

5. VERIFICACIONES Y DISEÑO DE DETALLES

5.1 Análisis de la Resistencia del Encuentro de Muros.

Como vimos en los capítulos anteriores, al producirse un sismo, el muro recibe cargas en sus distintas secciones, ya sean normales o laterales al muro. En esta parte del capítulo estudiaremos el comportamiento de los muros en la zona de encuentro, analizando los esfuerzos de tracción en los bloques y deslizamiento de los mismos. Para el efecto se tomará un caso típico de encuentro de muros y se verificará con un coeficiente sísmico del 30%. El caso típico de encuentro de muros puede verse en la fig. 5.1

5.2 Tracción en los Bloques

Cuando el sismo actúa en la dirección indicada en la fig. 5.1 se producen en los bloques del encuentro, un esfuerzo de tracción que tiende a partir el bloque.

Según la fig. 5.1, el esfuerzo actuante sobre cualquier bloque será :

$$f_a = \text{fuerza sísmica} / \text{Área de la sección transversal vertical del bloque}$$

Para este caso, la fuerza sísmica sobre cada bloque es:

$$f_s = C_m \times \text{peso de las hiladas actuantes}$$

$$f_s = 0.30 \times 1.6 \times 4.00 \times 0.38 \times 0.211 = 153 \text{ Kgs.}$$

El área transversal del bloque es :

$$a = 8 \times 38 = 304 \text{ cm}^2.$$

Por lo tanto el esfuerzo actuante será :

$$f_a = 153 / 304 = 0.50 \text{ kg. /cm}^2.$$

Como vemos, el bloque resiste 0.50 kg./cm², esfuerzo que puede resistir satisfactoriamente sin llegar a romperse. Como dato adicional, podemos decir que un bloque resiste normalmente alrededor de 2 kg./cm² como mínimo.

5.3 Deslizamiento de Bloques en el Encuentro de Muros.

Como vimos anteriormente, el bloque resiste satisfactoriamente las tracciones producidas por la acción sísmica. En esta parte del capítulo analizaremos los bloques desde el punto de vista del deslizamiento, que se ha observado que constituya una de las causas que más fallas produce en los muros.

Según vemos en la fig. 5.1, el esfuerzo actuante es casi constante a cualquier altura del muro, disminuyendo levemente en la primera hilada para dicha disposición de los bloques; en cambio el esfuerzo resistente varía proporcionalmente con la altura, siendo menor en la primera hilada y llega al máximo en la zona de apoyo del muro. Esto puede explicarse fácilmente, ya que la fuerza de fricción es la que contribuye mayormente con la resistencia, variando esta con el peso del muro que a su vez varía con la altura. En menor proporción ayuda la adherencia del mortero con el bloque, siendo este de valor constante en cualquier punto del muro. Para el análisis, consideraremos el mismo muro del ejemplo anterior, estudiando su resistencia en la primera hilada, y como complemento en la tercera hilada.

Para la primera hilada, la fuerza actuante F_a es igual

al coeficiente sísmico por el peso de las hiladas actuantes:

$$F_a = 0.30 \times 1,600 \times 0.145 \times 4.00 \times 0.38 = 106 \text{ kg.}$$

La fuerza resistente será aquella proporcionada por la fricción de la mitad del bloque de encuentro, más la adherencia

$$F_r = 0.5 \times 0.38 \times 0.38 (0.85 \times 0.85 \times 1.6 \times 0.08 + 1.5)$$

$$F_r = 115 \text{ kg.}$$

Por lo tanto, el factor de seguridad (FS) en la primera hilada será :

$$FS = 115 / 106 = 1.085$$

Analizando la tercera hilada:

$$F_a = 0.3 \times 1,600 \times 0.105 \times 4.00 \times 0.38 = 76.6 \text{ kg.}$$

$$F_r = 0.5 \times 0.38 \times 0.38 (0.85 \times 0.85 \times 1.6 \times 0.29 + 1.5)$$

$$F_r = 133 \text{ kg.}$$

El factor de seguridad será

$$FS = 133 / 76.6 = 1.74.$$

Ejemplo Usando Bloques Rectangulares de Cabeza

Usando bloques rectangulares de cabeza de 8 x 18 x 38 -
para la primera hilada tendremos :

$$F_a = 0.30 \times 1,600 \times 0.145 \times 4.00 \times 0.38 = 106 \text{ kg.}$$

$$F_r = 0.5 \times 0.38 \times 0.18 (0.85 \times 0.85 \times 1.6 \times 0.08 + 1.5)$$

$$F_r = 54.5 \text{ kg.}$$

$$FS = 54.5 / 106 = 0.51$$

para la tercera hilada tendremos

$$F_a = 0.30 \times 1,600 \times 0.105 \times 4.00 \times 0.38 = 76.6 \text{ kg.}$$

$$F_r = 62.8 \text{ kg.}$$

$$FS = 62.8 / 76.6 = 0.82$$

Así vamos que a medida que aumente la altura, aumente la seguridad del encuentro del muro, siendo esta crítica en la primera hilada, debido principalmente al poco peso. En vista de esto, se hace necesario el refuerzo de la zona superior del muro con una viga collar o con llaves de amarre como veremos en el siguiente acápite.

5.4 Diseño de Llaves de Amarre

Como vimos anteriormente, el factor de seguridad en las primeras hiladas de un encuentro de muros, resultaba bastante bajo. Debido a esto, se hace necesario reforzar dicha zona con elementos de seguridad que denominaremos "Llaves de Amarre".

Dichas llaves de amarre, constan principalmente de elementos en tracción, debidamente anclados (generalmente de tipo mecánico) a los muros del encuentro. Para el desarrollo se considerará el tipo de llave que se muestra en la fig. 5.2.

Análisis. Para el análisis se igualará la fuerza actuante con la resistencia y aplicando un factor global de reducción se despejará el valor de la longitud del tirante de amarre.

Según la fig. 5.2, la fuerza actuante F_a es :

$$F_a = C_m B \cdot t h_m \gamma_m$$

y la fuerza resistente F_r es :

$$F_r = L_a t_a (0.85 f \gamma_m h_a + u)$$

aplicando un factor global de reducción (ϕ) a la fuerza resistente, y despejando $L_a / 3$ tendremos :

$$\frac{L_a}{3} = \gamma_m \frac{C_m}{\phi} \left(\frac{h_m}{0.85 f \gamma_m h_a + u} \right) \frac{t}{t_a}$$

donde L_a = longitud del tirante de amarre

h_m = altura actuante del muro principal

h_a = altura resistente del muro de arriostre

Si reemplazamos los valores de $\gamma_m = 1.6 \text{ t/m}^3$, $u = 1.5 \text{ /m}^2$ y $\phi = 0.67$

obtenemos finalmente :

$$\frac{L_a}{3} = \frac{h_m C_m t / t_a}{0.57 f h_a + 0.42 u}$$

Con esta fórmula, podemos fácilmente determinar la longitud requerida de los tirantes de amarre. A manera de ilustración se hará un ejemplo completo de diseño de una llave de amarre.

Ejemplo de Aplicación . Diseñar la llave de amarre del muro mostrado en la fig. 5.3, usando un coeficiente sísmico de 20%. El muro está construido con bloques sin estabilizar.

Con las dimensiones dadas, aplicamos la fórmula :

$$\begin{aligned} \frac{L_{a1}}{3} &= \frac{2.40 \times 0.20 \times 1.20 / 1.20}{0.57 \times 0.85 \times 1.20 + 0.63} = 0.40 \\ L_{a1} &= 0.40 \times 6.00 = 2.40 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Colocando un segundo tirante L_{a2} :

$$\begin{aligned} \frac{L_{a2}}{3} &= \frac{3.60 \times 0.20 \times 1.20 / 1.20}{0.57 \times 0.35 \times 3.60 + 0.42 \times 1.5} = 0.30 \\ L_{a2} &= 0.30 \times 6.00 = 1.80 \text{ mt.} \end{aligned}$$

A continuación pasaremos a calcular y verificar los espesores de piezas de madera del arriostramiento. Para el efecto aumentamos en 1/3 los esfuerzos admisibles por tratarse de cargas sísmicas :

- Por contacto localizado para el adobe: $\frac{4}{3} \times 2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 8/3 \text{ kg/cm}^2$
- Por corte en la madera : $\frac{4}{3} \times 8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3 \frac{2}{3} \text{ kg/cm}^2$
- Por flexión en la madera: $\frac{4}{3} \times 84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 112 \text{ kg/cm}^2.$

Si adoptamos una pieza de madera de 2 mt. de largo para el muro principal y otra pieza de 1.30 m. para el muro de arriostre, el momento máximo en las maderas según el diagrama de la fig. 56. será :

- para el primer tirante :

$$\text{Fuerza actuante} : 0.20 \times 5.00 \times 1.20 \times 2.40 \times 1,600$$

$$Fa = 5,530 \text{ kgs.}$$

$$W1 = 2,765 \text{ kg/ml (pieza muro principal)}$$

$$W2 = 4,608 \text{ " (pieza muro arriostre)}$$

$$M_{\text{máx1}} = 2,750 \times 0.60 - 2,765 \times \frac{1.00^2}{2} = 276.5 \text{ kg-mt.}$$

$$M_{\text{máx2}} = 2,765 \times 0.60 - 4,608 \times \frac{0.60^2}{2} = 830 \text{ kg-mt.}$$

Si colocamos piezas de madera de 8" x 9" dimensiones que fueron obtenidas en un primer tanteo, pasaremos a verificar estas dimensiones, considerándolos con una disminución de 1cm. por lado (dimensiones netas). Las nuevas dimensiones serán :

$$9" \times 2.54 - 1 = 21.86 \text{ cm}$$

$$8" \times 2.54 - 1 = 19.32 \text{ cm.}$$

Verificación de la Pieza Principal. Estas dimensiones serán verificadas como sigue :

- Contacto (adobe) :	$\frac{8}{3}$	$\frac{5,530}{200 \times 19.32}$	= 1.43 kg/cm ²
- Corte (madera) :	$\frac{32}{3}$	$\frac{1.5 \times 2,765}{19.32 \times 21.86}$	= 9.82 kg/cm ²
- Flexión (madera) :	112	$\frac{6 \times 27,650}{19.32 \times 21.86^2}$	= 18 kg/cm ²

Verificación para la Pieza de Arriostre:

- Contacto : $\frac{8}{3} \frac{5,530}{120 \times 19.32} = 2.39 \text{ kg/cm}^2$.
- Corte : Igual a la verificación de la pieza principal.
- Flexión : $112 \frac{6 \times 83,000}{19.32 \times 21.86^2} = 54 \text{ kg/cm}^2$
- para el segundo tirante :

Fuerza actuante : $0.20 \times 6.00 \times 1.20 \times 3.60 \times 1,600$

Fa = 8,294 kg.

