

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



DISEÑO SISMO - RESISTENTE DE MUROS DE ADOBE

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

- LUIS OSCAR CONCHA BUSTAMANTE

LIMA - PERU - 1977

A MIS QUERIDOS PADRES
LUCHO E HILDA
CUYO EJEMPLO Y ESTIMULO
SON LA GUIA DE MI VIDA

MI AGRADECIMIENTO AL DR. RICARDO YAMASHIRO K.,
PROFESOR PRINCIPAL DEL DEPARTAMENTO ACADEMICO
DE ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCION DE LA U.N.I. POR
SU CONSTANTE ASESORAMIENTO Y APOYO EN EL DESA-
RROLLO DEL PRESENTE TRABAJO.

P R O L O G O

La gran actividad sísmica del Perú ha cobrado siempre sus mayores víctimas en las construcciones de adobe. Recordamos que así ocurrió, por ejemplo, en el terremoto del 31 de Mayo de 1970, en el que más del 90 por ciento de las construcciones dañadas eran de adobe y su colapso causó más de 40,000 muertos. Este desastre, añadido a los ocurridos en otros terremotos, desprestigió aún más a este material de tanta tradición y que es el de mayor uso en la construcción de viviendas. Se agudizó de esta manera el problema habitacional del país, ya de por sí grave.

Felizmente, se observó también en el sismo mencionado, que algunas construcciones de adobe resistieron sus embates. Esto ocurrió, por ejemplo, en Coishco, a sólo 40 kilómetros del epicentro, donde los daños fueron leves en muchas de las construcciones de este tipo, las cuales volvieron a ser habitadas después del sismo.

Este hecho asombroso puso en evidencia que este tipo de construcción tiene capacidad para resistir satisfactoriamente sismos severos bajo ciertas condiciones. Era necesario entonces conocer cuáles eran estas condiciones para que el adobe pudiera sobrevivir como una alternativa de solución, aunque

fuese sólo temporal, al grave déficit de viviendas del país.

Fuó en estas circunstancias que en 1970, a los pocos meses del terremoto de Ancash, La Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), inició un estudio riguroso de las construcciones de adobe, bajo los auspicios del entonces Ministerio de Vivienda. Posteriormente en 1972, también bajo los auspicios del citado Ministerio que se llamaba de Vivienda y Construcción y con la participación de otras instituciones, la UNI desarrolló estudios en los que se utilizó bloques de suelo estabilizado con asfalto (Proyecto COBE). En la actualidad, se está trabajando en la segunda fase de este proyecto.

Los objetivos de estos estudios, en rasgos generales, eran el desarrollo de una tecnología para la fabricación de estos bloques, el desarrollo de procedimientos de construcción, la determinación de una serie de características del material que permitiera el diseño racional de la construcción para que pudiera resistir adecuadamente los movimientos sísmicos.

Estos objetivos se han alcanzado prácticamente en su totalidad para las construcciones de un sólo piso.

En la segunda fase del proyecto COBE, que está en ejecución, se está tratando de lograr construcciones de un piso más económico que las que resultaron de la primera fase del estudio y de determinar las condiciones bajo las cuales podría construirse una vivienda de dos pisos con este material. El co

nocimiento de estas condiciones es indispensable para aquellas zonas en las que es una tradición arraigada la construcción con adobe hasta dos pisos (Cuzco y Cajamarca por ejemplo), y cuya sismicidad regional y condiciones locales del suelo sean favorables

Se conoce ya en forma cualitativa que en las regiones de alta sismicidad y en suelos de alta compresibilidad no es conveniente construir con adobe. En regiones de sismicidad moderada y suelos de mediana compresibilidad puede construirse con adobe siguiendo las pautas que se han desarrollado en este estudio. Para las condiciones más favorables que las indicadas es probable que pueda construirse hasta dos pisos.

La cuantificación de estas condiciones es precisamente uno de los objetivos principales de esta segunda fase del proyecto COBE, de la cual la presente investigación forma parte.

La seriedad con que ha sido llevado a cabo ha permitido llegar a un procedimiento de diseño de las construcciones de adobe con un rigor comparable a los que se disponen para otros materiales.

No dudamos que este aporte será valioso para todos los pueblos que usan este material para sus viviendas

INDICE

	Pág.
Capítulo 1	
1.0 Intoducción	1
1.1 Objetivos y Alcances	1
1.2 Reconocimiento	2
Capítulo 2	
2.0 Muros Portantes	3
2.1 Generalidades	3
2.2 Resistencia Nominal en Compresión	3
2.3 Esfuerzo Admisible	4
Capítulo 3	
3.0 Muros con cargas Perpendiculares a su Plano	9
3.1 Generalidades	9
3.2 Coeficiente sísmico	9
3.3 Resistencia en Flexión	9
3.4 Espesor Mínimo de Muros	16
Capítulo 4	
4.0 Muros de Corte	21
4.1 Generalidades	21
4.3 Estabilidad al Volteo en Muros de Corte	23
4.4 Análisis	24
Capítulo 5	
5.0 Verificaciones y Diseño de Detalles	29
5.1 Análisis de la Resistencia del Encuentro de Muros.	29

	Pág.	
5.2	Tracción en los Bloques	29
5.3	Deslizamiento de Bloques en el Encuentro de Muros	30
5.4	Diseño de Llaves de Amarre	33
5.5	Diseño de Dinteles	39
5.6	Longitud Mínima de Apoyo	39
5.7	Cálculo del Peralte	41
	Capítulo 6	
6.1	Evaluación de Algunas Recomendaciones de Carácter Estructural dadas por otros Autores	44
6.2	Evaluación de Algunas de las Recomendaciones del Manual de CRYRZA	44
6.3	Idem 6.2 del Manual del INIAVI	47
	Capítulo 7	
7.0	RESUMEN	49

1. INTRODUCCION

1.1 Objetivos y Alcances.

Este trabajo se realizó como parte de una investigación para obtener información básica que permita mejorar las características sísmo-resistentes de las construcciones de adobe. En una fase anterior se estudió experimentalmente las características mecánicas básicas de la albañilería de adobe y se estableció normas tentativas para el diseño estructural (*). El presente estudio se concentra en el desarrollo de un procedimiento racional del diseño en el que se toma en cuenta los principios básicos de la mecánica y las características de los materiales que constituyen la albañilería de adobe.

La resistencia de las construcciones de adobe ha sido motivo de algunas investigaciones experimentales (1), (2). Existen recomendaciones prácticas (aparentemente sin sustentación analítica) para la mejor ejecución de este tipo de construcción (3), (4). Sin embargo no se ha encontrado información para un diseño estructural racional.

Es importante contar con algún procedimiento racional de diseño si se quiere proyectar las construcciones de adobe con un rigor comparable al aplicado a otros tipos de materiales.

(*) La numeración entre paréntesis corresponde a las referencias bibliográficas que se dan al final del texto.

El elemento estructural básico en una construcción de a dobe es el muro. Su diseño se plantea para cargas verticales (Cap.2.), cargas perpendiculares a su plano (Cap.3.) y cargas horizontales en su plano (Cap. 4).

El procedimiento seguido es el de determinar primeramente la resistencia al colapso en cada caso, dividiendo luego entre un factor de seguridad para obtener la resistencia (ó el esfuerzo admisible) en condiciones de servicio. En el Cap. 5., se desarrollan procedimientos para la verificación de los esfuerzos en los encuentros de muros, para el diseño de llaves de amarre y dinteles. En el Cap. 6., en base a los procedimientos desarrollados en este capítulo se hace una evaluación de las recomendaciones de carater estructural dadas por otros autores.

1.2 Reconocimiento

Este estudio se realizó en el Departamento de Estructuras y Construcción de la Universidad Nacional de Ingeniería (U.N.I.). Fué planificado, dirigido y supervisado por el Dr. Ricardo Yamashiro; profesor del Departamento de Estructuras y Construcción y patocinado por el Ministerio de Vivienda y Construcción como parte de la Segunda Fase del Proyecto COBE.

2. MUROS PORTANTES

2.1 Generalidades

Se considerará que un muro es portante cuando su función estructural principal es la de transmitir cargas de gravedad adicionales a su propio peso. Bajo estas cargas al muro está usualmente sometido a compresión excéntrica y su resistencia depende principalmente de la resistencia de los bloques, del mortero, de la esbeltez del muro y de la excentricidad de la resultante.

2.2 Resistencia Nominal en Compresión

La resistencia de la albañilería de adobe en compresión axial perpendicular a las juntas horizontales varía generalmente con la clase de materiales con que están construidas (tierra, arcilla, paja, etc.). Los factores principales que influyen son:

1. La resistencia de los bloques de adobe
2. La resistencia del mortero
3. La relación entre el espesor de las juntas y al altura de las piezas.
4. La calidad de la mano de obra.

2.3 Esfuerzo Admisible

Los muros portantes comúnmente se diseñan para cargas de servicio sin consideración explícita de la excentricidad. Para que un diseño realizado en esta forma sea adecuado, es necesario usar un esfuerzo admisible suficientemente bajo, de modo que se toma en cuenta, implícitamente, los factores no considerados directamente. Expresado matemáticamente:

$$f_m = \phi_r \phi_c \phi_e \phi_L f'_m$$

Donde f_m = esfuerzo admisible

f'_m = esfuerzo de rotura nominal

ϕ_r , ϕ_c , ϕ_e , ϕ_L = coeficiente de reducción por variabilidad de la resistencia real, variabilidad de las cargas, y por la excentricidad y esbeltez, respectivamente.

En lo que sigue se hace una evaluación de estos coeficientes, principalmente por similitud con los valores correspondientes en estructuras de concreto.

Variabilidad de la Resistencia Real. Para una columna de concreto:

$$\phi_r = 0.70 \times 0.85$$

donde el coeficiente 0.70 toma en cuenta que el concreto de la

columna resiste menos que el concreto de la probeta normalizada, y el coeficiente 0.85 considera la posibilidad de resistencias reales inferiores a la nominal por la variabilidad del material.

En un muro de adobe es probable que el primer factor sea muy cercano a la unidad, por cuanto no existe ningún factor que tienda a provocar diferencias entre las resistencias de los materiales del muro y de la probeta; por tanto tomaremos para este coeficiente el valor de 0.95. El segundo coeficiente probablemente no sea inferior al del concreto ya que la variabilidad de los materiales del muro, no debe ser muy marcada. Por lo tanto tomaremos para este coeficiente el mismo valor 0.85. Así tenemos que el valor de ϕ_r será:

$$\phi_r = 0.81$$

Variabilidad de las Cargas. En construcciones de viviendas típicas de adobe, la carga viva es del 10 al 20 por ciento del valor de la carga muerta para el diseño de muros.

Para esta relación, el factor de mayoración ponderado para obtener la carga de rotura es de 1.45.

$$\frac{1.4 \times CM + 1.7 \times 0.2 \text{ CM}}{CM + 0.2 \text{ CM}} = 1.45$$

El coeficiente de reducción será:

$$\phi_c = 0.89$$

Excentricidad de la Resultante. Arbitrariamente se asumirá que la resultante actúa con una excentricidad máxima de 0.05t.

En esta condición, el esfuerzo máximo es 30 % mayor del esfuerzo nominal, de lo que resulta:

$$\phi_e = 0.77$$

Esbeltez. La carga crítica para un elemento en compresión elástica es:

$$P_{cr} = \pi^2 EI / (KL)^2$$

Donde: KL = longitud de columna biarticulada equivalente.

El módulo de elasticidad E puede expresarse como una función lineal del esfuerzo en rotura f'_m :

$$E = \alpha f'_m$$

El momento de inercia para este caso está dado por:

$$I = Bt^2/12$$

El esfuerzo crítico será:

$$F_{cr} = \pi^2 f'_m Bt^3 / 12 (KL)^2 Bt$$

Efectuando tenemos:

$$F = 0.82 f'_m / (KL/t)^2$$

Es mejor considerar una transición gradual de esta ex -

presión al valor límite $\phi f'_m$.

