

PROBLEMA 40

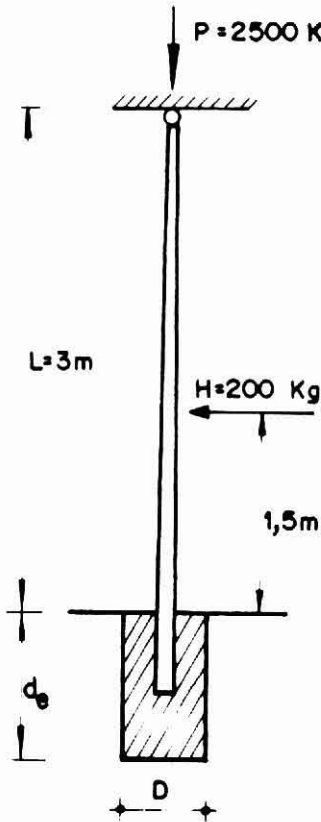
Se desea calcular la profundidad de empotramiento de postes alisados de Pino radiata, secos, impregnados, de 8" de diámetro y 3 m de altura, empotrados en hormigón y rotulados en el extremo superior, con una carga vertical de 2.500 Kg y una horizontal a media altura de 200 Kg. Duración de ambas cargas 30 años. El suelo es grava arenosa. Humedad de equilibrio: 18%.

Desarrollo

Condición de la madera en:

La instalación : Seca
 Servicio : Seca
 Especie : Pino radiata

1.- Tensiones de Diseño:



ITEM	SOLICITACIONES			OBSERVACION
	Flexión	Compresión Paralela	E_f	
T. Admisibles	13,8 MPa	5,4 MPa	6.423 MPa	Estado verde
K_D	0,97	0,97	-	Duración de la carga
K_d	0,75	0,90	0,90	Alisadura
K_{pv}	0,85	0,90	0,95	Preservación
K_s	1,25	1,25	1,12	Uso seco
Tensión de Diseño	10,7 MPa	5,3 MPa	6150,7 MPa	Estado seco
	108,8 $\frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	54,1 $\frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	62.720 $\frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	Estado seco

2.- Características Geométricas:

$$\begin{aligned} D = 8'' \text{ (en extremo superior)} &\longrightarrow D = 20,3 \text{ cm} \\ S_t &= 324,3 \text{ cm}^2 \\ W_o &= 823,7 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\text{De Tabla N}^\circ 43: \quad \ell_p = 0,85 \times L = 0,85 \times 300 = 255 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{\ell_p}{D} = \frac{255}{20,3} = 12,6 < 44 \quad \text{O.K.}$$

$$\lambda_o = 0,58 \sqrt{\frac{E_{f,dis}}{F'_{cp,dis}}} = 0,58 \sqrt{\frac{62.720}{108,8}} = 13,9$$

$10 < \lambda < \lambda_o$ Se trata de columna intermedia:

$$F'_{cp,\lambda,dis} = F_{cp,dis} \times \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{\lambda_o} \right)^4 \right]$$

$$F'_{cp,\lambda,dis} = 108,8 \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{12,6}{13,9} \right)^4 \right]$$

$$F'_{cp,\lambda,dis} = 84,3 \text{ Kg-f/cm}^2$$

3.- Verificaciones:

$$\text{Flexo-compresión:} \quad f_{cp} = \frac{P}{S_t} = \frac{2.500}{324,3} = 7,7 \text{ Kg-f/cm}^2$$

$$f_{f,dis} = \frac{M_{\max}}{W_o}$$

$$\text{Pero:} \quad M_{\max} = \frac{5 \times H \times L}{16} \quad (\text{en punto de carga})$$

$$M_{\max} = \frac{5 \times 200 \times 300}{16} = 18.750 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$$



Luego : $f_f = \frac{18.750}{823,7} = 22,8 \text{ Kg-f/cm}^2$

$$\frac{f_f}{F_{f,dis}} + \frac{f_{cp}}{F_{cp,\lambda,dis}} = \frac{22,8}{108,8} + \frac{7,7}{84,3} = 0,21 + 0,09 = 0,30 < 1,0 \quad \text{O.K.}$$

Cizalle: $Q_{\text{máx}} = 200 \text{ Kg-f}$

$$f_{cz} = \frac{4 \times Q_{\text{máx}}}{3 \times S_t} = \frac{4 \times 200}{3 \times 324,3} = 0,8 \text{ Kg-f/cm}^2 < F_{cz,dis}$$

O.K.

4.- Profundidad de Empotramiento (d_h) en Hormigón (Ver 5.1.6.3.b):

$$d_h = 10,97 \times \sqrt[3]{\frac{P \times h'}{D \times S_k}}$$

Con :

$$P = 200 \text{ Kg} = 2 \text{ kN} \quad D = 203 \text{ mm} \quad K_D = 0,97$$

$$h' = 1500 \text{ mm} \quad S_k = S_0 \times K_D \times K_1 \text{ MPa/mm} \quad K_1 = 1,0$$

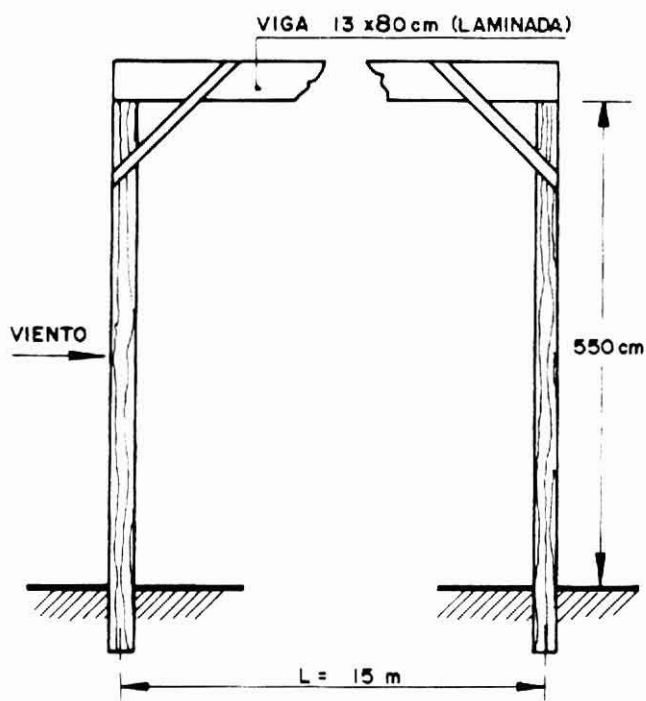
$$S_k = 0,0098 \times 0,97 = 0,0095 \text{ MPa/mm}$$

$$d_h = 10,97 \times \sqrt[3]{\frac{2 \times 1500 \times 10^3}{203 \times 0,0095}} = 1271 \text{ mm}$$

RESPUESTA : La profundidad de empotramiento debe ser superior a 1271 mm.
Se tomará $d_h = 1300 \text{ mm} = 1,3 \text{ m}$.

PROBLEMA 41

Diseñar el poste para el marco de la Figura adjunta, usando Pino radiata impregnado, seco, alisado y solicitado con las siguientes cargas:



PERMANENTE:

$$g = 48 \text{ Kg/m}^2 \quad (K_D = 1,0)$$

EVENTUALES:

Nieve :

$$p_n = 25 \text{ Kg/m}^2 \quad (K_D = 1,4)$$

Viento:

$$p_b = 60 \text{ Kg/m}^2 \quad (K_D = 1,37)$$

(p_b : presión básica)

Desarrollo

1.- Combinación de Cargas Verticales:

i) Permanente = $48 \text{ Kg/m}^2 \quad \left(\frac{q}{K_D} = 48\right)$

ii) Permanente + Nieve = $73 \text{ Kg/m}^2 \quad \left(\frac{q}{K_D} = 52\right)$

iii) Carga viento.

$$q'_v = c \times p_b = 0,8 \times 60 = 48 \text{ Kg/m}^2 \quad \left(\frac{q}{K_D} = 35\right) \quad (\text{barlovento})$$

$$q''_v = c \times p_b = 0,4 \times 60 = 24 \text{ Kg/m}^2 \quad \left(\frac{q}{K_D} = 18\right) \quad (\text{sotavento})$$



2.- Tensiones de Diseño:

ITEM	SOLICITACIONES				OBSERVACIONES
	Flexión	Compresión Paralela	Cizalle	E_f	
T. Admisible	13,8 MPa	5,4 MPa	0,71 MPa	6.423 MPa	Estado verde
K_D	1,40	1,40	1,40	-	Duración de la carga
K_d	0,75	0,90	1,00	0,90	Alisadura
K_{pv}	0,85	0,90	0,90	0,95	Preservación
K_s	1,25	1,25	1,12	1,12	Uso seco
T. de Diseño	15,4 MPa	7,7 MPa	1,0 MPa	6.151 MPa	Estado seco
	157,0 $\frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	78,1 $\frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	10,2 $\frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	62.720 $\frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	Estado seco

3.- Solicitaciones sobre los Postes:

i) Verticales (V)

$$\text{Area tributaria} = \frac{15}{2} \times a$$

En que:

a = ancho del área tributaria = 4,5 m (normal al plano del marco)

Luego :

$$\text{Area tributaria} = \frac{15 \times 4,5}{2} = 33,75 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Por poste : } V &= 33,75 \times (g + p_n) = 33,75 (48 + 25) = 33,75 \times 73 \\ V &= 2463,75 \text{ Kg} = 2464 \text{ Kg-f} \end{aligned}$$

ii) Carga derivadas del Viento

En poste que recibe el viento (barlovento):

$$W_1 = a \times q'_V = 4,5 \times 48 = 216 \text{ Kg-f/m} \times 1$$



En poste contrario a la dirección del viento (sotavento):

$$W_2 = a \times q_v'' = 4,5 \times 24 = 108 \text{ Kg-f/m} \times 1$$

Carga del viento sobre el marco (poste, viga y techumbre):

Aceptaremos que la techumbre se extiende 6 cm por so
bre el nivel superior de la viga. Luego:

$$d_b = 80 + 6 = 86 \text{ cm} = 0,86 \text{ m.}$$

Cargas resultantes:

$$P_1 = W_1 \times d_b = 216 \times 0,86 = 186 \text{ Kg-f}$$

$$P_2 = W_2 \times d_b = 108 \times 0,86 = 93 \text{ Kg-f}$$

$$P_3 = \frac{3 \times h (W_1 - W_2)}{16} + d_b \left(\frac{W_1 - W_2}{2} \right)$$

$$P_3 = \frac{3 \times 5,5 \times (216 - 108)}{16} + 0,86 \frac{216 - 108}{2} = 158 \text{ Kg-f}$$

Resultante sobre el poste de barlovento:

$$P = W_1 \times h + P_1 - P_3 = 216 \times 5,5 + 186 - 158$$

$$P = 1216 \text{ Kg-f}$$

Ubicación de la línea de acción, por sobre Línea de Tierra:

$$h' = \frac{W_1 h^2}{2 P} + \frac{(P_1 - P_3) h}{P} = \frac{216 \times 5,5^2}{2 \times 1216} + \frac{(186 - 158) \times 5,5}{1216}$$

$$h' = 2,69 + 0,13 = 2,82 \text{ m}$$

$$h' = 282 \text{ cm}$$

iii) Tensión admisible del Suelo

Se aceptará material tipo 3, es decir arena con grava:

$$S_0 = 0,0098 \text{ MPa/mm}$$

Se acepta que un desplazamiento horizontal de 12,5 mm en la Línea de Tierra no afectará el edificio por lo cual el valor de S_0 se puede duplicar.

De acuerdo con 5.1.6.3 se ajustará por duración de carga ($K_D = 1,4$).

Luego :

$$S_4 = 0,0098 \times 2 \times 1,4 = 0,02744 \text{ MPa/mm}$$

iv) Estimación del diámetro del Poste

La determinación del tamaño del poste requerido para resistir las fuerzas de viento se hará considerando sólo el esfuerzo de flexión:

$$M_{\text{máx}} = P \times h' = 1216 \times 282 = 342.912 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$$

$$F_{f,\text{dis}} = 157 \text{ Kg-f/cm}^2 \quad (\text{Tensión diseño en flexión})$$

De acuerdo con :

$$f_c = F_{f,\text{dis}} = \frac{32 \times M_{\text{máx}}}{\pi D^3} = 157$$

$$D_0 = \sqrt[3]{\frac{32 \times M_{\text{máx}}}{\pi \times F_{f,\text{dis}}}} = \sqrt[3]{\frac{32 \times 342.912}{\pi \times 157}}$$

$$D_0 = 28,1 \text{ cm} \longrightarrow D \approx 11" \longrightarrow S_t = 613,1 \text{ cm}^2$$

Si se acepta que las cargas verticales actúan simultáneamente con la acción máxima del viento, se tiene que la carga vertical a considerar es:

$$V = 2464 \text{ Kg-f}$$

Area necesaria para soportar esta carga:

$$\Delta A = \frac{V}{F_{cp,\text{dis}}} = \frac{2464}{78,1 \text{ a}}$$

Con un factor de modificación por esbeltez (K_λ) estimado en:

$$\alpha = K_\lambda = 0,8$$

$$\Delta A = \frac{2464}{78,1 \times 0,8} = 39,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{crft}} = 613,1 + 39,4 = 652,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow D = 11\frac{1}{2}'' = 29,2 \text{ cm}$$

Estimaremos un diámetro (D) del poste requerido (en extremo superior) de:

$$D_{\text{ES}} = 29,2 \text{ cm}$$

4.- Profundidad de Empotramiento:

El Pino radiata tiene una conicidad natural de:

$$C = \frac{C_{\text{LT}} - C_{\text{ES}}}{d} = 2,2 \text{ cm/m}$$

en que :

d = distancia entre Línea de Tierra y extremo superior (m).

C_{LT} = perímetro en Línea de Tierra (cm).

C_{ES} = perímetro en extremo superior (cm).

i) Empotramiento en terreno compactado

Aceptando una profundidad de empotramiento de:

$$d_e = 150 \text{ cm}$$

El valor de S_0 se puede incrementar en 100% por cada 30 cm en exceso sobre los 30 cm iniciales, es decir:

$$\begin{aligned} \text{Incremento de } S_0 (\%) &= S_0 = 100 \times (d_e - 30)/30 \\ &= 100 \times (150 - 30)/30 = 400\% \end{aligned}$$

$$\text{Luego: } S_0 = 4 \times 0,0098 = 0,0392 \text{ MPa/mm}$$

$$\text{y de acuerdo a 5.1.6.3: } S_k = 2 \times 1,4 \times 0,0392 = 0,10976 \text{ MPa/mm}$$

el largo del poste que se necesita será:

$$L = h + d_e = 550 + 150 = 700 \text{ cm} = 7,0 \text{ m}$$

luego, el perímetro en el extremo inferior (C_{EI}) será:

$$C_{EI} = L \times c + C_{ES}$$

Pero :

$$L = 7,0 \text{ m}$$

$$c = 2,2 \text{ cm/m}$$

$$C_{ES} = \pi \times D = \pi \times 29,2$$

$$\text{Luego: } C_{EI} = 7,0 \times 2,2 + \pi \times 29,2 = 107 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro en extremo inferior : } D_{EI} = \frac{C_{EI}}{\pi} = \frac{107}{\pi} = 34,1 \text{ cm}$$

$$\text{Area del extremo inferior : } A_{EI} = \frac{\pi \times D_{EI}^2}{4} = \frac{\pi \times 34,1^2}{4}$$

$$A_{EI} = 913,3 \text{ cm}^2$$

La profundidad de empotramiento en suelo compactado es:

$$d_{tc} = 13,26 \times \sqrt[3]{\frac{P (h' + 0,93 \times d_{tc}) \times 10^3}{D_{EI} \times S_k}} \quad (\text{mm})$$

$$d_{tc} = 13,26 \times \sqrt[3]{\frac{12,16 (2820 + 0,93 \times 1500) \times 10^3}{341 \times 0,10976}} = 1468 \text{ mm}$$

O.K.

ii) Empotramiento en fundación de hormigón

$$\text{Con : } d_e = 120 \text{ cm}$$

El valor de S_0 se puede incrementar en 100% por cada 30 cm en exceso sobre los 30 cm iniciales, es decir:

$$\text{Incremento de } S_0 \text{ (\%)} = \Delta S_0 = 100 \times (d_e - 30)/30 \\ 100 \times (120 - 30)/30 \approx 300\%$$

Luego :

$$S_0 = 3 \times 0,0098 = 0,0294 \text{ MPa/mm}$$

$$\text{y de acuerdo a 5.1.6.3: } S_4 = 2 \times 1,4 \times 0,0294 = 0,08232 \text{ MPa/mm}$$

Con lo anterior:

$$d_e = 10,97 \times \sqrt[3]{\frac{P \times h' \times 10^3}{D \times S_4}} \\ d_e = 10,97 \times \sqrt[3]{\frac{12,16 \times 2820 \times 10^3}{339 \times 0,08232}} = 1175 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

Largo definitivo del poste:

$$L = h + d_e = 550 + 120 = 670 \text{ cm}$$

5.- Verificación de las Tensiones:

i) Verificación por flexión

Aceptando que el relleno alrededor del poste es concreto, lo cual permite suponer que el $M_{\text{máx}}$ se produce en la Línea de Tierra, se tiene que:

- Diámetro del poste extremo superior = $D_{ES} = 29,2 \text{ cm}$
- Perímetro en extremo superior = $C_{ES} = \pi \times D_{ES} = \pi \times 29,2 = 91,7 \text{ cm}$
- Perímetro en Línea de Tierra = C_{LT}

$$C_{LT} = d \times c + C_{ES} = 5,50 \times 2,2 + 91,7 = 103,8 \text{ cm}$$

- Diámetro en Línea de Tierra = $D_{LT} = C_{LT}/\pi = 33 \text{ cm}$

- Tensión de trabajo en flexión (f_f), es .

$$f_f = \frac{32 \times M_{\max}}{\pi D_{LT}^3} = \frac{32 \times 342.912}{\pi \times 33^3} = 97,2 \text{ Kg-f/cm}^2$$

- Tensión de diseño en flexión ($F_{f,dis}$):

$$F_{f,dis} = 157 \text{ Kg-f/cm}^2 > f_f \quad \text{O.K.}$$

ii) Verificación por compresión paralela

Aceptaremos que la sección transversal crítica para compresión paralela ocurre a $1/3$ de la longitud, medido desde su extremo superior

Sea C_{crit} = perímetro en la sección transversal crítica.
Largo definitivo del poste: $L = 670 \text{ cm} = 6,70 \text{ m}$.
 $L/3 = 6,70/3 = 2,23 \text{ m}$.

Luego:

$$C_{crit} = 2,23 \times c + C_{ES} = 2,23 \times 2,2 + 91,7 = 96,6 \text{ cm}.$$

$$D_{crit} = \text{diámetro en sección crit} = 96,6/\pi = 30,8 \text{ cm}.$$

$$\text{Area crit} = A_{crit} = \pi \times D_{crit}^2/4 = 745 \text{ cm}^2.$$

Esbeltez : Suponiendo libertad de giros y desplazamiento en extremo superior:

$$\text{Longitud de pandeo} = \ell_p = 2,5 \ell = 2,5 \times 550$$

$$\ell_p = 1375 \text{ cm}$$

$$\text{Esbeltez} = \lambda = \frac{\ell_p}{D} = \frac{1375}{30,8} = 44,6$$

Esbeltez característica:

$$\lambda_o = 0,58 \sqrt{\frac{E_{f,dis}}{F'_{cp,dis}}}$$



$$\lambda_o = 0,58 \sqrt{\frac{62.720}{78,1}}$$

$$\lambda_o = 16,4$$

$$44 \geq \lambda > \lambda_o \longrightarrow \text{columna larga}$$

Luego :

$$F'_{cp,\lambda,dis} = 0,225 \frac{E_{f,dis}}{\lambda^2}$$

$$F'_{cp,\lambda,dis} = 0,225 \frac{62.720}{44,6^2}$$

$$F'_{cp,\lambda,dis} = 7,1 \text{ Kg-f/cm}^2$$

Tensión de trabajo en compresión paralela = f'_{cp}

$$\text{Carga vertical} = V = 2464 \text{ Kg-f}$$

$$\text{Sección transversal crítica} = A_{crft} = 745 \text{ cm}^2$$

$$f'_{cp} = \frac{V}{A_{crft}} = \frac{2464}{745} = 3,3 \text{ Kg-f/cm}^2 < F'_{cp,\lambda,dis} \quad \text{O.K.}$$

iii) Verificación por flexo-compresión

Se verifica la interacción entre flexión y compresión en el punto de momento máximo, es decir en la Línea de Tierra.

$$\text{Diámetro en la Línea de Tierra} = D_{LT} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sección transversal en Línea de Tierra} = A_{LT}$$

$$A_{LT} = \pi \times D_{LT}^2 / 4 = 855 \text{ cm}^2$$

Tensión de trabajo por compresión paralela :

$$f'_{cp} = \frac{2464}{855} = 2,9 \text{ Kg-f/cm}^2$$

Tensión de diseño por compresión paralela :

$$F_{cp,dis} = 78,1 \cdot \text{Kg-f/cm}^2$$

NOTA: La sección transversal verificada está en la Línea de tierra, en donde no existe peligro de pandeo.

Luego :

$$\begin{aligned} \frac{f_f}{F_{f,dis}} + \frac{f'_{cp}}{F_{cp,dis}} &= \frac{97,2}{157} + \frac{2,9}{78,1} = 0,619 + 0,037 \\ &= 0,656 < 1,0 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

6.- Verificación de la Fundación:

Perímetro en extremo inferior (C_{EI})

$$C_{EI} = L \times c + C_{ES} = (5,5 + 1,2) \times 2,2 + 91,7 = 106,4 \text{ cm}$$

Diámetro en extremo inferior (D_{EI})

$$D_{EI} = C_{EI} / \pi = 106,4 / \pi = 33,9 \text{ cm}$$

Sección transversal en extremo inferior (A_{EI})

$$A_{EI} = \pi \times D_{EI}^2 / 4 = \pi \times 33,9^2 / 4 = 903 \text{ cm}^2$$

Carga vertical

$$V = 2464 \text{ Kg-f}$$

Tensión de trabajo (aplastamiento) sobre el terreno

$$\sigma_t = \frac{2464}{903} = 2,7 \text{ Kg-f/cm}^2$$

Tensión admisible del terreno (S_B) para arena con grava

$$S_B = 0,12 \text{ MPa} = 1,2 \text{ Kg-f}$$

$$\frac{\sigma_t}{S_B} = \frac{2,7}{1,2} = 2,25 > 1 \quad \text{¡NO!}$$

Por lo tanto se debe usar una fundación de hormigón.

Area horizontal requerida en la fundación de hormigón (A_h).

$$A_h = \frac{V}{S_B} = \frac{2464}{1,2} = 2054 \text{ cm}^2$$

Si se plantea una fundación de hormigón cilíndrica, el diámetro mínimo que debe tener este cilindro es:

$$D_h = \sqrt{\frac{4 \times A_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2054}{\pi}} = 51,1 \approx 52 \text{ cm}$$

El hoyo cilíndrico debe ser relleno con concreto de modo que el momento máximo se produzca en la Línea de Tierra.

Por razones prácticas conviene que él sea mayor a fin de permitir el fácil acceso del concreto de relleno.

Aceptando un diámetro para la perforación de 70 cm y recordando que el diámetro en el extremo inferior del poste es de: $D_{EI} = 33,9$ se obtiene entre poste y terreno una distancia de $(70-33,9)/2 = 18$ cm, la cual resulta adecuada.

Otra ventaja del relleno de concreto es que él incrementa el diámetro efectivo del poste bajo la Línea de Tierra. Al usar este criterio, el largo de empotramiento puede reducirse.

Usando $D = 70$ cm en la expresión que sigue (en lugar del extremo inferior del poste) y un $d_e = 180$ cm, se tiene:

$$S_k = (5 \times 0,0098) \times 2 \times 1,4 = 0,1372 \text{ MPa/mm}$$

$$d_e = 10,97 \times \sqrt[3]{\frac{12,16 \times 2820 \times 10^3}{70 \times 0,1372}} = 1676 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

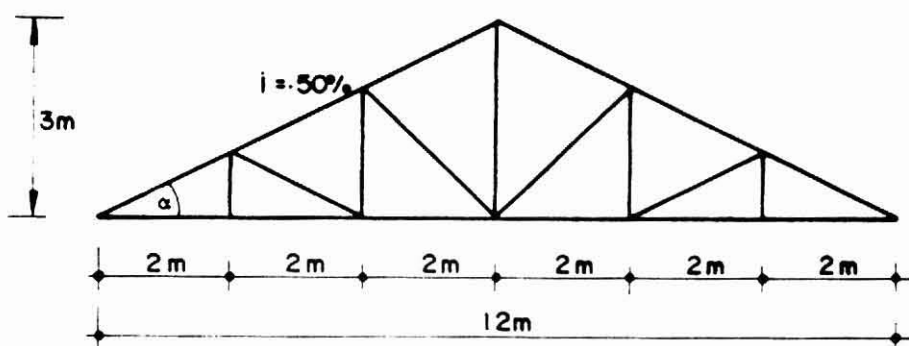
con lo cual la longitud del poste resulta:

$$L = 550 + 180 = 730 \text{ cm}$$



PROBLEMA 42

Diseñar la cercha triangular tipo HOWE de la Figura, usando elementos colocados en un solo plano, de madera laminada encolada de Pino radiata (Grado C), para las siguientes condiciones.



Luz = 12 metros

Distancia entre cerchas = 3,6 m

Longitud horizontal de tramos = 2 m

Pendiente = $\text{tg } \alpha = 0,5$

$\text{sen } \alpha = 0,44721$

$\text{cos } \alpha = 0,89443$

- La cubierta está apoyada directamente sobre el cordón superior de la cercha.
- Cargas solicitantes :

Carga permanente $\longrightarrow$ ($K_D = 1,0$)

Peso propio y sobrecarga : 70 Kg-f/m²

Cargas eventuales

* Nieve (duración = 10 hrs $\longrightarrow$ $K_D = 1,369$)

$q_n = 25 \text{ Kg-f/m}^2$ (vertical)

* Viento ($v = 100 \text{ Km/hora} \longrightarrow p_b = 48,23 \text{ Kg-f/m}^2$)

- Duración : 5 horas $\longrightarrow K_D = 1,404$

- Coeficiente de forma : $c = 1,2 \text{ sen } \alpha - 0,4$ (presión)

$\rightarrow c = -0,4$ (succión)

- Carga presión :

$$q_p = (1,2 \times \text{sen } \alpha - 0,4) \times p_b =$$

$$q_p = (1,2 \times \text{sen } \alpha - 0,4) \times 48,23 = 6,59 \text{ Kg-f/m}^2$$

- Carga succión :

$$q_s = -0,4 \times p_b$$

$$q_s = -0,4 \times 48,23 = -19,29 \text{ Kg-f/m}^2$$

Desarrollo

1.- Combinación de Cargas a Considerar:

Se consultarán las siguientes combinaciones de cargas verticales.