W1 = 4,147 kg/cm

W2 = 6,912 kg/cm

$M_{máx1} = 4.147 \times 0.60 - \frac{4,147 \times 1.00^2}{2} = 415 \text{ kg -mt}$

$M_{máx2} = 4,147 \times 0.60 - \frac{6,912 \times 0.60^2}{2} = 1,244 \text{ ''}$

Para la pieza principal, adoptando maderas de 9" x 11

$9 \times 2.54 - 1 = 21.86 \text{ cm}$

$11 \times 2.54 - 1 = 26.94 \text{ cm}$

- | | | | |
|--|---|---|-------------------------|
| <div> Contacto : $\frac{8}{3}$ </div> | <div> $\frac{8294}{200 \times 21.86}$ </div> | = | 1.90 kg/cm ² |
|--|---|---|-------------------------|
- Corte $\frac{32}{3} \frac{1.5 \times 4,147}{21.86 \times 26.94} = 10.56 \text{ kg/cm}^2$
- Flexión 112 $\frac{6 \times 41,500}{21.86 \times 26.94^2} = 15.7 \text{ kg/cm}^2$

para la pieza de arriostre : 10" x 11"

$10 \text{ ''} \times 2.54 - 1 = 24.4 \text{ cm}$

- Contacto : $\frac{8}{3} \quad \frac{8,294}{120 \times 24.40} = 2.83 \text{ kg/cm}^2$
- Corte : Igual a la verificación de la pieza principal
- Flexión : $112 \quad \frac{5 \times 124,400}{24.4 \times 26.94^2} = 42 \text{ kg/cm}^2$

Si usamos tirantes de fierro, el diámetro será :

Para un esfuerzo admisible del acero de :

$$F_a = \frac{4}{3} \times 1512 = 2.02 \text{ ton/cm}^2.$$

Primer tirante

$$\frac{5530}{2020} = 2.73 \text{ cm}^2 \quad 1.33 \text{ cm}^2$$

Segundo tirante

$$\frac{8294}{2020} = 4.11 \text{ cm}^2 \quad \text{cm}^2.$$

Si en los extremos de las barras de acero, usamos pernos, deberemos aumentar el grosor de la barra ; de acuerdo al manual AISC (6)

primer tirante 2 Ø 5/4

segundo tirante 2 Ø 3/4

La disposición final de las llaves de amarra puede verse en la fig. 5.3.

5.5 Diseño de Dinteles

Como en cualquier muro, los muros de adobe requieren del uso de dinteles para resistir el peso de la zona de muro localizada sobre las puertas o ventanas. Para el caso de los muros de adobe, generalmente se usan dinteles de madera. Normalmente se colocan no sólo uno, sino varios dinteles sobre la puerta o la ventana, dependiendo esto del ancho del muro y del espesor de madera que se disponga.

Para el análisis, se supondrá que sobre el dintel actúa una carga tipo triangular y una sobrecarga que puede ser el peso del techo. Ambas sobrecargas se simplifican convirtiéndolas en una sobrecarga uniforme equivalente que produce el mismo momento. El espesor del muro se considerará unitario, y se denominará como :

$$j = \text{ancho total de dinteles} / \text{ancho total del muro} (= 1)$$

Primeramente se calculará una expresión que nos dé la longitud mínima de los dinteles en la zona de apoyo, y finalmente se calculará el peralte mínimo que deberá tener el dintel, considerando para ello los esfuerzos y las deflexiones en el dintel.

5.6 Longitud Mínima de Apoyo L

El esfuerzo local en los adobes que soportan el dintel según la fig. 5.4

$$f_m = \text{carga} / \text{área de apoyo}$$
$$f_m = \frac{\gamma_m h (L + 2 L') \times 1}{2 j L' \times 1}$$

Consideraremos una deflexión máxima, y utilizando el método del área de momentos, para el análisis calcularemos la altura mínima b por deflexiones.

Según la fig. 5.4, la sobrecarga equivalente sobre el dintel es :

$$w = \gamma_m (KL)^{2/3}$$

el momento actuante será :

$$M_a = \frac{1}{8} w (KL)$$

reemplazando y efectuando :

$$M_a = \frac{1}{12} \gamma_m (KL)^3$$

Por otro lado el momento resistente M_r es:

$$M_r = f_b \frac{s d^2}{6}$$

para el caso crítico = igualamos ambos momentos; reemplazando luego los valores de $f_b = 60 \text{ kg/cm}^2$, y $\gamma_m = 1.6 \text{ t/m}^3$, obteniendo finalmente :

$$b = 0.048 \frac{L^{1.5}}{s^{0.5}} \quad (\text{para } k = 1.2)$$

A continuación damos valores para distintos s

s	1/3	1/2	1
$b/L \cdot 1.5$	0.083	0.068	0.048

Si tomamos en cuenta las deflexiones, y considerando como la deflexión máxima a $\Delta = L/360$, tendremos que según la fig. 5.5.

Δ = área achurada X distancia al centro de gravedad

$$\Delta = \left(\frac{2}{3} \times \frac{KL}{2} \right) \left(\frac{5}{8} \times \frac{KL}{2} \right) = \frac{5}{48} (KL)^2$$

$$\delta_{\max} = \frac{\epsilon}{d/2} \times \frac{2 f_b}{E d}$$

reemplazando en la expresión de la deflexión máxima tendremos:

$$\Delta_{\max} = \frac{5}{48} \times \frac{2 f_b}{E d} (KL)^2$$

finalmente si reemplazamos los valores de :

$$\Delta_{\max} = KL / 360$$

$$E = 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 60 \text{ "}$$

$$K = 1.2$$

obtenemos la fórmula por deflexiones :

$$d = 0.054 L$$

Las fórmulas por esfuerzos y deflexiones podemos verlas gráficamente en la fig. 5.6

Ejemplo de Aplicación

Determinar el peralte de los dinteles para un muro de espesor 0.40 m. Los dinteles tienen 2" de espesor y una luz libre de 0.90 m.

$$\text{espesor total de dinteles : } 3 \times 2" \times 2.54 = 15.24 \text{ cm.}$$

$$\text{espesor total del muro} = 40.00 \text{ cm.}$$

$$j = 15.24 / 40 = 0.381$$

$$d = 0.043 \times 0.90^{1.5} / 0.381^{0.5} = 0.066 \text{ m. (esfuerzos).}$$

$$d = 0.054 \times 0.90 = 0.048 \text{ m. (deflexiones)}$$

Por lo tanto debemos colocar dinteles de 2" x 3" con longitudes de apoyo a cada lado de 0.40 m (ver fig. 5.7)

$$\beta = 0.040$$

$$C_m = 0.40 / 4.5 \times 0.040 (3.20^2 / 0.5 \times 3.20) = 0.35$$

Paño 2. Considerándolo en el caso I (cuatro bordes arriostrados):

$$b/a = 1.10 / 1.00 = 1.10$$

$$\beta = 0.056$$

$$C_m = 0.40 / 4.5 \times 0.056 (1.00^2 / 0.55) = 0.87$$

Paño 3. Considerándolo en el caso II

$$b/a = 1.80 / 3.20 = 0.56$$

$$\beta = 0.075$$

$$C_m = 0.40 / 4.5 \times 0.075 (3.20^2 / 1.60) = 0.19$$

En caso de que no hubiera puerta y estuviera arriostrado en sus cuatro bordes :

$$b/a = 4.00 / 3.20 = 1.25$$

$$\beta = 0.0665$$

$$C_m = 0.40 / 4.5 \times 0.0665 (3.20^2 \times 1.60) = 0.21$$

En consecuencia, podemos decir que desde el punto de vista de las cargas perpendiculares a su plano, el muro soporta un coeficiente sísmico de 19 % en condiciones comparables a las de las normas .

Para el caso del encuentro de muros típico que recomienda el manual de CRYRZA (fig. 6.1 b) tenemos :

- Aplicando el criterio de tracción en el bloque, verificaremos si el bloque es capaz de soportar la tracción que impone un coeficiente sísmico de 33%:

$$\text{esf. tracción} = 0.33 \times 1,600 \times 4.00 \times 0.38 \times 0.21/3 \times 38$$

$$\text{esf. tracción} = 0.55 \text{ kg/cm}^2.$$

este esfuerzo es suficientemente bajo y el bloque es capaz de resistirlo sin llegar a la falla.

- Aplicando el criterio de longitud de arriostre para las distintas suposiciones de la estructura :

usando los gráficos o aplicando la fórmula :

$$L/b = 1.20 / 4.00 = 0.3$$

$$t/t_a = 0.38 / 0.38 = 1$$

para estos valores, obtenemos el valor de k :

$$k = 0.040$$

$$C_m = 0.040 \times 4.00 / 3 \text{ c h} = 0.0533 / \text{c h}$$

Si usamos los tres tipos de estructuras del acápite 4.3:

tendremos :

Primer tipo :

$$h = 3.20 \text{ m.} \quad c = 0.5 \quad C_m = 0.033$$

Segundo tipo :

$$h = (2.10^2 + 2.10 \times 1.10) / (2.10 + 1.10) = 2.82 \text{ m.}$$

$$h = 2.82 \text{ m.} \quad c = 1/3 \quad C_m = 0.057$$

Tercer tipo

$$h = 2.82 \text{ m.} \quad c = 1/8 \quad C_m = 0.15$$

Por lo tanto podemos decir que en el mejor de los casos el encuentro de muros resiste un coeficiente sísmico de 15%.

6.3 Idem 6.2 del Manual del INIAVI.

Básicamente este manual da las mismas recomendaciones - que se dan en el manual de CRYRZA, con ligeras modificaciones que influyen desfavorablemente en la resistencia de las estructuras.

El manual recomienda el uso de adobes rectangulares de 19 x 40 x 12 cm. principalmente y de 24 x 50 x 16 cm. pero no menciona usar los adobes cuadrados. Para el 1er tipo de adobe la relación de esfuerzos admisibles en flexión en los planos horizontal y vertical para un aparejo de cabeza, resulta como sigue :

$$c = \frac{19 - 2}{2} = 8.5$$

$$b = 40.$$

$$z = 12 \times 2 = 24$$

reemplazando los valores en la fórmula obtenemos :

$$\frac{f_h}{f_v} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{8.5}{24} \left(\frac{8.5}{40} \right)^2 + 1 = 0.26$$

este valor obtenido representa aproximadamente la cuarta parte del valor obtenido para los adobes cuadrados de 8 x 38 x 38 cm. que se recomienda en el manual de CRYRZA.

En otra sección del manual se observa que no se exige la colocación de viga collar en los muros sin vanos de puertas y ventanas, cosa que resulta algo desfavorable para la resistencia del muro. Por otro lado, se reduce la longitud del muro de arriostre a solamente 1.00 mt. de longitud.

Todas estas recomendaciones contribuyen a desmejorar la resistencia de las construcciones de adobe.

$$t = \frac{6 C_m \gamma_m e^2}{\frac{c}{z} (0.85 f \sigma + u) \left(\frac{c}{b}\right)^2 + 1}$$

donde f = coeficiente de fricción entre bloques

$$\sigma = \gamma_m h_c$$

u = adherencia

ver fig. 3.3 para los valores de $\underline{c}$, $\underline{b}$, y $\underline{z}$.

4.- Para fuerzas en el plano del muro, el esfuerzo admisible en corte está dado por la siguiente expresión :

$$v = (0.85 f \sigma + u) / FS$$

a falta de mejor información pueden usarse los siguientes valores :

$$f, u = 0.85, 0.15 \text{ adobe sin estabilizar}$$

$$f, u = 1.30, 0.25 \text{ adobe estabilizado}$$

$$FS = 2.28$$

Generalmente la sección crítica está en la base del muro, en algunos casos será necesario también verificar en la cara inferior de la viga collar.