Esto puede lograrse considerando que la curva pasa por una parábola vertical con vértice en $(KL/t)^2 = 0$, y $f_m = \phi f'_m$, y que además pase por el punto $f_m = 0.5 \phi f'_m$. Para este valor obtenemos

$$KL/t = 1.283$$

Pasando la parábola por estos puntos obtenemos finalmente:

$$\text{Para } KL/t \geq 1.283\sqrt{\alpha} \quad \frac{f_m}{\phi f'_m} = \left(\frac{0.908}{KL/t} \right)^2 \alpha$$

$$\text{Para } KL/t \leq 1.283\sqrt{\alpha} \quad \frac{f_m}{\phi f'_m} = 1 - \left(\frac{0.551 KL}{\sqrt{\alpha} t} \right)^2$$

Estas ecuaciones expresadas gráficamente pueden verse en la fig. 2.1.

Ejemplo de Aplicación. Determinar el esfuerzo admisible en compresión de un muro de 3 m. de altura y 0.38m. de espesor; sabiendo que su módulo de elasticidad es 400 Kg/cm^2 y su esfuerzo nominal en compresión 10 kg/cm^2 .

Si el muro está arriostrado en su parte superior $KL = 3.00$ ($K = 1$)

$$= 400/10 = 40$$

$$KL/t = 3.00/0.38 = 8$$

Con estos datos entramos al gráfico y obtenemos:

$$f_m / \phi f'_m = 0.51$$

Finalmente el esfuerzo será:

$$f_m = 0.51 \times 0.81 \times 0.69 \times 0.77 \times 10 = 2.2 \text{ kg/cm}^2$$

Si el muro tuviera libre su parte superior:

$$KL = 6.00 \quad (K = 2)$$

$$KL/t = 6.00/0.38 = 16$$

$$\frac{f_m}{\phi f'_m} = \left(\frac{0.908^2}{16} \right) \times 40 - 0.13$$

El esfuerzo admisible será:

$$f_m = 0.13 \times 0.43 \times 10 = 0.56 \text{ kg/cm}^2$$

En general podemos tomar como valores de K los dados en los ejemplos:

$$K = 1 \quad \text{columna biarticular equivalente}$$

$$K = 2 \quad \text{" sólo apoyada en la base}$$

3. MUROS CON CARGAS PERPENDICULARES A SU PLANO

3.1 Generalidades

Un muro sometido a fuerzas perpendiculares a su superficie se comporta como una losa. Se producen esfuerzos de tracción que, cuando tienden a rebasar la resistencia de la albañilería - su "módulo de rotura" -, la agrietan, pudiendo colapsar si esta no está reforzada.

Para diseñar sísmicamente un muro en flexión se requiere conocer el coeficiente sísmico que le corresponde; determinar luego, el máximo esfuerzo en flexión; y finalmente conocer el "módulo de rotura" o el esfuerzo admisible correspondiente.

En este capítulo se desarrolla un procedimiento que permite determinar cada uno de estos parámetros y se ilustra mediante ejemplos la determinación del espesor mínimo de muros.

3.2 Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico para el diseño de muros está dado por las normas correspondientes, si estas lo permiten puede determinarse mediante un estudio especial de riesgo sísmico.

3.3 Resistencia en Flexión

Cuando un muro se encuentra sometido a cargas normales a su plano, se producen esfuerzos de flexión en la estructura

del muro que normalmente tienden a producir fallas en el sentido vertical y horizontal; pudiendo entonces clasificar estos esfuerzos como flexión en el plano vertical, y flexión en el plano horizontal. (Fig. 3.1).

Flexión en el Plano Vertical. Para el análisis de flexión en el plano vertical, utilizaremos para el efecto el bloque de esfuerzos equivalente, tal como vemos en la fig. 3.2.

En el análisis se deducirá el valor del momento resistente en condiciones de trabajo, y el momento resistente en condiciones de rotura; aplicando luego al factor de seguridad resultante de dividir ambas expresiones, un valor razonable para el diseño y finalmente despejamos el valor del esfuerzo admisible en flexión para el plano vertical.

Análisis. Según muestra la fig. 3.2, el momento resistente en estado de colapso para el muro, está dado por su carga que resiste la zona achurada, multiplicada por su distancia al plano central interior (paralelo al plano del muro); siendo en ése momento la carga resistente \underline{P} igual a la carga actuante:

$$P = \gamma_m h_c t$$

Luego, momento resistente será igual a la carga \underline{P} por la excentricidad \underline{e} :

$$M_r = \gamma_m h_c t e$$

Por otro lado, tenemos que el momento resistente en con

diciones de trabajo, viene dado por la fórmula :

$$M_t = f_v t^2 / 6 \text{ (por unidad de longitud)}$$

Dividiendo ambos momentos, obtenemos el valor del factor de seguridad, el que podemos fijar en un valor razonable tal como 2,16 (*)

$$FS = 6 e t h_c \gamma_m / f_v t^2 = 2.16$$

De la figura anterior deducimos el valor de e ;

$$e = (t - g) / 2$$

El valor de g podemos despejar de la igualdad de las cargas actuante y resistente:

$$\text{carga resistente} = 0.85 f'_m g$$

$$\text{carga actuante} = \gamma_m h_c t$$

$$g = \gamma_m h_c t / 0.85 f'_m$$

Remplazando en el valor de e y efectuando las reducciones correspondientes, obtenemos :

$$e = \frac{t}{2} \left(1 - \frac{\gamma_m h_c}{0.85 f'_m} \right)$$

Si despejamos el valor de f_v de la expresión del factor de seguridad, tendremos:

$$f_v = \frac{25}{18} \left(1 - \frac{\gamma_m h_c}{0.85 f'_m} \right) h_c \gamma_m$$

Para los casos típicos de muros; haciendo diferentes v

(*) Yamashiro Ricardo, Comunicación personal.

rificaciones y ejemplos se encontró que el factor entre paréntesis, en la mayoría de los casos se encontraba cercano a la unidad, siendo ligeramente menor que uno. En vista de esto, podemos simplificar la fórmula, reduciendo el valor del factor 25/18 a 24/18, obteniendo finalmente el valor del esfuerzo resistente en flexión en el plano vertical f_v igual a :

$$f_v = \frac{4}{3} h_c \gamma_m$$

Flexión en el Plano Horizontal. Para el caso de flexión en el sentido horizontal, se considera para el análisis que existe un movimiento de rotación entre bloques de hiladas adyacentes al momento de empezar la falla del muro.

El centro de esta rotación se puede suponer que ocurre en los puntos que se muestran en la fig. 3.3.

Para el análisis, se considerarán dos condiciones de comportamiento: comportamiento elástico y comportamiento inelástico analizando en cada caso los esfuerzos que se producen en las partículas, al ocurrir la sollicitación sísmica. Se supondrá asimismo que se produce una rotación entre bloques tal como se vé en la fig. 3.3b.

Análisis Elástico. Suponiendo un comportamiento completamente elástico, según vemos en la fig. 3.3, el esfuerzo que se produce en un punto cualquiera situado a una distancia r del centro de rotación que estamos suponiendo en el lado que

indica la fig. 3.3 es :

$$f_h = v r dA / (d/2)$$

y el momento resistente será:

$$M_r = \int \frac{v r^2}{d/2} dA$$

Efectuando las respectivas operaciones, obtenemos el momento resistente en función del momento polar de inercia I_p

$$M_r = \frac{2v}{d} I_p$$

Donde $I_p = (cb^3 + c^3b)/12 = cbd^2/12$

Finalmente la expresión del momento resistente será:

$$M_r = \frac{cbd}{6} v$$

Por otro lado, si consideramos que el centro de rotación está en el borde central inferior el momento resistente será:

$$M_r = \int \frac{v r^2}{d} dA$$

resolviendo la integral, obtenemos:

$$M_r = v I_p / d$$

Donde $I_p = (c b^3 + c^3 b) / 3$

reemplazando tenemos la expresión final:

$$M_r = \frac{c b d}{3} v$$

Análisis Plástico. Si suponemos que el muro sigue un comportamiento plástico, y que el centro de rotación está situado tal como indica la fig. 3.3; en el estado plástico todas las partículas tienen la misma magnitud del esfuerzo que actúa sobre ellas, siendo por lo tanto v el esfuerzo en una partícula situada a una distancia r del centro de rotación, y el momento resistente M_r será:

$$M_r = v \int r \, dA$$

Como sabemos $r \, dA$ representa el momento polar estático y es igual a :

$$Q_p = \left(\frac{c}{2} \times \frac{b}{2} \right) \left(\frac{d}{4} \right)$$

reemplazando e integrando en toda el área del bloque, obtenemos finalmente el momento resistente:

$$M_r = \frac{c \, b \, d}{4} \, v$$

De la misma manera, suponiendo un centro de rotación tal como el de la fig. 3.3 y haciendo un análisis similar al anterior obtenemos la expresión del momento resistente igual:

$$M_r = \frac{c \, b \, d}{2} \, v$$

Normalmente el adobe no sigue un comportamiento completamente elástico, ni tampoco completamente plástico. A falta de mayor información se tomará un promedio de los valores obtenidos para el momento resistente, para los dos tipos de comportamiento.

Tomando el promedio de los cuatro valores para obtener

un valor más aproximado, tendremos finalmente la expresión del momento resistente en flexión en el plano horizontal:

$$M_r = \frac{5}{32} c b d v$$

Donde

$$d = (c^2 + b^2)^{1/2}$$

Por otro lado el esfuerzo admisible está dado por la fórmula:

$$f_h = 6 M_r / z b^2$$

si reemplazamos M_r y simplificamos, obtenemos:

$$f_h = c d v / z b$$

reemplazando el valor de v y d , se tendrá:

$$f_h = \frac{c}{z} \sqrt{\left(\frac{c}{b}\right)^2 + 1} (0.85 f \sigma + u)$$

Haciendo $u = 0$ en forma conservadora, simplificamos bastante el análisis; luego podemos encontrar la relación existente entre los esfuerzos admisibles de flexión paralelo a las hiladas y perpendicular a las hiladas.

$$\frac{f_h}{f_v} = \frac{0.85 f \gamma_m h_i \left(\frac{c}{z}\right) \sqrt{\left(\frac{c}{b}\right)^2 + 1}}{\frac{4}{3} \gamma_m h_i}$$

obteniendo finalmente:

$$f_h / f_v = 0.85 f \frac{c}{z} \sqrt{\left(\frac{c}{b}\right)^2 + 1}$$

Con esta fórmula que nos da la relación de los esfuerzos resistentes en las dos direcciones en función de las dimen

siones de los bloques, podemos averiguar para determinado tipo de bloques, cual es el esfuerzo resistente que predomina en el muro, y cual es su valor. Si verificamos con dicha fórmula los bloques cuadrados de 8 x 38 x 38 cm. tendremos:

$$c = (38 - 2) / 2 = 18$$

$$b = 38$$

$$z = 8 + 2 = 10$$

reemplazando los valores en la fórmula, obtenemos:

$$f_h / f_v = 1.076 \quad (\text{adobe sin estabilizar} \quad f = 0.85)$$

$$f_h / f_v = 1.650 \quad (\text{adobe estabilizado} \quad f = 1.30)$$

Esto nos indica que el esfuerzo en flexión paralela a las hiladas en un muro construido con bloques cuadrados de las dimensiones dadas. Del mismo modo, analizando, los bloques rectangulares en aparejo de cabeza, obtenemos:

$$f_h / f_v = 0.59 \quad \text{sin estabilizar}$$

$$f_h / f_v = 0.90 \quad \text{estabilizado}$$

En general los bloques rectangulares en aparejo de cabeza dan poca área de contacto, siendo su esfuerzo resistente en el plano horizontal inferior al esfuerzo resistente en el plano vertical.

3.4 Espesor Mínimo de Muros.

El espesor mínimo de un muro requerido por flexión sísmica

mica puede estimarse usando el siguiente procedimiento:

Se expresa el momento flector máximo de un muro rectangular en la siguiente forma:

$$M_{\text{máx.}} = \beta q a \quad (a)$$

Donde β = coeficiente de momentos en losas

q = intensidad de la fuerza lateral (= $C_m t \gamma_m$ cuando se trata de una acción sísmica)

C_m = coeficiente sísmico para el muro

t = espesor del muro

γ_m = densidad del muro (1,600 kg/m³)

a = dimensión crítica del muro, que se define como sigue:

Caso 1. Muro con 4 bordes arriostrados a = menor dimensión.