I) peso propio + sobrecarga = 70 Kg-f/m^2 ($q/K_D = 70$)

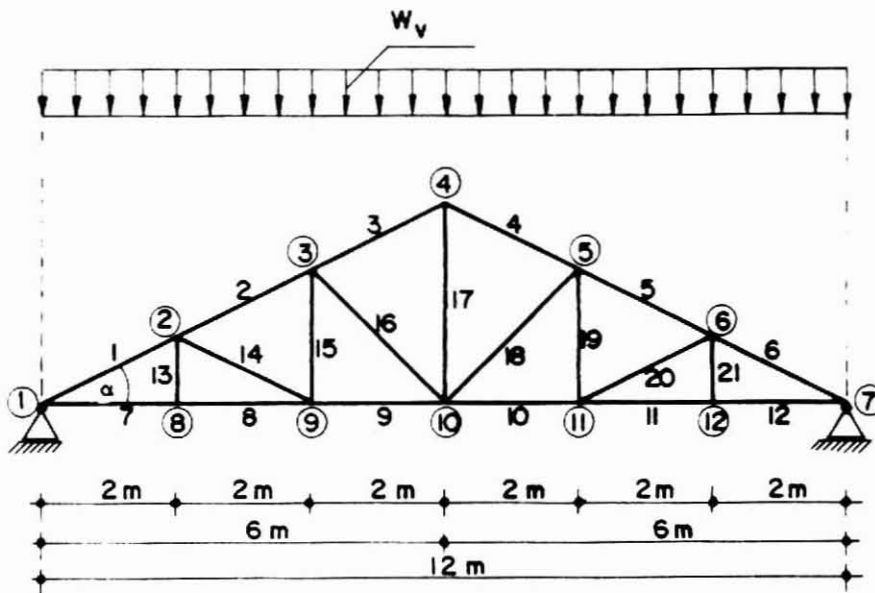
II) peso propio + sobrecarga + nieve = 95 Kg-f/m^2 ($q/K_D = 69,4$)

Luego, la combinación más desfavorable es : peso propio + sobrecarga.

El viento se analizará por separado pues para él las direcciones de las cargas son normales a la techumbre, con lo cual la interacción con las cargas verticales se logra sólo a través de los valores de las solicitaciones internas de las barras, calculadas, in dependientemente, para ambos casos.



2.- Solicitaciones provenientes de las Cargas Verticales:

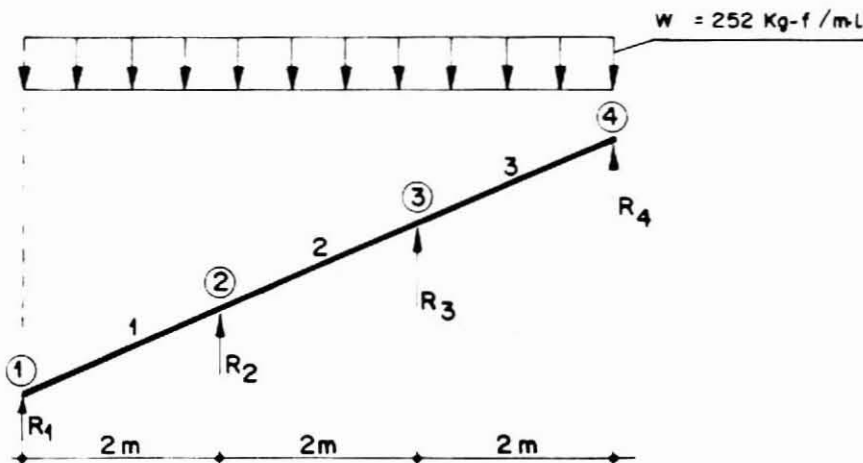


Distancia entre cerchas = 3,6 m

Combinación más desfavorable = 70 Kg-f/m² ($K_D = 1.0$)

CARGA VERTICAL REPARTIDA = $W_v = 3,6 \times 70 = 252 \text{ Kg-f/m} \times 1$

Las cargas sobre los nudos y los momentos que actúan en el cordón superior se obtienen de la solución de la viga continua que se señala a continuación:



$$R_1 = R_4 = 0,4 W_v \times l = 0,4 \times 252 \times 2 = 201,6 \text{ Kg-f}$$

$$R_2 = R_3 = 1,1 W_v \times \ell = 1,1 \times 252 \times 2 = 554,4 \text{ Kg-f}$$

$$M_1 = M_2 = 0,08 W \ell^2 = 0,08 \times 252 \times 2^2 = 80,64 \text{ Kg-f} \times \text{m} = 8.064 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$$

$$M_{(2)} = M_{(3)} = -0,10 W \ell^2 = -0,1 \times 252 \times 2^2 = -100,8 \text{ Kg-f} \times \text{m} = -10.080 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$$

$$M_3 = 0,025 W \ell^2 = 0,025 \times 252 \times 2^2 = 25,2 \text{ Kg-f} \times \text{m} = 2.520 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$$

En que :

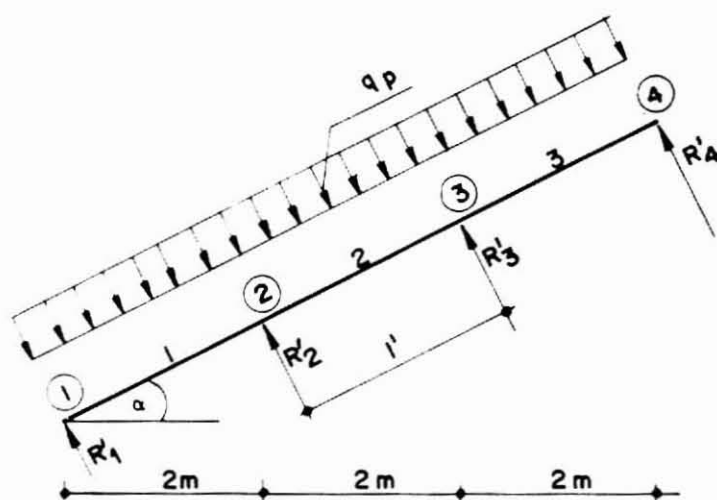
R_i = carga vertical aplicada en nudo (i)

$M_{(i)}$ = momento negativo en nudo (i)

M_i = momento máximo positivo en el tramo (barra) "i".

3.- Solicitaciones provenientes de las Cargas de Viento :

i) Presión:



$$q_p = 6,59 \text{ Kg-f/m}^2$$

$$W_h = 6,59 \times 3,6 = 23,7 \text{ Kg-f/m} \times \text{l}$$

$$\ell' = \ell / \cos \alpha = 2 / \cos \alpha$$

$$\ell' = 2 / 0,89443 = 2,24 \text{ m}$$

$$R'_1 = R'_4 = 0,4 W_h \times \ell' = 0,4 \times 23,7 \times 2,24 = 21,2 \text{ Kg-f}$$

$$R'_2 = R'_3 = 1,1 W_h \times \ell' = 1,1 \times 23,7 \times 2,24 = 58,4 \text{ Kg-f}$$

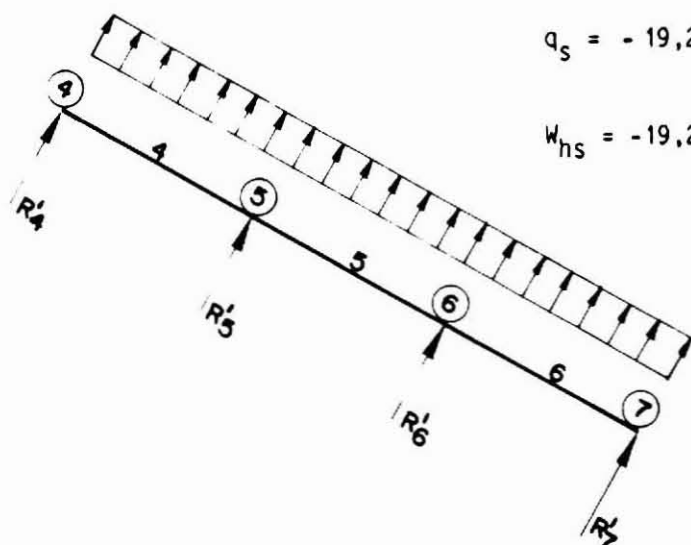
$$M_{\text{máx}} = M_{(2)} = M_{(3)} = -0,10 \times W_h \times \ell'^2 = -0,10 \times 23,7 \times 2,24^2 =$$

$$= 11,89 \text{ Kg-f} \times \text{m} = 1189 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$$

Estas cargas son bastantes bajas, quedando ellas ab

sorbidas al tomar las otras sollicitaciones consideradas. Por lo cual no se considerarán en lo que sigue del cálculo.

ii) Succión:



$$q_s = -19,29 \text{ Kg-f/m}^2$$

$$W_{hs} = -19,29 \times 3,6 = 69,4 \text{ Kg-f/m} \times l$$

$$l' = 2,24 \text{ m}$$

$$R'_4 = R'_7 = 0,4 W_{hs} \times l' = 62 \text{ Kg-f}$$

$$R'_5 = R'_6 = 1,1 \times W_{hs} \times l' = 171 \text{ Kg-f}$$

$$M_{máx} = M_5 = M_6 = 0,10 \times W_{hs} \times l'^2 = 0,1 \times 69,4 \times 2,24^2 = 34,82 \text{ Kg-f} \times m$$

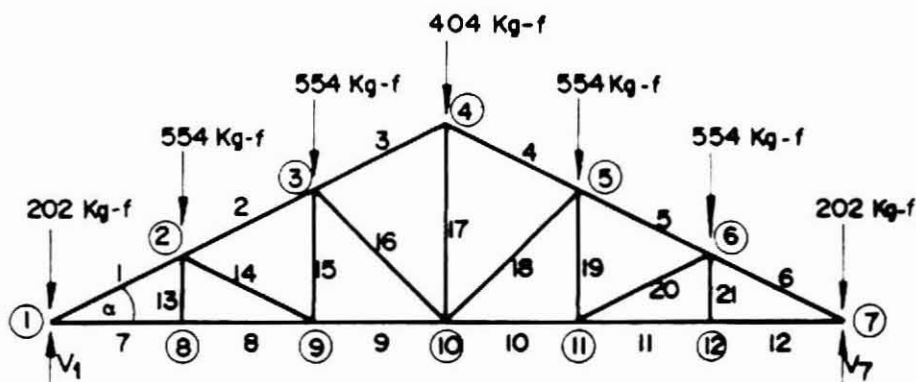
$$M_4 = M_7 = 0,08 W_{hs} \times l'^2 = 0,08 \times 69,4 \times 2,24^2 = -27,86 \text{ Kg-f} \times m = -2786 \text{ Kg-f} \times cm$$

$$M_5 = 0,025 \times W_{hs} \times l'^2 = 0,025 \times 69,4 \times 2,24^2 = -8,71 \text{ Kg-f} \times m = -871 \text{ Kg-f} \times cm$$

4.- Cálculo de las Sollicitaciones en las Barras:

Mediante uno de los métodos dados en 5.2.2.2. es posible encontrar los siguientes valores.

i) Para las cargas verticales, ver Tabla I.

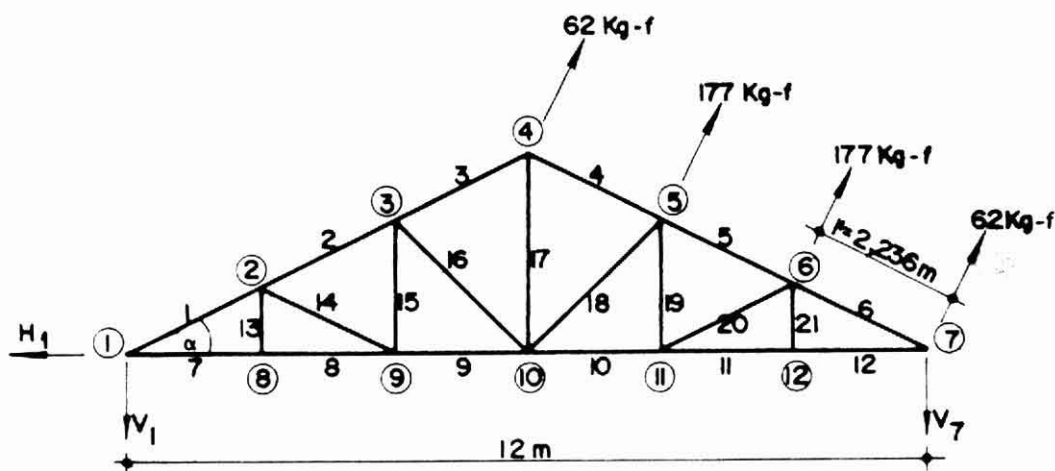


$$\text{Reacciones} = V_1 = V_7 = (2 \times 202 + 4 \times 554 + 404) \times 0,5 = 1512 \text{ Kg-f.}$$

TABLA I. Solicitaciones axiales originados por las cargas verticales.

ELEMENTO	SOLICITACION (Kg-f)	ELEMENTO	SOLICITACION (Kg-f)
1	- 2.905	13	- 0
2	- 2.275	15	+ 280
3	- 1.660	17	+ 1.110
7	+ 2.509	14	- 630
8	+ 2.509	16	- 795
9	+ 2.030		
SIGNO + : TRACCION SIGNO - : COMPRESION			

ii) Para las cargas normales a la techumbre (viento), ver Tabla II.



Reacciones:

$$H_1 = (2 \times 62 + 2 \times 177) \operatorname{sen} \alpha = 208,4 \text{ Kg-f}$$

$$V_1 + V_7 = (2 \times 62 + 2 \times 177) \cos \alpha = 416,8 \text{ Kg-f}$$

$$M_7 = 0 \Rightarrow V_1 \times 12 - 2,236 \times 3 \times 62 - 2,236 \times 2 \times 177 - 2,236 \times 177 = 0$$

$$V_1 = 130,2 \text{ Kg-f} \Rightarrow V_7 = 286,6 \text{ Kg-f}$$

TABLA II. Solicitaciones axiales originadas por carga de viento.

ELEMENTO	SOLICITACION (Kg-f)	ELEMENTO	SOLICITACION (Kg-f)	ELEMENTO	SOLICITACION (Kg-f)
1	+ 290	7	- 52	13	0
2	+ 290	8	- 52	15	0
3	+ 290	9	- 52	17	- 187
				19	- 90
				21	0
4	+ 255	10	- 240	14	0
5	+ 380	11	- 427	16	0
6	+ 517	12	- 427	18	+ 265
				20	+ 205

TABLA III. Resumen de las solicitudes.

ELEMENTO	PESO PROPIO + SOBRECARGA		PESO PROPIO + SOBRECARGA + VIENTO	
	Esf. Axial (Kg-f)	Momento (Kg-f × cm)	Esf. Axial (Kg-f)	Momento (Kg-f × cm)
1	- 2.905	8.064 - 10.080*	- 2.615	8.064 - 10.080*
2	- 2.275	2.520 - 10.080*	- 1.985	2.520 - 10.080*
3	- 1.660	8.064	- 1.370	8.064
4	- 1.660	8.064 - 10.080*	- 1.405	5.278 - 6.598*
5	- 2.275	2.520 - 10.080*	- 1.895	1.649 - 6.598*
6	- 2.905	8.064	- 2.388	5.278
7	+ 2.509	0	+ 2.457	0
8	+ 2.509	0	+ 2.457	0
9	+ 2.030	0	+ 1.978	0
10	+ 2.030	0	+ 1.790	0
11	+ 2.509	0	+ 2.082	0
12	+ 2.509	0	+ 2.082	0

Continúa

TABLA III. (Continuación)

ELEMENTO	PESO PROPIO + SOBRECARGA		PESO PROPIO + SOBRECARGA + VIENTO	
	Esf. Axial (Kg-f)	Momento (Kg-f × cm)	Esf. Axial (Kg-f)	Momento (Kg-f × cm)
13	0	0	0	0
15	+ 280	0	+ 280	0
17	+ 1.110	0	+ 923	0
19	+ 280	0	+ 190	0
21	0	0	0	0
14	- 630	0	- 630	0
16	- 795	0	- 795	0
18	- 795	0	- 530	0
20	- 630	0	- 425	0

* En los nudos a los cuales llegan las barras adyacentes.
 El signo menos (-) significa compresión.
 El signo más (+) significa tracción.

5.- Tensiones de Diseño de la Madera Usada:

ITEM	SOLICITACIONES				OBSERVACIONES
	Flexión	Compresión Paralela	Tracción Paralela	E_f	
T. Admisible	5,3 MPa	7,5 MPa	3,3 MPa	8.313 MPa	Grado C *
K_D	1,0	1,0	1,0	-	Duración carga
K_{hf}	α	-	-	-	Por altura
$K_{L/h}$	β	-	-	-	Por razón L/h
K_{λ}	-	ϵ	-	-	Por esbeltez
T. de Diseño	$5,3 \alpha \times \beta$ MPa	$7,5 \epsilon$ MPa	3,3 MPa	8.313 MPa	Grado C
	$54 \alpha \times \beta \frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	$76,5 \epsilon \frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	$33,7 \frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	$84.768 \frac{\text{Kg-f}}{\text{cm}^2}$	Grado C

NOTA: * : Grado C, ver Manual de Madera Laminada.

6.- Diseño del Cordón Superior:

Carga máxima = $P = 2.905 \text{ Kg-f (compresión)}$

$M_{x,\text{máx}} = M = 10.080 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$

- Longitud de la barra = 224 cm
- El espesor (b) de la pieza tendrá que ser :

$$\frac{\ell_p}{i_{\text{mfn}}} < 170 \longrightarrow \frac{224}{b/\sqrt{12}} < 170$$

$$b > \frac{224 \times \sqrt{12}}{170} > 4,6 \text{ cm}$$

Se usará : $b = 6 \text{ cm} = 60 \text{ mm}$

Una estimación de la altura se obtiene con :

$$f_f \approx F_{f,\text{dis}} = 54 \times \alpha \times \beta \text{ Kg/cm}^2$$

pero, si se acepta :

$$\alpha = 1,0 \quad \text{y} \quad \beta = 1,0$$

$$\frac{M_{x,\text{máx}}}{W_{\text{nec}}} \approx F_{f,\text{dis}} = 54,0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_{\text{nec}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{M_{x,\text{máx}}}{F_{f,\text{dis}}}$$

$$h_{\text{nec}} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{x,\text{máx}}}{b \cdot F_{f,\text{dis}}}} = \sqrt{\frac{6 \times 10.080}{6 \times 54}} = 13,7 \text{ cm}$$

Para considerar el efecto de la sollicitación de compresión paralela se probará con la sección transversal: $6 \times 20 \text{ cm}$, lo que significa:

$$S_t = 120 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4.000 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 400 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 5,8 \text{ cm}$$

$$I_y = 360 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 120 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 1,73 \text{ cm}$$



Luego, para el EJE X - X

$$\lambda_x = \frac{l_p}{i_x} = \frac{224}{5,8} = 38,6$$

$$\lambda_o = 2,324 \sqrt{\frac{E_{f,dis}}{F'_{cp,dis}}} = 2,324 \sqrt{\frac{84.768}{76,5}} = 77,4$$

$$J_x = \frac{\lambda_x - 35}{\lambda_o - 35} = \frac{38,6 - 35}{77,4 - 35} = 0,085$$

Respecto al EJE Y-Y no se produce pandeo, debido a que la cubierta está apoyada directamente sobre el cordón superior.

Tensiones de Diseño:

Compresión Paralela:

$$B = \frac{4 \times E_{f,dis}}{c \times \lambda_x^2 \times F'_{cp,dis}} = \frac{4 \times 84.768}{0,8 \times 38,6^2 \times 76,5} = 3,718$$

$$A = \frac{B \times c \times (1 + \lambda_x/200) + 1}{2 \times c} = \frac{3,718 \times 0,8 \times (1 + 38,6/200) + 1}{2 \times 0,8} = 2,843$$

$$K_{\lambda_x} = 2,843 - \sqrt{2,843^2 - 3,718} = 0,754$$

$$F_{cp,\lambda,dis} = K_{\lambda_x} \times F'_{cp,dis} = 0,754 \times 76,5 = 57,7 \text{ Kg-f/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Flexión : } K_{hf} &= \alpha = 1,0 \quad (h < 30 \text{ cm}) \\ K_{\ell/h} &= \beta_x = 1,039 \quad (\ell/h = 224/20 = 11,2) \end{aligned}$$

(Ver Manual de Madera Laminada)

$$F_{f,dis,x} = 54 \times \alpha \times \beta_x$$

$$F_{f,dis,x} = 54 \times 1,0 \times 1,039 = 56,1 \text{ Kg-f/cm}^2$$

Tensiones de Trabajo:

$$\text{Flexión : } f_{f,x} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{10.080}{400} = 25,2 \text{ Kg-f/cm}^2$$

Compresión Paralela :

$$f_{cp} = \frac{P}{S_t} = \frac{2.905}{120} = 24,2 \text{ Kg-f/cm}^2$$

Verificaciones para $e_x = 0$:

$$\begin{aligned} \frac{f_{cp}}{F_{cp,\lambda,dis}} + \frac{f_{f,x} + f_{cp} (6 + 1,5 \times J_x) e_x/b_x}{F_{f,dis,x} - J_x \times f_{cp}} &= \frac{24,2}{57,7} + \frac{25,2}{56,1 - 0,085 \times 24,2} = \\ &= 0,419 + 0,466 = 0,885 < 1 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Luego : Para el cordón superior se adoptará: 6 × 20 cm.

7.- Diseño del Cordón Inferior:

Carga máxima = $P = 2.509 \text{ Kg-f}$ (tracción)

Adoptando una sección transversal de 6 × 18 cm.

$$S_t = 108 \text{ cm}^2$$

$$f_t = \frac{2.509}{108} = 23,2 \text{ Kg-f/cm}^2$$

$$F_{t,dis} = 33,7 \text{ Kg-f/cm}^2$$

$$\text{Verificación : } \frac{f_f}{F_{t,dis}} = \frac{23,2}{33,7} = 0,69 < 1,0 \quad \text{O.K.}$$

Luego : Se adoptará sección transversal de 6 × 18 cm.

8.- Diseño de Montante (elementos 13; 15; 17; 19 y 21):

Se probará con sección transversal : 6 x 15 cm

Carga máxima = P = 1.110 Kg-f

$$f_t = \frac{1.110}{6 \times 15} = 12,3 \text{ Kg-f/cm}^2 < F_{t,dis} \quad \text{O.K.}$$

Luego : Se adoptará sección transversal de 6 x 15 cm.

9.- Diseño de Diagonales (elementos 14; 16; 18 y 20):

Carga máxima = P = 795 Kg-f (compresión)

Longitud de la barra = 283 cm

Con sección transversal de : 6 x 15 cm

$$\begin{aligned} S_t &= 90 \text{ cm}^2 & \text{Longitud de pandeo} = l_p &= 283 \text{ cm} \\ I_x &= 1.687 \text{ cm}^4 & I_y &= 270 \text{ cm}^4 \\ & & i_y &= 1,73 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\lambda_y = l_p / i_y = 283 / 1,73 = 163,6 < 170 \quad \text{O.K.}$$

Cálculo de otras características necesarias para el cálculo.

$$B = \frac{4 \times E_{f,dis}}{c \times \lambda^2 \times F'_{cp,dis}} = \frac{4 \times 84.768}{0,8 \times 163,6^2 \times 76,5}$$

$$B = 0,207$$

$$A = \frac{B \times c \times (1 + \lambda/200) + 1}{2 \times c} = \frac{0,207 \times 0,8 \times (1 + 163,6/200) + 1}{2 \times 0,8} = 0,813$$

$$\epsilon = K_{\lambda_y} = 0,813 - \sqrt{0,813^2 - 0,207} = 0,139$$



$$F_{cp,\lambda,dis} = 76,5 \times \epsilon = 76,5 \times 0,139 = 10,6 \text{ Kg-f/cm}^2$$

$$f_{cp} = P/S_t = 795/90 = 8,8 \text{ Kg-f/cm}^2$$

$$\frac{f_{cp}}{F_{cp,\lambda,dis}} = \frac{8,8}{10,6} = 0,83 < 1,0 \quad \text{O.K.}$$

Luego : Se adoptará sección transversal de 6 x 15 cm.

RESUMEN :

Cordón Superior	: 6 x 20 cm
Cordón Inferior	: 6 x 18 cm
Montantes y Diagonales	: 6 x 15 cm

PROBLEMA 43

Calcular el descenso vertical de la cercha del problema anterior, para las cargas contempladas en dicho ejercicio.

Desarrollo

De acuerdo a 5.2.2.4 la deformación en el centro se obtiene colocando una fuerza unitaria (1 Kg-f) en el nudo (10) de la cercha, y calculando las deformaciones, en cada una de las barras, mediante la expresión:

$$A_j = \sum_{i=1}^n \frac{F_i \times f_{ij} \times L_i}{A_i E_i}$$

en que :

F_i = solicitaciones internas para la combinación más desfavorable. (Ver Tabla II del problema anterior).

f_{ij} = sollicitación en la barra "i" originada por la carga unitaria aplicada en el nudo (10). Ver Tabla siguiente.

L_i = longitud de la barra "i".

A_i = sección transversal de la barra "i".

E_i = 84.768 Kg-f/cm² (para Pino radiata laminado, Grado C).

El desarrollo de los cálculos correspondientes se incluye en la Tabla siguiente.

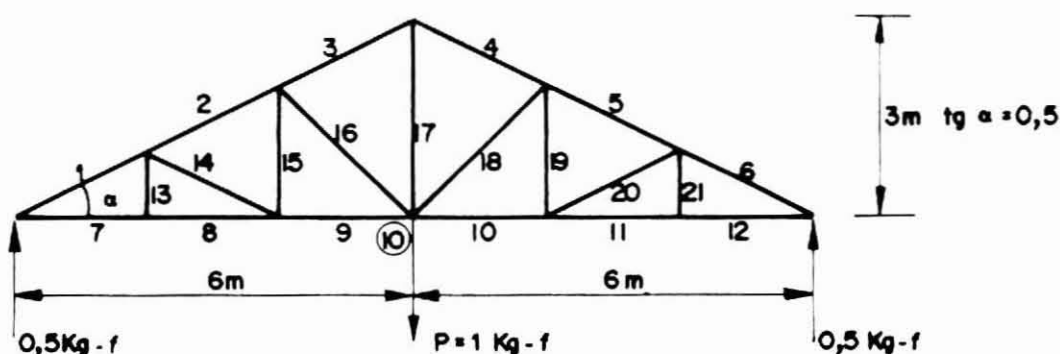


TABLA. Cálculo de la deformación en el centro de la cercha.

BARRA i	F_i Kg-f	F_{ij} Kg-f	L_i cm	A_i cm ²	$A_i E_i^*$ Kg-f	A_j cm
1	- 2.905	- 1.118	223,6	120,0	10.172×10^6	0,071
2	- 2.275	- 1.118	223,6	120,0	10.172×10^6	0,056
3	- 1.660	- 1.118	223,6	120,0	10.172×10^6	0,041
4	- 1.660	- 1.118	223,6	120,0	10.172×10^6	0,041
5	- 2.275	- 1.118	223,6	120,0	10.172×10^6	0,056
6	- 2.905	- 1.118	223,6	120,0	10.172×10^6	0,071
7	+ 2.509	+ 1.000	200,0	108,0	9.155×10^6	0,055
8	+ 2.509	+ 1.000	200,0	108,0	9.155×10^6	0,055
9	+ 2.030	+ 1.000	200,0	108,0	9.115×10^6	0,044
10	+ 2.030	+ 1.000	200,0	108,0	9.115×10^6	0,044
11	+ 2.509	+ 1.000	200,0	108,0	9.115×10^6	0,055
12	+ 2.509	+ 1.000	200,0	108,0	9.115×10^6	0,055
13	0	0	-	-	-	0
15	+ 280	0	-	-	-	0
17	+ 1.110	+ 1.000	300,0	90,0	7.629×10^6	0,044
19	+ 280	0	-	-	-	0
21	0	0	-	-	-	0
14	- 630	0	-	-	-	0
16	- 795	0	-	-	-	0
18	- 795	0	-	-	-	0
20	- 630	0	-	-	-	0
Deformación vertical en el centro de la cercha: $\Sigma A_j = 0,7$ cm.						

* $E_i = 84.768$ Kg-f/cm²

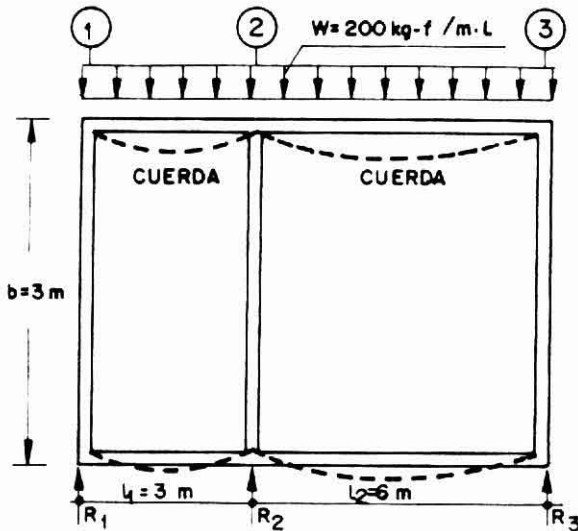
RESPUESTA :

La deformación vertical en el centro de la cercha es:

0,7 cm $\approx$ L/1714 $\longrightarrow$ O.K.