5.- Además de la verificación por esfuerzo de corte, los muros que trabajan en corte deben ser verificados para la posibilidad del volteo. El factor de seguridad no deberá ser menor que 2.16. Si es necesario el esfuerzo de flexión en tracción no debe exceder de $\frac{4}{3} \gamma_m h_c$.

El gráfico de la fig. 4.4. permite simplificar los cálculos respectivos.

6.- En el estudio de la resistencia del encuentro de muros se encontró que la falla primaria se debe al deslizamiento de los bloques y no a la rotura de los mismos por esfuerzo de tracción. En la realidad la rotura de los bloques es una falla secundaria que ocurre después que la falla se ha iniciado por otras causas. La resistencia relativa al deslizamiento es mayor en los bloques rectangulares de soga y cuadrados que en los bloques rectangulares de cabeza.

7.- En los muros de gran espesor, es generalmente necesario utilizar las llaves de amarre en los encuentros de muros ya que en la parte superior de los mismos la resistencia al deslizamiento de los bloques es insuficiente.

Las llaves de amarre se diseñan como elementos en tracción pudiendo usarse una gran variedad de materiales que tengan la resistencia y durabilidad adecuadas y que puedan ser enclavadas a los muros del encuentro. El enclaje de las llaves es generalmente del tipo mecánico. La longitud del mismo puede calcularse mediante la fórmula :

$$\frac{L_a}{B} = \frac{h_m C_m t / t_a}{0.57 f h_a + 0.42 u}$$

donde: L_a = longitud del enclaje

B = ancho del muro principal

h_m = altura actuante muro principal

C_m = coeficiente sísmico

t/t_a = espesor muro principal / espesor muro arriostre.

h_a = altura resistente muro arriostre.

8.- El procedimiento de diseño de dinteles propuesto se ha aplicado específicamente al caso de dinteles de madera y muros de adobe sin estabilizar.

Sin embargo el procedimiento puede extenderse a otros casos sin dificultad. La longitud de apoyo de los dinteles en cada lado del vano está dada por la expresión :

$$L' = \frac{L}{25 \frac{j}{h} - 2}$$

donde : L' = longitud de dintel en cada zona de apoyo

L = luz libre de dintel

j = ancho de dinteles / ancho de muro

h = altura equivalente de muro sobre el dintel

Esta expresión ha sido derivada teniendo en cuenta que el esfuerzo en el adobe debajo del dintel no debe exceder de lo admisible bajo la acción del peso del muro sobre todo el dintel (fig. 5.4). Se recomienda no usar una longitud menor de 0.40 mt.

En la fig. 5.6 se presenta un gráfico que da la altura necesaria de los dinteles teniendo en cuenta el esfuerzo máximo y las deformaciones admisibles.

Para la determinación de los esfuerzos en flexión y de las deflexiones se ha considerado una carga efectiva igual al peso del muro comprendido dentro de un triángulo isósceles cuya base y altura son iguales al ancho del vano. Conservadoramente la luz de cálculo se tomó 20 % mayor que la del muro.

9.- En base al presente estudio se hizo una evaluación las recomendaciones contenidas en algunos manuales para la construcción con adobe, habiéndose llegado a las siguientes conclusiones :

a.- (Ref.3) Para cargas perpendiculares al plano del muro el coeficiente sísmico de reglamento que pueden resistir los muros es de 19 % a 21 % en la dirección paralela al plano de los muros se encontró resistencias de 3 % a 15 %. Considerando que las normas de diseño sísmo-resistente que entrarán en vigencia próximamente consideran para la región 1 (toda la Costa más la mayor parte de la Sierra) coeficientes sísmicos de 25% a 35%, prácticamente se eliminan las construcciones de adobe sin estabilizar siguiendo estas recomendaciones.

Para mayor abundamiento en las verificaciones sólo se consideró el caso de muros con bloques cuadrados; con los bloques rectangulares la resistencia sería mucho menor.

b.- (Ref. 4) Las recomendaciones que se dan en este manual son básicamente las mismas que las de la ref. 3 con algunas variantes que inciden desfavorablemente en la resistencia de la construcción, como son :

- no considera bloques cuadrados
- la relación de longitud de bloque a altura en el plano

del muro disminuye.

- se permite construcciones sin vigas collar, considerándose sólo refuerzo en las esquinas.
- se disminuye la longitud de los muros de arriostre.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Ricardo Yamashiro, Alejandro Sánchez, Roberto Morales,
"Diseño Sísmico de Construcciones de Adobe y Bloque -
Estabilizado" Primera Parte, Primera Reunión Andina de
Seguridad Sísmica, Lima Agosto 1975.
- 2.- CORAZAO, San Román.
"Estudio Experimental del Comportamiento Estructural de
las Construcciones de Adobe frente a Sollicitaciones -
Sísmicas", Banco Peruano de los Constructores, Lima 1974
- 3.- -----
"Manual para Construcciones de Adobe", CRYRZA, Lima 1977
- 4.- -----
"Construyendo con Adobe ", INIAVI, Lima 1976.
- 5.- TIMOSHENKO, S., WOINOWSKY -KRIEGER, S.
"Theory of Plates and Shells", Mc Graw Hill. Book Co.Inc.
New. York, 1959.
- 6.- -----
"Manual of Steel Construction" 7ma Edición, American
Institute of Steel Construction, Inc. New. York 1970.

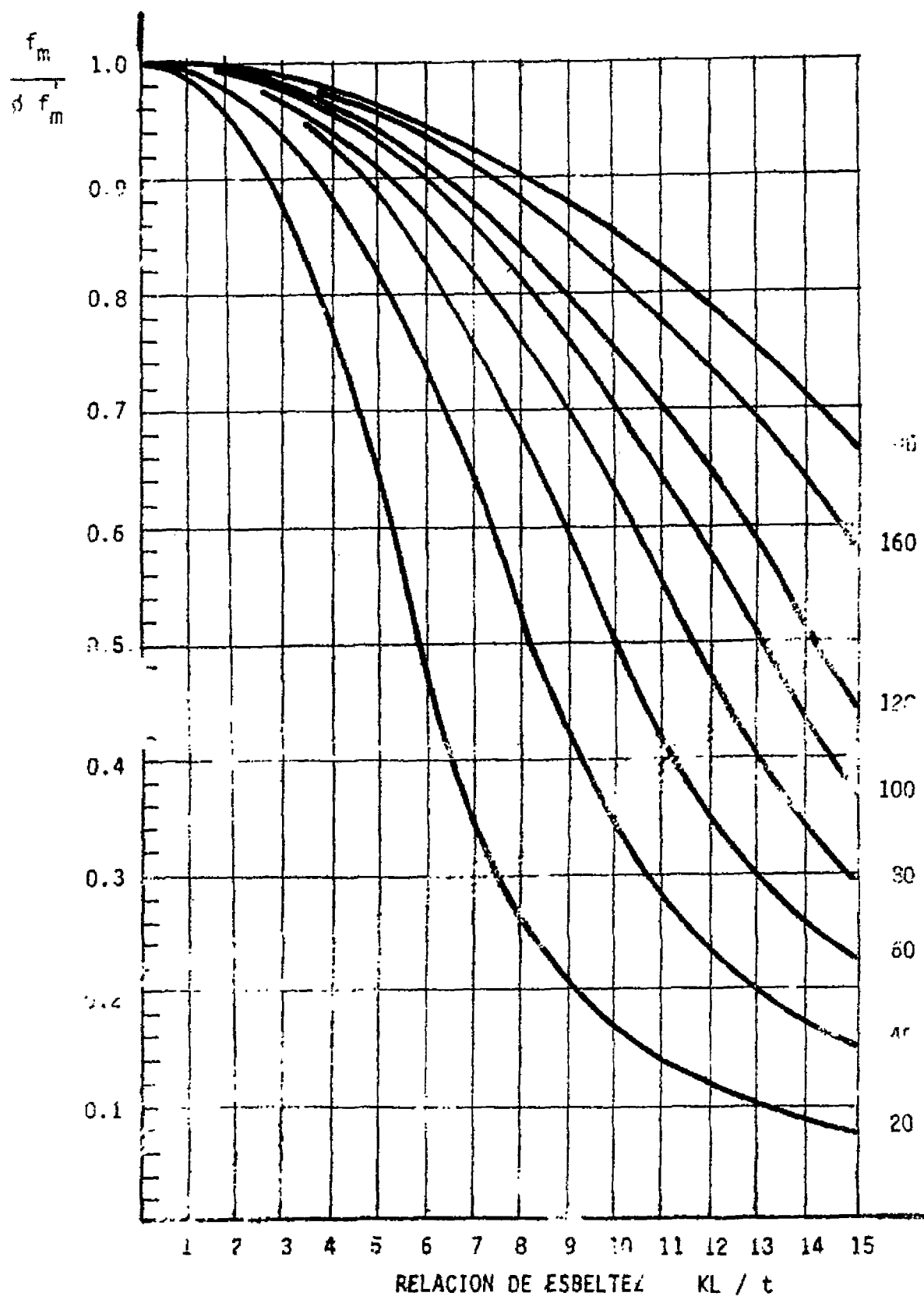
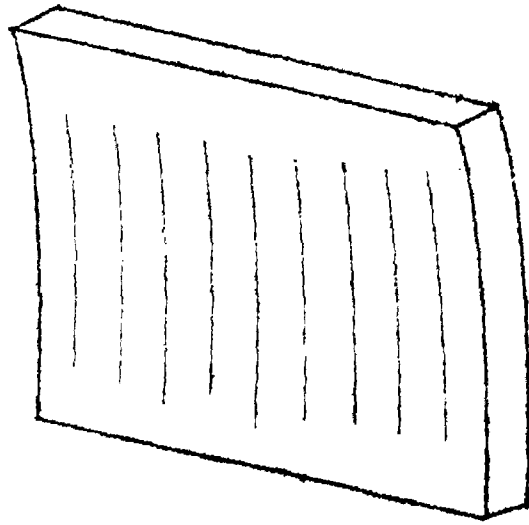
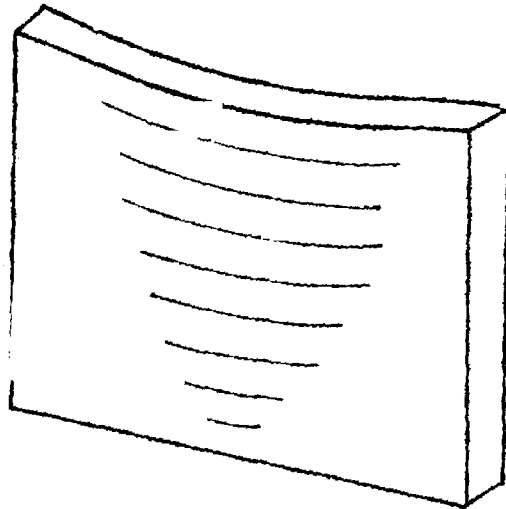