Caso 2. Muro con 3 bordes arriostrados a = longitud del borde libre

Caso 3. Muro con 2 bordes arriostrados a = altura del muro.

Caso 4. Muro en voladizo a = altura del muro.

Por otro lado , el momento resistente del muro es:

$$M_r = f_v t^2 / 6 \quad (\text{por unidad de ancho}) \quad (b)$$

Donde f_v = esfuerzo admisible en flexión.

Salvo otra indicación, en lo que sigue se considera

construcciones con bloques cuadrados por sus mejores características resistentes.

Usaremos para nuestro análisis el valor del esfuerzo admisible en flexión correspondiente al sentido perpendicular las hiladas f_v , que es el más bajo.

$$f_v = \frac{4}{3} \gamma_m h_c$$

Donde h_c = altura del muro sobre la sección crítica.

Igualando los momentos actuante y resistente (expresiones a y b), reemplazando valores, obtenemos finalmente la fórmula para calcular el espesor mínimo de un muro:

$$t = 4.5 \beta C_m \frac{a^2}{h_c}$$

Para los casos de arriostamiento más comunes, Timoshenko y Woinosky - Krieger (5) dan los valores del coeficiente que se muestran gráficamente en la fig. 3.5

Muros con aberturas. Cuando un muro tiene vanos de puertas y ventanas, su espesor mínimo puede estimarse considerando conservadoramente como bordes libres a los correspondientes a los lados verticales no arriostrados de los vanos. (ver fig. 3.4).

Ejemplos de Aplicación.

Ejemplo 1. Para el sistema de muros que se muestra en la figura 3.6a, calcular el mínimo espesor que se requiere, u-

sando un coeficiente sísmico de 30 %.

Paño 1. Podemos considerar conservadoramente que este paño está en el caso 4 (muro en voladizo)

$$\beta = 0.5$$

$$h_c = 0.50 \text{ m.}$$

$$t = 4.5 \times 0.5 \times 0.30 \times 0.50^2 \times 0.50 = 0.34 \text{ m.}$$

Paño 2. Este paño está en el caso 1 (4 bordes arriostrados.)

$$h_c = 0.60 + 2.00/2 = 1.60 \text{ m.}$$

$$b/a = 3.00/2.00 = 1.5$$

$$\beta = 0.081$$

$$t = 4.5 \times 0.081 \times 0.30 \times 2.00^2/1.60 = 0.27 \text{ m.}$$

El muro deberá tener 0.34 m. de espesor.

Ejemplo 2 . Calcular el coeficiente sísmico que soportara el muro de la fig. 3.6b, en los paños 2 y 3. El espesor general del muro es 0.40 m.

Paño 2. Este paño está en el caso 2.

$$h_c = 0.60 + 1.05 = 1.65 \text{ m. (para los dos paños)}$$

$$b/a = 1.20/2.10 = 0.57$$

$$\beta = 0.066$$

$$C_m = 0.40 \times 1.65/4.5 \times 0.066 \times 2.10^2 = 0.50$$

Paño 3. Caso 2.

$$b/a = 1.80/2.10 = 0.86$$

$$\beta = 0.122$$

$$C_m = 0.40 \times 1.65/4.5 \times 0.122 \times 2.10^2 = 0.27$$

El muro soportará un coeficiente sísmico de 27 %

Ejemplo 3. Determinar el espesor mínimo del muro de la fig. 3.6c, usando un coeficiente sísmico de 30 %

Paño 1. Está en el caso 4

$$\beta = 0.5$$

$$t = 4.5 \times 0.5 \times 0.30 \times 0.50^2 / 0.50 = 0.34 \text{ m.}$$

Paño 2. Está en el caso 3.

$$\beta = 0.125$$

$$h_c = 0.60 + 2.10/2 = 1.65 \text{ m.}$$

$$t = 4.5 \times 0.125 \times 0.30 \times 2.10^2 / 1.65 = 0.45 \text{ m.}$$

El espesor mínimo será de 0.45 m.

MUROS CON CARGAS HORIZONTALES EN SU PLANO

4. MUROS DE CORTE

4.1 Generalidades.

Al ocurrir un sismo, el muro puede recibir cargas en sus distintas direcciones, ya sean estas normales al muro como acabamos de ver en el anterior capítulo, ó ya sean paralelas al mismo como veremos en este capítulo.

En este capítulo, analizaremos los esfuerzos producidos en el sentido longitudinal del muro (paralelo a las hiladas) y la resistencia que ofrece en dicho sentido.

En esta forma, el esfuerzo más importante a que se ve sometido el muro es al corte paralelo a las hiladas. En el análisis, estudiaremos el esfuerzo cortante que actúa sobre el muro, y el esfuerzo cortante resistente; relacionando ambos y aplicando dicha relación a un caso práctico.

Análisis. Según la fig. 4.1, el esfuerzo de corte que actúa en cualquier punto z es:

$$v = V Q / I T$$

Donde $V = p + q H (1 - y)$

$$Q = x (1 - x) B^2 t / 2$$

$$I = t B^3 / 12$$

Reemplazando valores y efectuando:

$$v = \left[p + q H (1 - Y) \right] 6 x (1 - x) / Bt$$

Por otro lado tenemos que el esfuerzo de corte resistente está dado por la fórmula:

$$V_r = 0.85 f \sigma + u$$

Reemplazando el valor de σ tendremos:

$$V_r = 0.85 f \gamma_m H (1 - y) + u$$

Si hacemos la comparación de ambos esfuerzos cortantes, tendremos la siguiente relación de cortes R_v :

$$R_v = V_r / V_a = (0.85 f h(1-y) \gamma_m + u) / (1.5V/Bt)$$

En esta relación, R_v nos indica el factor de seguridad al corte con el que trabaja el muro, debiendo por lo tanto ser mayor que la unidad para que el muro trabaje satisfactoriamente.

En el siguiente ejemplo, analizaremos un caso típico de muro de corte tal como el de la fig. 4.2 en el que hallaremos el factor de seguridad al corte para un coeficiente sísmico de 30 %

Según la figura, tenemos que la fuerza cortante que actúa sobre el muro en la base es:

$$V = 0.30 \times 1.6 \times 2.60 (1 - 0) A = 1.25 A$$

Siendo A el área total de la sección transversal del sistema de muros:

$$A = 2 \times 3 \times 0.40 + 4 \times 0.80 = 5.6 \text{ m}^2$$

El área de la sección resistente en el muro de corte será:

$$a = 4.80 \times 0.80 = 3.84 \text{ m}^2$$

por lo tanto el esfuerzo actuante será:

$$V = 1.25 a / a = 1.82 \text{ t /m}^2$$

Por otro lado, el esfuerzo resistente en bloques sin estabilizar donde $f = 0.85$ resultará:

$$V_r = 0.64 \times 1.6 \times 2.60 \times (1 - 0) + 1.5 = 4.16 \text{ t/m}^2$$

y el factor de seguridad será:

$$FS = R_v = 4.16 / 1.82 = 2.29$$

De esta manera vemos que el muro resiste la fuerza sísmica paralela al muro, con un factor de seguridad de 2.29.

4.3 Estabilidad al Volteo en Muros de Corte

Cuando un muro requiere de arriostamiento por condición de cargas perpendiculares a su plano, procedemos a diseñar un muro transversal a este para que resista los momentos de volteo a que se ve sometido el primer muro. Este muro, que llamaremos muro de arriostre, contribuye solamente con su peso a la estabilidad del sistema de muros, siendo por lo tanto su longitud uno de los factores principales de la resistencia.

En el análisis, estudiaremos los esfuerzos dinámicos y estáticos en el muro, comparando ambos esfuerzos y desarrollando una fórmula que nos de la longitud requerida del muro de arrastre.

4.4 Análisis

Según la fig. 4.3, el peso del sistema es:

$$W = \gamma_m h (B t + L_a t_a)$$

la fuerza sísmica será:

$$F = C_m \gamma_m h (B t + L_a t_a) = w h$$

En este caso estamos analizando un muro sin restricciones en la parte superior, por lo tanto podemos considerarlo como si fuera un muro en voladizo cuyo momento en la base es:

$$M = c w h^2 \quad (c = 1/2)$$

Por otro lado, el esfuerzo dinámico en la base es:

$$f_a = 6 M / t_a L^2 = 6 c w h^2 / t_a L^2$$

reemplazando el valor de w , obtendremos:

$$f_a = 6 c C_m h^2 \gamma_m (B t + L_a t_a) / t_a L^2$$

El esfuerzo estático σ resistente, está dado por el peso del muro por unidad de área:

$$f_r = \gamma_m h$$

Al producirse la falla, los esfuerzos se hacen iguales,

de manera que $f_r = f_a$

$$6 c C_m h^2 \gamma_m (B t + L_a t_a) / t_a L^2 = \alpha \gamma_m h$$

Si despejamos de esta igualdad el valor de L/B , obtenemos la fórmula adimensional:

$$\frac{L}{B} = k + \sqrt{k^2 + 2k \left(\frac{t}{t_a} - \frac{t}{B} \right)}$$

Donde $k = 3 c C_m h / \alpha B$

Verificando la fórmula con casos prácticos, se encontró que el valor de t / B no influye mucho el valor de L / B ; por lo tanto se ha tomado como valor promedio para $L/B = 1/6$ para simplificar los gráficos en la fig. 4.4

En caso de tener el muro una viga collar, o una sobrecarga de altura equivalente h_s , se ha deducido el nuevo valor de la altura h :

$$h = (h_b^2 + 2 h_b h_s) / (h_b + h_s)$$

Donde h_b = altura de muro bajo la viga collar

h_s = altura de muro sobre la viga collar

Para adoptar un valor para el coeficiente c , deberemos previamente analizar el muro de arriostre.

Caso I. Cuando el muro no tiene restricciones de ningún tipo en su parte superior, podemos considerarlo como si fuera un voladizo y el valor de c será $1/2$ tal como vimos en el análisis.

Caso II. Cuando el muro está restringido a los giros en su parte superior, pero tiene libertad de desplazamientos tomaremos el valor de $c = 1/3$

Caso III. Finalmente cuando tenemos un muro con libertad de giros en su parte superior, pero restringido en sus desplazamientos, tomaremos como valor de $c = 1/8$.

Para la reducción de estos valores se utilizaron los esquemas de la fig. 4.5

En general se puede seguir distintos caminos para el diseño de muros de arriostre : uno de los métodos podría ser, elegir un valor para α y luego verificar hallando el factor de seguridad, tal como se muestra en el siguiente ejemplo. Otro método podría ser, elegir un valor del factor de seguridad y hallar la longitud del muro de arriostre.

Ejemplo de Aplicación

Calcular la longitud de los muros de arriostre del sistema de muros mostrado en la fig. 4.6, para los casos I, II, y III, usando $\alpha = 1$, y coeficientes sísmicos de 20 % y 30 %.

Los valores de H serán:

$$H_I = 3 \text{ mt. (voladizo)}$$
$$H_{II,III} = \frac{2.10^2 + 2 \times 2.10 \times 0.90}{2.10 + 0.90} = 2.73 \text{ mt.}$$

Los valores de K son:

$$\begin{aligned} C_m &= 0.20 \quad 0.30 \\ K_I &= 3 \times 0.5 \times C_m \times 3 / 1 \times 3.60 = 0.25 \quad 0.375 \\ K_{II} &= 3 \times 0.333 \times C_m \times 2.73/1 \times 3.60 = 0.152 \quad 0.227 \\ K_{III} &= 3 \times 0.125 \times C_m \times 2.73/1 \times 3.60 = 0.0569 \quad 0.0853 \end{aligned}$$

Para $C_m = 0.20$

$$t / t_a = 1$$

Caso	L (mt)
I	3.46
II	2.50
III	1.37

$$t / t_a = 0.5$$

Caso	L (mt)
I	2.72
II	1.90
III	1.00

Para $C_m = 0.30$

$$t / t_a = 1$$

Caso	L (mt)
I	4.58
II	3.25
III	1.74

$$t / t_a = 0.5$$

Caso	L (mt)
I	3.72
II	2.54
III	1.28

A manera de verificación, hallaremos el factor de seguridad para el muro de 0.38 mt. de espesor con $C_m = 0.30$ y $C = 0.5$. Peso total del sistema para el muro de arriostre de menos espesor:

$$1,600 \times 0.38 \times 3.00 (3.60 + 4.58 - 0.38) = 14,227 \text{ Kg.}$$

el momento de volteo será :

$$14,227 \times 0.30 \times 1.50 = 6,402 \text{ kg. - mt.}$$

el momento resistente afectado por un factor de reducción por aceleraciones verticales (0.85) será:

peso muro arriostre $\times g_1$ + peso muro arriostre $\times g_2$

$$1,600 \times 0.38 \times 3.00 (4.58 \times 0.5 \times 4.58 + 3.22 \times 0.5 \times 0.38)$$

$$\text{momento resistente} = 0.85 \times 20,246 = 17,209 \text{ kg} = \text{mt.}$$

$$FS = 17,209 / 6,402 = 2.69$$

El muro trabaja con un factor de seguridad de 2.69.

