$ siendo \underline{s} la separación entre barras, $\underline{A_{\phi}}$ el área del diámetro elegido y \underline{A} la sección necesaria determinada.

Entrepisos sin vigas

a - Armadura Necesaria s/X

Armadura Inferior en tramos de Fajas de Columna s/X: $\phi 12$ c/15cm

Apoyo: Disponemos arriba (7.53 cm²/m) $\phi 12$ c/15 cm

Se requieren barras adicionales $A_{\text{adic}} = (8.80 - 7.53) \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{\text{adic}} = 1.27 \text{ cm}^2/\text{m}$ $A_{\phi} = 1.13 \text{ cm}^2$ ($\phi 12$) $s = 0.90\text{m}$ Se adopta

Armadura Adicional superior en apoyos de Fajas de Columna s/X: $\phi 12$ c/90 cm

Armadura Inferior en tramos de Fajas Medias s/X: $\phi 10$ c/15 cm

Armadura Superior en apoyos de Fajas Medias s/X: $\phi 8$ c/15 cm

Entrepisos sin vigas

b - Armadura Necesaria s/Y

Armadura Inferior en tramos de Fajas de Columna s/Y: $\phi 12$ c/20 cm

Apoyo: Disponemos $\phi 12$ c/20 cm arriba (5.65 cm²/m)

Se requieren barras adicionales $A_{adic} = (7.38 - 5.65)$ cm²/m

$A_{adic} = 1.73$ cm²/m $A_{\phi} = 1.13$ cm² (f12) $s = 0.65$ m Se adopta

Armadura Adicional superior en apoyos de Fajas de Columna s/Y: $\phi 12$ c/60 cm

Armadura Inferior en tramos de Fajas Medias s/Y: $\phi 10$ c/20 cm

Apoyo: Disponemos $\phi 8$ c/20 cm arriba Se requieren barras adicionales

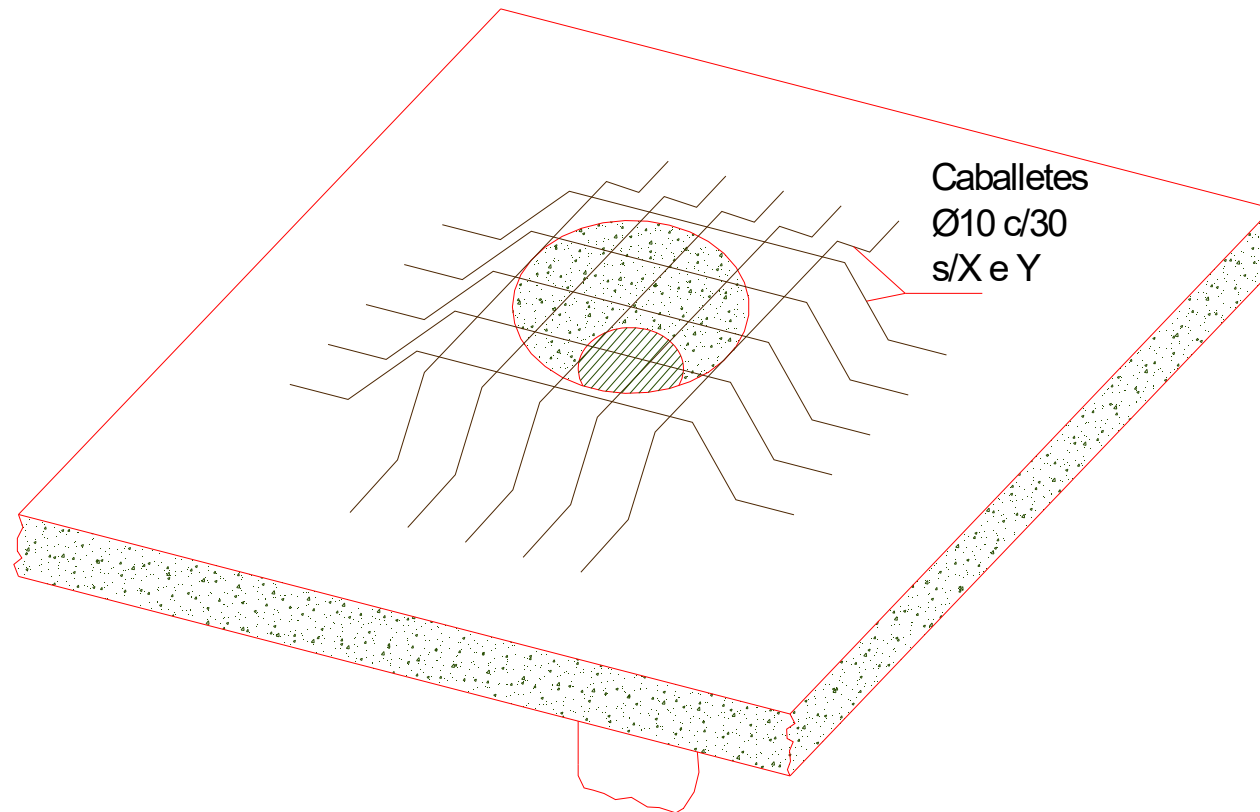
$A_{adic} = (3.00 - 2.50)$ cm²/m = 0.50 cm²/m

Armadura Adicional superior en apoyos de Fajas Medias s/Y: **f8 c/100 cm**

Entrepisos sin vigas

F.5 – Esquemas de armado

Armadura de Punzonado: En cada columna circular interior se dispone de una armadura constructiva en forma de caballetes de $1\phi 10$ c/30 s/X e Y en un ancho mayor al Diámetro Crítico de rotura por punzonado, como se indica en la figura



Entrepisos sin vigas

Armadura de Flexión: Se dispone la armadura proyectada para cada faja en ambas direcciones de la forma indicada en la figura