Fig. 2.1 CURVAS PARA LA DETERMINACION DE ESFUERZOS ADMISIBLES EN MUROS PORTANTES



a) flexión en el plano vertical



b) flexión en el plano horizontal

Fig. 3.1 FLEXION EN MUROS POR FUERZAS PERPENDICULARES A SU PLANO

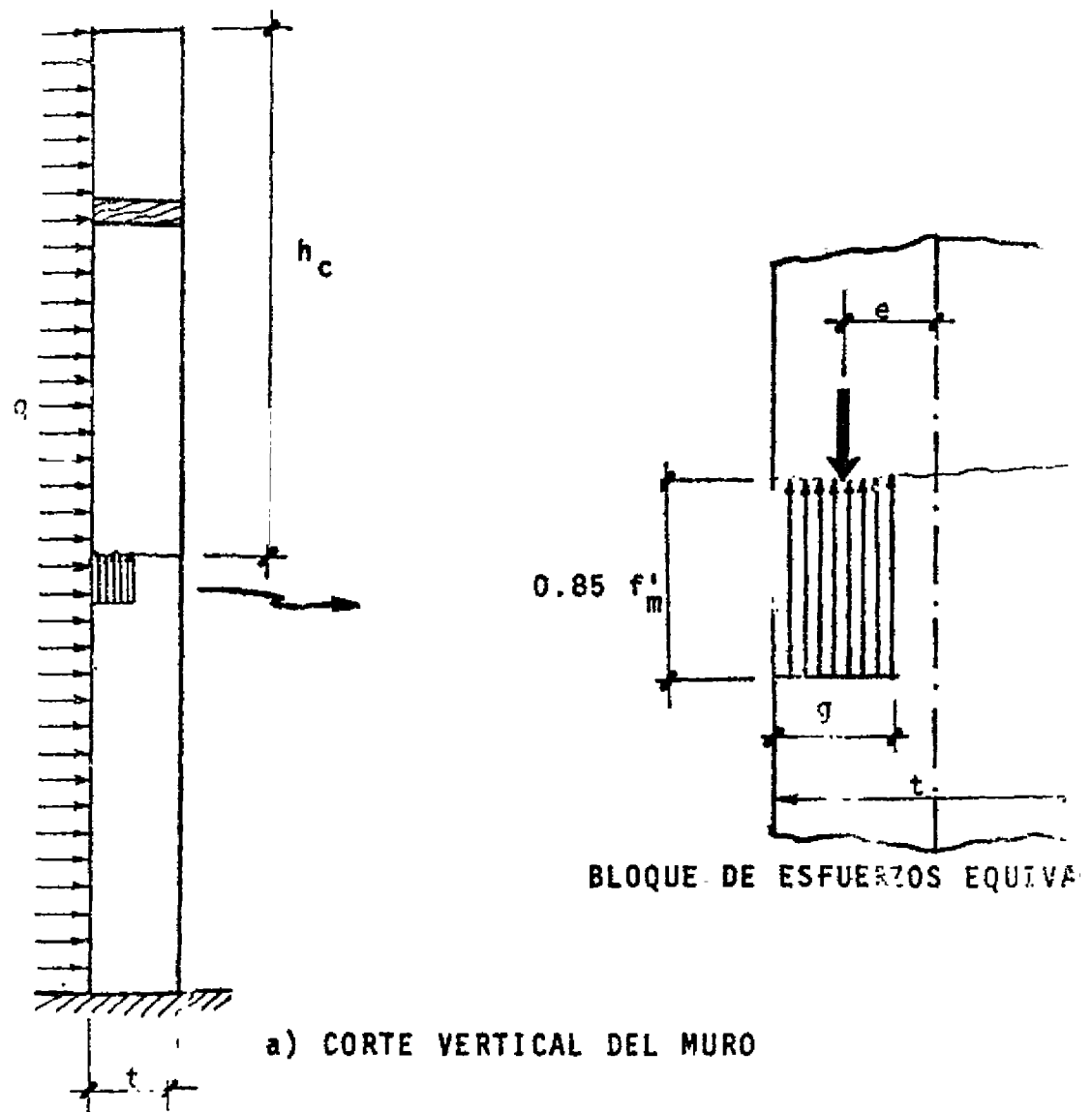
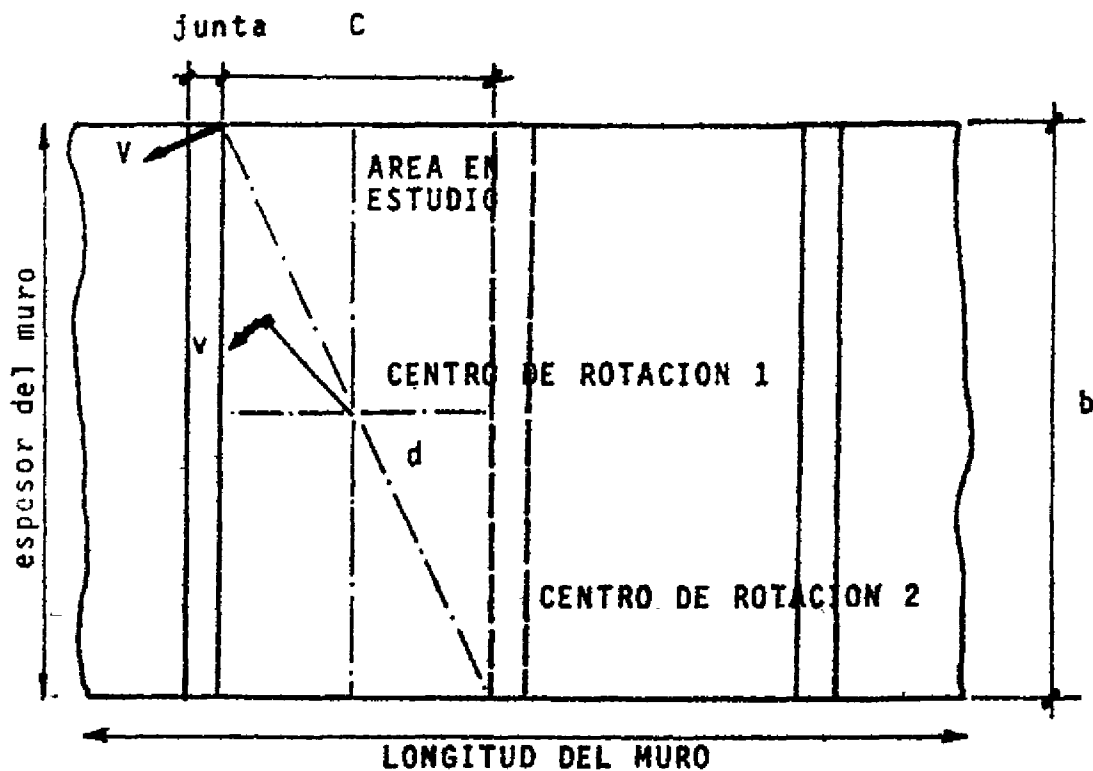


Fig. 32 MODELO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA ULTIMA EN FLEXION EN EL PLANO VERTICAL.



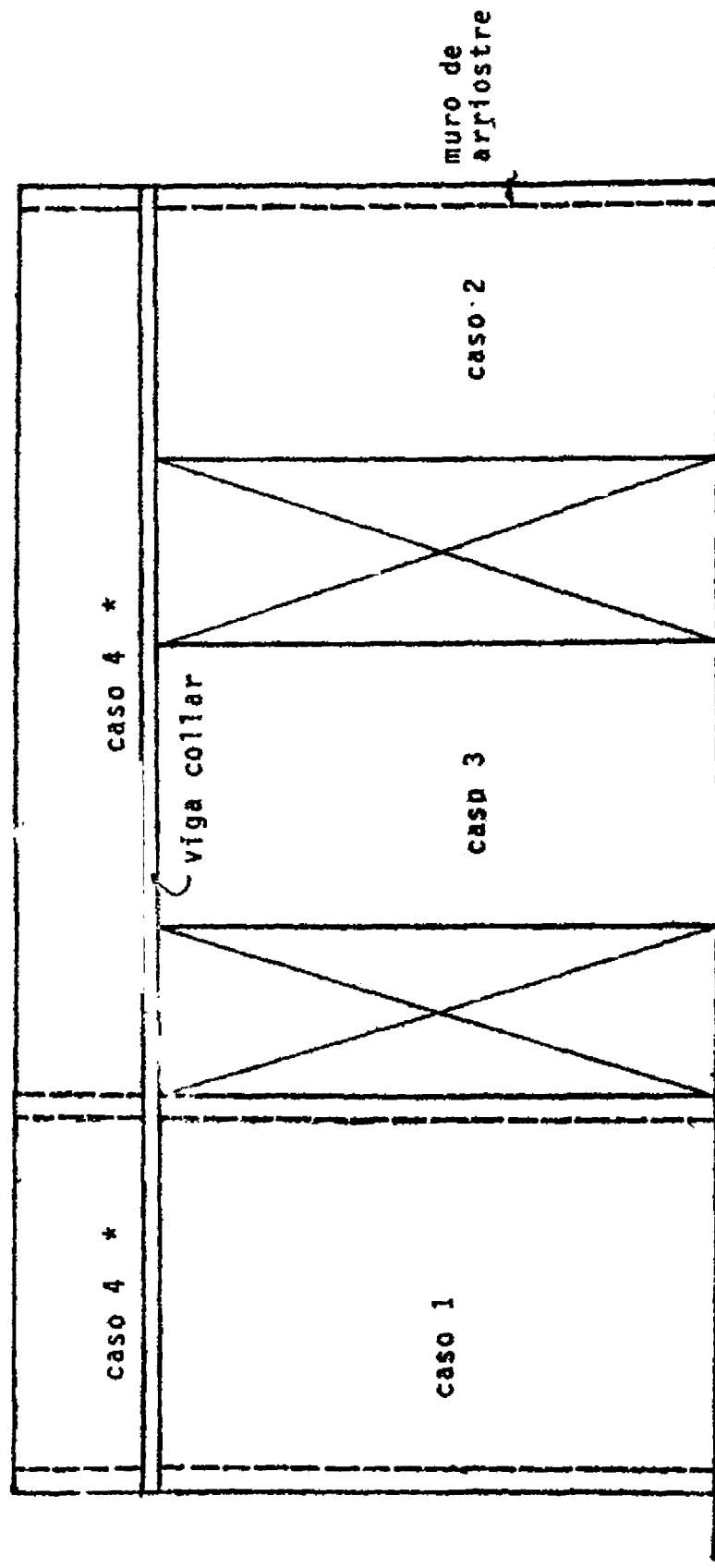
z = altura del bloque mas una junta

x) NOMENCLATURA



b) ROTACION ENTRE BLOQUES

Fig3.3 MODELO PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA ULTIMA EN FLEXION EN EL PLANO HORIZONTAL