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 del 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. 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 constituye 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 constituye 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 valor constante en cualquier punto del muro. Para el análisis, consideramos 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.

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

$$F_r = 111 \text{ kg.}$$

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 :

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

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

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

$$F_S = 54.5 / 106 = 0.51$$

Para la tercera hilada tendremos:

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

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

$$F_S = 62.8 / 76.6 = 0.82$$

Así vemos 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 esfuerzo 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 :

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

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 / B tendremos :

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

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

obtenemos finalmente :

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

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 :

$$\frac{L_{a1}}{B} = \frac{2.40 \times 0.20 \times 1.20 / 1.20}{0.57 \times 0.85 \times 1.20 + 0.63} = 0.40$$

$$\underline{L_{a1}} = 0.40 \times 6.00 = 2.40 \text{ mt.}$$

Colocando un segundo tirante L_{a2} :

$$\frac{L_{a2}}{B} = \frac{3.60 \times 0.20 \times 1.20 / 1.20}{0.57 \times 0.85 \times 3.60 + 0.42 \times 1.5} = 0.30$$

$$\underline{L_{a2}} = 0.30 \times 6.00 = 1.80 \text{ mt.}$$

A continuación pasaremos a calcular y verificar los es pesos de piezas de madera del arriostre. Para el efecto aumentamos en $1/3$ los esfuerzos admisibles por tratarse de cargas sísmicas

- Por contacto localizando 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 : $\frac{4}{3} \times 8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 32/3 \text{ kg/cm}^2$
- 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 :

Fuerza actuante : $0.20 \times 6.00 \times 1.20 \times 2.40 \times 1,600$

Fa = 5,530 kgs.

W1 = 2,765 kg/ ml (pieza muro principal)

W2 = 4,608 " (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 éstas 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) : $\frac{8}{3} \geq \frac{5,530}{200 \times 19.32} = 1.43 \text{ kg/cm}^2$
- Corte (madera) : $\frac{32}{3} \geq \frac{1.5 \times 2,765}{19.32 \times 21.86} = 9.82 \text{ kg/cm}^2$
- Flexión (madera) : $112 \geq \frac{6 \times 27,650}{19.32 \times 21.86} = 18 \text{ kg/cm}^2$

Verificación para la Pieza de Arriostre:

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

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

$$F_a = 8,294 \text{ kg.}$$

$$W_1 = 4,147 \text{ kg/cm}$$

$$W_2 = 6,912 \text{ kg/cm}$$

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

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

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

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

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

$$\text{Contacto} : \frac{8}{3} \geq \frac{8294}{200 \times 21.86} = 1.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Corte} \quad \frac{32}{3} \geq \frac{1.5 \times 4,147}{21.86 \times 26.94} = 10.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Flexión} \quad 112 \geq \frac{6 \times 41,500}{21.86 \times 26.94^2} = 15.7 \text{ kg/cm}^2$$

para la pieza de arriostre : 10" x 11"

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

$$\text{Contacto} : \frac{8}{3} \geq \frac{8,294}{120 \times 24.40} = 2.83 \text{ kg/cm}^2$$

Corte : igual a la verificación de la pieza principal.

$$\text{Flexión} ; 112 \geq \frac{6 \times 124,400}{24.4 \times 26.94^2} = 42 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

Segundo tirante

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

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 \emptyset 5/4

segundo tirante 2 \emptyset 3/4

La disposición final de las llaves de amarre 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 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 sobre carga uniforme equivalente que produce el mismo momento. El espesor del muro se considerará unitario, y se denominará como:

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

Primeramente se calculará una expresión que nos dé la longitud mínima de los dinteles en la zona de apoyo, y finalmente se calculará al 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

$$f_m = \text{carga} / \text{área de apoyo}$$

$$f_m = \frac{\gamma_m h (L + 2 L') \times 1}{2 j L' \times 1}$$

despejando el valor de L', y reemplazando los valores de

$$f_m = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.6 \text{ t/m}^3$$

obtenemos finalmente :

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

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

L = luz libre de dintel

j = ancho de dinteles / ancho de muro

h = altura de muro equivalente sobre el dintel

A continuación damos una tabla con los valores de L' para distintos valores de L y h, siendo j = 1

LONGITUD MÍNIMA DE APOYO (L')

L \ h	1.0	1.5	2.0	2.5
2.00	0.40	0.40	0.40	0.40
4.00	0.40	0.40	0.47	0.59
6.00	0.46	0.69	0.92	1.15

$$L'_{mfn.} = 0.40 \text{ m.}$$

5.7 Cálculo del Peralte d

Para calcular el peralte necesario para el dintel, consideramos dos condiciones: peralte requerido por esfuerzos, y peralte requerido por deflexiones. En el primer caso igualaremos el momento actuante con el momento resistente y luego despejaremos el valor del peralte d . Para el segundo caso, consideraremos una deflexión máxima, y utilizando el método del área de momentos para el análisis, calcularemos la altura mínima d por deflexión.

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

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

el momento actuante será:

$$M_a = \frac{1}{8} w (KL)^2$$

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, igualaremos ambos momentos; reemplazando luego los valores de $f_b = 60 \text{ kg/cm}^2$, y $\gamma_m = 1.6 \text{ t/m}^3$, o teniendo finalmente :

$$d = 0.048 \frac{L^{1.5}}{s} \quad (\text{para } K = 1.2)$$

A continuación damos algunos valores para distintos

s	1/3	1/2	1
$d/L^{1.5}$	0.083	0.068	0.048

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

Δ = área achurada X distancia al centro de gravedad

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

$$\phi_{\text{máx.}} = \frac{E}{d/2} \times \frac{2 f_b}{E d}$$

reemplazando en la expresión de la deflexión máxima tendremos:

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

finalmente si reemplazamos los valores de:

$$\Delta_{\text{máx.}} = KL / 360$$

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

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

$$K = 1.2$$

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.

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

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

$$j = 15.24 / 40 = 0.381$$

$$d = 0.048 \times 0.90^{1.5} / 0.381^{0.5} = 0.066\text{m. (esfuerzos).}$$

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

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)

6.1 Evaluación de Algunas Recomendaciones de Carácter Estructural dadas por otros Autores

En los últimos tiempos se ha dado bastante difusión a algunas recomendaciones para mejorar el comportamiento estructural de las construcciones de adobe (3), (4).

Por razones obvias, es de interés conocer el grado de seguridad implícito en estas recomendaciones. En el presente capítulo, se hace una evaluación de las recomendaciones contenidas en estas publicaciones en base a los procedimientos desarrollados en el presente trabajo.

6.2 Evaluación de Algunas de las Recomendaciones del Manual de CRYRZA.

Según el manual de construcciones de adobe de CRYRZA, se dan algunas recomendaciones para la construcción de viviendas con bloques de adobe. A continuación haremos algunas verificaciones de dichas recomendaciones en base a los procedimientos desarrollados en el presente trabajo.

Así vemos que en una de las partes del manual se dan las dimensiones que se muestran en la fig. 6.1.

Primeramente se verificará por cargas perpendiculares al muro. Para tal efecto, se ha dividido el muro en los distintos paños que se indican en la fig. 6.1.

Paño 1. Considerándolo en el caso II (tres bordes a-

arriostros):

$$b/a = 1.20 / 1.30 = 0.375$$

$$\beta = 0.040$$

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

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

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

$$\beta = 0.056$$

$$C_m = 0.040 / 4.5 \times 0.056 (1.00^2 / 0.55) = 0.87$$

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 arriostrosado 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 típicos que reco -

mienda 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 %:

$$\text{esf. tracción} = 0.33 \times 1,600 \times 4.00 \times 0.38 \times 0.21/8 \times 38$$

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

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 dan en el manual de CRIRZA, 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 cms. pero no menciona usar 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 :

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

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 CRIRZA.

En otra sección del manual se observa que no 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 deduce 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.

7. RESUMEN

El objetivo principal de este estudio fué el desarrollar procedimientos racionales de diseño estructural para este material, tanto para cargas de gravedad como sísmicas, con un rigor comparable al usado para el diseño con otros materiales. Se estudió principalmente el diseño de los muros bajo carga axial y bajo cargas horizontales tanto perpendiculares como en el plano del muro.

1.- Se obtuvo para el muro bajo carga axial un esfuerzo admisible dado por las siguientes expresiones :

$$\frac{f_m}{\phi f'_m} = \left(\frac{0.908}{KL/t} \right)^2 \alpha \quad \text{para } KL/t \geq 1.283 \sqrt{\alpha}$$

$$\frac{f_m}{\phi f'_m} = 1 - \left[\frac{0.551 (KL/t)}{\sqrt{\alpha}} \right]^2 \quad \text{para } KL/t \leq 1.283 \sqrt{\alpha}$$

donde: f_m = esfuerzo admisible en compresión

f'_m = esfuerzo de rotura en compresión

ϕ = factor global de reducción = $\phi_r \times \phi_c \times \phi_e$

ϕ_e = factor de reducción por excentricidad

ϕ_c = factor de reducción por variabilidad de cargas

ϕ_r = factor de reducción por variabilidad de resistencia.

α = E / f'_m

E = Módulo de elasticidad del muro.

KL = altura del muro

K = Factor de longitud Efectiva

t = espesor del muro

en las que el coeficiente α , debe ser obtenido experimentalmente. La fórmula considera implícitamente excentricidades hasta de 5 % del espesor del muro. El valor de K puede tomarse como 1 y 2 para el caso de tener muro con arriostre en su parte superior y muro en voladizo respectivamente.

2.- Para cargas perpendiculares al plano del muro el espesor mínimo que deben tener estos está dado por la expresión:

$$t = 4.5 \beta C_m \frac{a^2}{h_c}$$

donde t = espesor del muro

β = coeficiente de momentos en losas (ver gráfico)

C_m = coeficiente sísmico

a = dimensión crítica del muro

h_c = altura crítica del muro (ver fig. 3.2)

3.- La expresión anterior supone que la resistencia en flexión en el plano horizontal no es menor que la del plano vertical. Para que esto se cumpla es necesario que los bloques tengan las siguientes proporciones: 8 x 38 x 38 cm. en caso que estas proporciones no puedan ser satisfechas, el espesor del muro se calculará utilizando la expresión :

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

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 de 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 ancladas a los muros del encuentro. El anclaje 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 anclaje

B = ancho del muro principal

h_m = altura actuante muro principal

C_m = coeficiente sísmico

t/t_a = espesor muro principal / espesor arriostre

h_a = altura resistente muro arriostre

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

Sin embargo el procedimiento puede extenderse a otros casos sin dificultades. 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 queda la altura necesaria de los dinteles teniendo en cuenta el esfuerzo máxi-

mo y las deformaciones admisibles. Para la determinación de los esfuerzos en flexión y de las flexiones 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 vano.

9.- En base al presente estudio se hizo una evaluación de 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 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 solo 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 del 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.