PROBLEMA 44

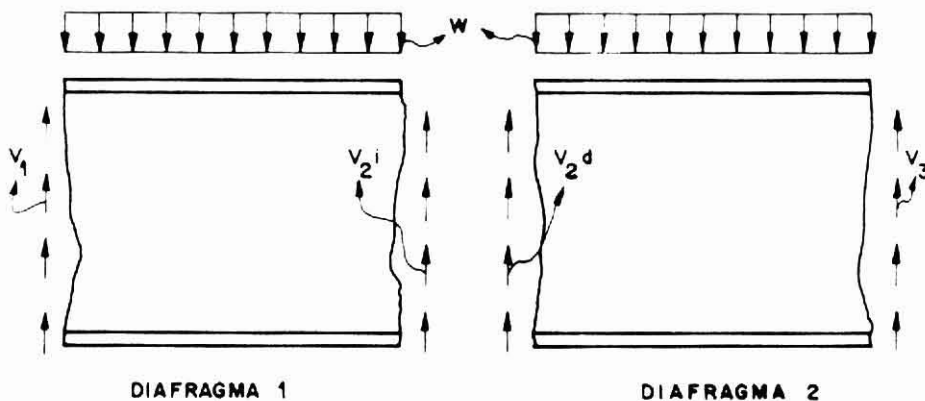
Determinar el cizalle unitario en el diafragma horizontal y muros de la Figura, para la carga transversal de $200 \text{ Kg-f/m} \times l$ y, además, determinar el diagrama de fuerza en las cuerdas del diafragma.



- Se acepta que el diafragma se deforma como viga continua de dos tramos.
- Se desprecia la continuidad en el eje 2.

Desarrollo

1.- Determinación del Cizalle Unitario en los Diafragmas:



Considerando dos vigas simplemente apoyadas se tiene :

$$V_1 = V_{2i} = \frac{W \times L_1}{2} = \frac{200 \times 3}{2} = 300 \text{ Kg-f}$$

$$v_1 = v_{2i} = \frac{V_1}{b} = \frac{V_{2i}}{b} = \frac{300}{3} = 100 \text{ Kg-f/m} \times 1$$

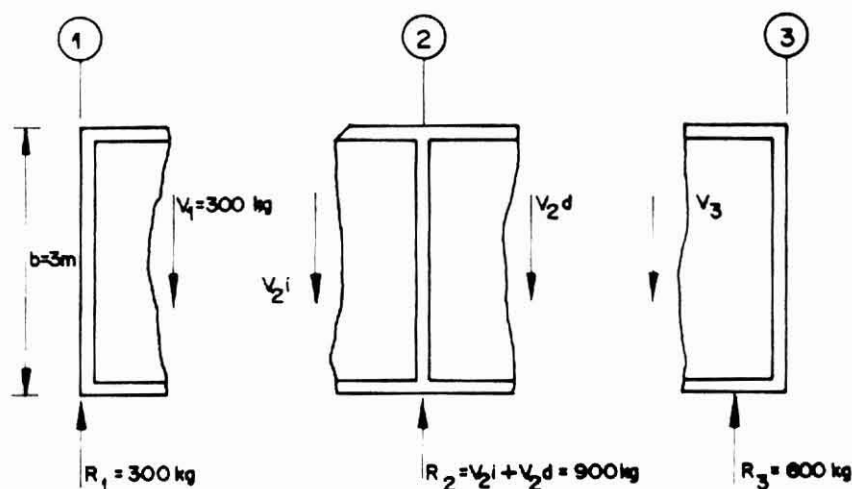
$$V_{2d} = v_3 = \frac{W \times L_2}{2} = \frac{200 \times 6}{2} = 600 \text{ Kg-f}$$

$$v_{2d} = v_3 = \frac{V_{2d}}{b} = \frac{V_3}{b} = \frac{600}{3} = 200 \text{ Kg-f/m} \times 1$$

Los requerimientos de clavado de cada diafragma quedan determinadas con estos valores de cizalle unitario.

2.- Determinación del Cizalle Unitario en los Muros Ubicados en los Ejes 1, 2 y 3:

Las reacciones de los muros deben equilibrar el cizalle que originan los diafragmas.



El cizalle unitario en los muros será:

$$v_1 = \frac{R_1}{b} = \frac{300}{3} = 100 \text{ Kg-f/m} \times 1$$

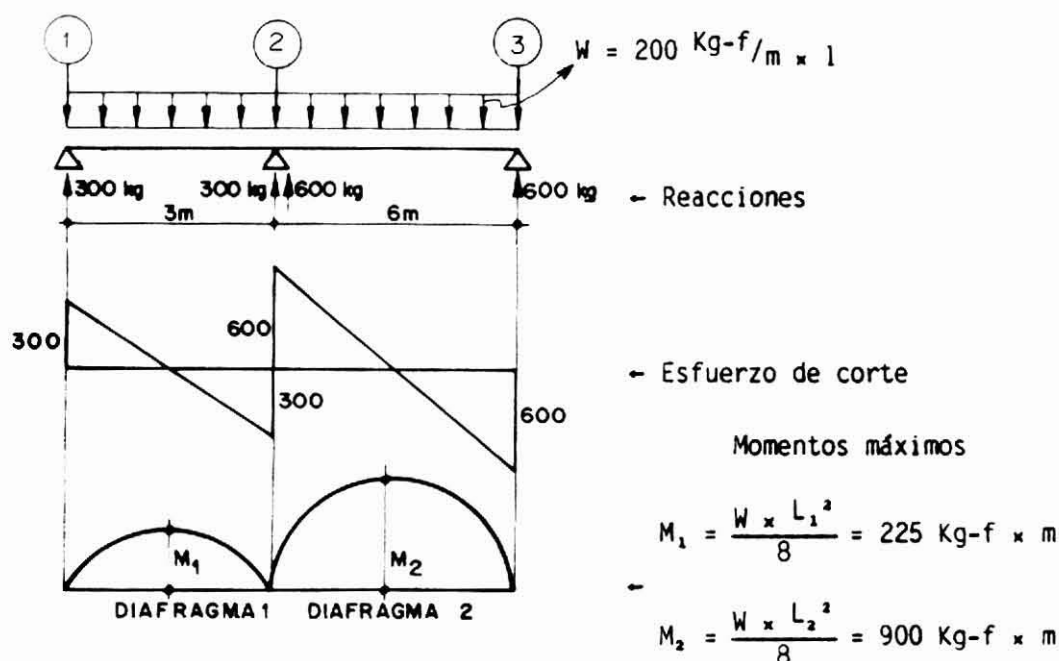
$$v_2 = \frac{R_2}{b} = \frac{900}{3} = 300 \text{ Kg-f/m} \times 1$$

$$v_3 = \frac{R_3}{b} = \frac{600}{3} = 200 \text{ Kg-f/m} \times 1$$

Estos valores provienen de la reacción que el muro opone al diafragma horizontal. Si existe otro tipo de carga lateral habrá que agregarla a la carga aquí considerada.

3.- Fuerza que actúan en las Cuerdas:

Considerando, nuevamente como dos vigas simplemente apoyadas se tienen las reacciones, diagrama de esfuerzo de corte y de momento que se esquematizan a continuación:



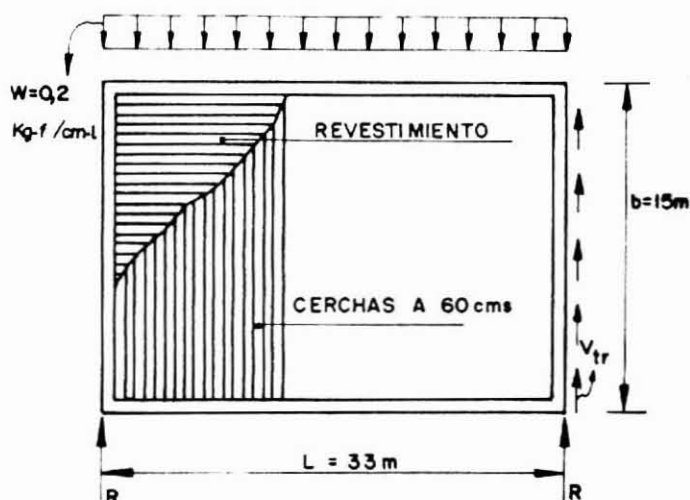
Luego, los esfuerzos máximos en las cuerdas son:

$$T_1 = C_1 = \frac{M_1}{b} = \frac{225}{3} = 75 \text{ Kg-f}$$

$$T_2 = C_2 = \frac{M_2}{b} = \frac{900}{3} = 300 \text{ Kg-f}$$

PROBLEMA 45

Diseñar el diafragma horizontal de cielo de la Figura adjunta, para la solicitación de viento (horizontal) de 2 horas de duración y de $0,2 \text{ Kg-f/m} \times \text{l}$.



Sólo los muros exteriores bajo el perímetro del diafragma horizontal son resistentes.

Factor de modificación:

$$K_D = \text{durac. carga} = 1,45$$

Desarrollo

a) Solicitaciones:

$$\text{Reacción} = R = \frac{W \times L}{2} = \frac{0,2 \times 3.300}{2} = 330 \text{ Kg-f}$$

$$\text{Momento Máx.} = M_{\text{máx}} = \frac{W \times L^2}{8} = \frac{0,2 \times 3.300^2}{8} = 272.250 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$$

Esfuerzos de Compresión o Tracción:

$$C = T = \frac{M_{\text{máx}}}{b} = \frac{272.250}{1.500} = 181,5 \text{ Kg-f}$$

Cizalle unitario de trabajo:

$$v_{\text{tr}} = \frac{R}{b} = \frac{330}{1.500} = 0,22 \text{ Kg-f/cm}$$

b) Verificación de Entablado:

Si se usan tablas de $20 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$ de escuadría y clavos de 2" ($d_c = 0,22 \text{ cm}$); en el diafragma:

Se tiene :

$$R_{CZS} = 29 \text{ Kg-f/clavo (resistencia cizalle simple)}$$

$$d = 9 \text{ cm (distancia entre clavos)}$$

$$m = R_{CZS} \times d = 29 \times 9 = 261 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$$

Según 5.3.5.1.

$$v_{adm} = \frac{m}{a \times s}$$

pero : $a = 15 \text{ cm (ancho de pieza usada)}$
 $s = 60 \text{ cm (distancia entre cerchas)}$

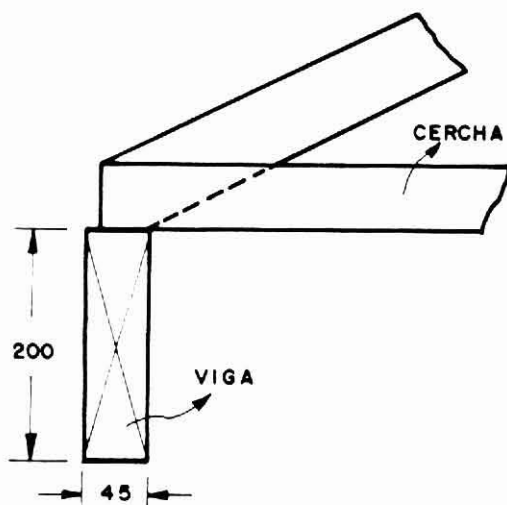
$$v_{adm} = \frac{261}{15 \times 60} = 0,29 \text{ Kg-f/cm}$$

$$v_{tr}/v_{adm} = 0,22/0,29 = 0,76 < 1,0 \quad \text{O.K.}$$

c) Verificación de Cuerdas Extremas (Longitud 33 m)

Solicitudión: $T = C = 181,5 \text{ Kg-f}$

Usando una viga de apoyo de $45 \times 200 \text{ mm}$.



Sección transversal :

$$S_t = 4,5 \times 20 = 90 \text{ cm}^2$$

$$f_{cp} = f_t = \frac{181,5}{90} = 2 \text{ Kg-f/cm}^2$$

(tracción)

- La viga, por otra parte, está solicitada por flexión debido a la reacción de las cerchas

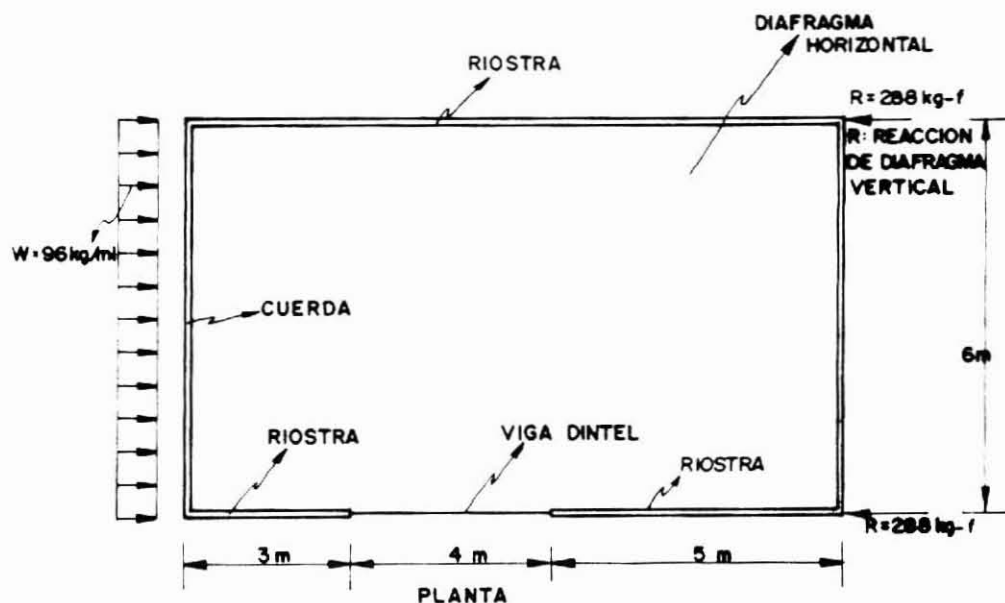
que actúan sobre ella. Por lo cual habrá que diseñarla a flexo-compresión y/o a flexo-tracción.

Este diseño dependerá del grado de fijación que esta viga de apoyo tenga con los muros perimetrales.

- Los elementos de unión de la cercha a la viga de apoyo se determinarán con el valor de R o el de v_{tr} , según sea el método que se emplee para fijar la cantidad de pernos o espárragos de fijación.

PROBLEMA 46

Determinar la magnitud de la fuerza axial que se origina en la riostra frontal del edificio esquematizado en la Figura y que considera un vano sobre el cual existe una viga dintel.

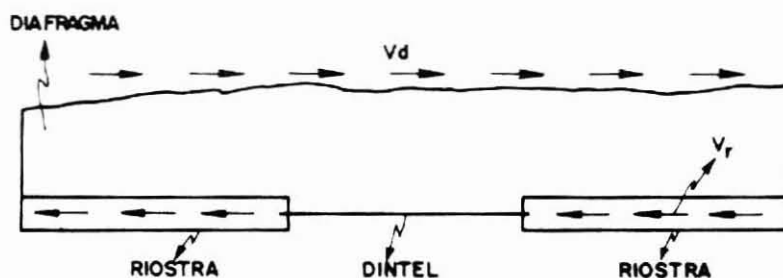


Desarrollo

1.- Cálculo del Cizalle Unitario:

1) Sobre el diafragma (v_d)

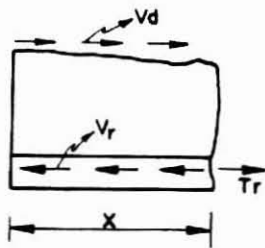
$$v_d = \frac{R}{(3 + 4 + 5)} = \frac{288}{12} = 24 \text{ Kg-f/m} \times 1$$



2) Sobre la riostra (v_r)

$$v_r = \frac{R}{(3 + 5)} = \frac{288}{8} = -36 \text{ Kg-f/m} \times 1$$

2.- Variación de la Fuerza Axial sobre la Riostra:



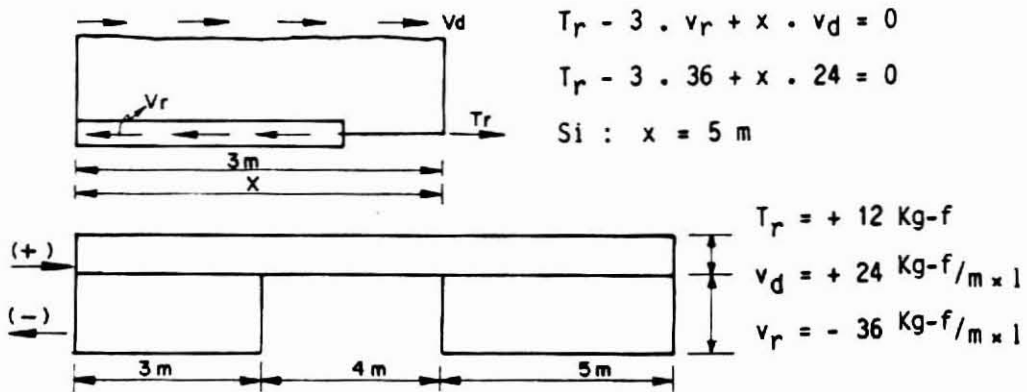
$$\Sigma F_x = 0$$

$$T_r + v_d \cdot x - v_r \cdot x = 0$$

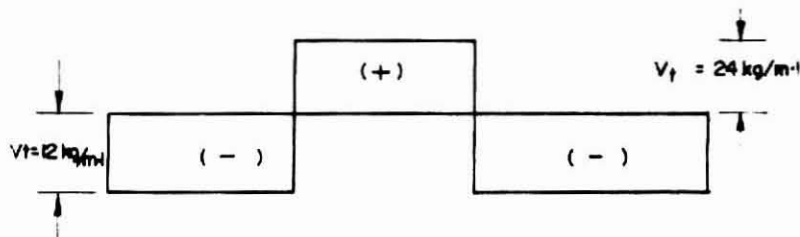
$$\text{Si : } x = 2 \text{ m}$$

$$T_r = 36 \cdot 2 - 24 \cdot 2 = + 24 \text{ Kg-f}$$

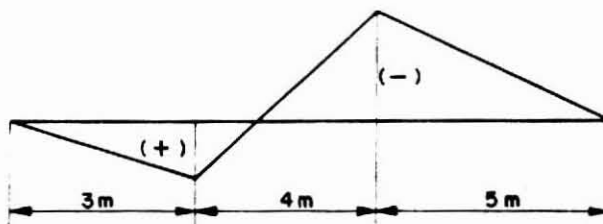
Por lo tanto los diagramas de v_d y v_r , superpuestos, son:



Sumados, se tiene:



El diagrama de la fuerza total (T_r)



$$T_r = 36 \cdot x - 24 \cdot x$$

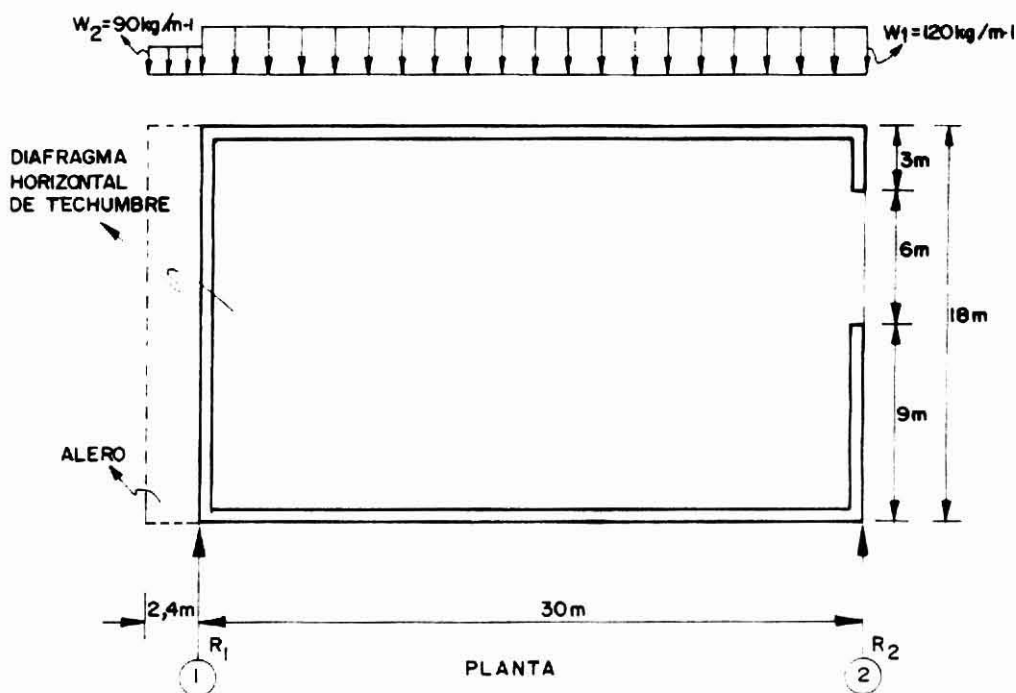
$$\text{Si : } x = 7 \text{ m}$$

$$T_r = 84 \text{ Kg-f}$$

RESPUESTA: La fuerza axial máxima se produce en unión entre dintel y riostra y ella regulará el diseño de la riostra y de las uniones correspondientes.

PROBLEMA 47

Diseñar los dos muros verticales extremos del edificio señalado en la Figura adjunta. Se sabe que los pie-derechos son de Pino radiata seco ($H = 18\%$), Grado Estructural G1, de 45×120 mm, separados entre sí en 40 cm y el revestimiento del diafragma será con tablas de 22×120 mm. La carga crítica sobre los muros corresponde a la sísmica con un coeficiente sísmico de $c_s = 0,186$. Peso propio y sobrecarga sobre muros: 80 Kg-f/m^2 .



Desarrollo

1.- Reacciones del Diafragma Horizontal:

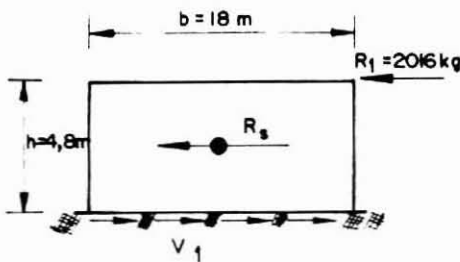
Las cargas que solicitan los muros provienen del diafragma horizontal y que se calculan de la siguiente forma:

Muro (1) : R_1 = reacción del alero + reacción de la techumbre principal.

$$R_1 = (90 \times 2,4) + (120 \times \frac{30}{2}) = 2016 \text{ Kg-f}$$

Muro (2) : $R_2 = 120 \times \frac{30}{2} = 1800 \text{ Kg-f}$

2.- Solicitaciones Totales y Diseño del Muro (1):



$$R_S = 0,186 \times G$$

$$R_S = 0,186 (80 \times 4,8 \times 18) = 1286 \text{ Kg-f}$$

$$R_{T1} = R_1 + R_S = 2016 + 1286 = 3302 \text{ Kg-f}$$

El cizalle unitario de trabajo será:

$$v_{tr} = v_1 = \frac{R_{T1}}{b} = \frac{3302}{18} = 183 \text{ Kg-f/m} \times 1 = 1,83 \text{ Kg-f/cm}$$

Por otra parte, el cizalle admisible es; según Figura N° 50:

$$v_{adm} = \frac{n \times R_{Czs} \times \text{sen}^2 45}{a}$$

Pero :

$n = 2$ = número de clavos colocados ubicados en cada pieza en la unión revestimiento-perímetro.

$R_{Czs} = 29 \text{ Kg-f/clavo}$ = resistencia a cizalle simple de clavos de 2" ($\phi = 0,22 \text{ cm}$).

$a = 12 \text{ cm}$ = ancho de la pieza usada como revestimiento.

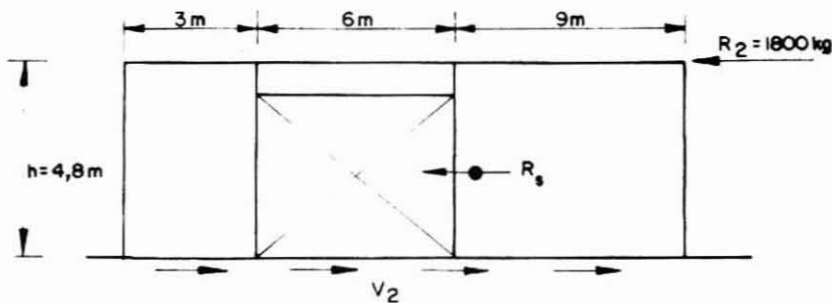
Luego :

$$v_{adm} = \frac{2 \times 29 \times \text{sen}^2 45}{12} = 2,4 \text{ Kg-f/cm}$$

$$v_{tr}/v_{adm} = 1,83/2,4 = 0,76 < 1,0 \quad \text{O.K.}$$

Luego, en el revestimiento se usarán tablas de $22 \times 120 \text{ mm}$ colocadas en diagonal (a 45°) respecto a pie-derechos, a los cuales se clavará con 2 clavos de 2", especialmente en el perímetro.

3.- Solicitaciones Totales y Diseño del Muro (2):



Usando el valor de R_s , obtenido para Muro 1 (conservadoramente):

$$R_s = 1286\text{ Kg-f}$$

$$R_{T_2} = 1800 + 1286 = 3086\text{ Kg-f}$$

El cizalle unitario de trabajo será:

$$v_{tr} = v_2 = \frac{R_{T_2}}{b} = \frac{R_{T_2}}{(3 + 9)} = \frac{3086}{12} = 257\text{ Kg-f/m} = 2,57\text{ Kg-f/cm}$$

Usando 3 clavos de 2" en vez de 2 clavos se tiene:

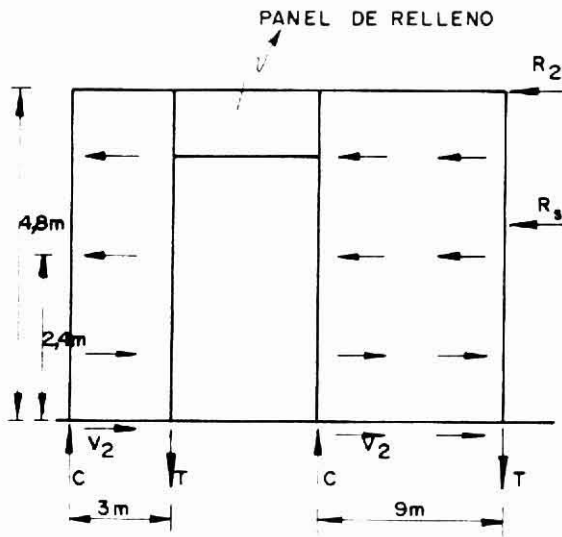
$$v_{adm} = \text{cizalle unitario admisible} = \frac{3 \times 2,4}{2} = 3,6\text{ Kg-f/cm}$$

$$\text{Luego: } v_{tr}/v_{adm} = 2,57/3,6 = 0,71 < 1,0 \quad \text{O.K.}$$

El Muro (2) llevará, en su unión diagonal - perímetro, 3 clavos de 2" por tabla de revestimiento.

4.- Solicitaciones y Diseño de la Cuerda Traccionada:

La cuerda que tiene mayor sollicitación es la correspondiente al Muro (2), trozo de 3 m de longitud. Esta será verificada, para el momento de volcamiento.