(*) Considerado así para fines prácticos

Fig. 3.4 CASOS TÍPICOS DE ARRIOSTRAMIENTO DE MUROS

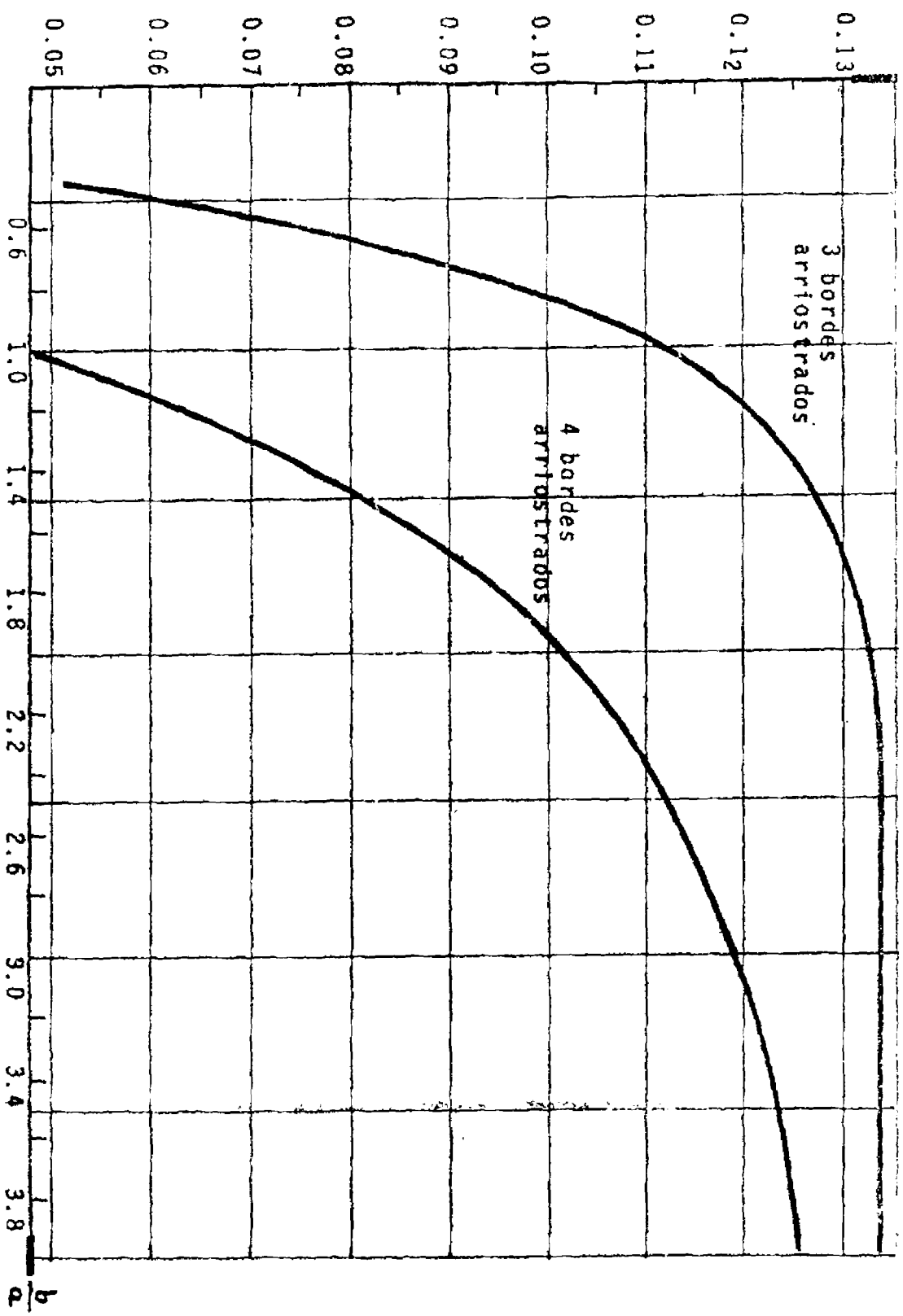


Fig. 3.5 CURVAS PARA LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE

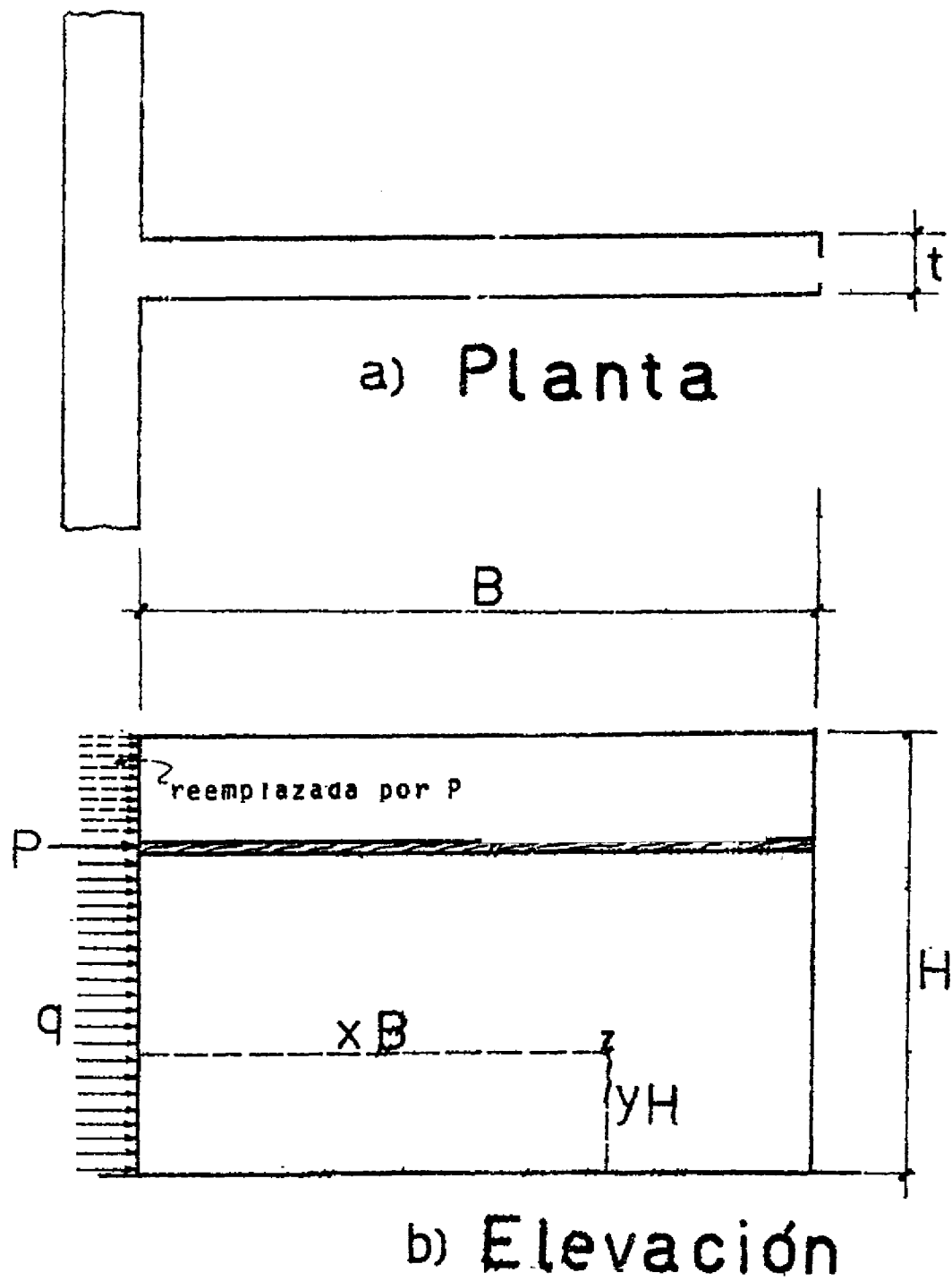


Fig. 4.1 NOMENCLATURA DE MUROS DE CORTE

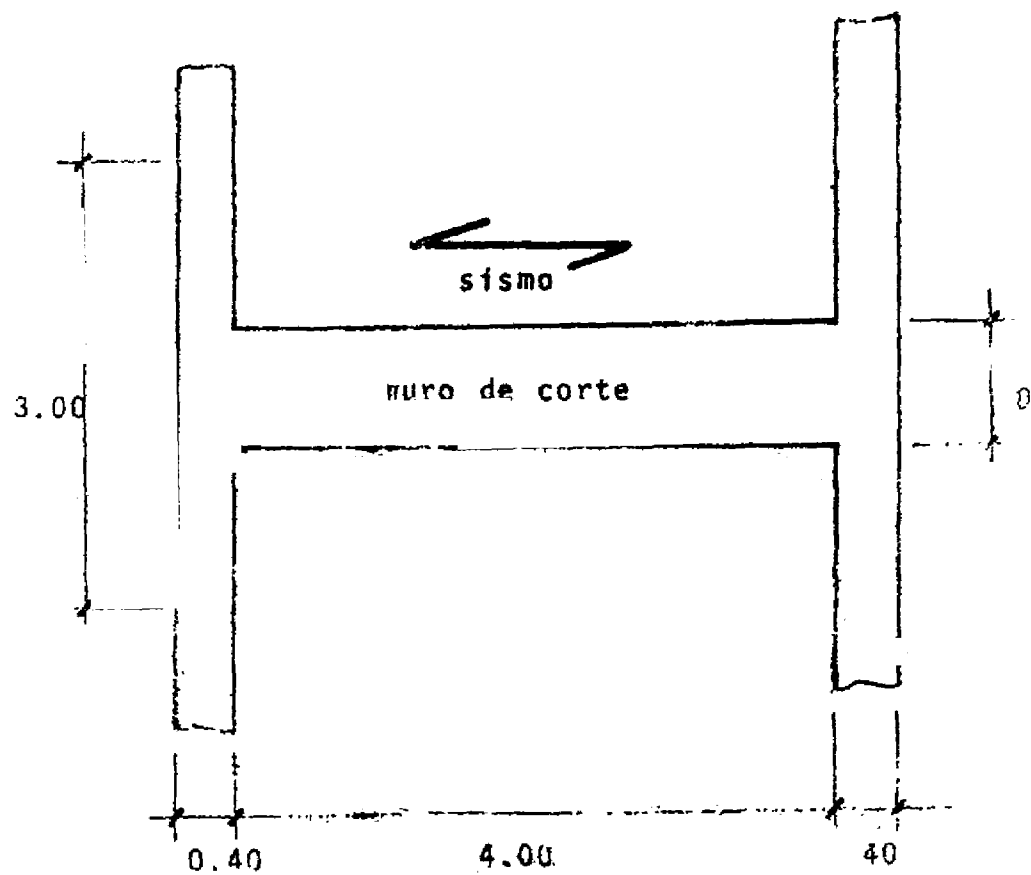


Fig. 4.2 DATOS PARA EL EJEMPLO DEL ACAPITE 4.1