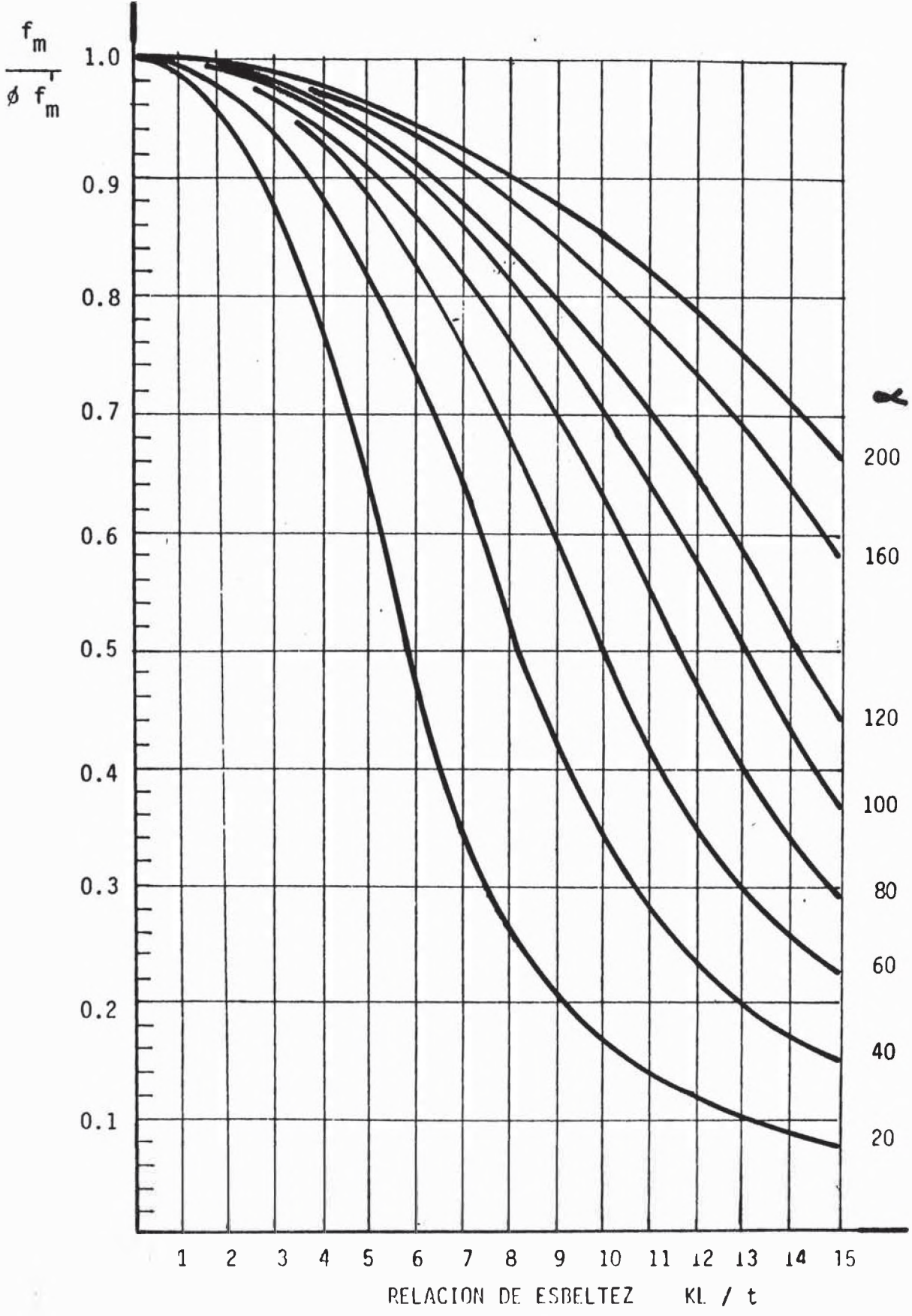
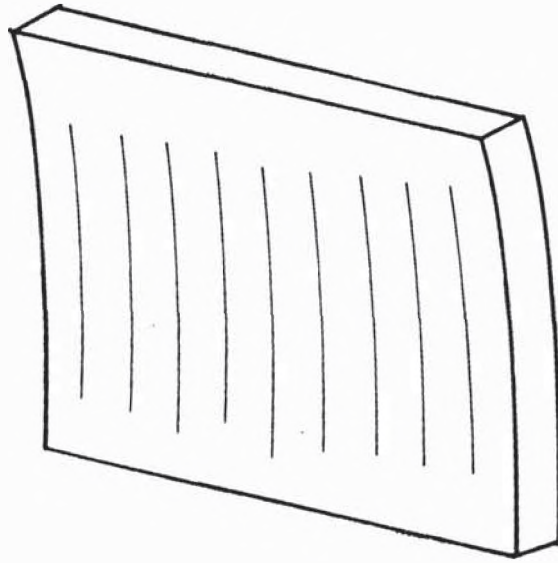
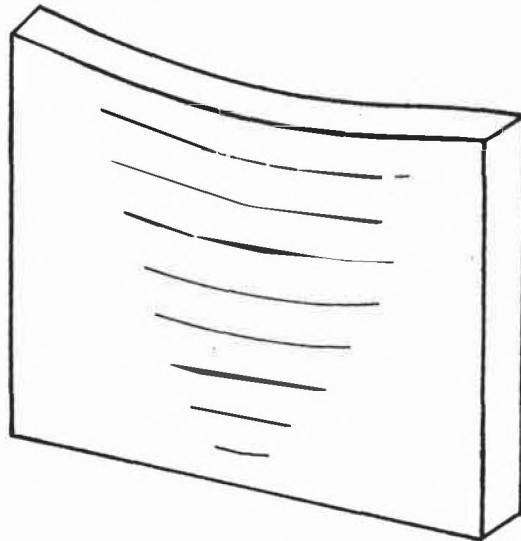


Fig. 2.1 CURVAS PARA LA DETERMINACION DE ESFUERZOS ADMISIBLES EN MUROS PORTANTES



a) flexión en el plano vertical



b) flexión en el plano horizontal

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

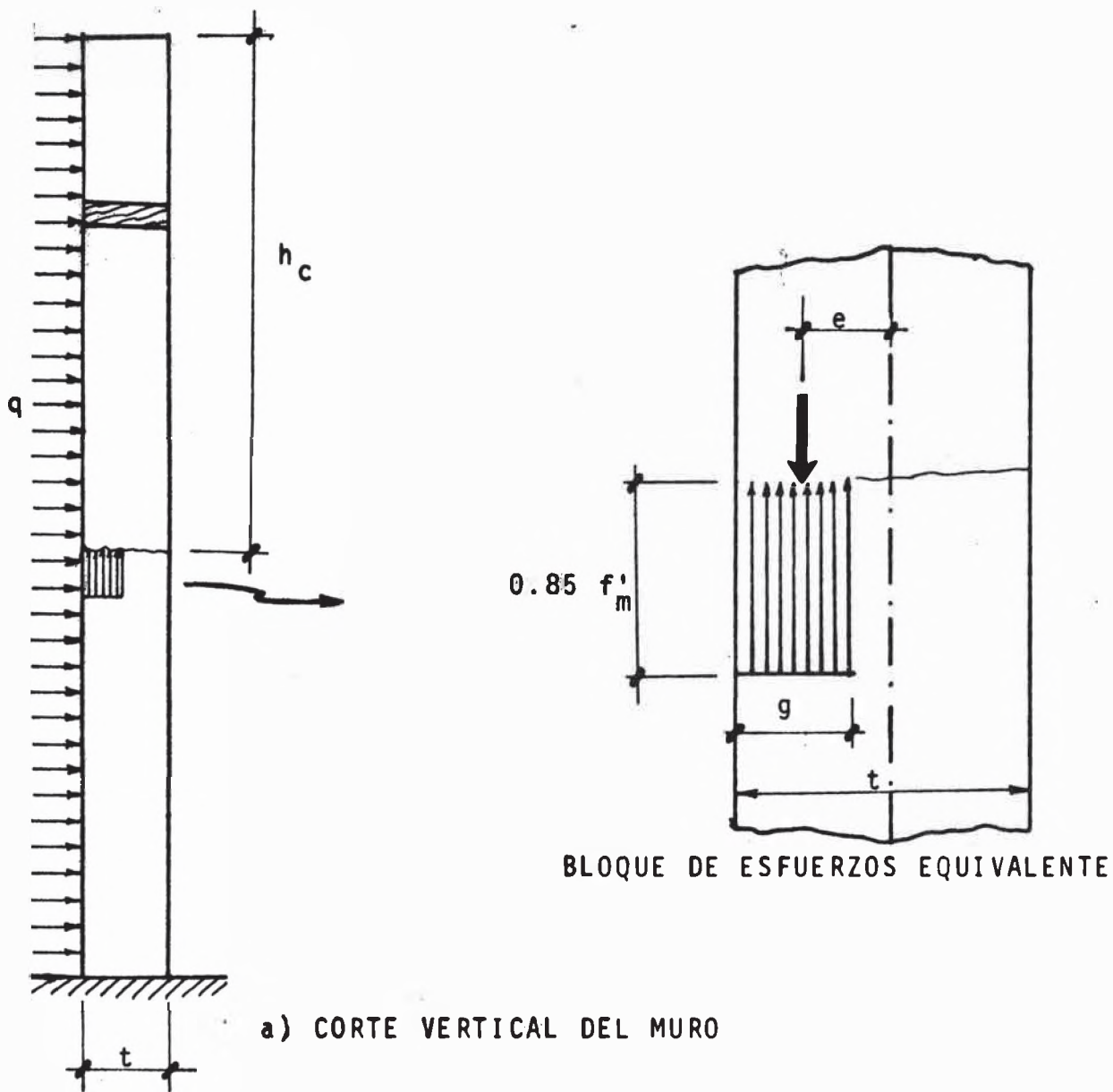
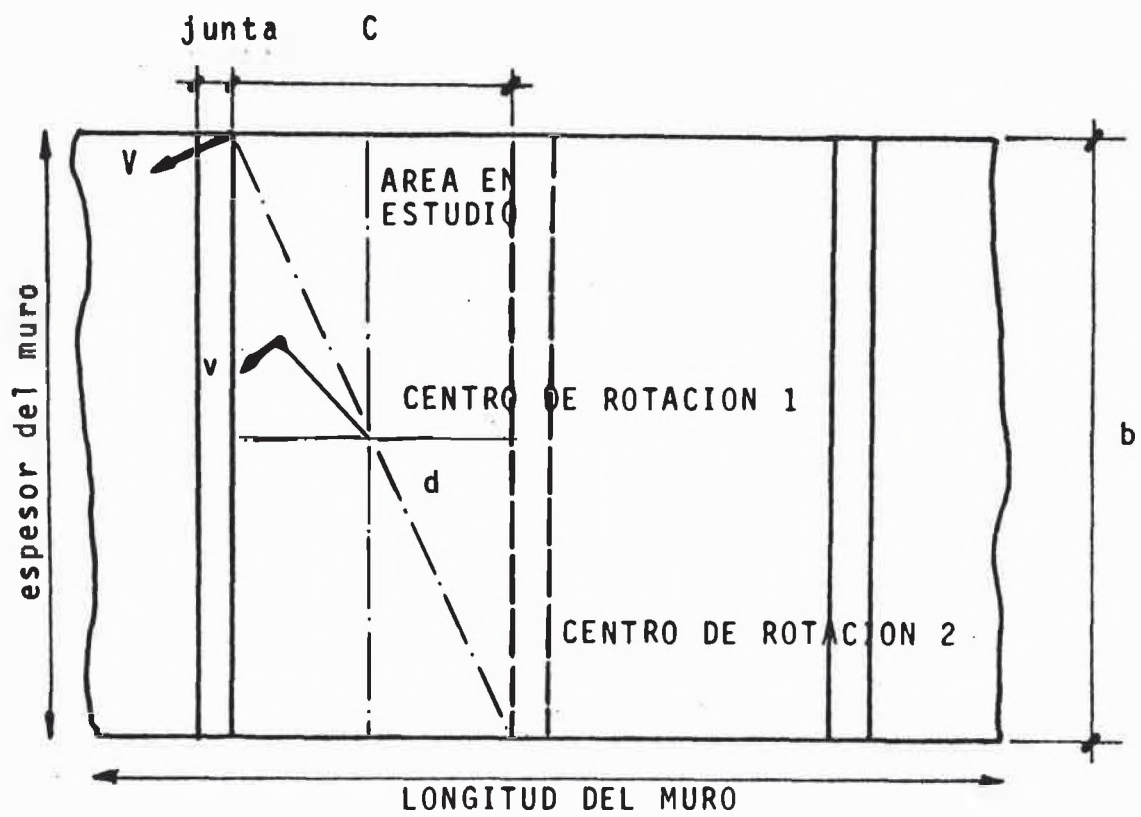
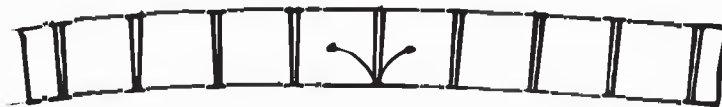


Fig. 3.2 MODELO PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA ULTIMA EN FLEXION EN EL PLANO VERTICAL.