- Cizalle unitario en el extremo superior (v_2'):

$$v_2' = \frac{R_2}{b} = \frac{1800}{(3+9)} = 150 \text{ Kg-f/m} \times l$$

$$v_2' = 1,5 \text{ Kg-f/cm}$$

- Cizalle unitario en el centro de la altura (v_2''):

$$v_2'' = \frac{R_3}{b} = \frac{1286}{12} = 107 \text{ Kg-f/m} \times l$$

$$v_2'' = 1,07 \text{ Kg-f/cm} \times l$$

Cizalle unitario en apoyo inferior (v_2):

$$v_2 = v_2' + v_2'' = 150 + 107 = 257 \text{ Kg-f/m} \times l = 2,57 \text{ Kg-f/cm} \times l$$

Esfuerzo axial sobre la cuerda:

$$T = C = v_2' \times h + v_2'' \times h/2 = 150 \times 4,8 + 107 \times 2,4 = 976,8 \text{ Kg-f}$$

NOTA: No se han considerado las cargas verticales, sólo el momento de volcamiento, por lo cual el método resulta conservador.

i) Tensión de trabajo en pie-derecho traccionado.

Si suponemos resistiendo un pie-derecho de $45 \times 120 \text{ mm}$ en las cuerdas, tenemos:

$$A_n = \text{Area neta} \approx S_t = 4,5 \times 12 = 54 \text{ cm}^2 \quad (\text{en forma aproximada})$$

$$f_t = \frac{T}{A_n} = \frac{976,8}{54} = 18,1 \text{ Kg-f/cm}^2$$

ii) Tensión de trabajo en pie-derecho comprimido.

$$C_T = 976,8 \text{ Kg-f} + \text{Carga vertical}$$

Carga vertical = $80 \times (3 \times 4,8)/2 = 576 \text{ Kg-f}$ (en pie-derecho comprimido)

$$C_T = C_{\text{Total}} = 976,8 + 576 = 1552,8 \text{ Kg-f}$$

$$f_{cp} = C_T/S_t = 1552,8/54 = 28,8 \text{ Kg-f/cm}^2$$

iii) Tensiones de Diseño.

Especie maderera : Pino radiata
 Estado de la madera : Seco
 Grupo : ES 5
 Grado Estructural : G 1
 Clase Estructural : F 7

ITEM	SOLICITACIONES			OBSERVACIONES
	Compresión Paralela	Tracción Paralela	E_f	
T. Admisible	5,2 MPa	4,1 MPa	7.930 MPa	H = 12%
K_H	0,877	0,877	0,9112	Por humedad
K_D	1,74	1,74	-	Duración carga (sism. 1 mfn)
K_λ	α	-	-	Por esbeltez
T. de Diseño	7,9 α MPa	6,3 MPa	7.226 MPa	H = 18%
	80,9 α Kg-f/cm ²	63,8 Kg-f/cm ²	73.683 Kg-f/cm ²	H = 18%

Cálculo de Factor de Modificación por Esbeltez (K_λ).

- El pandeo respecto al eje de menor momento de inercia queda impedido por las tablas del revestimiento.
- Queda sólo la posibilidad de pandeo en torno al eje de mayor momento de inercia (eje X-X).

Longitud de pandeo = $\ell_p = 480 \text{ cm}$

$$I_x = \frac{4,5 \times 12^3}{12} = 648 \text{ cm}^4$$

$$S_t = 54 \text{ cm}^2$$

$$i_x = \sqrt{\frac{648}{54}} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{e_p}{i_x} = \frac{480}{3,5} = 137 < 170 \quad \text{O.K.}$$

Se adoptarán pie-derechos, en extremos de los muros verticales, de $45 \times 120 \text{ mm}$, diseño que se extenderá al resto del diafragma vertical por razones constructivas.

iv) Verificación de las Cuerdas.

- Por compresión paralela:

Para Clase Estructural F7 y con $\lambda = 137$

Se obtiene : $K_\lambda = 0,16$

Luego:

$$F_{cp,dis} = 80,9 \times K_\lambda = 102 \times \alpha = 80,9 \times 0,16 = 12,9 \text{ Kg-f/cm}^2$$

$$f_{cp}/F_{cp,dis} = 28,8/12,9 > 1 \quad \text{¡NO!}$$

- Por tracción paralela:

$$f_t/F_{t,dis} = 18,1/63,8 = 0,28 < 1,0 \quad \text{O.K.}$$

(No es necesario considerar el Area neta, calculada en forma exacta).

- Por compresión normal: (Sobre solera inferior)

$$f_{cn} = f_{cp} = 28,8 \text{ Kg-f/cm}^2$$

$$F_{cn,dis} = F_{cn,adm} \times K_H \times K_D = (4,1 \times 10,197) \times 0,8398 \times 1,74$$

$$F_{cn,dis} = 60,7 \text{ Kg-f/cm}^2$$

Carga de trabajo en compresión normal = $28,8 \times (4,5 \times 12) = 1555 \text{ Kg-f}$

Carga de diseño en compresión normal = $60,7 \times (4,5 \times 12) = 3278 \text{ Kg-f}$

$$P_{tr}/P_{dis} = 1555/3278 = 0,47 < 1,0 \quad \text{O.K.}$$

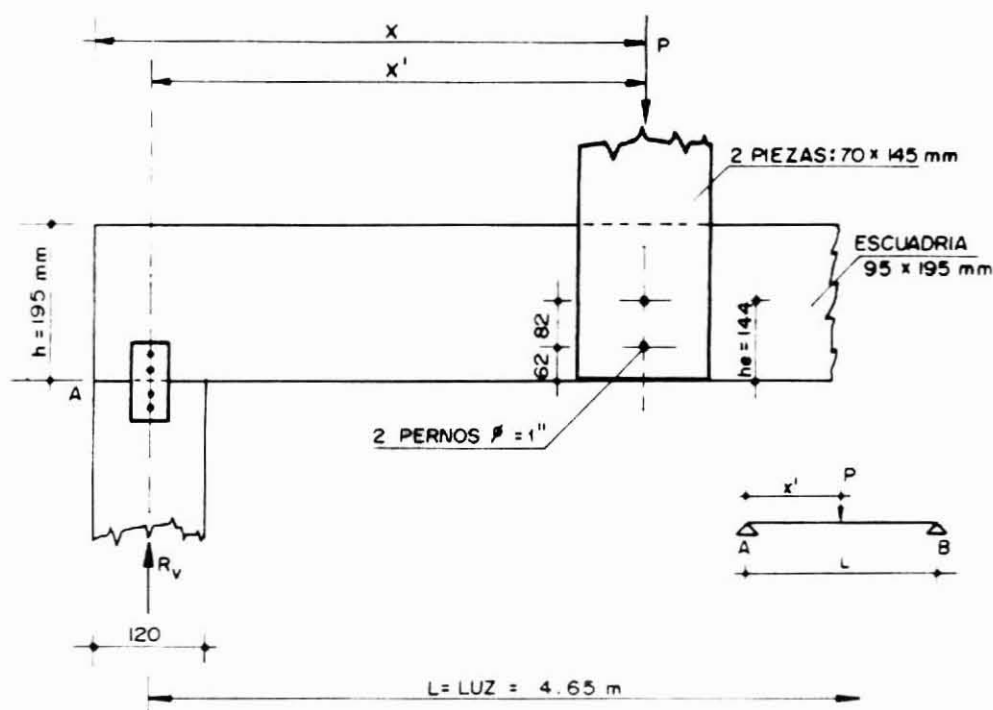
NOTA: El cálculo de la columna ha sido conservador pues se ha tomado la fuerza de compresión máxima que se produce en el extremo del pie-derecho. Sin embargo, en dicha zona la cuerda está anclada a la fundación y por lo tanto no existe peligro de pandeo en ella. En la zona crítica de pandeo la fuerza axial de compresión es menor que el valor considerado en este cálculo.



PROBLEMA 48

Determinar el valor máximo que puede tener P en la Figura adjunta, debido al cizalle que se produce en la unión.

Usar : Pino radiata, seco, duración para carga normal (10 años), Grado Estructural GS, madera cepillada.



CASO 1 : Aceptemos que : $x = 1.000 \text{ mm}$

Luego la unión está ubicada a : $\frac{x}{h} = \frac{1.000}{195} = 5,131$

Para este caso se debe verificar:

$$f_{cz} \leq 1,5 F_{cz,dis}$$

Con : $f_{cz} = \frac{1,5 Q}{b \times h_e}$

$$F_{cz,dis} = F_{cz} \times K_D \times K_{HU} = 1,05 \text{ MPa} \quad (F11)$$

$$F_{cz,dis} = 10,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de la Reacción R_V

$$x' = x - \frac{120}{2} = 940 \text{ mm}$$

$$M_B = R_V \times L - P (L - x') = 0$$

$$R_V = \frac{(4.650 - 940)}{4.650} \times P = 0,798 P = Q$$

$$f_{cz} = \frac{1,5 Q}{b \times h_e} = \frac{1,5 \times 0,798 P}{9,5 \times 14,4} = 0,00875 P \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, si aceptamos :

$$f_{cz} = 1,5 F_{cz,dis}$$

$$0,00875 \times P = 1,5 \times 10,7$$

$$P = \frac{1,5 \times 10,7}{0,00875} = 1834 \text{ Kg}$$

Sin embargo, adicionalmente debe controlarse la sección transversal bruta de acuerdo con :

$$f_{cz} = \frac{1,5 Q}{b \times h} \leq F_{cz,dis}$$

Aceptando : $f_{cz} = F_{cz,dis}$

$$Q = \frac{F_{cz,dis} \times b \times h}{1,5} = \frac{10,7 \times 9,5 \times 19,5}{1,5} = 1321 \text{ Kg}$$

Luego, se debe usar : $P = 1321 \text{ Kg}$

CASO 2 : Si: $x = 702 \text{ mm}$; $\frac{x}{h} = \frac{702}{195} = 3,6$

En cuyo caso se debe verificar:

$$f_{cz} \leq F_{cz,dis}$$

Con : $f_{cz} = \frac{1,5 Q}{b \times h_e} \times \frac{h}{h_e}$

Reacción : $R_V = \frac{[4650 - (702 - 0,5 \times 120)]}{4650} \times P = 0,862 P = Q$

$$f_{cz} = \frac{1,5 \times 0,862 P}{9,5 \times 14,4} \times \frac{19,5}{14,4} = 0,0128 P$$

Si: $f_{cz} = F_{cz,dis}$

$$0,0128 P = 10,7$$

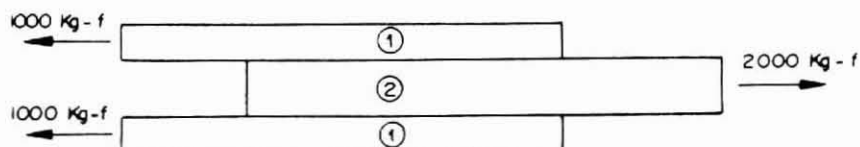
$$P = \underline{836} \text{ Kg} < 1321 \text{ Kg}$$

Luego, se debe usar : $P = 836 \text{ Kg}$



PROBLEMA 49

Diseñar la unión de la Figura en Pino radiata cepillado, Grado Estructural G2, para una carga de 2.000 Kg-f que tendrá una duración de 5 días. La madera se usará seca y permanecerá a un contenido de humedad de 15%. Usar pernos.



Desarrollo

1.- Tensiones de Diseño de la Madera

ITEM	TRACCION PARALELA	OBSERVACIONES
Tensión Admisible	2,0 MPa	Seco - F3
K_D	1,252	5 días
K_{ct}	0,70	Concentración de tensiones
K_H	0,9385	H = 15%
Tensión de Diseño	1,65 MPa	H = 15%
Tensión de Diseño	16,8 Kg-f/cm ²	

2.- Secciones Transversales Mínimas

i) Pieza 1 :

$$\text{Asumiendo: } f_{tp} = \frac{P}{A} = F_{tp,dis}$$

$$A_{nec} = \frac{P}{F_{tp,dis}} = \frac{1.000}{16,8} = 59,5 \text{ cm}^2$$

Se tomará: Pieza de : 70 x 120 mm

$$A_{real} = 84 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ver Tabla N}^\circ 33)$$



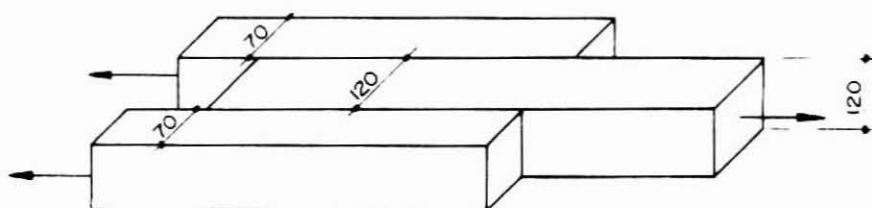
ii) Pieza 2 :

$$A_{nec} = \frac{2.000}{16,8} = 119 \text{ cm}^2$$

Se usará pieza de : 120 × 120 mm

$$A_{real} = 144 \text{ cm}^2$$

3.- Geometría de las Piezas



4.- Cantidad de Pernos

- Se probará con pernos de diámetro $D = \frac{5}{8}'' = 15,9 \text{ mm}$

- Esbeltez : $\lambda_U = e/D = 120/15,9 = 7,5$

- De la Figura Nº 79 se obtiene:

$$P_{cp,ad} = 800 \text{ Kg-f/perno}$$

- Factores de Modificación

* Por contenido de humedad, para madera seca durante la fabricación y en servicio : $K_{UH} = 1,0$

* Por duración de carga : $K_D = 1,252$

* Por longitud de hilera : K_U

- Capacidad de carga de diseño del perno

$$P_{cp,dis} = 800 \times 1,0 \times 1,252 \times K_U = 1002 \text{ Kg-f}$$

$$\text{número de pernos : } n = \frac{2.000}{1.002} = 2 \text{ pernos}$$

Luego :

$$K_U = 1,0$$

NOTA: El factor de modificación K_U (por longitud de hilera) es igual a la unidad para hileras con 2 pernos.

5.- Verificación de Tensiones

i) Area Neta en elementos laterales. Pieza 1.

$$A_{\text{neta}} = 7 \times 12 - (1,59 \times 7) = 72,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nec}} = 59,5 \text{ cm}^2 < A_{\text{neta}} \quad \text{O.K.}$$

ii) Area Neta en elemento principal. Pieza 2.

$$A_{\text{neta}} = 12 \times 12 - (1,59 \times 12) = 124,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nec}} = 119 \text{ cm}^2 < A_{\text{neta}} \quad \text{O.K.}$$

6.- Espaciamientos

- Paralelo a las fibras: $S_p = 4 \times D = 63,6 \text{ mm}$

Se tomará: $S_p = 70 \text{ mm}$

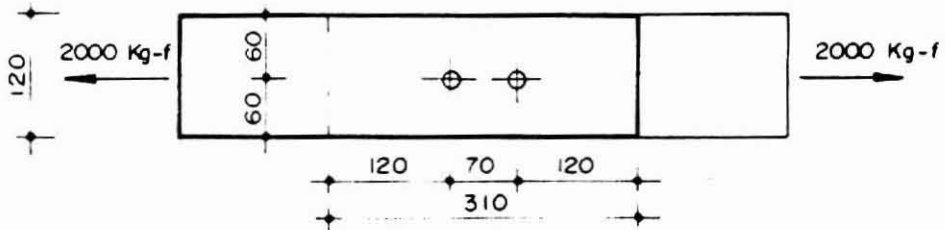
- Al borde cargado : $S_{\text{bcp}} = 7 \times D = 111,3 \text{ mm}$

Se tomará: $S_{\text{bcp}} = 120 \text{ mm}$

- Al borde descargado : $S_{\text{bdp}} = 4 \times D = 63,6 \text{ mm}$

Se tomará: $S_{\text{bdp}} = 120 \text{ mm} > 4 D$

7.- Disposición



8.- Verificación Final

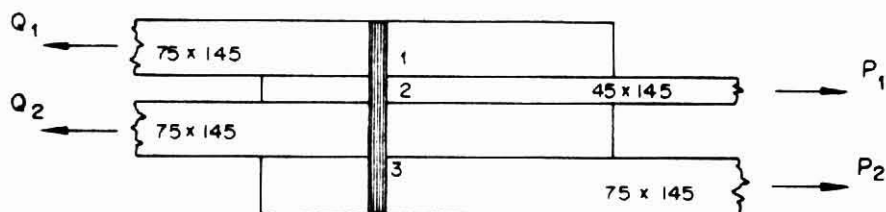
$$P_{tr} = 2.000 \text{ Kg-f}$$

$$P_{dis} = 2 \times 1.002 = 2.004 \text{ Kg-f}$$

$$P_{tr}/P_{dis} = 2.000/2.004 = 0,998 < 1 \quad \text{O.K.}$$

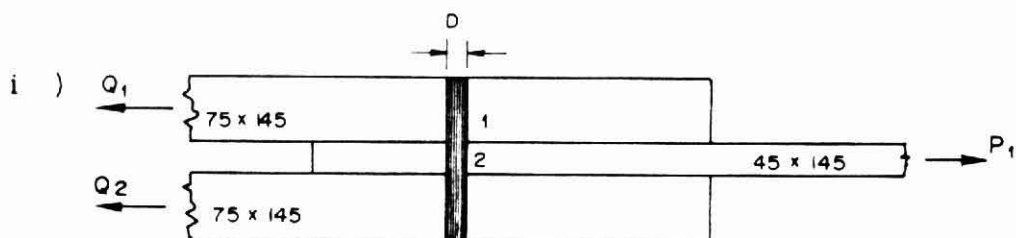
PROBLEMA 50

Se ha dispuesto un perno de 25 mm de diámetro para unir los elementos de la Figura adjunta. La madera es raulí seco que permanece seco en servicio. La carga tendrá una duración normal (10 años). Determinar la máxima sollicitación que puede ser aplicada y distribuida en la unión.



Desarrollo

La solución de esta unión requiere que ella sea analizada como una serie de uniones de tres elementos, tal como se indica en 6.2.2.4.



$$e_1 = 75 \text{ mm}$$

$$e = 45 \text{ mm}$$

$$e_2 = 75 \text{ mm}$$

$$\text{luego } e_1 = e_2 = 75 \text{ mm} > \frac{e}{2}$$

$$e < 2e_1 = 2e_2$$

Luego, el elemento central con espesor $e = 45 \text{ mm}$ es el que controla el valor de la carga admisible de la unión, puesto que él es menor que el doble del espesor común de los elementos laterales.

Carga Admisible

Solicitación

: Paralela a la fibra



Madera : Raulf
Grupo Estructural : ES5
Tensión Básica : $TB_{cp} = 8,9 \text{ MPa}$ (Para pernos)
Grupo en Tabla N° 68 : P2
Constantes (de Tabla N° 69) : $K_{cp} = 3$
 $K'_{cp} = 6$ $Z_{cp} = 4,55$

Esbeltez de la unión : $\lambda_u = e/D = 45/25 = 1,8 < K_{cp}$

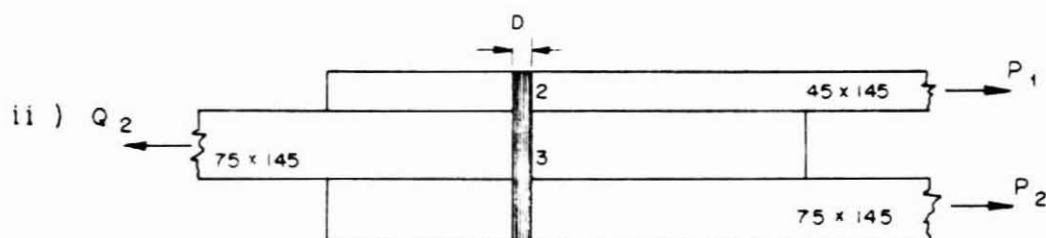
$$P_{cp,ad} = 0,80 \times TB_{cp} \times \lambda_u \times D^2 \quad (\text{newtons})$$

$$P_{cp,ad} = 0,80 \times 8,9 \times 1,8 \times 25^2 = 8010 \text{ N} = 801 \text{ Kg-f}$$

$$0,5 \times P_{cp,ad} = 400,5 \text{ Kg-f/plano de cizalle}$$

Conclusión: Para plano de cizalle 1 : 400,5 Kg-f

Para plano de cizalle 2 : 400,5 Kg-f



$$e_1 = 45 \text{ mm}$$

$$e = 75 \text{ mm}$$

$$e_2 = 75 \text{ mm}$$

$$\text{luego } e_1 < e_2$$

$$e/2 < e_1 \longrightarrow e < 2e_1$$

Luego, en este caso el elemento central también controla el valor de la carga admisible de la unión, puesto que él es menor que el doble del espesor del elemento lateral más delgado (e_1).

Carga Admisible

Solicitación : Paralela a la fibra

Madera : Raulf
Grupo Estructural : ES5
Tensión Básica : $TB_{cp} = 8,9 \text{ MPa}$
Grupo en Tabla N° 68 : P2
Constantes (de Tabla N° 69) : $K_{cp} = 3$
 $K'_{cp} = 6$ $Z_{cp} = 4,95$
Esbeltez de la unión : $\lambda_u = e/D = 75/25 = 3 = K_{cp}$

$$P_{cp,ad} = 0,8 \times TB_{cp} \times \lambda_u \times D^2 \quad (\text{newtons})$$

$$P_{cp,ad} = 0,8 \times 8,9 \times 3 \times 25^2 = 13350 \text{ N} = 1335 \text{ Kg-f}$$

$$0,5 \times P_{cp,ad} = 667,5 \text{ Kg-f/plano de cizalle}$$

Conclusión: Para plano de cizalle 2 : 667,5 Kg-f
Para plano de cizalle 3 : 667,5 Kg-f

iii) Carga total aceptada por la unión

$$P_{1,m\acute{a}x} = 400,5 + 400,5 = 801 \text{ Kg-f}$$

$$P_{2,m\acute{a}x} = 667,5 \text{ Kg-f}$$

$$Q_{1,m\acute{a}x} = 400,5 \text{ Kg-f}$$

$$Q_{2,m\acute{a}x} = 400,5 + 667,5 = 1068 \text{ Kg-f}$$

$$P_{m\acute{a}x} = P_{1,m\acute{a}x} + P_{2,m\acute{a}x} = 801 + 667,5 = 1468,5 \text{ Kg-f}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_{1,m\acute{a}x} + Q_{2,m\acute{a}x} = 400,5 + 1068 = 1468,5 \text{ Kg-f} \quad \text{O.K.}$$

RESPUESTA : La carga máxima que resiste la unión es igual a 1468,5 Kg-f.



PROBLEMA 51

Resolver el problema anterior suponiendo que la distribución de la carga entre las piezas que conforman la unión es desconocida o indeterminada.

Desarrollo

De acuerdo al párrafo 6.2.2.4.iv), se debe considerar, como valor admisible de la unión múltiple al producto entre la menor carga de diseño asignada a los diferentes planos de cizalle y el número de planos de cizalle de la unión.

<u>Plano de cizalle</u>	<u>Carga admisible asignada</u>
1	400,5 Kg-f
2	400,5 Kg-f
3	667,5 Kg-f

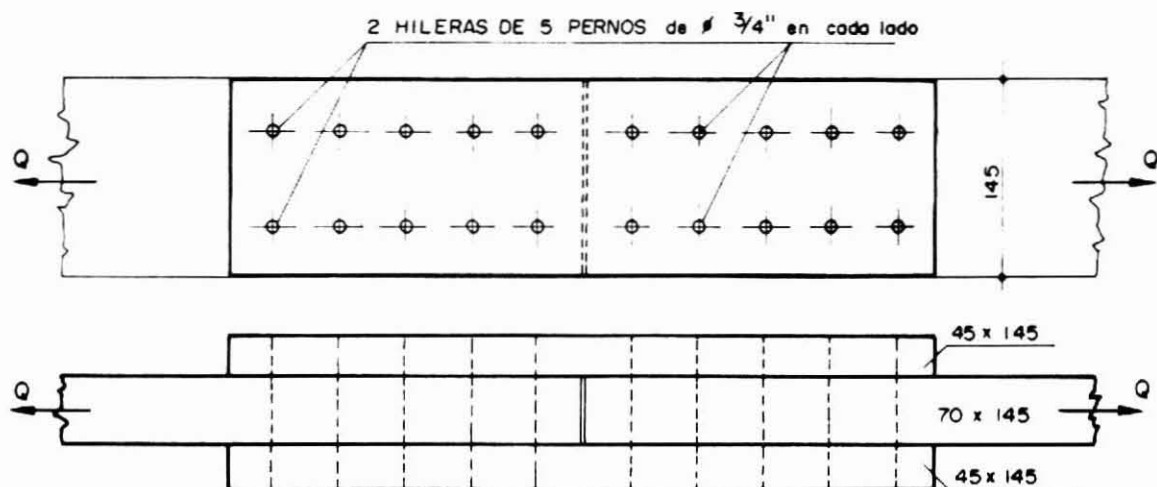
RESPUESTA : La carga máxima que resiste la unión es :

$$P_1 + P_2 = Q_1 + Q_2 = 3 \times 400,5 = 1201,5 \text{ Kg-f}$$



PROBLEMA 52

Determinar la carga de diseño (Q) para la unión de la Figura. Se asume que la carga de diseño ($P_{el,p,dis}^*$), excluyendo el factor de modificación por hilera (K_U), es 1.100 Kg-f/perno trabajando a cizalle doble.



Desarrollo

1.- Factor de Modificación por Hilera (K_U)

$$A_1 = 70 \times 145 = 10150 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 2 (45 \times 145) = 13050 \text{ mm}^2$$

$$A_1/A_2 = 10150/13050 = 0,78$$

- Número de elementos de unión en la hilera : $n = 5$
- Interpolando en la Tabla Nº 64 se obtiene :

$$K_U = 0,8592$$

2.- Carga de Diseño en la Unión

- i) Carga de diseño para cada hilera:

$$P_i = n \times P_{el,dis}^* \times K_U = 5 \times 1.100 \times 0,8592 = 4725,6 \text{ Kg-f}$$

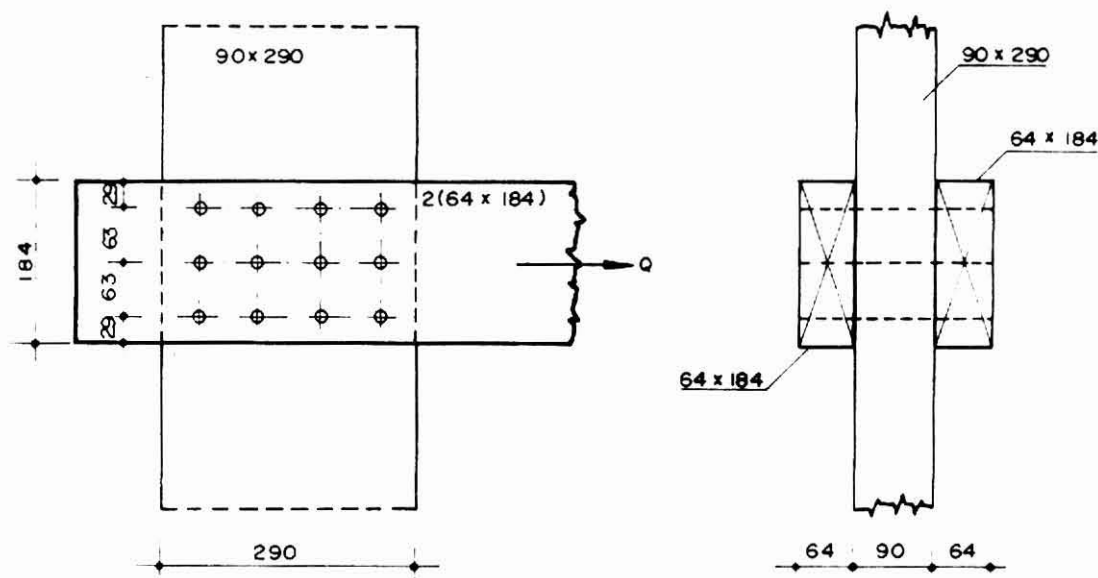
- ii) Carga de diseño de la unión:

$$Q = 2 P_i = 2 \times 4725,6 = 9451 \text{ Kg-f}$$

O.K.