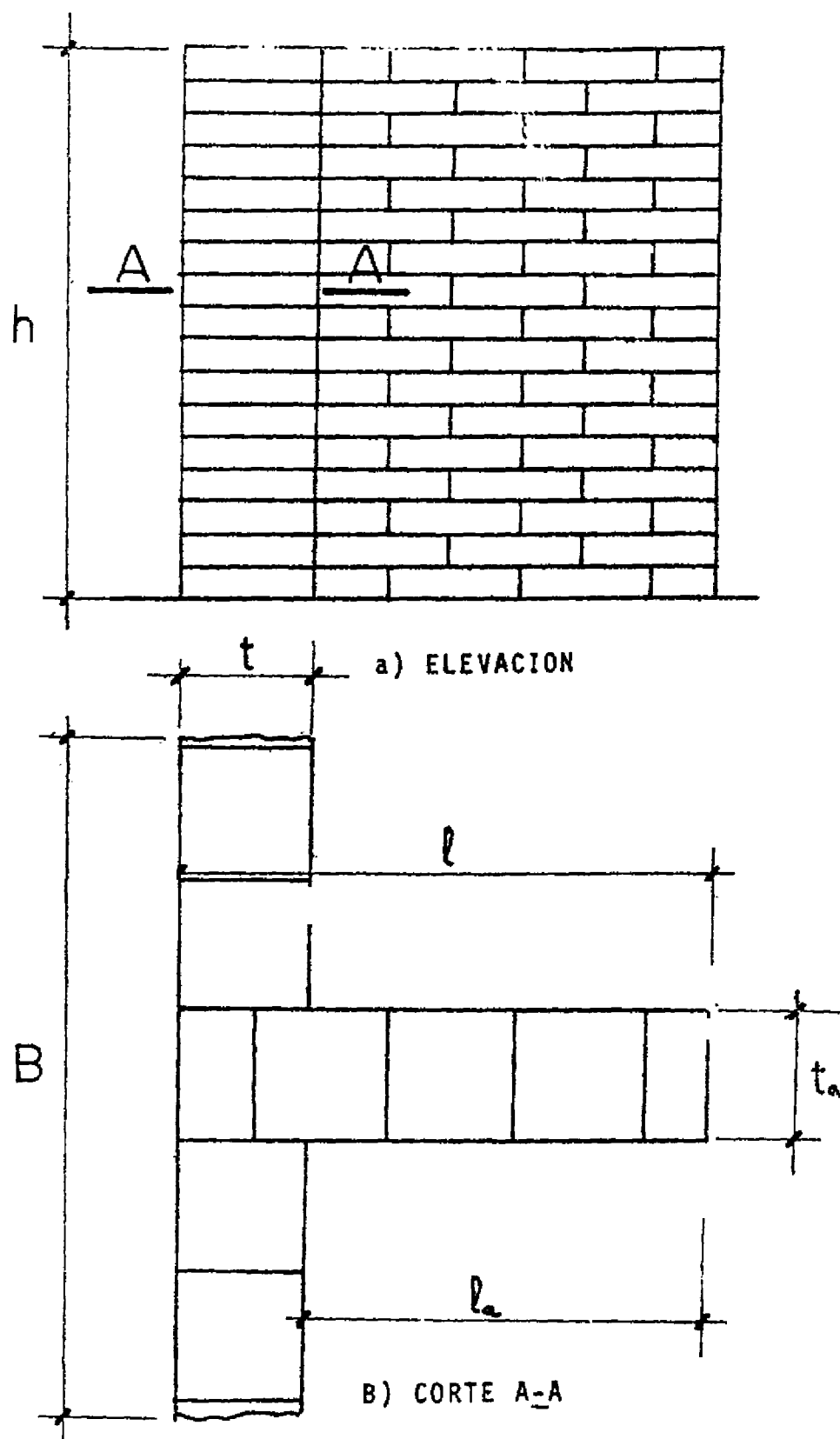
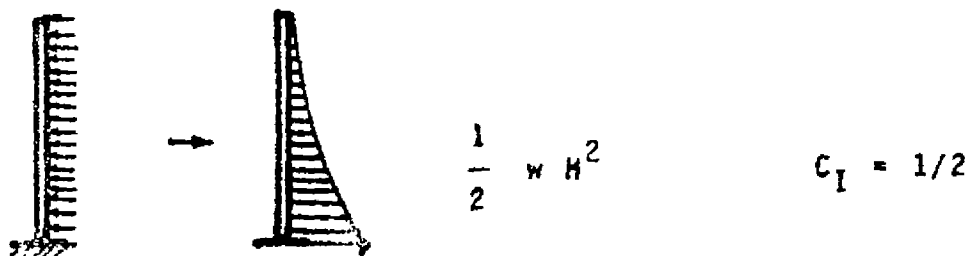
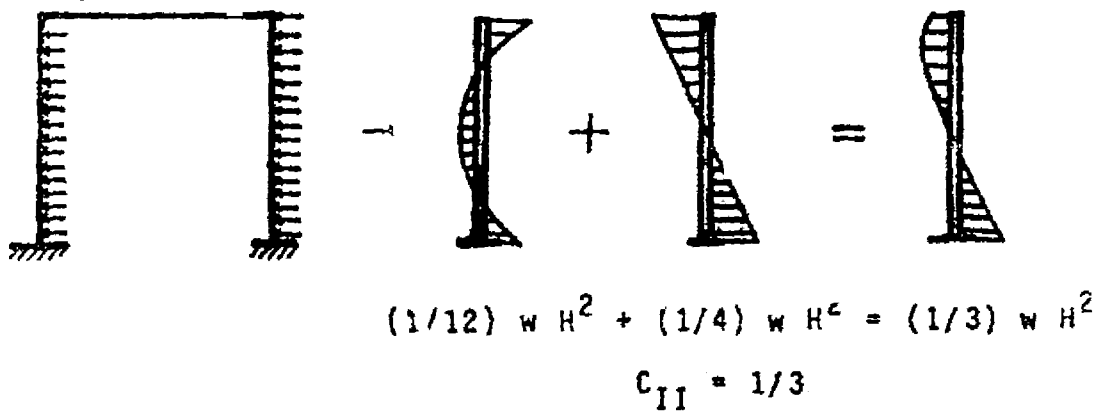


Fig. 4.3 NOMENCLATURA PARA EL ANALISIS DE LA ESTABILIDAD AL VOLTEO.

CASO I



CASO II



CASO III

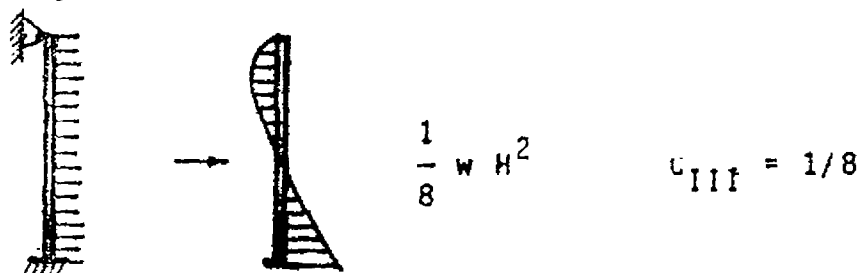
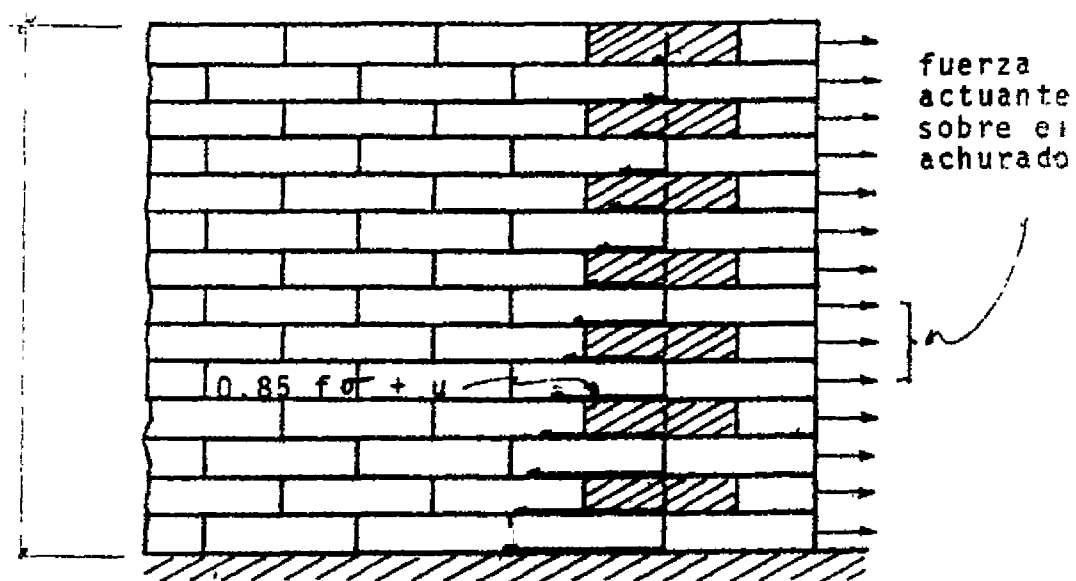
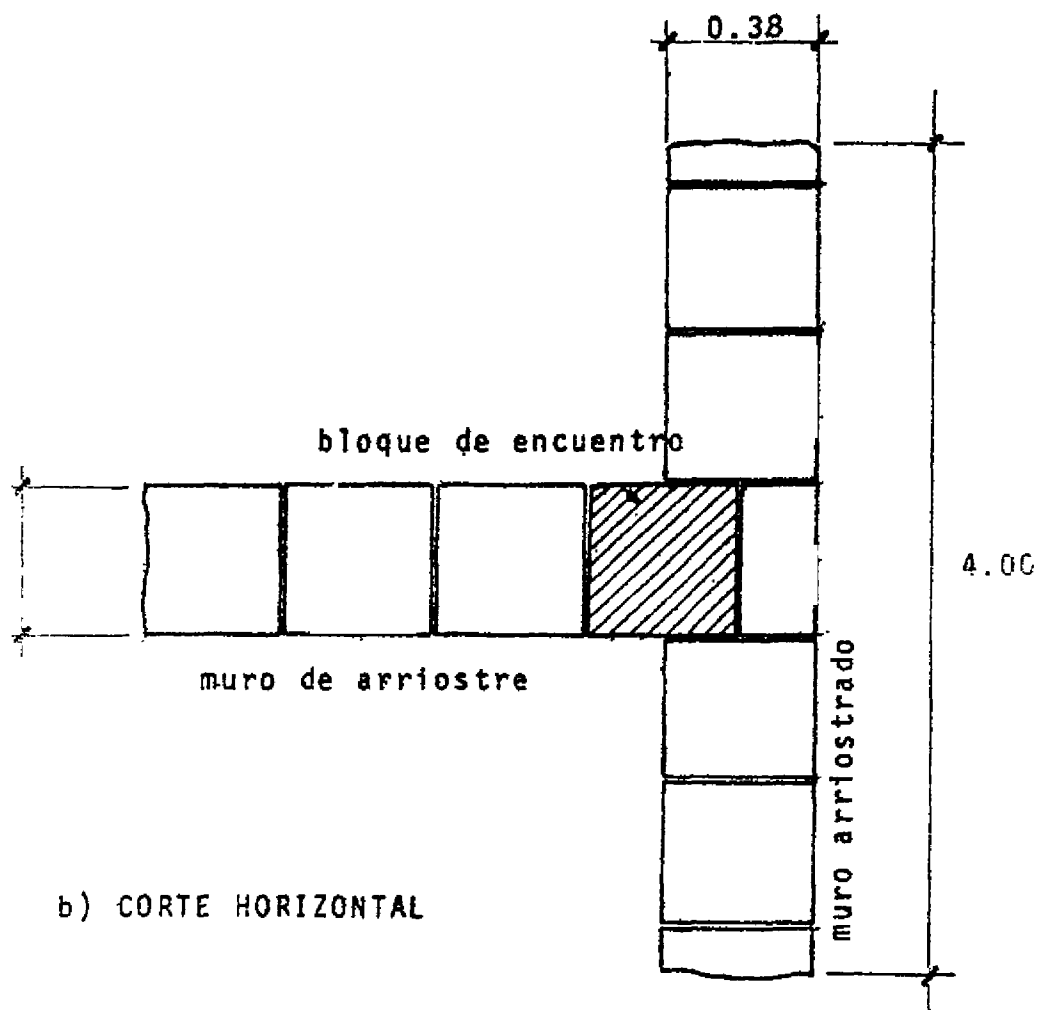