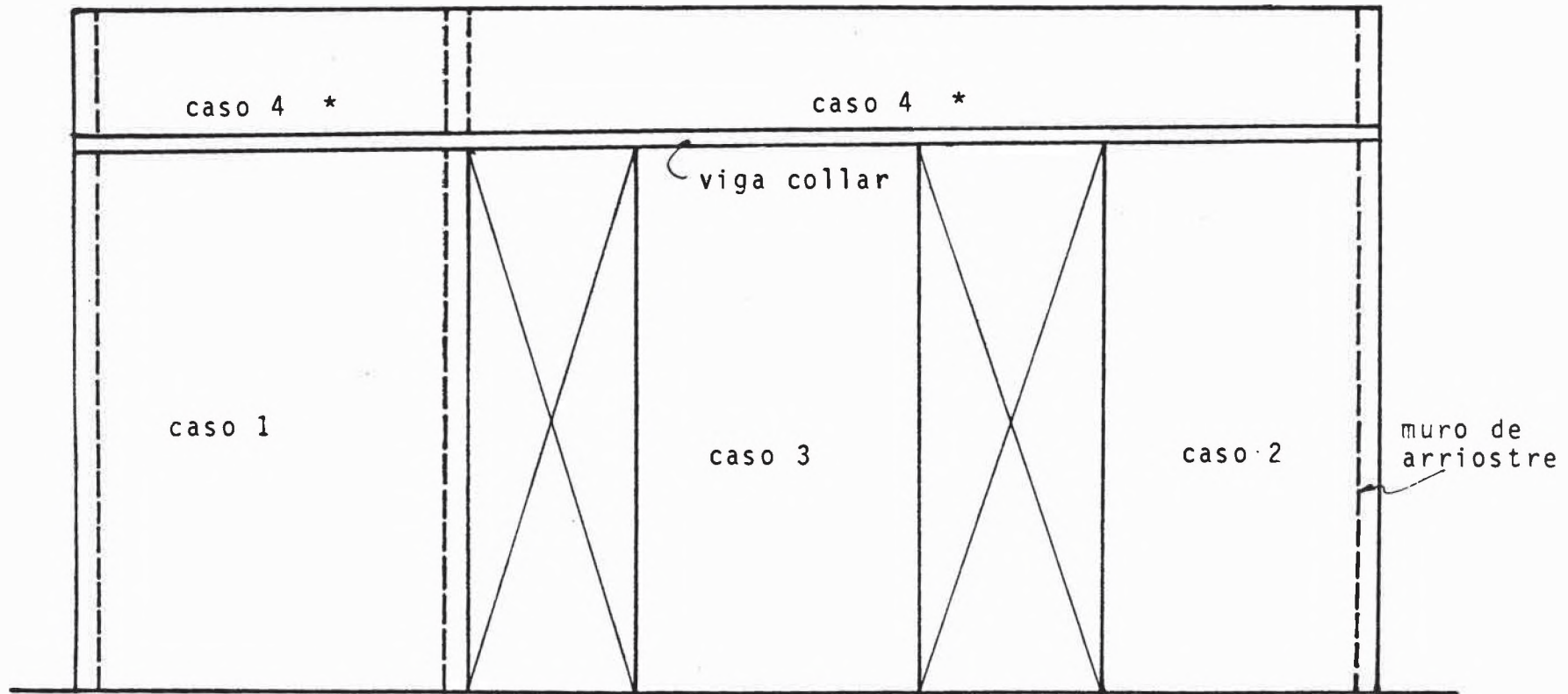
$z =$ altura del bloque mas una junta

a) 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 TIPICOS DE ARRIOSTRAMIENTO DE MUROS

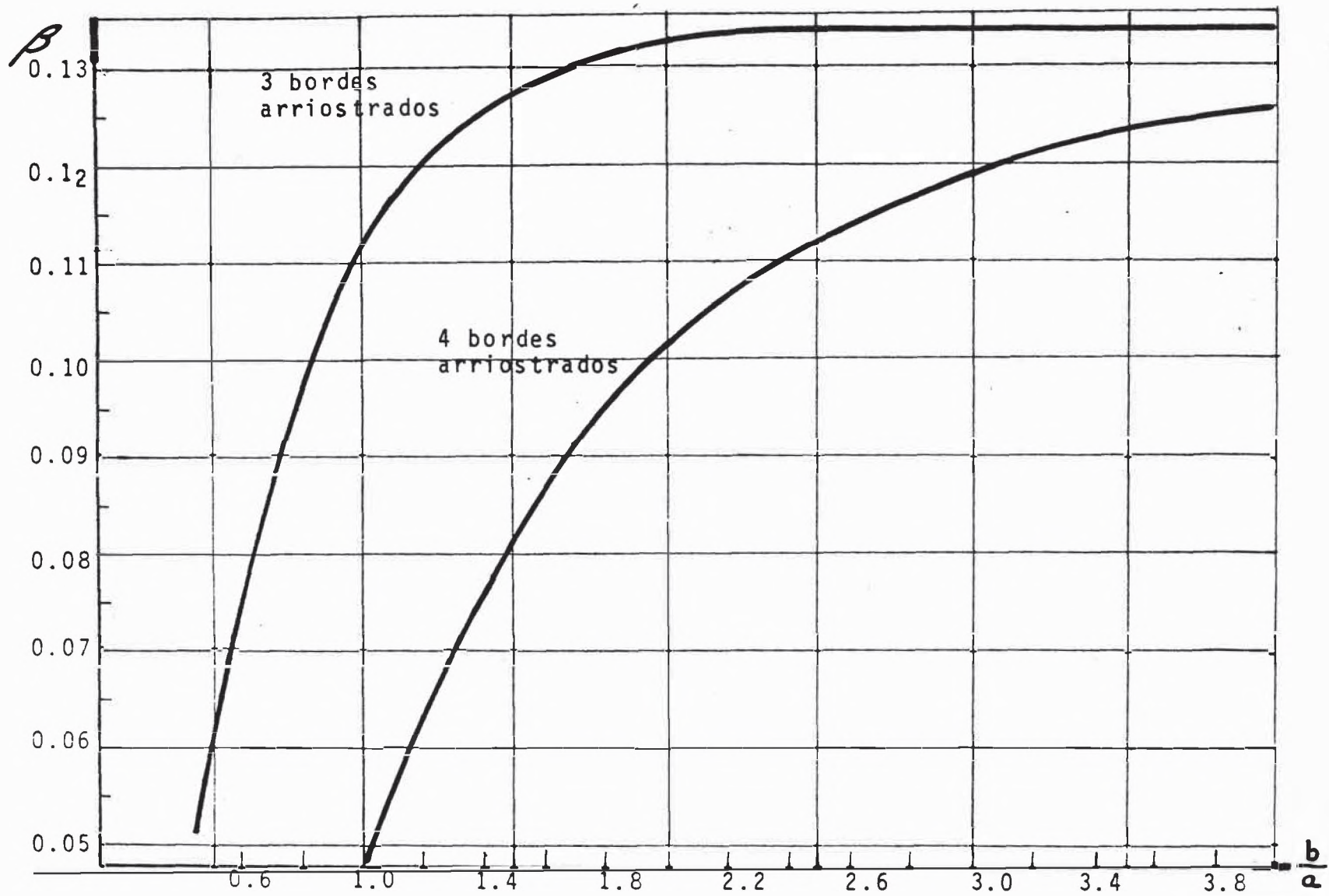
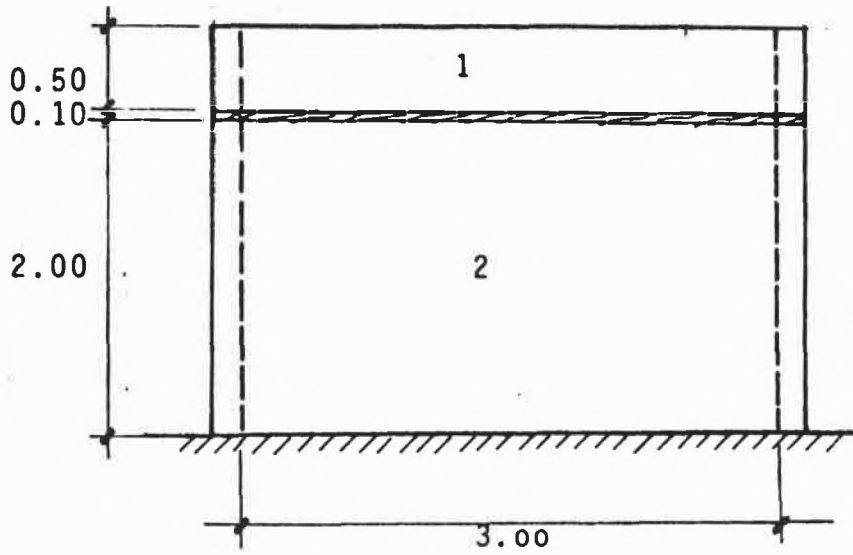
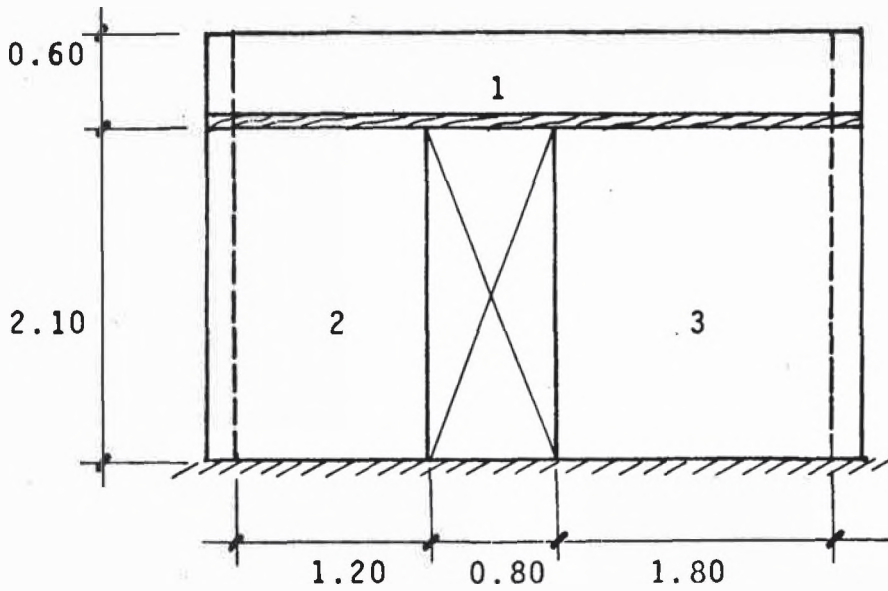