PROBLEMA 53

Determinar la carga de diseño (Q) para la unión de la Figura. Se asume que la carga de diseño ($P_{el,n,dis}^*$), excluyendo el factor de modificación por hilera (K_U) es 556 Kg-f/perno trabajando a cizalle do



Desarrollo

1.- Factor de Modificación por Hilera (K_U)

$$A_1 = (63 \times 2) \times 90 = 11340 \text{ mm}^2 \text{ (para elemento central)}$$

$$A_2 = 2 \times (64 \times 184) = 23552 \text{ mm}^2$$

NOTA 1 : Cuando un elemento es solicitado con una carga perpendicular a la fibra, su sección transversal equivalente (A_1) se calcula como el producto de su espesor (90 mm) por el ancho del grupo de conectores (2×63 mm).

NOTA 2 : Cuando el grupo está formado por sólo una hilera, el ancho del grupo de conectores se asumirá igual al espaciamiento mínimo entre conectores, medido en dirección de la fibra del elemento con carga normal a la fibra.

$$A_1/A_2 = 11340/23552 = 0,48$$

Extrapolando en la Tabla Nº 64 para 4 conectores por hilera, se obtiene:

$$K_U = 0,88$$

2.- Carga de Diseño de la Unión

i) Carga de diseño para cada hilera

$$P_i = n \times P_{el,n,dís}^* \times K_U = 4 \times 556 \times 0,88 = 1957 \text{ Kg-f}$$

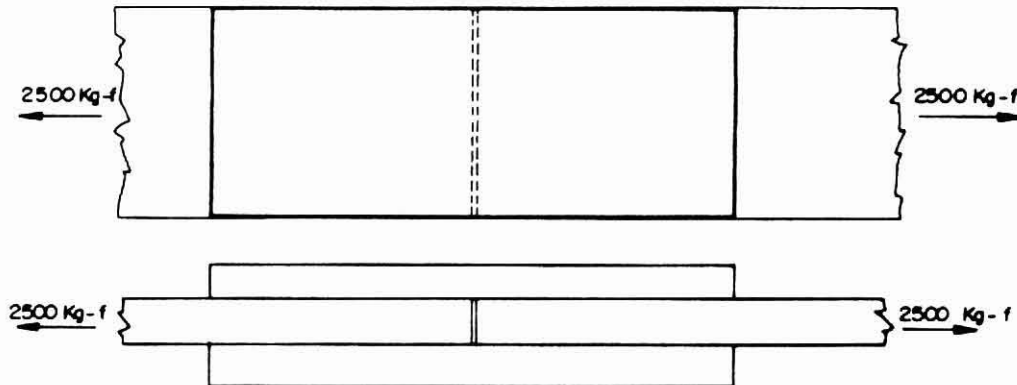
ii) Carga de diseño de la unión

$$Q = \sum P_i = 3 \times 1957 = 5871 \text{ Kg-f}$$



PROBLEMA 54

Determinar el diámetro, cantidad y ubicación de las barras de acero necesarias para transferir una carga de 2.500 Kg-f, que tendrá una duración de 1 día, en la unión de la Figura. La madera es Pino radiata seco, Grado Estructural G1, que permanecerá seco en servicio.



Desarrollo

1.- Tensión de Diseño Pino radiata, Grado G1, Seco (H = 12%)

i) Tensión admisible en tracción paralela:

$$F_{tp} = 4,1 \text{ MPa} = 41 \text{ Kg/cm}^2$$

ii) Factores de modificación:

- Por duración de carga :

$$K_D = 1,326 \quad (\text{Duración carga} = 1 \text{ día})$$

- Por área neta :

$$K_{an} = 0,75 \quad (\text{Ver 3.6.1.a})$$

iii) Tensión de diseño en tracción paralela

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_D \times K_{an}$$

$$F_{tp,dis} = 41 \times 1,326 \times 0,75 = 40,8 \text{ Kg-f/cm}^2$$

2.- Sección Transversal requerida

$$S_{t,req} = \frac{2.500}{40,8} = 61,3 \text{ cm}^2$$

Se probará con una escuadría de 45 × 195 mm

$$S_{t,real} = 4,5 \times 19,5 = 87,75 \text{ cm}^2 > S_{t,req}$$

Esta escuadría será asumida tanto para los elementos centrales como para los laterales.

3.- Características de las Barras Elegidas

Se probará con barras de acero de $D = 12 \text{ mm}$.

Carga Admisible

Solicitud	:	Paralela a las fibras
Madera	:	Pino radiata
Grupo Estructural	:	ES5
Tensión Básica	:	$TB_{cp} = 10,7 \text{ MPa}$
Grupo en Tabla Nº 68	:	P2
Constantes (Tabla Nº 69):		$K_{cp} = 3$

$$K'_{cp} = 6,5 \quad Z_{cp} = 4,95$$

$$\text{Esbeltez de la unión} : \lambda_u = e/D = 45/12 = 3,75$$

$$K_{cp} < \lambda_u < K'_{cp}$$

$$P_{cp,ad} = \frac{0,8 \times TB_{cp} \times D^2 [(Z_{cp} - K_{cp}) \times \lambda_u + (K'_{cp} - Z_{cp}) K_{cp}]}{(K'_{cp} - K_{cp})}$$

$$P_{cp,ad} = \frac{0,8 \times 10,7 \times 12^2 [(4,95 - 3) \times 3,75 + (6,5 - 4,95) \times 3]}{(6,5 - 3)}$$

$$P_{cp,ad} = 1233 \times 3,418 = 4214 \text{ N} = 421 \text{ Kg-f}$$

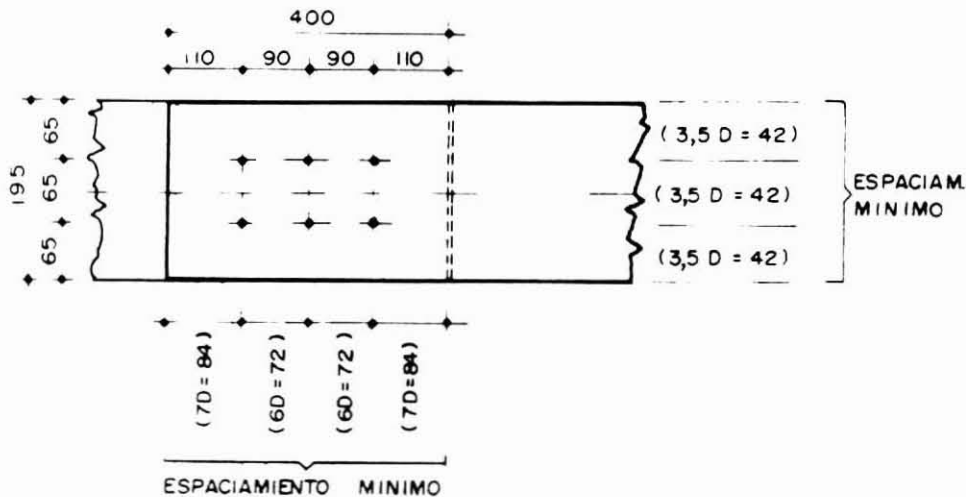
$$P_{cp,dis} = 421 \times K_D \times K_{UH} = 421 \times 1,326 \times 1,0 = 558 \text{ Kg-f}$$

Cantidad de barras de acero requeridas (n) :

$$n = \frac{2.500}{558} = 4,5$$

Se probará con 6 barras de acero de 12 mm de diámetro, ubicadas en 2 filas con 3 barras cada una. Ver Figura siguiente.

Ubicación de las barras :



4.- Factores de Modificación

- Por duración de carga : $K_D = 1,326$ (1 día)
- Por contenido de humedad : $K_{UH} = 1,0$ (madera seca)
- Por longitud de hilera (K_U) Ver Tabla Nº 64

$$A_1 = 45 \times 195 = 8775 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 2 (45 \times 195) = 17550 \text{ mm}^2$$

$$A_1/A_2 = \frac{8.775}{17.550} = 0,5$$

Número de elementos de unión en la hilera : 3

$$K_U = 0,95 \quad (\text{De Tabla N}^\circ 64)$$

5.- Carga de Diseño de la Unión

$$P_{dis} = P_{ad} \times K_D \times K_{UH} \times K_U$$

$$P_{dis} = 421 \times 1,326 \times 1,0 \times 0,95 \times 2 \times 3 = 3182 \text{ Kg-f}$$

$$P_{dis} > 2.500 \text{ Kg-f} \quad \text{O.K.}$$

6.- Verificación Sección Transversal Neta

$$(S_t)_{neta} = 8775 \text{ mm}^2 - 2 (45 \times 12) = 7695 \text{ mm}^2$$

$$(S_t)_{neta} = 76,95 \text{ cm}^2$$

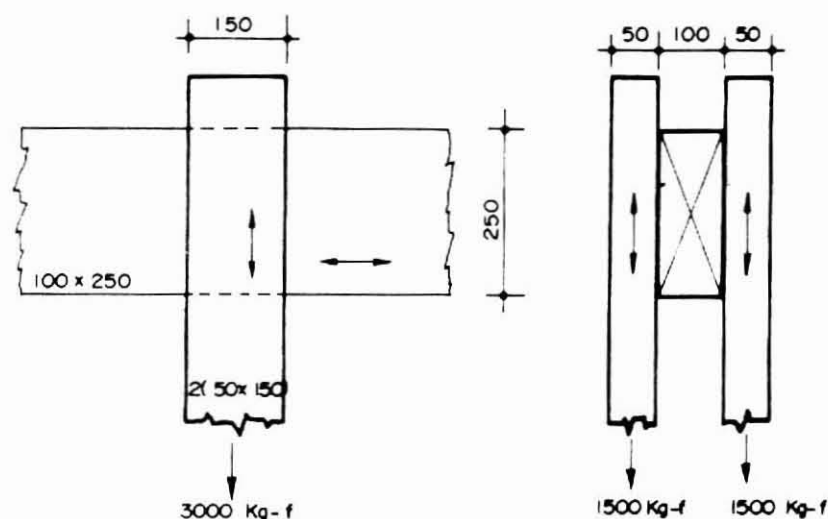
$$P_{dis} = 76,95 \times F_{tp,dis} = 76,95 \times 40,8 = 3140 > 2500 \text{ Kg-f}$$

O.K.

$$(S_t)_{neta}/S_{t,real} = 76,95/87,75 = 0,87 > 0,75 \quad \text{O.K.}$$

PROBLEMA 55

Determinar el diámetro, cantidad y ubicación de los pernos necesarios para transferir una carga de 3.000 Kg-f, que tendrá una duración de dos meses, en la unión de la Figura. La madera es Tapa, seca, Grado Estructural N° 2, que permanecerá seca en servicio.



Desarrollo

1.- Tensión de Diseño Tapa, Grado Estructural N° 2, seca (H = 12%)

i) Tensión admisible en tracción paralela.

Grupo Estructural : ES5

Grado Estructural : N° 2 (RR = 0,60)

Clase Estructural : F 14

$$F_{tp} = 8,4 \text{ MPa} = 84 \text{ Kg-f/cm}^2$$

ii) Factores de Modificación.

- Por duración de carga:

$$K_D = 1,153 \text{ (Dos meses)}$$

- Por área neta:

$$K_{an} = 0,75 \text{ (Ver 3.6.1.a)}$$

iii) Tensión de Diseño en tracción paralela.

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_D \times K_{an} = 84 \times 1,153 \times 0,75 = 72,6 \text{ Kg-f/cm}^2$$

2.- Sección Transversal requerida

$$S_{t,req} = \frac{3.000}{72,6} = 41,3 \text{ cm}^2$$

3.- Características de los Pernos Elegidos

Diámetro del perno : $D = 1" = 25 \text{ mm}$

Carga Admisible

Solicitud	:	Normal a las fibras
Madera	:	Tepa
Grupo Estructural	:	ES 5
Tensión Básica	:	$TB_{cn} = 3,2 \text{ MPa}$
Grupo en Tabla N° 68	:	P2
Constantes (Tabla N° 70):	:	$Z_{cn} = 34,0$

$$K_{cn} = \frac{Z_{cn}}{\sqrt{D}} = \frac{34}{\sqrt{25}} = 6,8$$

$$\text{Esbeltez de la unión} : \lambda_u = e/D = 100/25 = 4,0$$

$$\lambda_u < K_{cn} = 6,8$$

$$P_{cn,ad} = TB_{cn} \times \lambda_u \times D^2$$

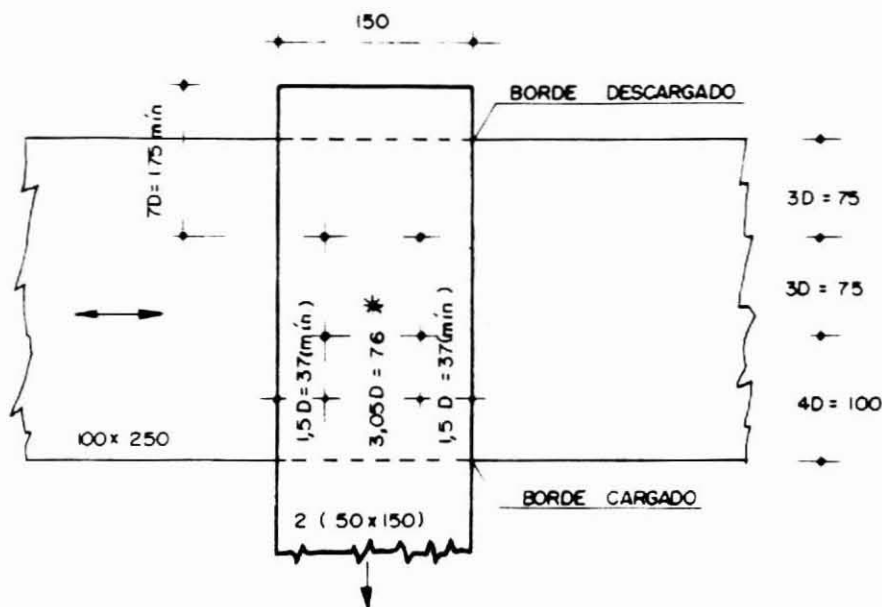
$$P_{cn,ad} = 3,2 \times 4 \times 25^2 = 8.000 \text{ N} = 800 \text{ Kg-f}$$

$$P_{cn,dis} = P_{cn,ad} \times K_D \times K_{UH} = 800 \times 1,153 \times 1,0 = 922 \text{ Kg-f}$$

Cantidad de pernos requeridos (n)

$$n = \frac{3.000}{922} = 3,25 \text{ pernos}$$

Se usarán 4 pernos ubicados en 2 filas con dos pernos cada una.



NOTA : El factor de modificación por longitud de hilera (K_L) es igual a la unidad para hileras con 2 pernos o menos.

* Capacidad ocupada de los pernos :

$$\frac{3,25}{4} = 0,813 = 81,3$$

$$\begin{aligned} \text{Espaciamento mínimo entre hileras} &= \left[0,625 \times \lambda_U + 1,25 \right] D \\ &= (0,625 \times 4 + 1,25) \times D = 3,75 D \end{aligned}$$

$$\text{Espaciamento mínimo reducido} = 0,813 \times 3,75 D = 76 \text{ mm}$$

4.- Verificaciones

$$i) \text{ Sección Transversal Neta } = (S_t)_{\text{neta}} = 2 (5 \times 15 - 2 \times 5 \times 2,5) \text{ cm}^2$$

$$(S_t)_{\text{neta}} = 100 \text{ cm}^2 > S_{t,\text{req}} \quad \text{O.K.}$$

ii) Además, se debe cumplir, que :

$$(S_t)_{\text{neta}}/S_{t,\text{real}} > 0,75$$

$$(S_t)_{\text{neta}} = 100 \text{ cm}^2$$

$$S_{t,\text{real}} = 2 \times 5 \times 15 = 150 \text{ cm}^2$$

$$(S_t)_{\text{neta}}/S_{t,\text{real}} = 100/150 = 0,67 < 0,75$$

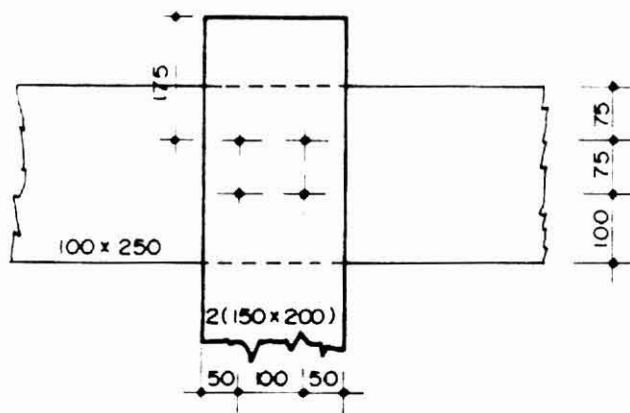
Luego, los elementos laterales deben ser de 50 x 200, con tales dimensiones se tiene que :

$$(S_t)_{\text{neta}} = 2 (5 \times 20 - 2 \times 5 \times 2,5) = 150 \text{ cm}^2$$

$$S_{t,\text{real}} = 2 \times 5 \times 20 = 200 \text{ cm}^2$$

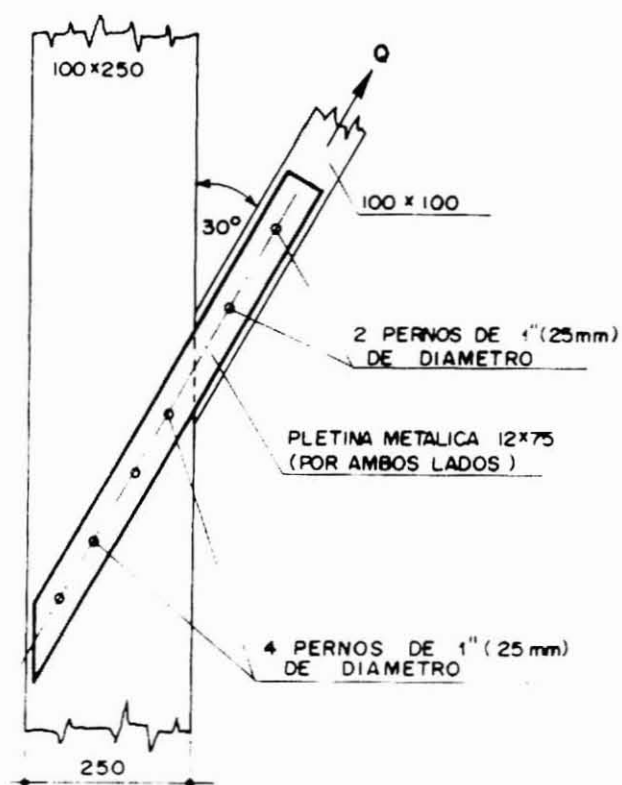
$$(S_t)_{\text{neta}}/S_{t,\text{real}} = 150/200 = 0,75 \quad \text{O.K.}$$

RESPUESTA : Se usarán 5 pernos de 1" (25 mm) de diámetro con 2 elementos laterales de 50 x 200 mm y la siguiente ubicación:



PROBLEMA 56

Determinar la carga admisible (Q) para la unión de la Figura adjunta, suponiendo que su duración será de 5 días ($K_D = 1,252$). La madera usada en la unión será lenga seca que permanecerá seca en servicio. Se asume que todos los espaciamientos y distancias a los bordes son los adecuados.



Desarrollo

1.- Análisis del elemento diagonal

Diámetro del perno : $D = 25 \text{ mm}$

i) Carga Admisible de los pernos

Solicitación : Paralela a las fibras
Madera : Lenga
Grupo Estructural : ES 4
Tensión Básica : $TB_{cp} = 10,7 \text{ MPa}$

Grupo en Tabla N° 68 : P3

Constantes (Tabla N° 69): $K_{cp} = 2$

$$K'_{cp} = 5 \quad Z_{cp} = 4$$

Esbeltez de la unión : $\lambda_u = e/D = 100/25 = 4$

$$K_{cp} < \lambda_u < K'_{cp}$$

$$P_{cp,ad} = \frac{0,80 \times TB_{cp} \times D^3 \times [(Z_{cp} - K_{cp}) \times \lambda_u + (K'_{cp} - Z_{cp}) \times K_{cp}]}{(K'_{cp} - K_{cp})}$$

$$P_{cp,ad} = \frac{0,80 \times 10,7 \times 25^3 [(4 - 2) \times 4 + (5 - 4) \times 2]}{(5 - 2)}$$

$$P_{cp,ad} = 5350 \times 3,333 = 17833 \text{ N} = 1783 \text{ Kg-f/perno}$$

ii) Carga de Diseño de los Pernos (Q'_{dis})

$$Q'_{dis} = P_{cp,ad} \times K_D \times K_{cm} \times K_{UH} \times (\text{N° de pernos})$$

$$Q'_{dis} = 1783 \times 1,252 \times 1,25 \times 1,0 \times 2 = \underline{4465} \text{ Kg-f}$$

iii) Sección Transversal Neta

$$(S_t)_{neta} = 10 \times 10 - 10 \times 2,5 = 75 \text{ cm}^2$$

iv) Tensión de Diseño en tracción paralela

Especie maderera : Lenga - Seca (H = 12%)

Grupo Estructural : ES 4

Grado Estructural : N° 3 (RR = 0,48)

Clase Estructural : F 14

Tensión Admisible en tracción paralela: $F_{tp} = 8,4 \text{ MPa}$



Tensión de Diseño en tracción paralela : $F_{tp,dis}$

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_D = 8,4 \times 1,252 = 10,5 \text{ MPa}$$

$$F_{tp,dis} = 105 \text{ Kg-f/cm}^2$$

v) Carga de Diseño para la madera (Q''_{dis})

$$Q''_{dis} = F_{tp,dis} \times (S_t)_{neta} = 105 \times 75 = \underline{7875} \text{ Kg-f}$$

2.- Análisis del elemento vertical

1) Carga Admisible de los pernos

Solicitud : Paralela a las fibras

$$P_{cp,ad} = 1783 \text{ Kg-f/perno}$$

Solicitud : Normal a las fibras

Tensión Básica : $TB_{cn} = 4,3 \text{ MPa}$

Constante (Tabla N° 70) : $Z_n = 24,0$

$$K_{cn} = \frac{Z_{cn}}{\sqrt{D}} = \frac{24}{5} = 4,8$$

$$\lambda_u = 4 < K_{cn}$$

$$P_{cn,ad} = TB_{cn} \times \lambda_u \times D^2 = 4,3 \times 4 \times 25^2 = 10750 \text{ N}$$

$$P_{cn,ad} = 1075 \text{ Kg-f}$$

$$P_{30^\circ,ad} = \frac{P_{cp,ad} \times P_{cn,ad}}{P_{cp,ad} \times \text{sen}^2 30^\circ + P_{cn,ad} \times \text{cos}^2 30^\circ}$$

$$P_{30^\circ,ad} = \frac{1783 \times 1075}{1783 \times \text{sen}^2 30^\circ + 1075 \times \text{cos}^2 30^\circ} = 1531 \text{ Kg-f/perno}$$

ii) Factores de Modificación para los pernos

- Por duración de carga

$$K_D = 1,252 \quad (5 \text{ días})$$

- Por cubrejunta metálica

$$K_{cm} = 1,25$$

- Por longitud de hilera (K_U). Ver Tabla N° 63.

$A_1 = e \times a$ = Sección transversal del elemento principal
antes de perforarlo.

e = espesor = 100 mm

a = ancho = $250 / \sin 30^\circ = 500$ mm.

$$A_1 = 500 \times 100 = 50.000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 2 \times 12 \times 75 = 1800 \text{ mm}^2 \quad (\text{área transversal de las} \\ 2 \text{ pletinas metálicas})$$

$$A_1/A_2 = 50.000 / 1.800 = 28$$

$$n^\circ \text{ de pernos} = 4$$

$$K_U = 0,97 \quad (\text{De Tabla N° 63})$$

iii) Carga de Diseño de los pernos (Q_{dis}''')

$$Q_{dis}''' = P_{30^\circ, ad} \times K_D \times K_{cm} \times K_U \times 4$$

$$Q_{dis}''' = 2324 \times 4 = \underline{9296} \text{ Kg-f}$$

iv) Carga de Diseño para las pletinas metálicas (Q_{dis}^{iv})

- Ancho Neto = $75 - (25 + 1,6) = 48,4$ mm

- Area Neta = $2 \times 4,84 \times 1,2 = 11,6$ cm²

Tensión de Tracción = 1.500 Kg/cm²

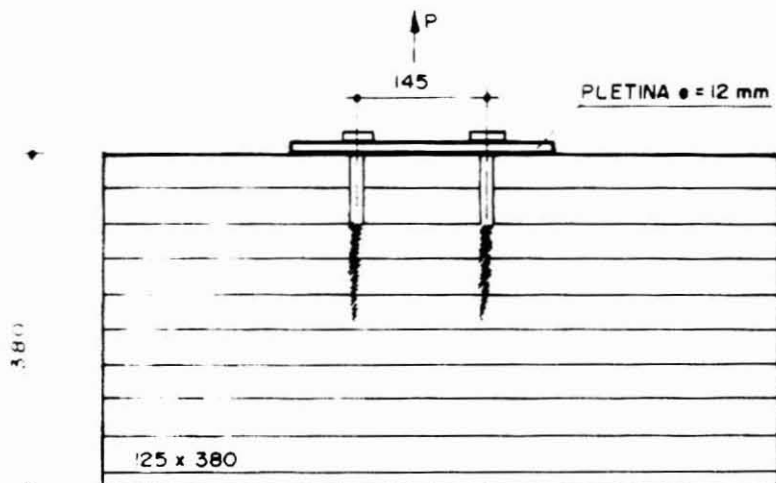
$$Q'_{dis} = 11,6 \times 1.500 = 17.400 \text{ Kg/cm}^2$$

RESPUESTA. La resistencia de la unión queda controlada por $Q'_{dis} = 4465 \text{ Kg-f}$.



PROBLEMA 57

Determinar la resistencia a la extracción directa de dos tirafondos de $\frac{3}{4}" \times 8"$ colocados en un elemento de madera laminada cuya escuadría es 125×380 mm, fabricado con Pino radiata, preservado y usado en un ambiente húmedo. Duración estimada de la carga: 1 dfa.



Desarrollo

1.- Factores de Modificación

- Por duración de carga

$$K_D = 1,326 \quad (1 \text{ dfa})$$

- Por contenido de humedad (Tabla N° 61)

$$K_{UH} = 0,67 \quad (\text{Madera seca o verde durante la fabricación, verde en servicio})$$

2.- Densidad de la Madera de Pino radiata (GRUPO B)

$$\rho_o = \text{densidad anhidra} = 450 \text{ Kg/m}^3 \quad (\text{De Tabla N° 59})$$

3.- Características del Tirafondo Usado

$$\text{Diámetro del vástago del tirafondo: } D_v = \frac{3}{4}" = 19,1 \text{ mm}$$

(De Tabla
N° 73)



Longitud zona roscada resistente : $\ell_2 = R - P = 108 - 11,1 = 96,9 \text{ mm}$

Diámetro zona roscada : $D_R = 14,7 \text{ mm}$

Longitud crítica para madera GRUPO B : $\ell_{crit} = 10 \times D_R = 147 \text{ mm}$

$$\ell_{crit} > \ell_2 = 96,9 \quad \text{O.K.}$$

4.- Carga Admisible del Tirafondo

$$P_{ed,ad} = \frac{P_o^{1,5} \times D_V^{0,75} \times \ell_2}{978} \quad (\text{newtons})$$

$$P_{ed,ad} = \frac{450^{1,5} \times 19,1^{0,75} \times 96,9}{978} = 8641 \text{ N} = 864 \text{ Kg/tirafondo}$$

5.- Carga de Diseño de los Tirafondos

$$P_{dis} = 2 \times 864 \times 1,326 \times 0,67 = 1535 \text{ Kg-f}$$

6.- Verificación de los Tirafondos a la tracción

Sección transversal de cada tirafondo : S_t

$$S_t = \frac{\pi D_R^2}{4} = \frac{\pi \times 1,47^2}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Resistencia a la tracción ($\sigma_t = 1.400 \text{ Kg/cm}^2$) de ambos tirafondos:

$$P_t = 2 \times 1.400 \times 1,7 = 4760 \text{ Kg-f} > 1535 \text{ Kg-f}$$

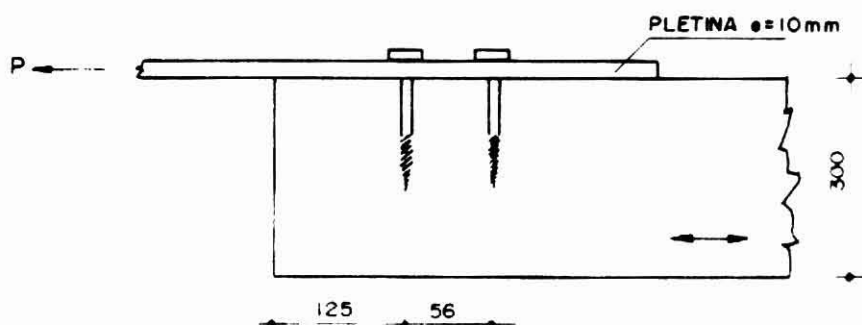
RESPUESTA : La resistencia a la extracción directa de los dos tirafondos es igual a :

$$P_{dis} = 1535 \text{ Kg-f}$$

PROBLEMA 58

Determinar la resistencia a la extracción lateral de dos tirafondos de $\frac{3}{4} \times 6$ colocados para sostener una pletina de 10×75 mm a una viga de Roble con una escuadría de 145×300 .