Fig. 4.5 COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA MUROS DE ARRIDSTRE



a) ELEVACION DE MURO DE ARRIOSTRE



b) CORTE HORIZONTAL

ENCUENTRO DE MUROS EN T

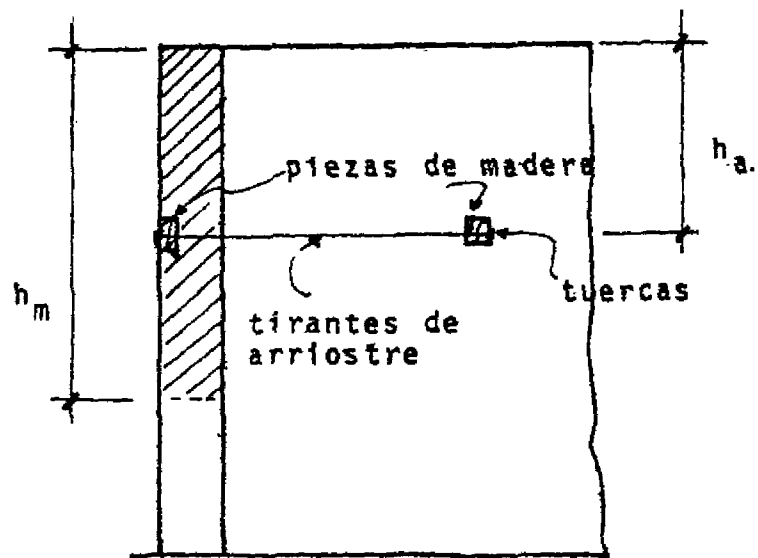
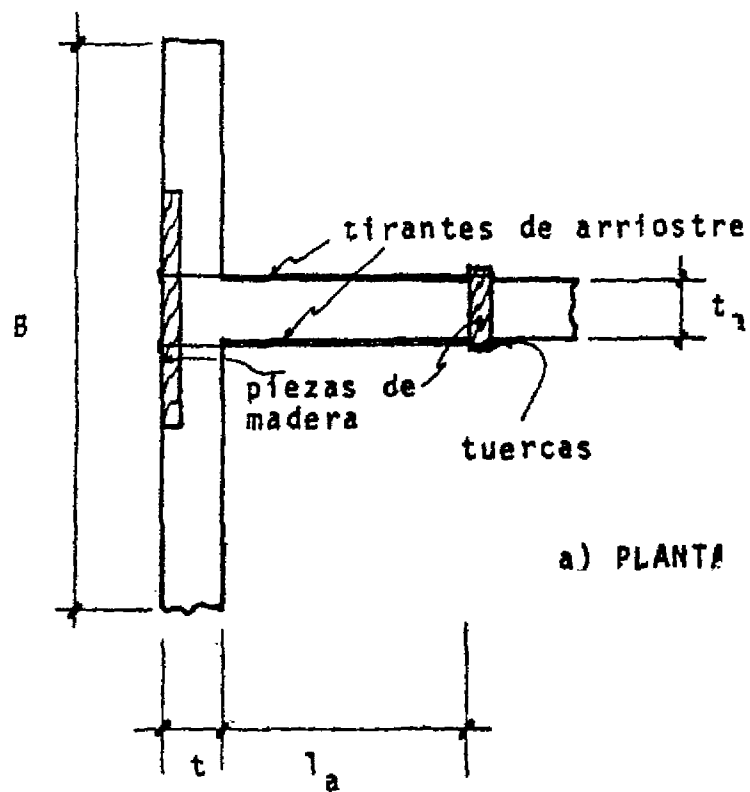
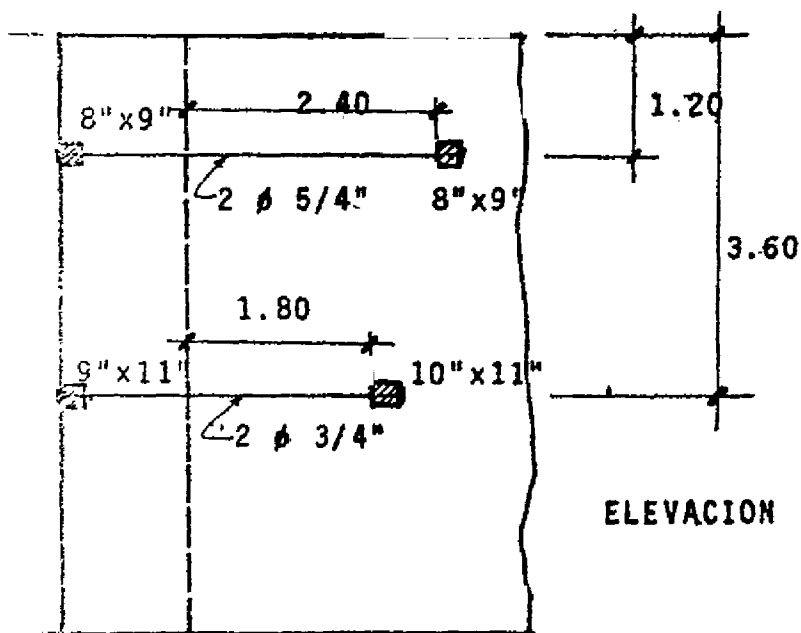
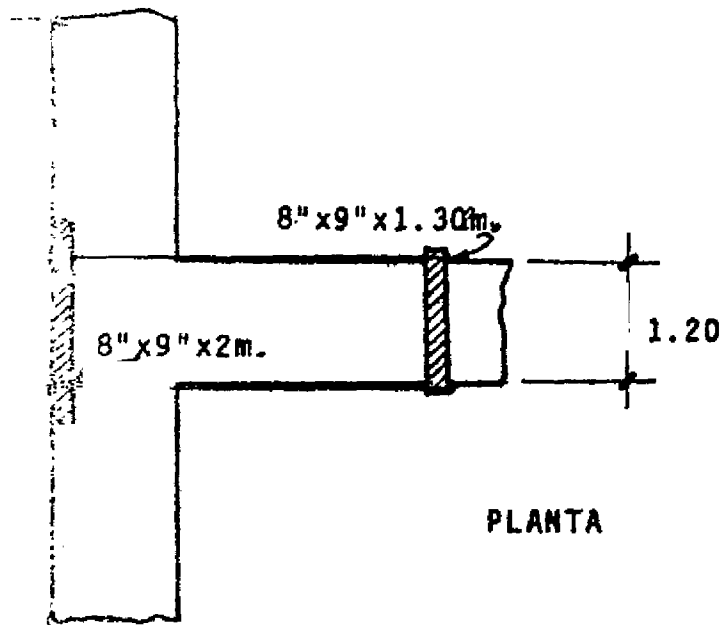


Fig. 5.2 NOMENCLATURA PARA EL DISEÑO DE LLAVES DE AMARRE

Diagrama de
Cuerpo Libre de
Fuerzas de Anclaje

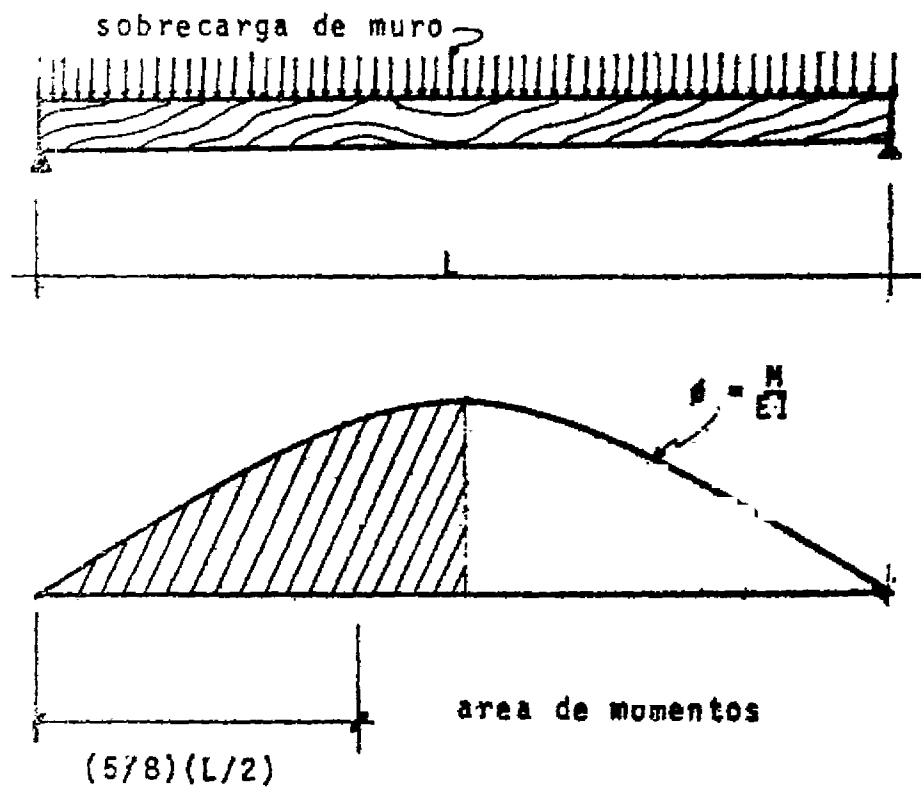


b) LLAVE DE AMAR
DEL EJEMPLO

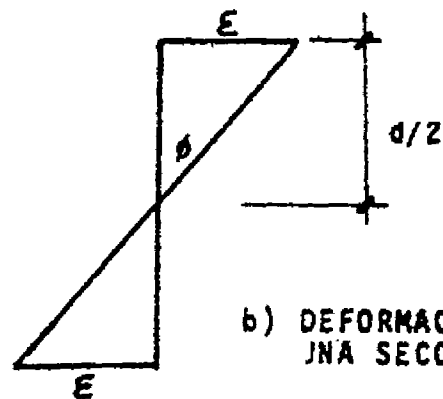
9. 5.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LLAVES DE AMARBE (ACAPITE