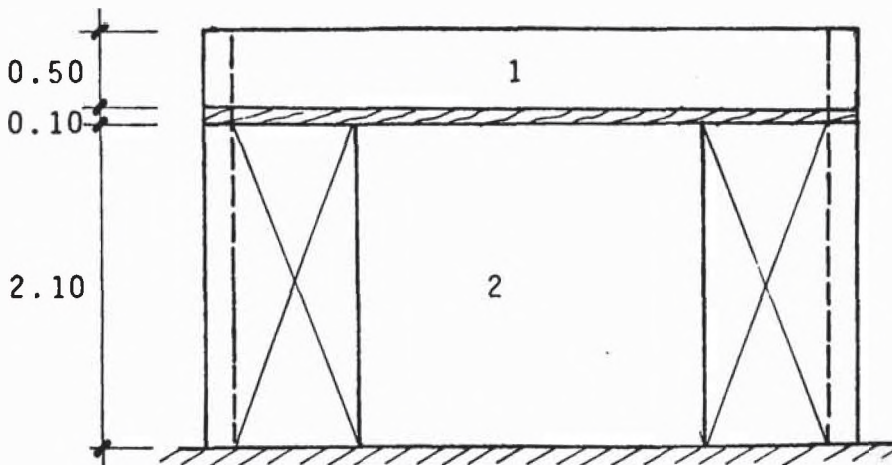
Fig. 3.5 CURVAS PARA LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE β



a) Ejemplo 1



b) Ejemplo 2



c) Ejemplo 3

Fig. 3.6 DATOS PARA LOS EJEMPLOS DE DISEÑO Y VERIFICACION DE MUROS CON CARGAS PERPENDICULARES A SU PLANO

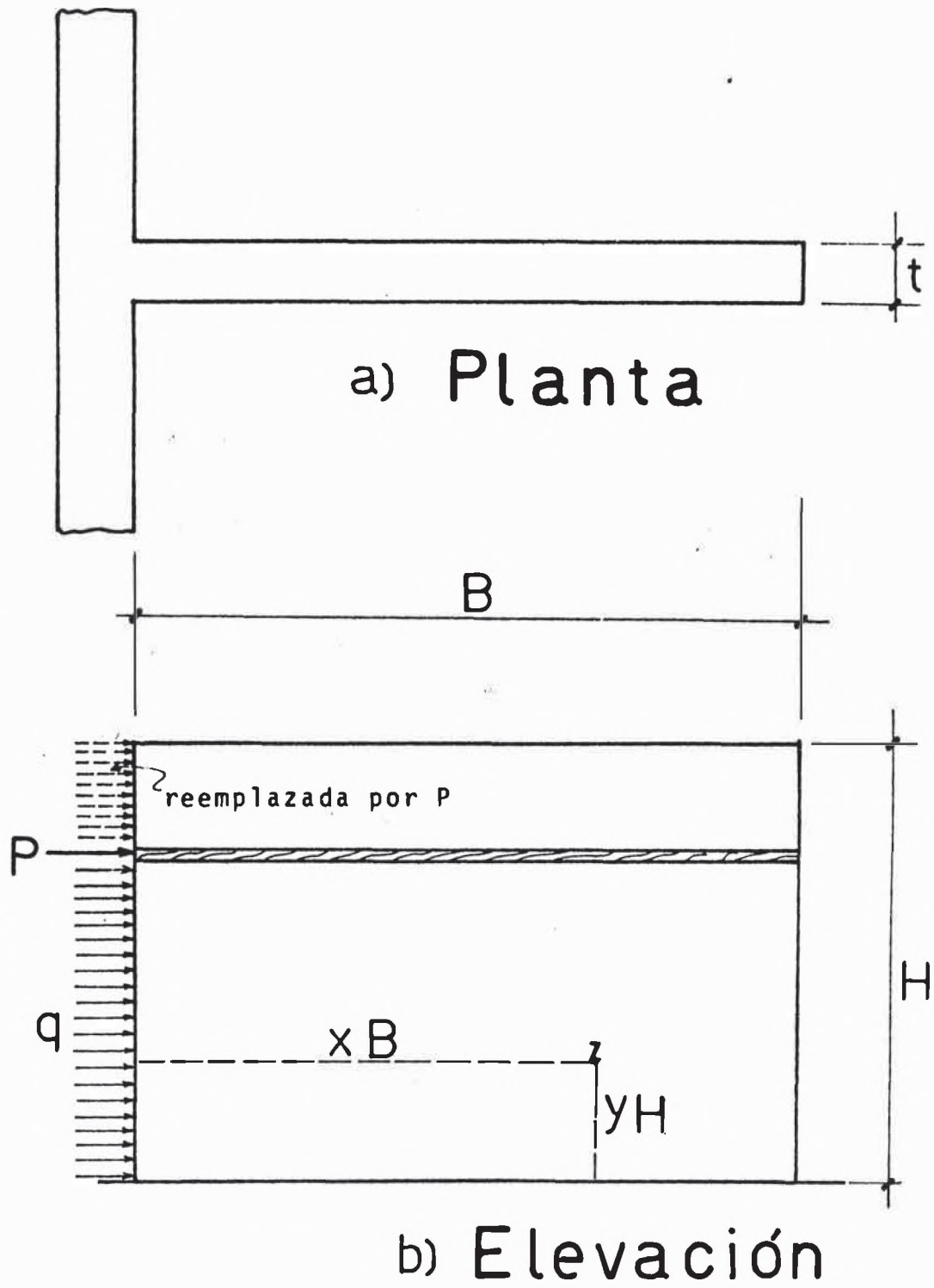


Fig. 4.1 NOMENCLATURA DE MUROS DE CORTE

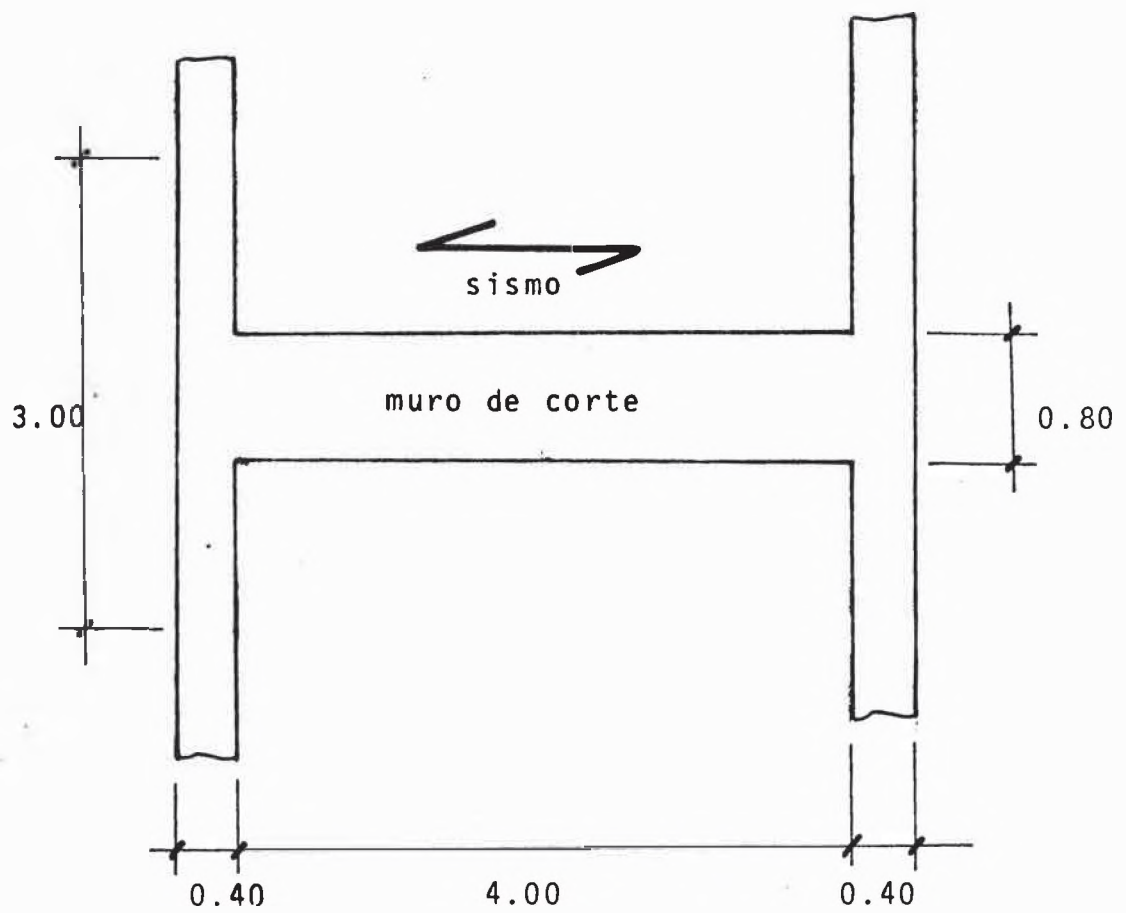


Fig. 4.2 DATOS PARA EL EJEMPLO DEL ACAPITE 4.1

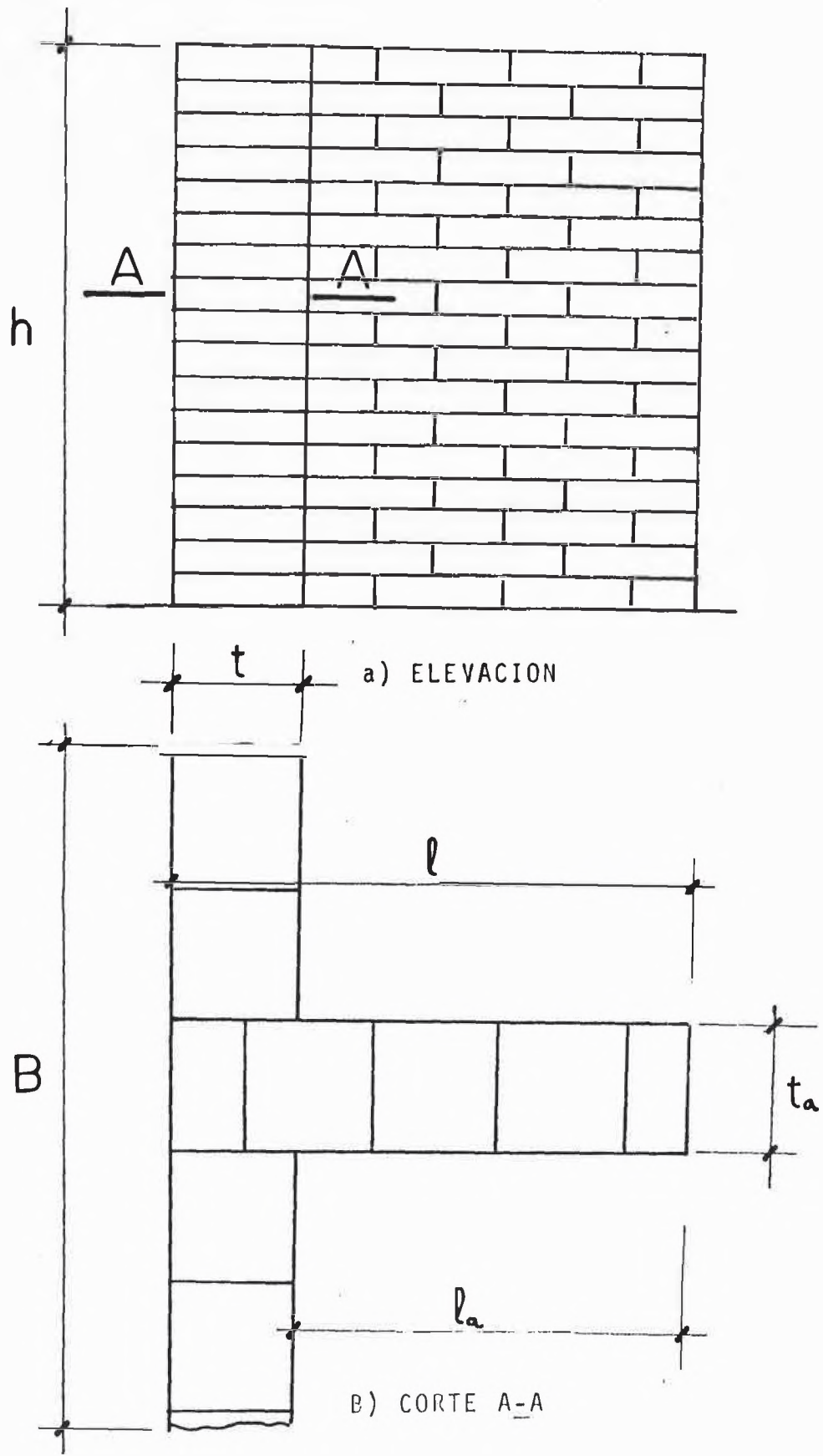


Fig. 4.3 NOMENCLATURA PARA EL ANALISIS DE LA ESTABILIDAD AL VOLTEO.