La madera está verde durante su construcción y en servicio logrará un estado seco parcial, cuando se le aplique la carga total. Duración de la carga: 1 día.



Desarrollo

1.- Factores de Modificación

- Por duración de la carga

$$K_D = 1,326 \quad (1 \text{ día})$$

- Por contenido de humedad

$$K_{UH} = 1,0 \quad (\text{Fabricación: Verde; Servicio: Seca})$$

$$K_{UH} = 0,67 \quad (\text{Fabricación: Verde; Servicio: Verde})$$

$$K_{UH} = \frac{1 + 0,67}{2} \quad \left(\begin{array}{l} \text{Fabricación: Verde} \\ \text{Servicio: Seco parcial} \end{array} \right)$$

- Por cubrejunta metálica

$$K_{cm} = 1,25 \quad (\text{Carga paralela a la fibra})$$

- Por espaciamiento (K_{es})

★ Espaciamiento para carga total (s)

$$s = 4 D_R = 4 \times 14,7 = 58,8 \text{ mm}$$

★ Espaciamiento real (s_r)

$$s_r = 56 \text{ mm}$$

$$K_{es} = \frac{s_r}{s} = \frac{56}{58,8} = 0,952$$

★★ Espaciamiento al borde cargado (s_{bc}) para carga total

$$s_{bc} = 7 \times D_R = 7 \times 14,7 = 102,9 \text{ mm}$$

★★ Espaciamiento al borde cargado real (s_{bcr})

$$s_{bcr} = 125 \text{ mm}$$

$$K'_{es} = 102,9/125 = 0,823 < K_{es}$$

NOTA: El diseño queda controlado por $K'_{es} = 0,823$. K_{es} y K'_{es} no son acumulativos.

2.- Densidad de la Madera de Roble (GRUPO D)

$$\rho_o = \text{densidad anhidra} = 630 \text{ Kg/m}^3 \quad (\text{Ver Tabla N}^\circ 59)$$

3.- Características del Tirafondo Usado

$$D_v = \text{diámetro vástago del tirafondo} = \frac{3}{4}'' = 19,1 \text{ mm}$$

(Ver Tabla N° 73)

$$D_R = \text{diámetro de la zona roscada} = 14,7 \text{ mm}$$

4.- Carga Admisible del Tirafondo

$$P_{el,ad} = K \times D_v^2 \quad (\text{newtons})$$

$$K = 45,6 \quad (\text{Ver Tabla N}^\circ 75)$$

$$P_{el,ad} = 45,6 \times 19,1^2 = 16.635 \text{ N} = 1664 \text{ Kg-f}$$

5.- Carga de Diseño de los Tirafondos

$$P_{el,dis} = 2 \times 1664 \times 1,3 \times 26 \times 0,835 \times 1,25 \times 0,823$$

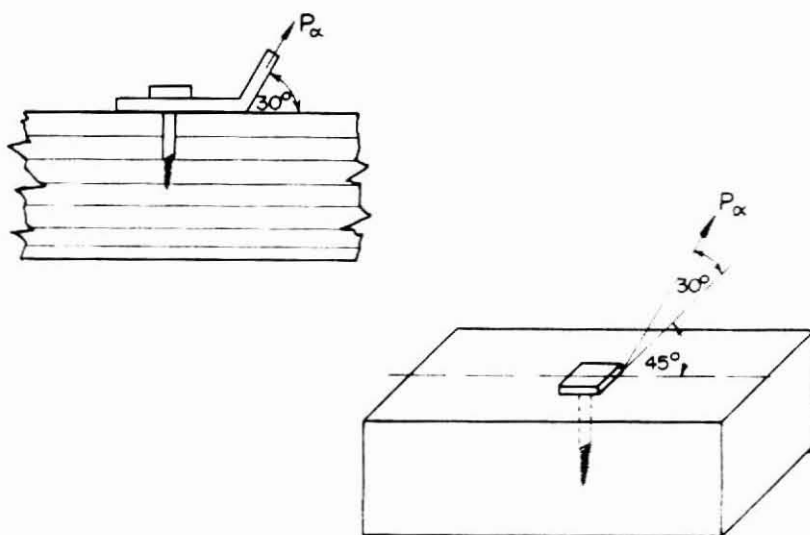
$$P_{el,dis} = 3791 \text{ Kg-f}$$

RESPUESTA : Los dos tirafondos resisten a la extracción lateral la carga de:

$$P_{el,dis} = 3791 \text{ Kg-f}$$

PROBLEMA 59

Determinar la carga P_{α} que es resistida por un tirafondo de $1/2" \times 5"$ colocado en un elemento de madera laminada con una escuadría de 130×150 mm. La carga es aplicada mediante una pletina metálica de 10 mm de espesor y ella forma un ángulo de 30° con respecto a la superficie de la madera y un ángulo de 45° respecto al eje longitudinal de la pieza. El elemento laminado está fabricado de Pino radiata, la carga tiene una duración de 2 meses y la unión se usará en un ambiente húmedo.



Desarrollo

1.- Factores de Modificación

- Por duración de la carga

$$K_D = 1,153 \quad (2 \text{ meses})$$

- Por contenido de humedad (Tabla N° 61)

$$K_{UH} = 0,67 \quad (\text{verde en servicio})$$

- Por cubrejunta metálica

$$K_{cm} = 1,25 \quad (\text{para carga paralela a las fibras})$$

- Por espaciamiento

$$K_{es} = 1.0 \quad (\text{se cumplen todas las exigencias de espaciamientos m\u00ednimos necesarios})$$

- Por di\u00e1metro

$$K_{tD} = 0,65 \quad (\text{para carga normal a la fibra})$$

2.- Densidad Anhidra de la Madera de Pino radiata (GRUPO B)

$$\rho_o = 450 \text{ Kg-f/m}^3$$

3.- Caracter\u00edsticas del Tirafondo Usado (ver Tabla N\u00b0 73)

$$D_v = 12,7 \text{ mm}$$

$$D_R = 9,4 \text{ mm}$$

$$L_2 = R - P = 70 - 7,9 = 62,1 \text{ mm}$$

$$L_{crit} = 10 D_R = 10 \times 9,4 = 94 \text{ mm} \quad (\text{Tabla N\u00b0 74})$$

$$\text{luego : } L_{crit} > L_2 \quad \text{O.K.}$$

4.- Cargas Admisibles del Tirafondo

i) Para extracci\u00f3n directa

$$P_{ed,ad} = \frac{\rho_o^{1,5} \times D_v^{0,75} \times L_2}{978} = \frac{450^{1,5} \times 12,7^{0,75} \times 62,1}{978} = 4078 \text{ N}$$

$$P_{ed,ad} = 407,8 \text{ Kg-f}$$

ii) Para extracci\u00f3n lateral paralela a la fibra

$$P_{el,p,ad} = K \times D^2$$

Con : $K = 11,7$ (Ver Tabla Nº 75)

$$P_{el,p,ad} = 11,7 \times \overline{12,7}^2 = 1887 \text{ N} = 188,7 \text{ Kg-f}$$

iii) Para extracción lateral normal a la fibra

$$P_{el,n,ad} = K_{tD} \times P_{el,p,ad} = 0,65 \times 188,7 = 122,7 \text{ Kg-f}$$

5.- Cargas de Diseño del Tirafondo

i) Para extracción directa

$$P_{ed,dis} = P_{ed,ad} \times K_D \times K_{UH} = 407,8 \times 1,153 \times 0,67 = 315 \text{ Kg-f}$$

ii) Para extracción lateral paralela a las fibras

$$P_{el,p,dis} = P_{el,p,ad} \times K_D \times K_{UH} \times K_{es} \times K_{cm}$$

$$P_{el,p,dis} = 188,7 \times 1,153 \times 0,67 \times 1,0 \times 1,25 = 182,2 \text{ Kg-f}$$

iii) Para extracción lateral normal a las fibras

$$P_{el,n,dis} = P_{el,n,ad} \times K_D \times K_{UH}$$

$$P_{el,n,dis} = 122,7 \times 1,153 \times 0,67 = 94,8 \text{ Kg-f}$$

iv) Para extracción lateral inclinada respecto a la fibra ($\theta = 45^\circ$)

$$P_{\theta,dis} = \frac{P_{el,p,dis} \times P_{el,n,dis}}{P_{el,p,dis} \times \sin^2 45^\circ + P_{el,n,dis} \times \cos^2 45^\circ}$$

$$P_{\theta,dis} = \frac{182,2 \times 94,8}{(182,2 + 94,8) \times 0,5} = 124,4 \text{ Kg-f}$$

6.- Carga soportada por la Pletina Metálica (P_{α})

$$P_{\alpha} = P_{\theta,dis} / \cos 30^{\circ} = 124,4 / \cos 30^{\circ}$$

$$P_{\alpha} = 143,6 \text{ Kg-f}$$

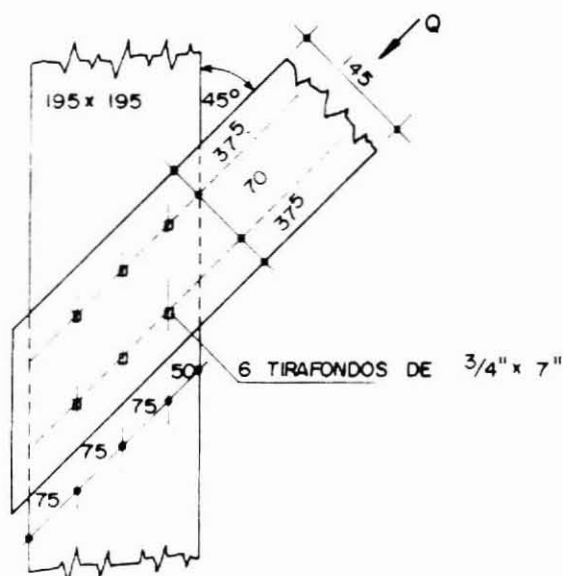
7.- Verificación de la Carga de Extracción Directa

$$P_{ed,\alpha} = P_{\alpha} \times \sin 30^{\circ} = 143,6 \times 0,5 = 71,8 \text{ Kg-f}$$

$$\frac{P_{ed,\alpha}}{P_{ed,dis}} = \frac{71,8}{315} = 0,23 < 1 \quad \text{O.K.}$$

PROBLEMA 60

Determinar la carga de diseño (Q) que resiste el grupo de tirafondos de la Figura. La madera es Pino radiata cepillado, Grado Estructural G1 y será instalado en estado verde en una humedad de equilibrio de 15%. Se asume que la duración de la carga Q será de 1 día.



Desarrollo

1.- Factores de Modificación

- Por duración de carga

$$K_D = 1,326$$

- Por contenido de humedad

$$K_{UH} = 0,67 \quad (\text{De Tabla N}^\circ 61)$$

- Por longitud de hilera (K_U). Ver Tabla N° 64

$$A_1 = e \times a = 107,8 \times 247,5 = 26.680 \text{ mm}^2$$

NOTA : Puesto que la carga no es paralela ni perpendicular a las f_1

bras se acepta usar un ancho (a), por tirafondo, un 10% mayor que el espaciado definido entre tirafondos ($75 \text{ mm} \times 1,1 \times 3 = 247,5 \text{ mm}$). El espesor (e) usado corresponde a la penetración del tirafondo en el elemento principal ($7" \times 25,4 \text{ mm} - 70 \text{ mm} = 107,8 \text{ mm}$).

$$A_2 = 70 \times 145 = 10150 \text{ mm}$$

$$A_1/A_2 = 26680/10150 = 2,6 > 1 \quad (\text{Ver NOTAS Tabla N}^\circ 64)$$

$$A_2/A_1 = 10150/26680 = 0,38$$

Extrapolando en la Tabla N° 64 para $A_2 = 10150 \text{ mm}^2$ y con un número de elementos de unión $n = 3$, se obtiene:

$$K_U = 0,943$$

- Por espesor de la pieza lateral (K_{te}). Ver Tabla N° 76.

$$e_L/D_V = 70/19,1 = 3,7$$

luego : $K_{te} = 1,042$

- Por penetración del vástago (p_V) en la pieza principal (K_{tv}). Ver Tabla N° 77.

$$p_V = v - 70 \text{ mm} = 83 - 70 = 13 \text{ mm}$$

$$p_V/D = 13/19,1 = 0,68$$

Extrapolando en Tabla N° 77:

$$K_{tv} = 1,054$$

- Por diámetro (K_{tD}). Ver Tabla N° 78

$$K_{tD} = 0,55$$

2.- Densidad Anhidra de la Madera de Pino radiata (GRUPO B)

$$\rho_o = 450 \text{ Kg-f/m}^3$$

3.- Características del Tirafondo usado. Ver Tabla N° 73.

$$D_v = 19,1 \text{ mm}$$

$$D_R = 14,7 \text{ mm}$$

$$v = 83 \text{ mm}$$

4.- Carga Admisible del Tirafondo

i) Extracción lateral paralela a las fibras

$$P_{el,p,ad} = K \times D_v^2$$

$$K = 11,7 \quad (\text{De Tabla N° 75})$$

$$P_{el,p,ad} = 11,7 \times 19,1^2 = 4268 \text{ N} = 426,8 \text{ Kg-f}$$

ii) Extracción lateral normal a la fibra

$$P_{el,n,ad} = K_{tD} \times P_{el,p,ad} = 0,55 \times 426,8 = 234,7 \text{ Kg-f}$$

iii) Extracción lateral para carga inclinada respecto a las fibras
($\theta = 45^\circ$)

$$P_{el,\theta,ad} = \frac{P_{el,p,ad} \times P_{el,n,ad}}{P_{el,p,ad} \times \sin^2 45^\circ + P_{el,n,ad} \times \cos^2 45^\circ}$$

$$P_{el,\theta,ad} = \frac{426,8 \times 234,7}{(426,8 + 234,7) \times 0,7071^2} = 302,9 \text{ Kg-f/perno}$$

5.- Cargas de Diseño

i) De un perno en dirección inclinada respecto a las fibras ($\theta = 45^\circ$)

$$P_{el,\theta,dis} = P_{el,\theta,ad} \times K_D \times K_{UH} \times K_U \times K_{te} \times K_{tv}$$

$$P_{el,\theta,dis} = 302,9 \times 1,326 \times 0,67 \times 0,943 \times 1,042 \times 1,054 = 278,7 \text{ Kg-f}$$

11) Para la unión (Q)

$$Q = 2 \times 3 \times P_{el,\theta,dis} = 2 \times 3 \times 278,7 = 1672 \text{ Kg-f}$$

6.- Verificación Area Neta en Diagonal (70 x 145)

$$(S_t)_{neta} = 7 \times 14,5 - 2 \times (3/4" \times 2,54) \times 7 = 74,83 \text{ cm}^2$$

$$F_{tp} = \text{tensión admisible, Pino radiata, Grado G1} = 41 \text{ Kg-f/cm}^2$$

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_D = 41 \times 1,326 = 54,3 \text{ Kg-f/cm}^2$$

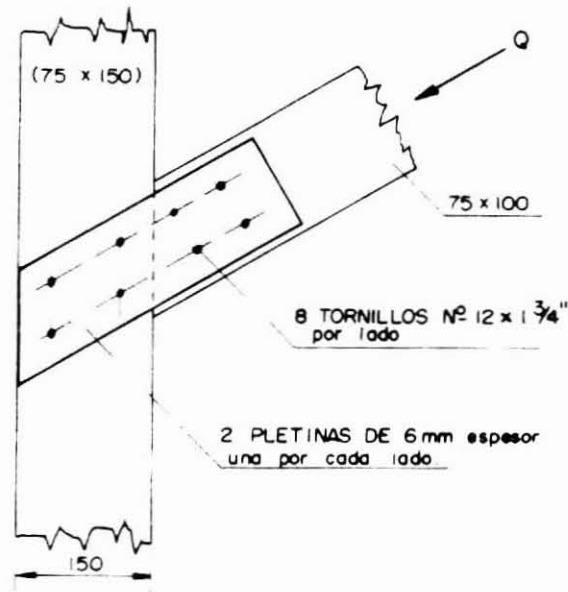
$$P_{dis} = \text{Carga de diseño en tracción paralela} = 74,83 \times 54,3 = 4063 \text{ Kg-f}$$

$$P_{dis} > Q$$

O.K.

PROBLEMA 61

Determinar la carga de diseño (Q) que resiste la unión de la Figura. La madera es Pino radiata seco que estará expuesto a la intemperie. La sollicitación externa tendrá una duración de un día.



Desarrollo

1.- Factores de Modificación

- Por duración de carga : $K_D = 1,326$ (1 día)
- Por contenido de humedad : $K_{UH} = 0,75$ (De Tabla Nº 61)
- Por penetración efectiva : K_{pet}
 - Penetración necesaria para usar la carga de diseño total: $p_t = 8 d_n$
 - Penetración mínima permitida : $p_{t,mín} = 4 d_n$
 - Penetración efectiva real : $p_{ef,t} = 44,4 - 6 = 38,4 \text{ mm}$

$$K_{pet} = \frac{p_{ef,t}}{8 \times d_n} = \frac{38,4}{8 \times d_n} = \frac{38,4}{8 \times 5,5} = 0,873$$

Con : d_n = diámetro del vástago = 5,5 mm (De Tabla Nº 79)

- Por cubrejunta metálica : $K_{cm,t}$

$$K_{cm,t} = 1,25 \quad (\text{para carga paralela a la dirección de la fibra})$$

$$K_{cm,t} = 1,0 \quad (\text{para carga normal a la fibra})$$

2.- Características del Tornillo usado

Tipo o Identificación : N° 12 x 1 3/4"

$$d_n = 5,5 \text{ mm}$$

$$l = \text{longitud} = 44,4 \text{ mm}$$

3.- Carga Admisible a la Extracción Lateral de cada Tornillo

$$P_{p,ad} = 30 \times e_1 \times d_n \leq 13 \times d_n^2$$

Con : e_1 = espesor de la pieza atravesada por el tornillo = 6 mm.

$$P_{p,ad} = 30 \times 6 \times 5,5 = 990 \text{ N} = 99 \text{ Kg-f}$$

4.- Carga de Diseño a la Extracción Lateral de cada Tornillo

$$P_{p,dis} = P_{p,ad} \times K_D \times K_{UH} \times K_{pet} \times K_{cm,t}$$

$$P_{p,dis} = 99 \times 1,326 \times 0,75 \times 0,873 \times 1,25 = 107 \text{ Kg-f}$$

5.- Carga de Diseño de la Unión

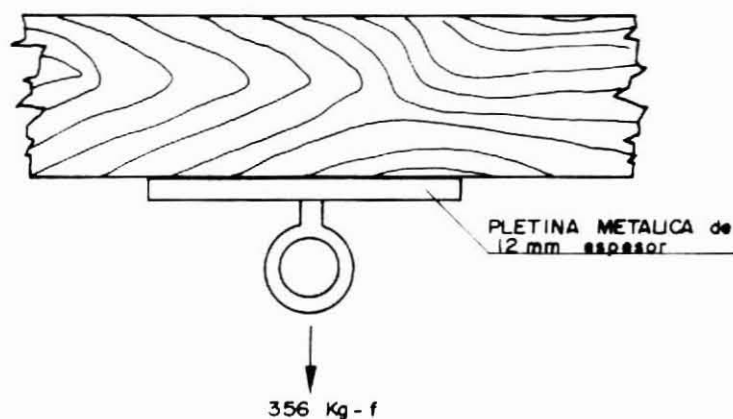
En el elemento diagonal existen 8 tornillos, luego :

$$Q = 8 \times 107 = 856 \text{ Kg-f}$$

NOTA : Es altamente improbable que las pletinas metálicas controlen la carga de diseño de la unión al usar clavos o tornillos como elementos de unión. Sin embargo, si existe alguna duda al respecto, ello deberá ser verificado.

PROBLEMA 62

Determinar el tamaño y la cantidad de tornillos necesarios para soportar una carga de 356 Kg-f que tendrá una duración normal (10 años). La madera es Pino radiata instalado seco que permanecerá seco en servicio.



Desarrollo

1.- Factores de Modificación

- Por duración de carga : $K_D = 1,0$ (10 años)
- Por contenido de humedad : $K_{UH} = 1,0$

2.- Característica del Tornillo a usar

Se probará con: Tornillo N° 12 x 2 1/2". Ver Tabla N° 79.

$$d_n = \text{diámetro del vástago} = 5,5 \text{ mm}$$

$$l = \text{longitud} = 63,5 \text{ mm}$$

$$H = \text{largo avellanado} = 3,4 \text{ mm}$$

$$R = \text{largo zona roscada} = \frac{2}{3} l = 42,3 \text{ mm}$$

$$V = \text{largo vástago} = \frac{l}{3} - H = 17,8 \text{ mm}$$



S_r = penetración de atornillado de la zona roscada del tornillo en la pieza de madera que recibe la punta = $R = 42,3$ mm.

3.- Carga Admisible por Tornillo

$$P_{ed,ad} = 3 \times S_r \times d_n = 3 \times 42,3 \times 5,5 = 698 \text{ N} = 69,8 \text{ Kg-f}$$

4.- Carga de Diseño por Tornillo

$$P_{ed,dis} = P_{ed,ad} \times K_D \times K_{UH} = 69,8 \times 1,0 \times 1,0 = 69,8 \text{ Kg-f}$$

$$N^\circ \text{ de tornillos requeridos} = n = \frac{356}{69,8} = 5,1$$

NOTA : Son deseables 4 tornillos en lugar de 5,1.

5.- Probando con Tornillos N° 12 x 3 1/2 "

$$\begin{aligned} d_n &= 5,5 \text{ mm} & R &= \frac{2}{3} 88,9 = 59,2 \text{ mm} \\ \ell &= 88,9 \text{ mm} & V &= \frac{\ell}{3} - H = \frac{88,9}{3} - 3,4 = 26,2 \text{ mm} \\ H &= 3,4 \text{ mm} & S_r &= R = 59,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

6.- Carga Admisible por Tornillo

$$P_{el,ad} = 3 \times S_r \times d_n = 3 \times 59,2 \times 5,5 = 976,8 \text{ N} = 97,7 \text{ Kg-f}$$

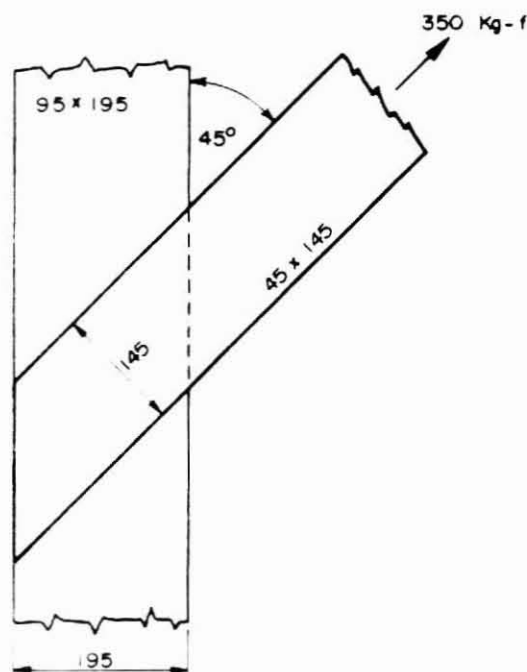
7.- Número de Tornillos necesarios : n

$$n = \frac{356}{97,7} = 3,6 \quad \text{O.K.}$$

RESPUESTA : Se necesitan 4 tornillos N° 12 x 3 1/2 ".

PROBLEMA 63

Determinar el tamaño y la cantidad de clavos necesarios para transferir una carga de 350 Kg-f, que permanece aplicada durante 10 años, desde la diagonal al elemento vertical de la Figura. La madera usada es Pino radiata seco que permanecerá seco en servicio.



Desarrollo

1.- Características del Clavo usado

- Se probará con clavos 100 x 4,3 mm

* diámetro del clavo : $d_c = 4,3 \text{ mm}$

* largo del clavo : $l_c = 100 \text{ mm}$

2.- Densidad de la Madera usada

- Densidad anhidra característica

$$P_{0,K} = 369 \text{ Kg-f/m}^3$$

(De Tabla Nº 82)

- 3.- Carga Admisible que se asigna a una Sección Transversal de Clavo solicitada en cizalle

$$P_{el,ad} = 3,5 \times d_c^{1,5} \times p_{o,K}^{0,5}$$

$$P_{el,ad} = 3,5 \times 4,3^{1,5} \times 369^{0,5} = 599 \text{ N} = 59,9 \text{ Kg-f}$$

- 4.- Factores de Modificación

- Por duración de la carga : $K_D = 1,0$ (10 años)
- Por contenido de humedad : $K_{UH} = 1,0$ (madera seca)
- Por profundidad de penetración (K_{pp})

$$p_{ef} = \text{profundidad efectiva} = \ell_c - 45 = 100 - 45 = 55 \text{ mm}$$

$$\frac{p_{ef}}{12 d_c} = \frac{55}{12 \times 4,3} = 1,07 > 1 \longrightarrow p_{ef} > 12 \times d_c$$

$$\text{Luego : } K_{pp} = 1,0 \quad (\text{De Tabla N}^\circ 83)$$

- 5.- Carga Admisible que se asigna a una Sección Transversal de Clavo solicitada en cizalle

$$P_{el,dis} = P_{el,ad} \times K_D \times K_{UH} \times K_{pp} = 59,9 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0$$

$$P_{el,dis} = 59,9 \text{ Kg-f/clavo}$$

- 6.- Número de Clavos Requeridos (n)

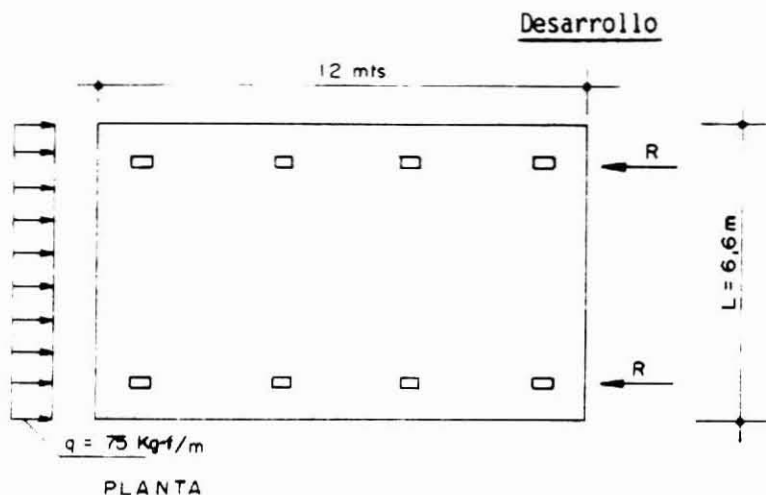
$$n = \frac{350}{59,9} = 5,8 \text{ clavos}$$

RESPUESTA : Usar 6 clavos de 100 x 4,3 mm.