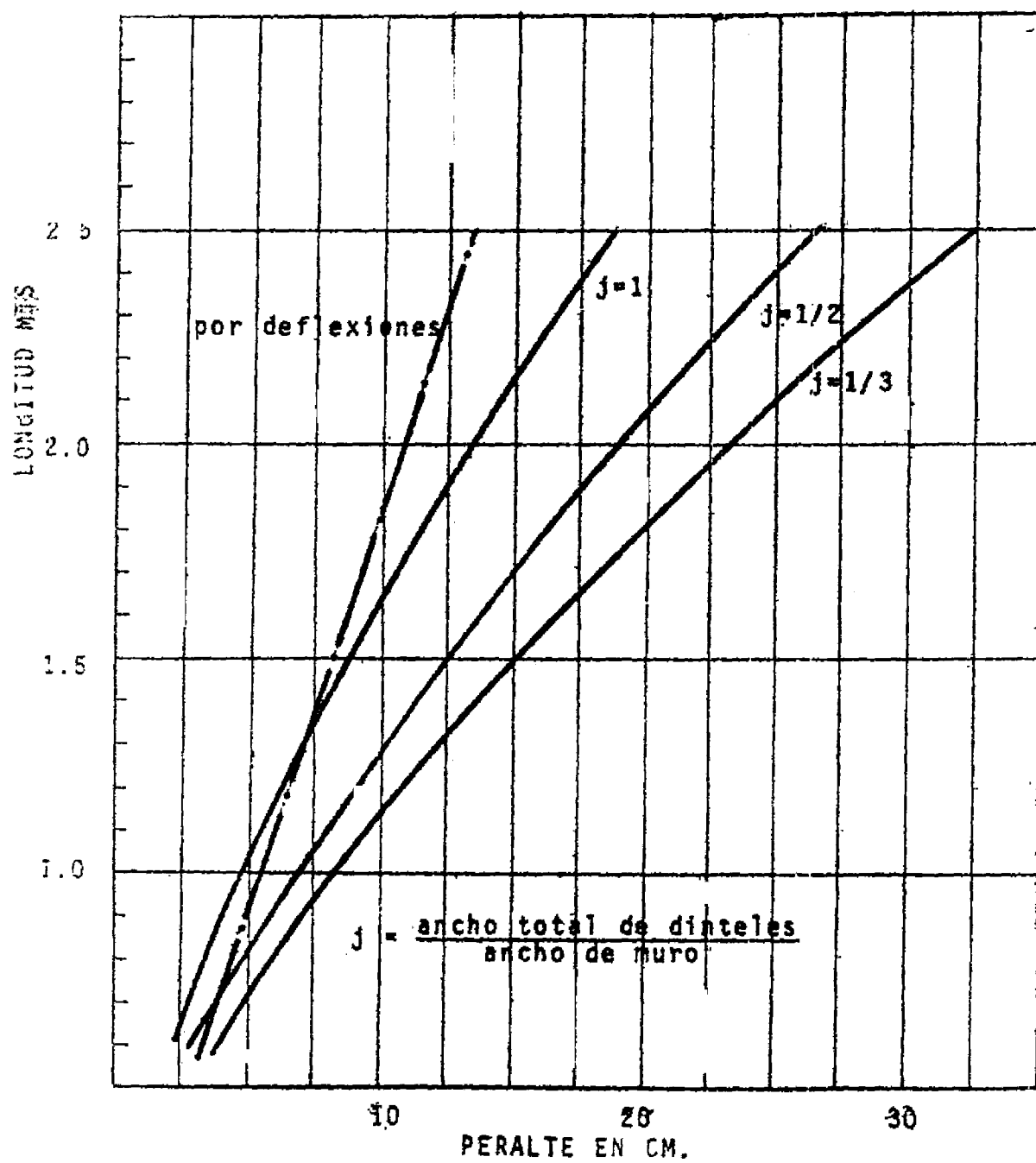
fig 5.4 DISEÑO DE DINTELES-Nomenclatura

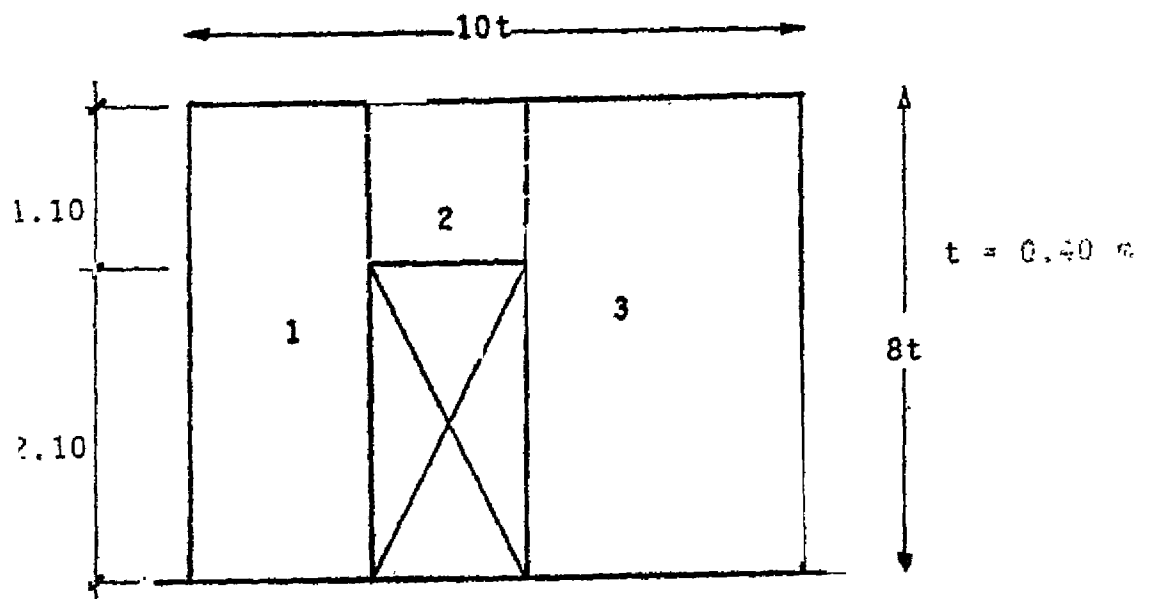


a) DIAGRAMA DE CURVATURAS

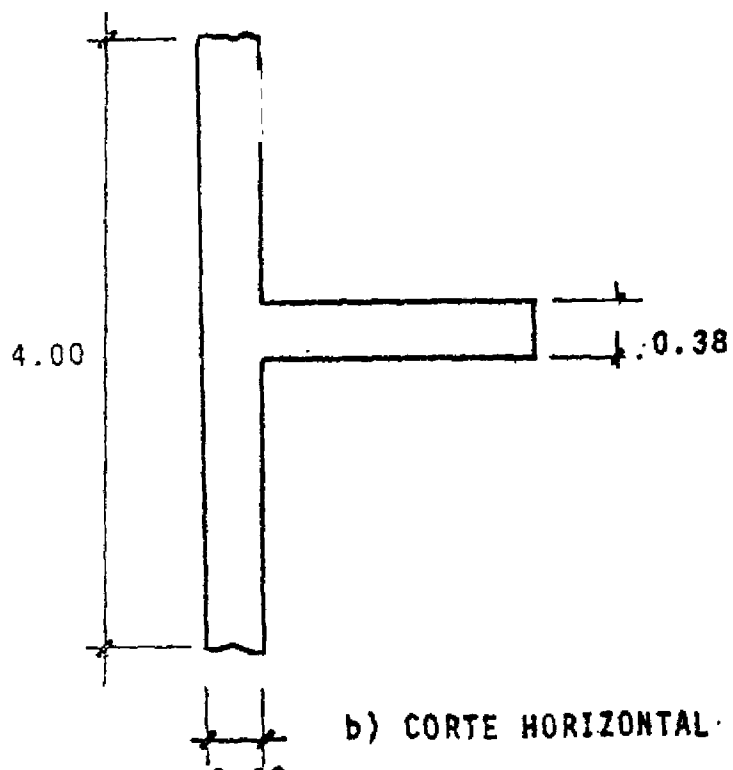


b) DEFORMACIONES UNITARIAS EN UNA SECCION DE VIGA





a) ELEVACION



b) CORTE HORIZONTAL

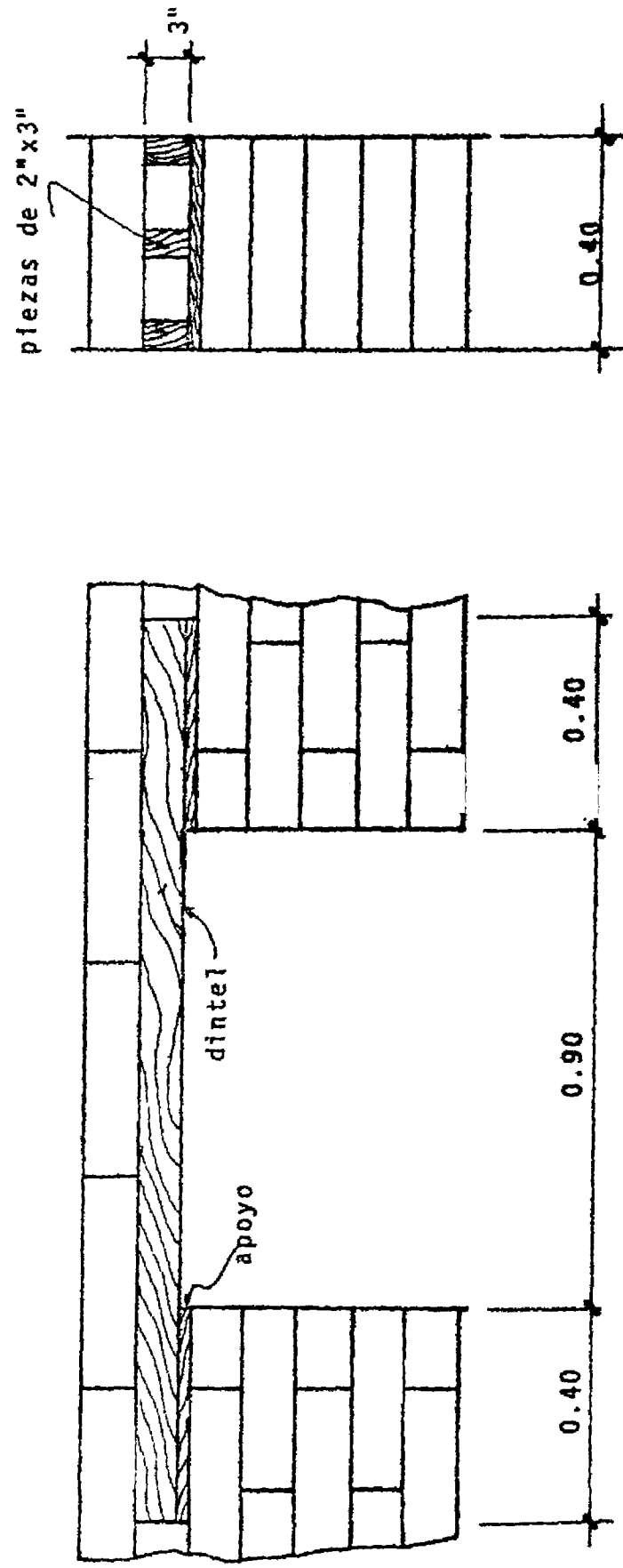


FIG. 5.7 EJEMPLO DE DISEÑO DE VÍÑELES (ACAPITE 5 7)