BIBLIOTECA
INSTITUTO FORESTAL

PROBLEMA 64

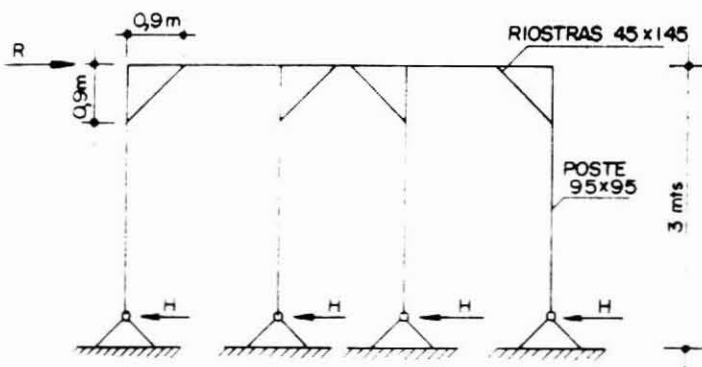
El cobertizo de la Figura dispone de riostras entre pilar y viga, para soportar las solicitaciones longitudinales derivadas del sismo. Determinar el número y diámetro de clavos requeridos para unir la riostra de 45 x 195 mm al pilar de 90 x 90 mm. La madera a usar es Pino radiata, seco en el momento de la construcción.



Carga para una fila de riostras:

$$R = \frac{q \times L}{2} = \frac{75 \times 6,6}{2} = 247,5 \text{ Kg-f}$$

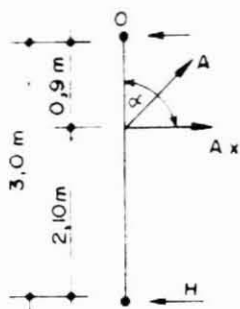
Asumiendo que la carga R es compartida, en partes iguales, por todas las riostras.



$$H = R/4$$

$$H = \frac{247,5}{4} = 61,9 \text{ Kg-f}$$

Del análisis de la columna como cuerpo libre se obtiene:



$$M_O = 0$$

$$0,9 \times A_X - H \times 3 = 0$$

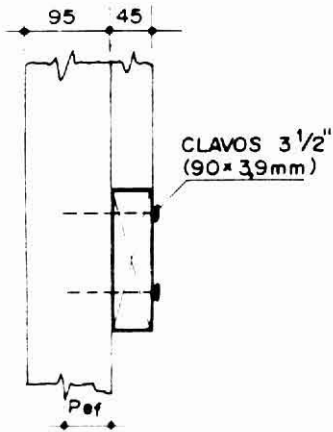
$$A_X = \frac{3 \times 61,9}{0,9} = 206 \text{ Kg-f}$$

$$A = \sqrt{2} \times A_X = \sqrt{2} \times 206 = 291 \text{ Kg-f}$$

A = carga axial en la riostra a ser soportada por una unión clavada.



Con clavos 90 x 3,9 mm, en cizalle simple :



Penetración efectiva = $p_{ef} = 90 - 45 = 45$ mm

Diámetro = $d_c = 3,9$ mm

$$\frac{p_{ef}}{d_c} = \frac{45}{3,9} = 11,5$$

★ Factor de Modificación por duración de carga

$$K_D = 1,74 \quad (\text{sismo de 1 min de duración})$$

★ Factor de Modificación por penetración del clavo. (Ver Tabla N° 83)

$$K_{pp} = \frac{p_{ef}}{12 d_c} = \frac{11,5}{12} = 0,958$$

★ Factor de Modificación por contenido de humedad

$$K_{UH} = 0,75 \quad (\text{madera seca durante la construcción y semi-seca en servicio por estar a la intemperie})$$

Espesor mínimo de las piezas que se unen :

$$e_{\min} = 7 \times d_c = 7 \times 3,9 = 27,3$$

$$e_{\text{real}} = 45 \text{ mm} > e_{\min}$$

Carga admisible en cizalle simple:

$$P_{el,ad} = 3,5 \times d_c^{1,5} \times \rho_{o,K}^{0,5}$$

Con :

$$\rho_{o,K} = 369 \text{ Kg/m}^3 \quad (\text{Ver Tabla N° A.1.})$$

$$P_{el,ad} = 3,5 \times 3,9^{1,5} \times 369^{0,5} = 518 \text{ (newtons)}$$

$$P_{el,ad} = 0,10 \times 1972 \times 518 = 52,8 \text{ Kg-f}$$

$$P_{el,dis} = P_{el,ad} \times K_{pp} \times K_{UH} = 52,8 \times 0,958 \times 0,75 \times 1,74$$

$$P_{el,dis} = 66 \text{ Kg-f}$$

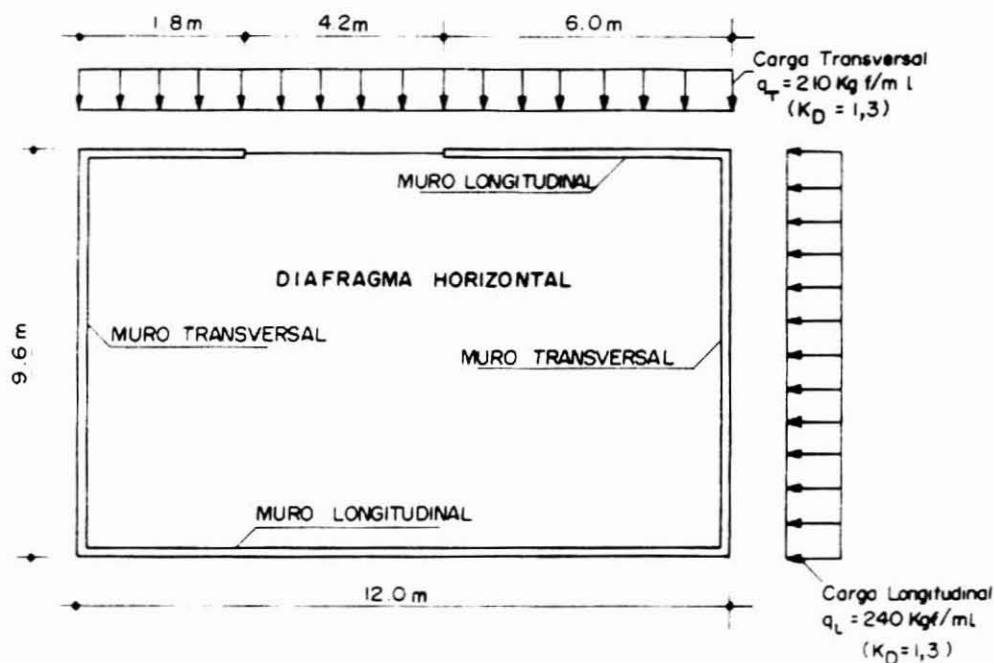
Número de clavos :

$$n = \frac{291}{66} = 4,4 \approx 5 \text{ clavos}$$

RESPUESTA : Se usarán 5 clavos de $3\frac{1}{2}$ " (90 x 3,9 mm) en cada riostra.

PROBLEMA 65

El edificio de la Figura tiene diafragmas de muro con pie-derechos y dos soleras de 45 mm de espesor alrededor de todo el perímetro. Diseñar el traslape que deben tener las soleras, en el muro longitudinal, considerando la mayor sollicitación entre aquellas originadas en el diafragma horizontal. La madera es Pino radiata, seco, que permanecerá seco en servicio. Usar clavos de 3 1/2" (90 x 3,9 mm).



Desarrollo

a) Carga Transversal

Los muros longitudinales sirven como cuerdas del diafragma horizontal.

Momento en el diafragma horizontal:

$$M = \frac{q_T \times L^2}{8} = \frac{210 \times 12^2}{8} = 3780 \text{ Kg-f} \times \text{m} = 378000 \text{ Kg-f} \times \text{cm}$$

Carga en los muros longitudinales:

Con : $b = 9,6 \text{ m} = 960 \text{ cm}$



$$T = C = \frac{M}{b} = \frac{378000}{960} = 393,75 \text{ Kg-f}$$

b) Carga Longitudinal

Los muros longitudinales servirán como apoyo del diafragma horizontal.

Reacción sobre los muros longitudinales:

$$R = \frac{q_L \times b}{2} = \frac{240 \times 9,6}{2} = 1152 \text{ Kg-f}$$

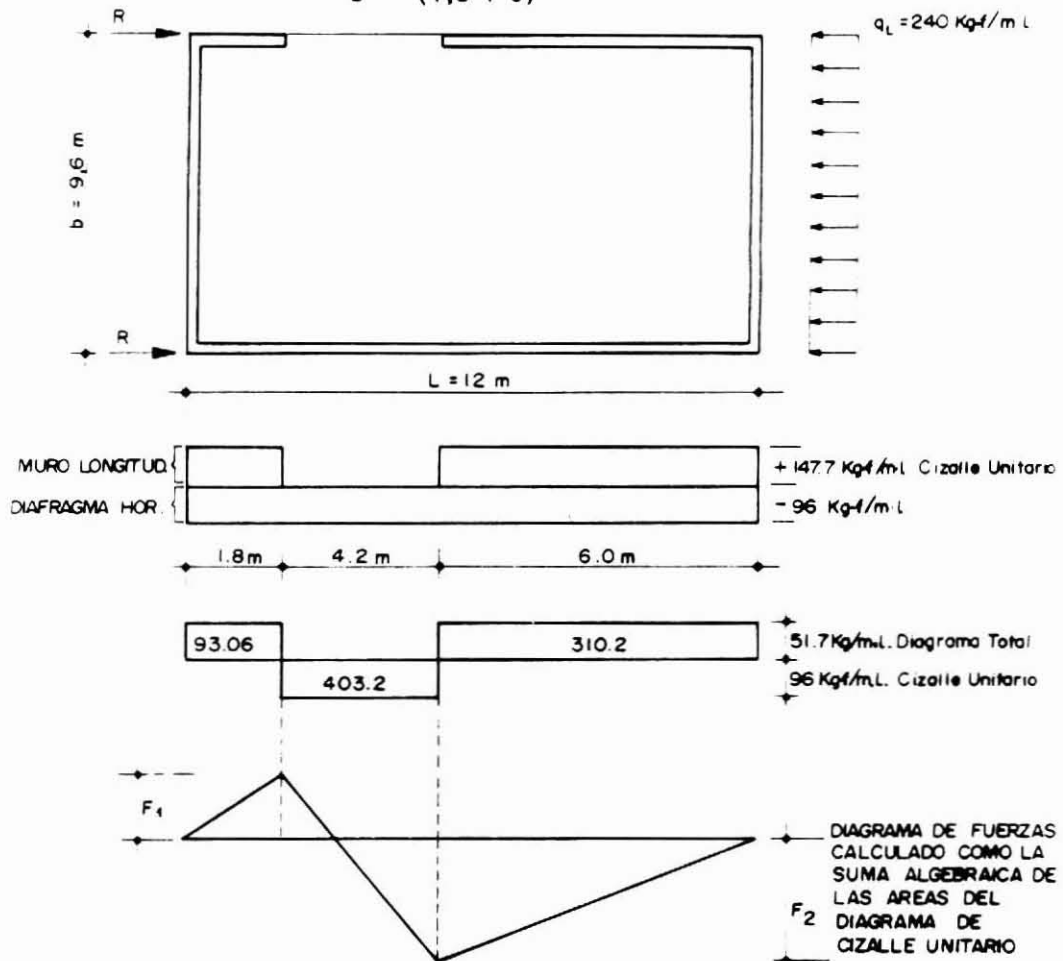
En el muro longitudinal con el vano se presenta el es fuerzo crítico.

Cizalle unitario en el diafragma horizontal (v_1):

$$v_1 = \frac{R}{L} = \frac{1152}{12} = 96 \text{ Kg-f/m.l.}$$

Cizalle unitario en el muro longitudinal (v_2):

$$v_2 = \frac{R}{b'} = \frac{1152}{(1,8 + 6)} = 147,7 \text{ Kg-f/m.l.}$$



$$F_1 = 51,7 \times 1,8 = 93,06 \text{ Kg-f}$$

$$F_2 = 51,7 \times 1,8 - 96 \times 4,2 = 310,14 \text{ Kg-f}$$

RESUMEN :

- i) Carga en los muros longitudinales originada por la sollicitación transversal (q_T).

$$T = C = 393,75 \text{ Kg-f}$$

- ii) Carga en los muros longitudinales originada por la sollicitación longitudinal (q_L).

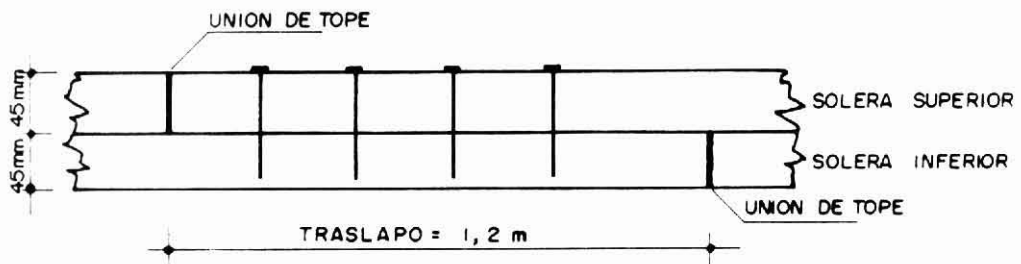
$$F_2 = 310,14 \text{ Kg-f}$$

Caso más desfavorable:

$$T = C = 393,75 \approx 394 \text{ Kg-f}$$

Diseño de la Unión:

Se usará un traslape de 1,2 m de longitud y los clavos deberán transmitir la carga de 394 Kg-f.



Para clavos de $90 \times 3,9 \text{ mm}$ ($3\frac{1}{2}''$):

$$P_{el,ad} = 3,5 \times d_c^{1,5} \times p_{o,K}^{0,5} \quad (\text{newtons})$$

Con: d_c = diámetro del clavo = 3,9 mm.

$p_{o,K}$ = densidad anhidra característica del Pino radiata = 369 Kg/m³.

$$P_{el,ad} = 3,5 \times 3,9^{1,5} \times 369^{0,5} = 518 \text{ N} = 52,8 \text{ Kg-f}$$

Penetración efectiva requerida (p_{ef}):

$$p_{ef} \geq 12 d_c = 12 \times 3,9 = 46,8 \text{ mm}$$

Penetración real = largo del clavo - espesor solera superior.

$$\text{Penetración real} = 90 - 45 = 45 \text{ mm}$$

* Factor de modificación por profundidad de penetración (K_{pp}):

$$K_{pp} = \frac{\text{Penetración real}}{12 \times d_c} = \frac{45}{46,8} = 0,962$$

* Factor de modificación por duración de la carga:

$$K_D = 1,3 \quad (\text{dato del problema})$$

* Factor de modificación por contenido de humedad:

$$K_{UH} = 1,0 \quad (\text{madera seca durante la construcción que permanecerá seca en servicio})$$

Luego :

$$P_{el,dis} = P_{el,ad} \times K_{pp} \times K_D \times K_{UH}$$

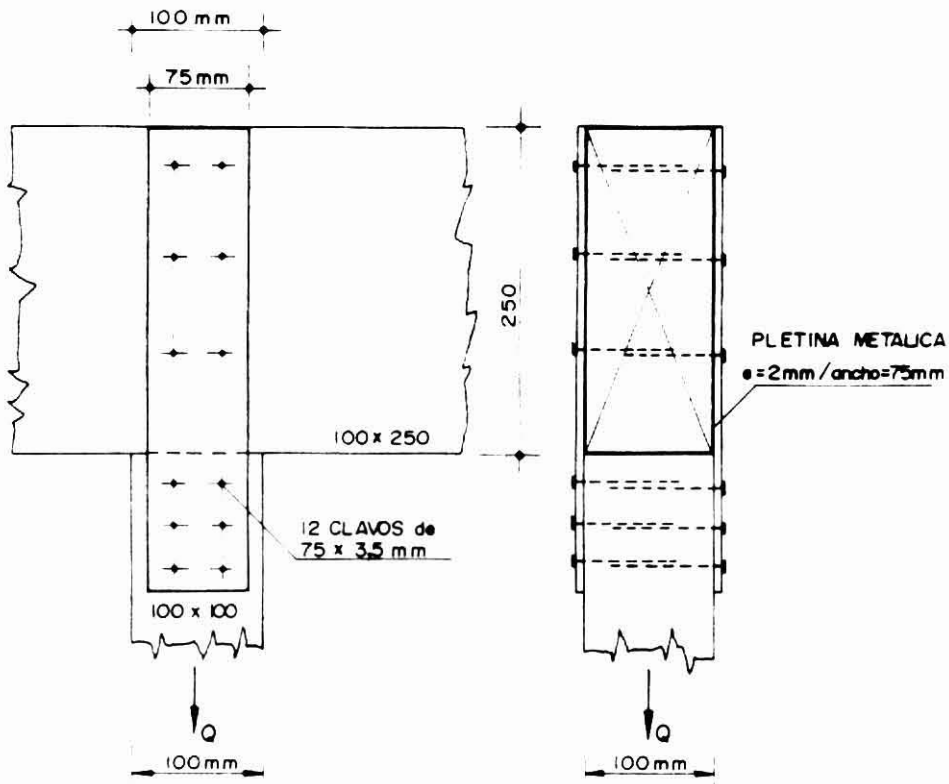
$$P_{el,dis} = 52,8 \times 0,962 \times 1,3 \times 1,0 = 66 \text{ Kg-f/clavo}$$

$$N^{\circ} \text{ de clavos requeridos} = \frac{394}{66} = 6 \text{ clavos}$$

RESPUESTA : Se usará un mínimo de 6 clavos de $3\frac{1}{2}$ " ($90 \times 3,9 \text{ mm}$) en el traslape de ambas soleras.

PROBLEMA 66

Determinar la carga de diseño que se puede transferir a través de la cubrejunta metálica de la Figura, si se usan 12 clavos de $75 \times 3,5$ mm por cada lado. La madera es Pino radiata verde que permanece en un ambiente seco. Se asume que la carga será permanente (50 años).



Desarrollo

1.- Características del clavo usado

- Para clavos de $75 \times 3,5$ mm

- * diámetro del clavo : $d_c = 3,5$ mm
- * largo del clavo : $l_c = 75$ mm

2.- Densidad de la madera usada

- Densidad anhidra característica

$$\rho_{0,K} = 369 \text{ Kg/m}^3$$

(De Tabla N° 82)

- 3.- Carga admisible que se asigna a una sección transversal de clavo solicitada en cizalle

$$P_{el,ad} = 3,5 \times 3,5^{1,5} \times 369^{0,5} = 440 \text{ N} = 44 \text{ Kg-f}$$

- 4.- Factores de modificación

- Por duración de carga : $K_D = 0,949$ (50 años)
- Por contenido de humedad : $K_{UH} = 1,0$ (Tabla Nº 62)
- Por cubrejunta metálica : $K_{cm} = 1,25$
- Por profundidad de penetración (K_{pp})

- ★ Penetración efectiva mínima : $p_{ef,mín} = 12 \times d_c$

$$p_{ef,mín} = 12 \times 3,5 = 42 \text{ mm}$$

- ★ Penetración efectiva real : $p_{ef} = \ell_c - 2 \text{ mm}$

$$p_{ef} = 75 - 2 = 73 \text{ mm} > 42 \text{ mm} = p_{ef,mín}$$

$$\text{Luego : } K_{pp} = 1,0 \quad \text{O.K.}$$

- 5.- Carga de diseño que se asigna a una sección transversal de clavo, solicitada en cizalle

$$P_{el,dis} = P_{el,ad} \times K_D \times K_{UH} \times K_{cm} \times K_{pp}$$

$$P_{el,dis} = 44 \times 0,949 \times 1,0 \times 1,25 \times 1,0 = 52 \text{ Kg-f/clavo}$$

- 6.- Carga de diseño de la unión (Q)

$$Q = 52 \times 12 = 624 \text{ Kg-f}$$

- 7.- Verificación de la pletina metálica

$$\text{- Area neta} = 0,2 \times (7,5 - 2 \times 0,35) = 1,36 \text{ cm}^2$$

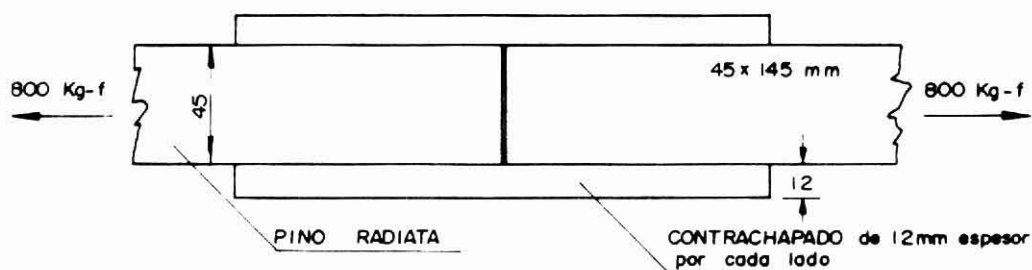
$$\text{- } Q_{pletina} = 1,36 \times 1500 = 2040 \text{ Kg-f} > Q = 624 \text{ Kg-f}$$

Luego, la resistencia de la unión queda controlada por la resistencia de los clavos:

$$Q = 624 \text{ Kg-f}$$

PROBLEMA 67

Se ha dispuesto una cubrejunta de contrachapado para traspasar la fuerza de tracción señalada en la unión esquematizada en la Figura. La cubrejunta se coloca seca y permanecerá en ese estado, en servicio. Determinar el tamaño, cantidad y ubicación de los clavos necesarios para transmitir tal carga, la que tendrá una duración de 1 día.



Desarrollo

1.- Características del Clavo Elegido

- Espesor total a unir: $45 + 12 + 12 = 69 \text{ mm}$
- Se probará con clavos: $65 \times 3,1 \text{ mm}$

diámetro del clavo : $d_c = 3,1 \text{ mm}$

largo del clavo : $l_c = 65 \text{ mm}$

espesor mínimo exigido para el tablero (e_{min})

$$e_{min} \geq 3 d_c \quad (\text{Ver párrafo 6.5.2.6.i})$$

$$e_{min} \geq 3 \times 3,1 = 9,1 \text{ mm}$$

$$e_{real} = 12 \text{ mm} > e_{min} \quad \text{O.K.}$$

2.- Densidad de la Madera Usada

NOTA : Se usará la densidad del Pino radiata pues su valor es menor que el correspondiente al contrachapado.

$$\rho_{o,K} = 369 \text{ Kg-f/m}^3$$

(De Tabla Nº 82)

- 3.- Carga Admisible que se asigna a una sección transversal de clavo solicitada en cizalle

$$P_{el,ad} = 3,5 \times 3,1^{1,5} \times 369^{0,5} = 367 \text{ N} = 36,7 \text{ Kg-f}$$

4.- Factores de Modificación

- Por duración de carga : $K_D = 1,326$ (1 dfa)
- Por contenido de humedad : $K_{UH} = 1,0$
- Por profundidad de penetración (K_{pp})

★ Penetración efectiva mínima (cizalle múltiple):

$$P_{ef,mín} = 8 \times d_c = 8 \times 3,1 = 24,8 \text{ mm} \quad (\text{Ver Tabla N° 83})$$

$$P'_{ef,mín} = 4 \times d_c = 4 \times 3,1 = 12,4 \text{ mm}$$

★ Penetración efectiva real (p_{ef})

$$P_{ef} = l_c - (12 + 45) = 69 - 57 = 12 \text{ mm}$$

$$\text{luego : } P_{ef} < P'_{ef,mín} = 12,4 \text{ mm}$$

Conclusión : No se asigna carga al segundo plano de cizalle; se debe tratar como cizalle simple.

★ Penetración efectiva mínima (cizalle simple)

$$P_{ef,mín} = 12 \times d_c = 12 \times 3,1 = 37,2 \text{ mm}$$

★ Penetración efectiva real (p_{ef})

$$P_{ef} = l_c - 12 = 69 - 12 = 57 \text{ mm}$$

$$P_{ef} > P_{ef,mín} = 37,2 \quad \text{O.K.}$$

$$K_{pp} = 1,0$$

- 5.- Carga de Diseño que se asigna a una sección transversal de clavo, solicitada en cizalle simple

$$P_{el,dis} = P_{el,ad} \times K_D \times K_{UH} \times K_{pp}$$

$$P_{el,dis} = 36,7 \times 1,326 \times 1,0 \times 1,0 = 48,7 \text{ Kg-f/clavo}$$

- 6.- Número de Clavos requeridos (n)

$$n = \frac{800}{48,7} = 16,4$$

Se usarán 18 clavos totales: 9 por cada lado.

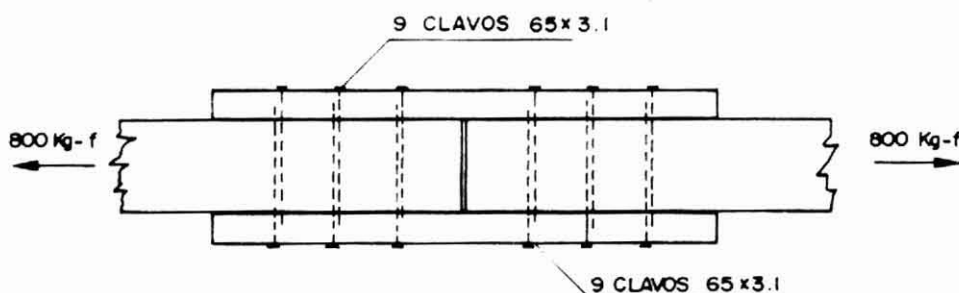
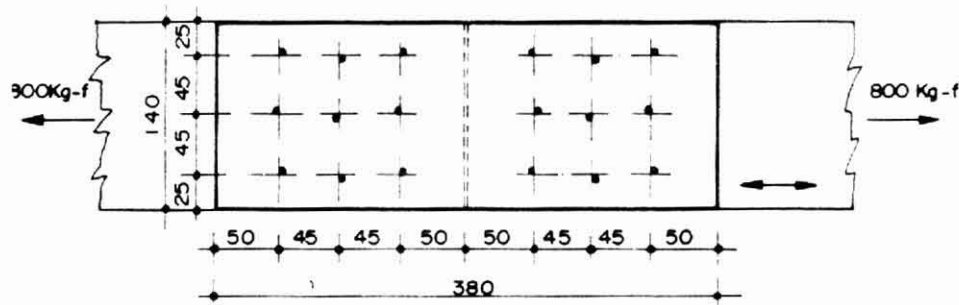
- 7.- Ubicación de los clavos colocados sin perforación gufa. Angulo que forma la fibra con la dirección de la fuerza ($\alpha = 0^\circ$). Ver Tabla N° 84.

Espaciamientos Mínimos:

Entre clavos : $S_p = 10 d$ (paralela a la fibra)
 $S_p = 5 d$ (perpendicular a la fibra)

Al borde cargado : $S_{bcp} = 15 d$ (paralela a la fibra)
 $S_{bcn} = 5 d$ (perpendicular a la fibra)

Desde el borde descargado : $S_{bdp} = 7 d$ (paralela a la fibra)
 $S_{bdn} = 5 d$ (perpendicular a la fibra)



8.- Verificación del Contrachapado

Para fines docentes se asumirá que el contrachapado usado está formado por 4 chapas de 3 mm de espesor. Por lo tanto sólo dos de ellas quedan con sus fibras paralelas a la carga que soliciita la unión.

El área neta se calculará considerando sólo estas dos chapas:

$$A_{\text{neta}} = 2 (0,3 \times 14 \times 2) = 16,8 \text{ cm}^2$$

$$f_{\text{tp}} = \frac{800}{16,8} = 47,6 \text{ Kg-f/cm}^2 < F_{\text{tp,dis,contrachapado}}$$

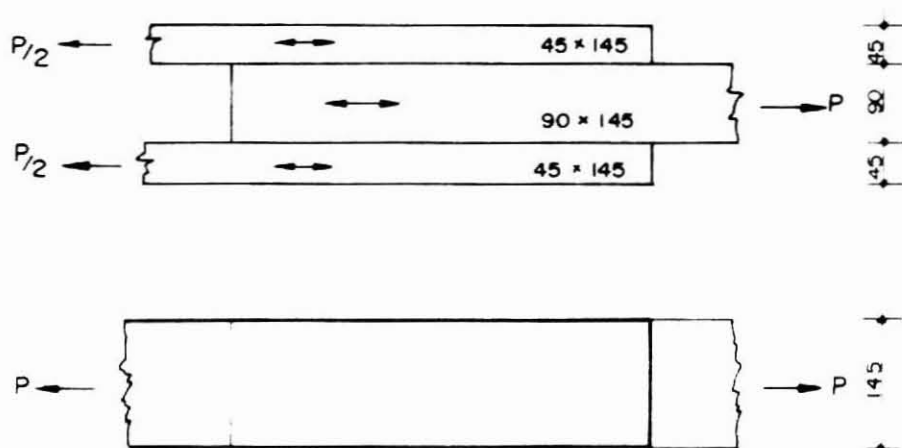
NOTA : $F_{\text{tp,contrachapado}} \approx 115,0 \text{ Kg-f/cm}^2$ (Tensión Admisible)

$$F_{\text{tp,dis,contrachapado}} \approx 115 \times K_D = 115 \times 1,326 = 152 \text{ Kg-f/cm}^2$$

(Tensión de Diseño)

PROBLEMA 68

La unión de la Figura se diseña en Lenga seca que permanecerá en ese estado en servicio. Se usará Lenga, Grado Estructural N° 3 y anillos conectores como elementos de unión. La combinación de carga más desfavorable es para carga permanente y nieve que tiene una duración de 2 meses y un valor de 8000 Kg-f. Usar anillos conectores de 66,5 mm de diámetro.



Desarrollo

1.- Carga de Trabajo a considerar en la unión

Carga permanente + Nieve = 8000 Kg-f

Duración = 2 meses

Factor de modificación: $K_D = 1,15$

$$P_{tr} = 8000 \times 1,15 = 9200 \text{ Kg-f}$$

2.- Características del Conector elegido

Diámetro del conector = 66,5 mm

Perno usado : D = 12 mm

Inclinación de la carga respecto a las fibras de los elementos (α):

$$\alpha = 0^\circ$$



Espaciamientos básicos, que permiten utilizar la total capacidad admisible de los conectores.

a) Medidos en dirección de la fibra:

i) Al borde cargado (ver Tabla N° 87)

$$S_{sbc p} = 140 \text{ mm}$$

ii) Al borde descargado (ver Tabla N° 87)

$$S_{sbd p} = 115 + 0,3 \times \alpha$$

$$S_{sbd p} = 115 + 0,3 \times 0^\circ = 115 \text{ mm}$$

iii) Entre conectores (ver Tabla N° 91)

$$S_{cp} = 175 - \frac{85 \times \alpha}{60}$$

$$S_{cp} = 175 - \frac{85 \times 0}{60} = 175 \text{ mm}$$

b) Medidos en dirección normal a las fibras:

i) Al borde cargado (ver Tabla N° 89)

$$S_{sbc n} = \frac{5}{9} \alpha + S_{mbn}$$

Con : S_{mbn} = espaciamiento mínimo al borde medido normal a la dirección de la fibra. Ver Tabla N° 90.

$$S_{sbc n} = 45 \text{ mm}$$

ii) Al borde descargado

$$S_{sbd n} = 45 \text{ mm}$$

iii) Entre conectores vecinos

$$S_{cn} = 90 + \frac{\alpha}{3} = 90 \text{ mm}$$

3.- Carga Admisible del Conector elegido

De Tabla Nº 94 para :

Grupo Estructural de la Lenga : ES 4

Ancho mínimo = 90 mm

Espesor pieza lateral = 45 mm

Espesor pieza central = 90 mm

$$P_{cp,ad} = 15550 \text{ N} = 1555 \text{ Kg-f}$$

4.- Factores de Modificación a considerar

- Por duración de carga : $K_D = 1,15$ (2 meses)
- Por contenido de humedad : $K_{UH} = 1,0$ (uso seco)
- Por longitud de hilera (K_U)

Se asumirá que :

i) el número de conectores necesarios son:

$$n \approx \frac{9200}{1555} \approx 5,9 \approx 6 \text{ conectores}$$

ii) se distribuirán en dos hileras de 3 conectores

$$A_1 = \text{área de elementos laterales} = 2 \times (45 \times 145)$$

$$A_1 = 13050 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = \text{área del elemento central} = 90 \times 145$$

$$A_2 = 13050 \text{ mm}^2$$

$$A_1/A_2 = 1$$

De Tabla Nº 64 con : $A_1 = 13050 \text{ mm}^2$

$$n = 3$$

$$K_U = 1,0$$

5.- Carga de Diseño del Conector elegido

$$P_{cp,dis} = P_{cp,ad} \times K_D \times K_{UH} \times K_U$$

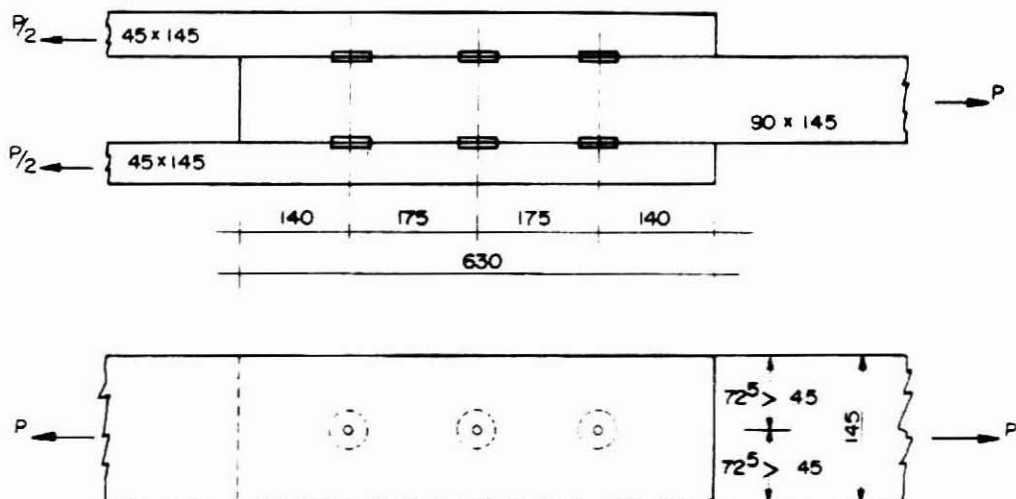
$$P_{cp,dis} = 1555 \times 1,15 \times 1,0 \times 1,0$$

$$P_{cp,dis} = 1788 \text{ Kg-f}$$

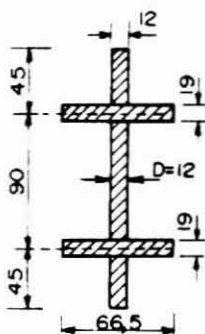
6.- Número de Conectores y Distribución

$$n = \frac{P_{dis}}{P_{cp,dis}} = \frac{9200}{1788} = 5,1$$

Se tomarán 6 conectores (2 hileras de 3 conectores de 66,5 mm con perno de 12 mm de diámetro. Una hilera en cada lado del elemento principal).



7.- Verificación de los Elementos Laterales y Principal



Proyección del área para conector de 66,5 mm.

i) en el elemento lateral:

$$A_{pc,1} = \frac{66,5 \times 19}{2} + (45 - \frac{19}{2}) \times 12$$

$$A_{pc,1} = 631,75 + 426 = 1057,75 \text{ mm}^2$$

$$A_{pc,1} = 10,58 \text{ cm}^2$$

ii) para elemento central :

$$A_{pc,2} = 2 \times \frac{66,5 \times 19}{2} + (90 - 19) \times 12$$

$$A_{pc,2} = 1263,5 + 852 = 2115,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{pc,2} = 21,16 \text{ cm}^2$$

Area neta del elemento lateral :

$$A_{neta,1} = 4,5 \times 14,5 - A_{pc,1} = 65,25 - 10,58 = 54,67 \text{ cm}^2$$

Area neta del elemento central :

$$A_{neta,2} = 9,0 \times 14,5 - A_{pc,2} = 130,5 - 21,16 = 109,34 \text{ cm}^2$$

Carga de tracción capaz de resistir los elementos de madera:

i) Tensión admisible de tracción para la madera usada

Grupo Estructural : ES 4

Grado Estructural : N° 3

Clase Estructural : F 14 (Ver Tabla N° 21)

Tensión admisible de tracción paralela (de Tabla N° 18)

$$F_{tp} = 8,4 \text{ MPa} = 84 \text{ Kg-f/cm}^2$$

ii) Tensión de Diseño en tracción paralela

$$F_{tp,dis} = F_{tp} \times K_D = 84 \times 1,15 = 96,6 \text{ Kg-f/cm}^2$$

iii) Carga soportada por un elemento lateral

$$P_{dis,1} = A_{neta,1} \times F_{tp,dis} = 54,67 \times 96,6$$

$$P_{dis,1} = 5281 \text{ Kg-f}$$

iv) Carga soportada por el elemento principal

$$P_{dis,2} = A_{neta,2} \times F_{tp,dis} = 109,34 \times 96,6$$

$$P_{dis,2} = 10562 \text{ Kg-f}$$

v) Carga soportada por los 6 conectores

$$P_{dis} = 6 \times 1788 = 10788 \text{ Kg-f} > P_{dis,2}$$

7.- Verificación Final

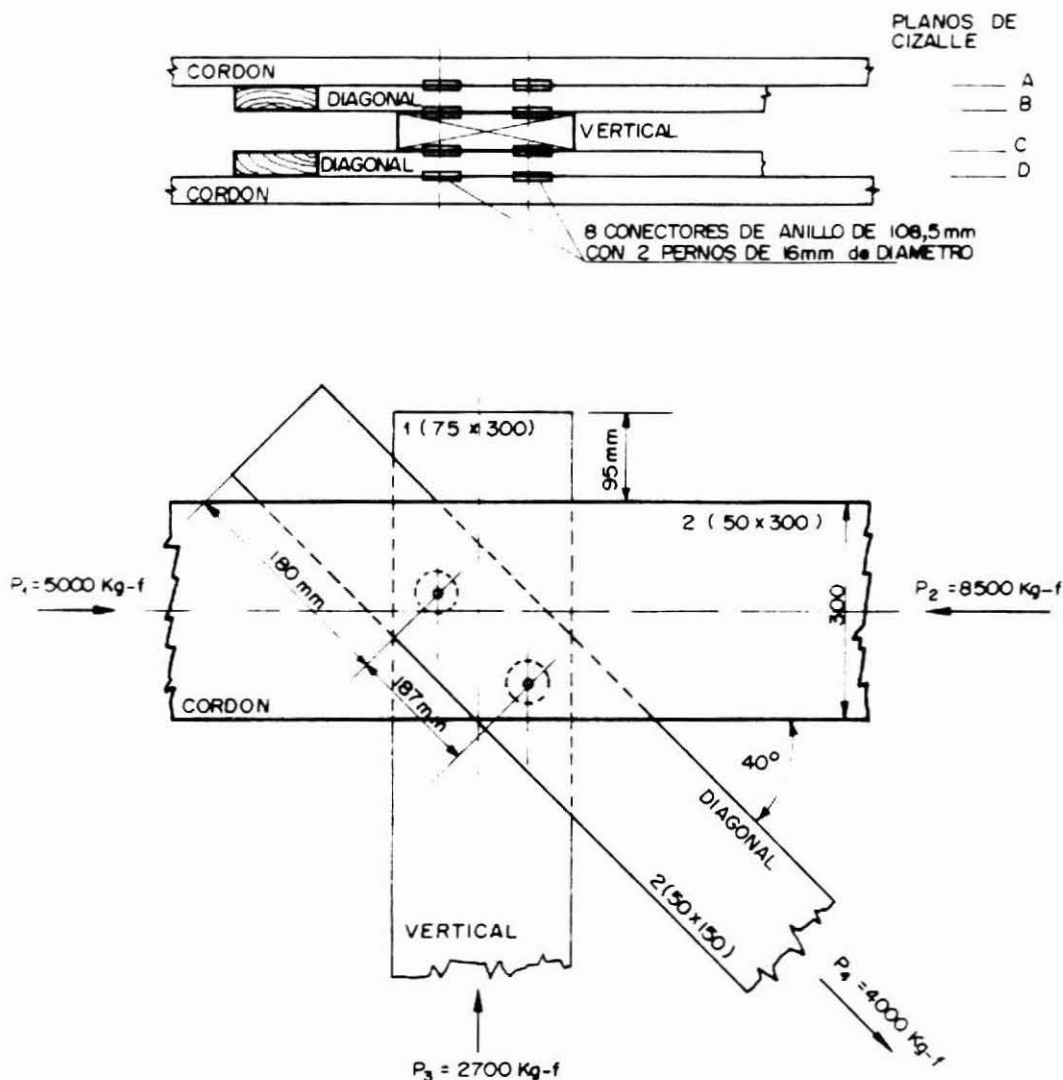
$$P_{tr} = 9200 \text{ Kg-f}$$

$$P_{dis} = 10788 \text{ Kg-f} \quad \frac{P_{tr}}{P_{dis}} = \frac{9200}{10.788} = 0,85 < 1 \quad \text{O.K.}$$



PROBLEMA 69

Verificar el nudo de cercha de la Figura y los espaciamientos señalados en ella para resistir las cargas que se indican. La especie maderera es Pino radiata, seco durante la fabricación y seco en servicio. Duración de la combinación de carga más desfavorable: 2 meses.



Desarrollo

- 1.- Determinación de las Cargas que actúan sobre los Conectores en los diferentes Planos de Cizalle

a) Plano de Cizalle

A y D

Carga

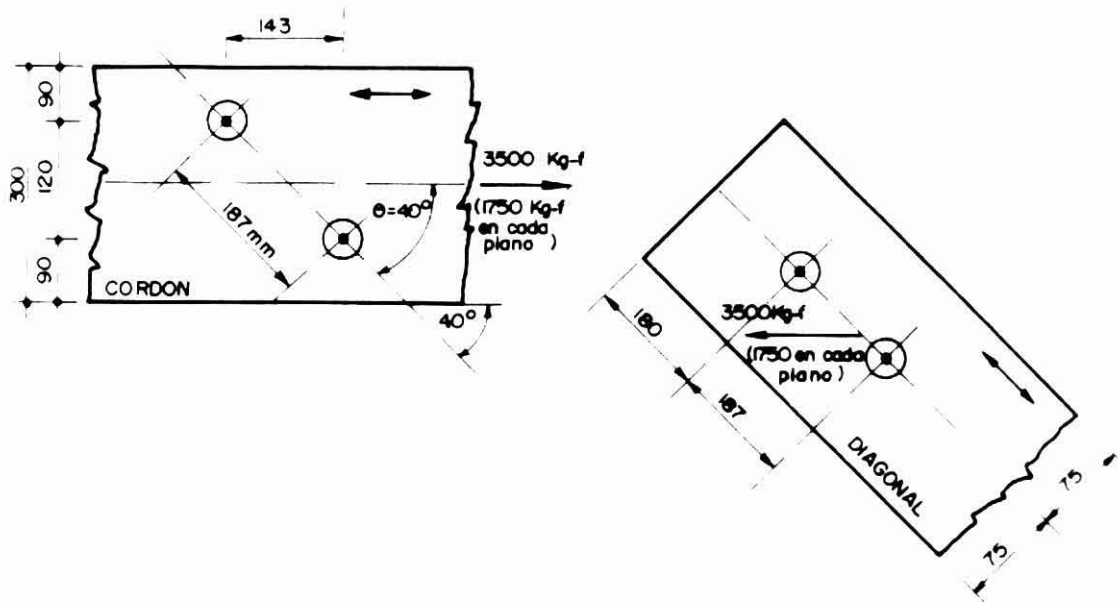
$$P_2 - P_1 = 3500 \text{ Kg-f}$$

Nº de Conectores

4



En la Figura que sigue se grafica la carga que se transfiere en cada uno de los planos (A y D).



★ El ángulo que forma la CARGA con la DIRECCION DE LA FIBRA (α) es:

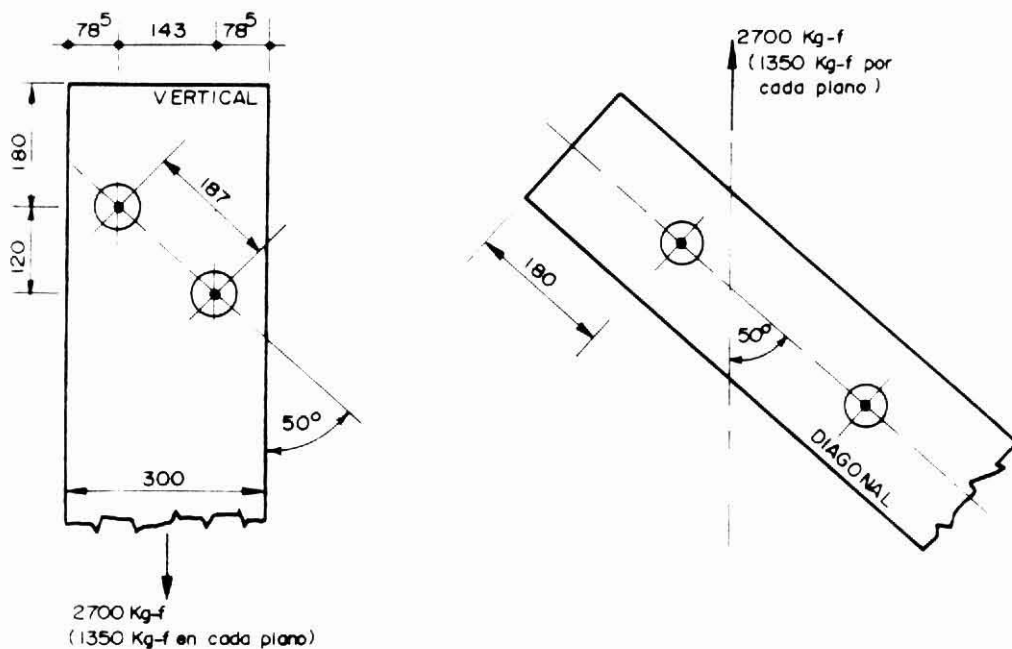
- i) $\alpha = 0^\circ$ en el CORDON
- ii) $\alpha = 40^\circ$ en la DIAGONAL

★ El ángulo que forma la dirección del EJE DE LOS CONECTORES y de la FIBRA de la madera (θ), es:

- i) $\theta = 40^\circ$ en el CORDON
- ii) $\theta = 0^\circ$ en la DIAGONAL

b) <u>Plano de Cizalle</u>	<u>Carga</u>	<u>Nº de Conectores</u>
B y C	2700 Kg-f	4

En la Figura siguiente se grafica la carga que se transfiere en cada uno de los planos (B y C).



★ El ángulo que forma la CARGA con la DIRECCION DE LA FIBRA (α) es:

- i) $\alpha = 0^\circ$ en el VERTICAL
- ii) $\alpha = 50^\circ$ en la DIAGONAL

★ El ángulo que forman las direcciones del EJE DE LOS CONECTORES y de la FIBRA de la madera (θ) es:

- i) $\theta = 50^\circ$ en el VERTICAL
- ii) $\theta = 0^\circ$ en la DIAGONAL

2.- Factor de Modificación por Espaciamiento (K_s)

★ Espaciamientos básicos entre conectores vecinos (S_{sc})

$$S_{sc} = \frac{S_{cp} \times S_{cn}}{\sqrt{S_{cp}^2 \times \sin^2 \theta + S_{cn}^2 \times \cos^2 \theta}}$$

Con :

S_{cp} = espaciamento básico entre dos conectores vecinos dispuestos según la dirección de la fibra.

S_{cn} = espaciamiento básico entre dos conectores dis
puestos consecutivamente según la dirección nor
mal a la fibra.

θ = ángulo formado por las direcciones de la recta
que une los centros de conectores vecinos y la
fibra.

* Espaciamientos básicos a los bordes (Ver Tablas N° 87, N° 89 y N° 91)

a) Para el CORDON : $\alpha = 0^\circ$

- De Tabla N° 91 : $S_{cp} = 175 \text{ mm}$

$S_{cn} = 90 \text{ mm}$

$\theta = 40^\circ$

$$S_{sc} = \frac{175 \times 90}{\sqrt{175^2 \times 0,413 + 90^2 \times 0,587}} = \frac{15750}{131,92} = 119,4 \text{ mm}$$

$$S_{sc,real} = 187 > S_{sc} = 119,4$$

Luego : $K_s = 1,0$

- De Tabla N° 89 : $S_{sbdn} = 70 \text{ mm}$

$$S_{sbdn,real} = 90 \text{ mm} > S_{sbdn} = 70 \text{ mm}$$

Luego : $K_s = 1,0$

- El espaciamiento real al borde, medido según la dirección de la
fibra supera el valor del espaciamiento básico correspondiente que
según Tabla N° 87, es:

$$S_{sbcpr} = 180 \text{ mm}$$

Luego : $K_s = 1,0$

b) Para la DIAGONAL en los planos A y D : $\alpha = 40^\circ$

- De Tabla N° 91 : $S_{cp} = 230 - \frac{5 \alpha}{3} = 230 - \frac{5 \times 40}{3} = 164 \text{ mm}$

$$S_{cn} = 130 + \frac{5 \alpha}{12} = 130 + \frac{5 \times 40}{12} = 147 \text{ mm}$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$S_{sc} = \frac{164 \times 147}{\sqrt{164^2 \times 0 + 147^2 \times 1}} = 164 \text{ mm}$$

$$S_{sc,real} = 187 > S_{sc} = 164 \text{ mm}$$

Luego: $K_s = 1,0$

- De Tabla N° 89 :

$$S_{sbdn} = 70 \text{ mm}$$

$$S_{sbdn,real} = 75 \text{ mm} > S_{sbdn} = 70 \text{ mm}$$

Luego: $K_s = 1,0$

- De Tabla N° 87 :

$$S_{sbcp} = 180 \text{ mm}$$

$$S_{sbcp,real} = 180 = S_{sbcp}$$

Luego: $K_s = 1,0$

c) Para la DIAGONAL en los planos B y C : $\alpha = 50^\circ$

- De Tabla N° 91 : $S_{cp} = 230 - \frac{5 \alpha}{3} = 230 - \frac{5 \times 50}{3} = 147 \text{ mm}$

$$S_{cn} = 130 + \frac{5 \alpha}{12} = 130 + \frac{5 \times 50}{3} = 214 \text{ mm}$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$S_{sc} = \frac{147 \times 214}{\sqrt{147^2 \times 0 + 214^2 \times 1}} = 147 \text{ mm}$$

$$S_{sc,real} = 187 \text{ mm} > S_{sc} = 147 \text{ mm}$$

$$\text{Luego : } K_s = 1,0$$

- De Tabla N° 89 :

$$S_{sbdn} = 70 \text{ mm}$$

$$S_{sbdn,real} = 75 \text{ mm} > S_{sbdn} = 70 \text{ mm}$$

$$\text{Luego : } K_s = 1,0$$

- De Tabla N° 87 :

$$S_{sbcP} = 180 \text{ mm}$$

$$S_{sbcP,real} = 180 = S_{sbcP}$$

$$\text{Luego : } K_s = 1,0$$

d) Para el VERTICAL : $\alpha = 0^\circ$

$$\text{- De Tabla N° 91 : } S_{cp} = 175 \text{ mm}$$

$$S_{cn} = 90 \text{ mm}$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$S_{sc} = \frac{175 \times 90}{\sqrt{175^2 \times 0,587 + 90^2 \times 0,413}} = \frac{15.750}{146,0}$$



$$S_{sc} = 107,9 \text{ mm}$$

$$S_{sc,real} = 187 \text{ mm} > S_{sc} = 107,9$$

$$\text{Luego : } K_s = 1,0$$

- De Tabla N° 89 :

$$S_{sbdn} = 70 \text{ mm}$$

$$S_{sbdn,real} = 78,5 > S_{sbdn} = 70 \text{ mm}$$

$$\text{Luego : } K_s = 1,0$$

- De Tabla N° 87 :

$$S_{sbdp} = 140 + 0,4 \times \alpha = 140 \text{ mm}$$

$$S_{sbdp,real} = 180 > S_{sbdp} = 140 \text{ mm}$$

$$\text{Luego : } K_s = 1,0$$

CONCLUSION : En todos los casos resulta que los espaciamientos reales son mayores o iguales a los espaciamientos básicos por lo tanto, siempre se cumple que:

$$K_s = 1,0$$

3.- Cargas de Diseño de los Conectores

a) Para el CORDON : $\alpha = 0^\circ$ (Planos A y D)

- De Tabla N° 94 : Para: espesor $e \geq 45 \text{ mm}$
ancho $a \geq 140 \text{ mm}$
ES5 (Pino radiata, seco)

Se obtiene:

$$P_{cp,ad} = 20500 \text{ N} = 2050 \text{ Kg-f}$$

Luego :

$$P_{cp,dis} = P_{cp,ad} \times K_D \times K_S = 2050 \times 1,15 \times 1,0$$

$$P_{cp,dis} = 2357,5 \text{ Kg-f/conector}$$

$$P_{cp,dis,total} = 4 \times 2357,5 = 9430 \text{ Kg-f} > 3500 \text{ Kg-f}$$

O.K.

b) Para la DIAGONAL en los planos A y D : $\alpha = 40^\circ$

- De Tabla N° 94 : Para: espesor $e \geq 45 \text{ mm}$
ancho $a \geq 140 \text{ mm}$
ES5 (Pino radiata, seco)

Se obtiene :

$$P_{cp,ad} = 20500 \text{ N} = 2050 \text{ Kg-f}$$

$$P_{cn,ad} = 8950 \text{ N} = 895 \text{ Kg-f}$$

$$P_{\alpha,ad} = \frac{2050 \times 895}{2050 \times \sin^2 \alpha + 895 \times \cos^2 \alpha}$$

$$P_{\alpha,ad} = \frac{2050 \times 895}{2050 \times 0,413 + 895 \times 0,587} = 1337 \text{ Kg-f}$$

$$P_{\alpha,dis} = P_{\alpha,ad} \times K_D \times K_S = 1337 \times 1,15 \times 1,0 = 1538 \text{ Kg-f}$$

$$P_{\alpha,dis, total} = 4 \times 1538 = 6152 \text{ Kg-f} > 3500 \text{ Kg-f}$$

O.K.

c) Para la DIAGONAL en los planos B y C : $\alpha = 50^\circ$

- De Tabla N° 94 : Para: espesor $e \geq 45 \text{ mm}$
ancho $a \geq 140 \text{ mm}$
ES5 (Pino radiata, seco)



Se obtiene :

$$P_{cp,ad} = 2050 \text{ Kg-f}$$

$$P_{cn,ad} = 895 \text{ Kg-f}$$

$$P_{\alpha,ad} = \frac{2050 \times 895}{2050 \times 0,587 + 895 \times 0,413} = 1166 \text{ Kg-f}$$

$$P_{\alpha,dis} = P_{\alpha,ad} \times K_D \times K_S = 1166 \times 1,15 = 1340,9 \text{ Kg-f}$$

$$P_{\alpha,dis,total} = 4 \times 1340,9 = 5363,6 \text{ Kg-f} > 2700 \text{ Kg-f}$$

O.K.

d) Para el VERTICAL : $\alpha = 0^\circ$

- De Tabla Nº 94 : Para: espesor $e > 45 \text{ mm}$
ancho $a > 140 \text{ mm}$
ES 5 (Pino radiata, seco)

Se obtiene :

$$P_{cp,ad} = 2050 \text{ Kg-f}$$

Luego :

$$P_{cp,dis} = P_{cp,ad} \times K_D \times K_S = 2050 \times 1,15 = 2357,5 \text{ Kg-f}$$

$$P_{cp,dis,total} = 4 \times 2357,5 = 9430 \text{ Kg-f}$$