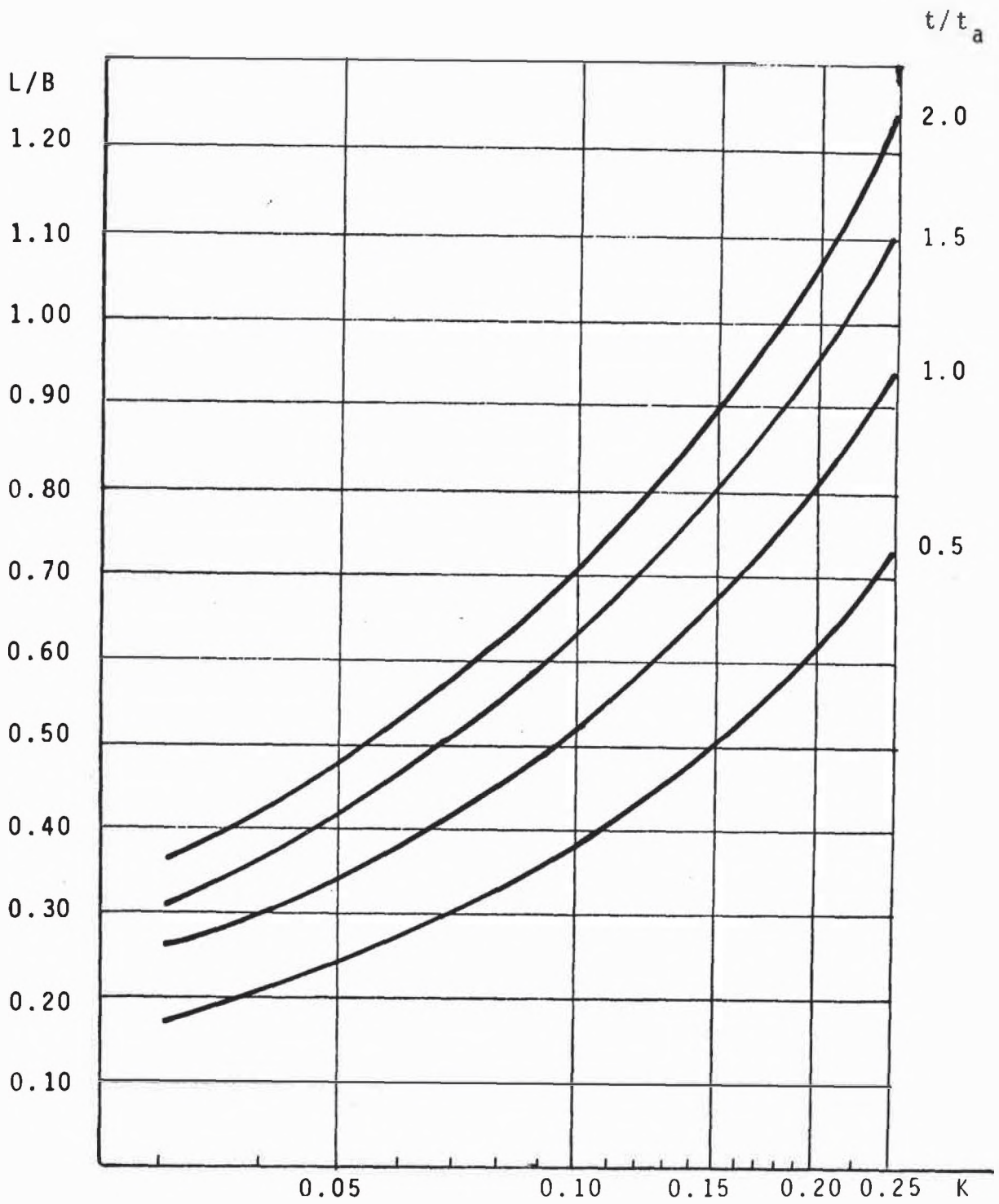
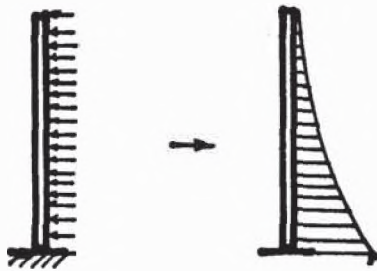


Fig. 4.4 GRAFICO PARA LA DETERMINACION DE LA LONGITUD DEL MURO DE ARRIOSTRE DE LA FIG. 4.3

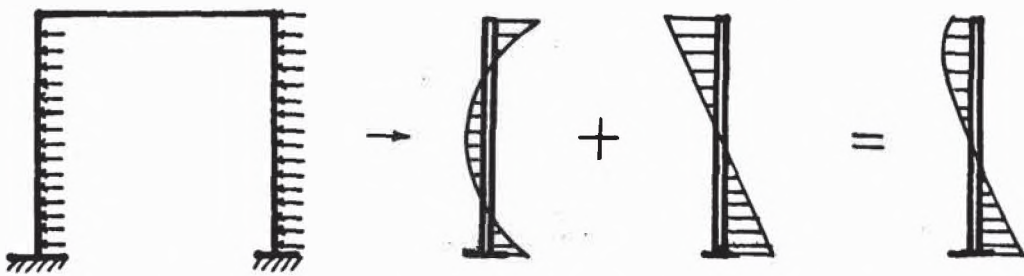
CASO I



$$\frac{1}{2} w H^2$$

$$C_I = 1/2$$

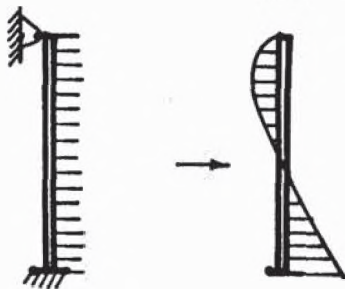
CASO II



$$\left(\frac{1}{12}\right) w H^2 + \left(\frac{1}{4}\right) w H^2 = \left(\frac{1}{3}\right) w H^2$$

$$C_{II} = 1/3$$

CASO III



$$\frac{1}{8} w H^2$$

$$C_{III} = 1/8$$

Fig. 4.5 COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA MUROS DE ARRIOSTRE

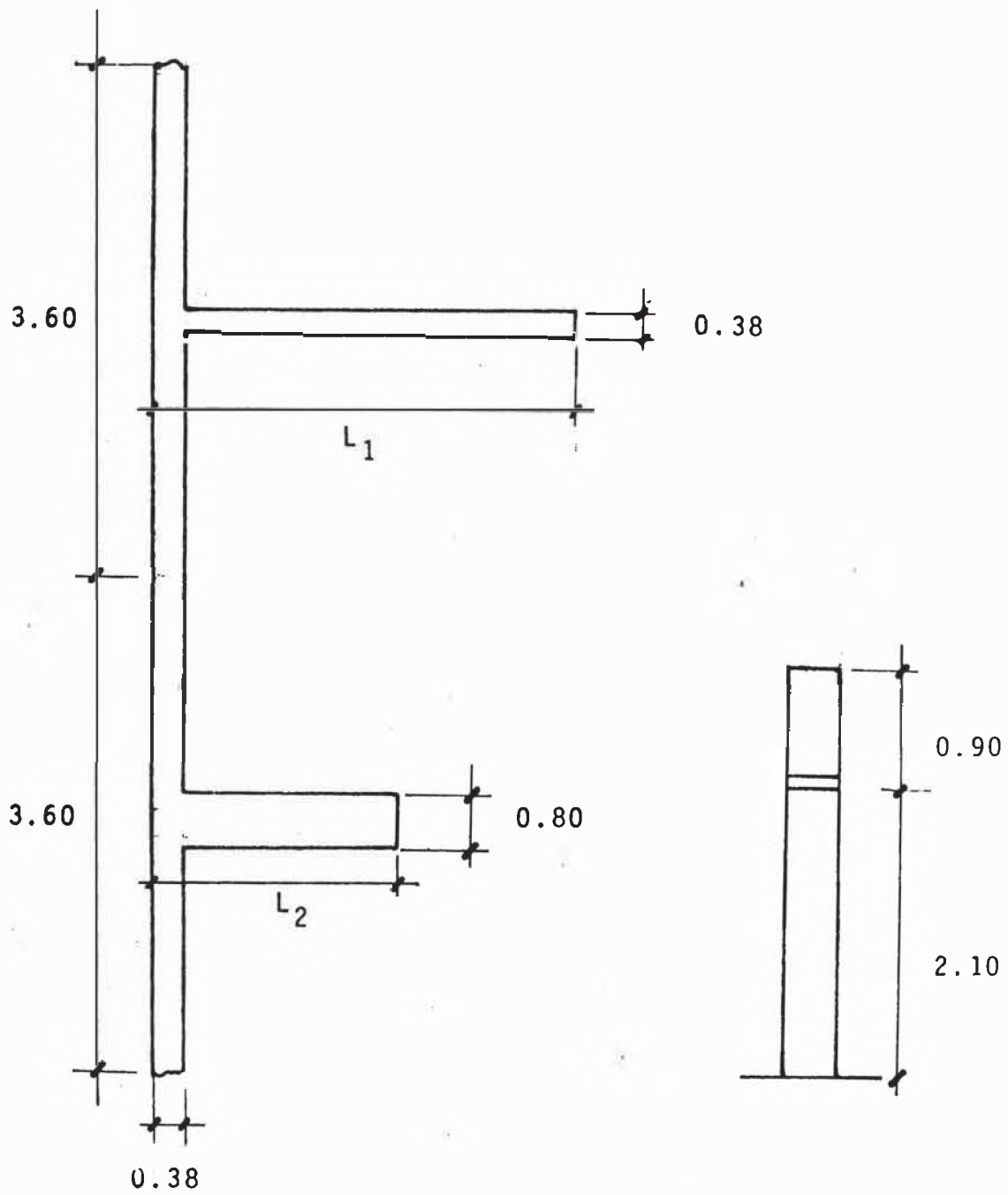
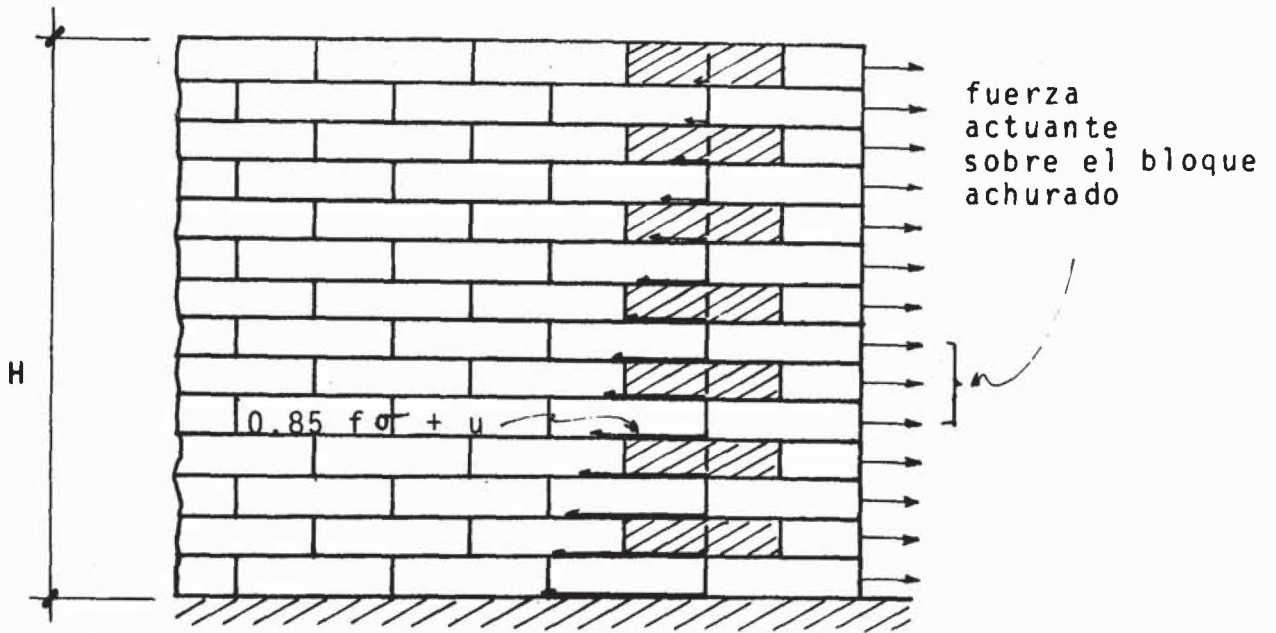
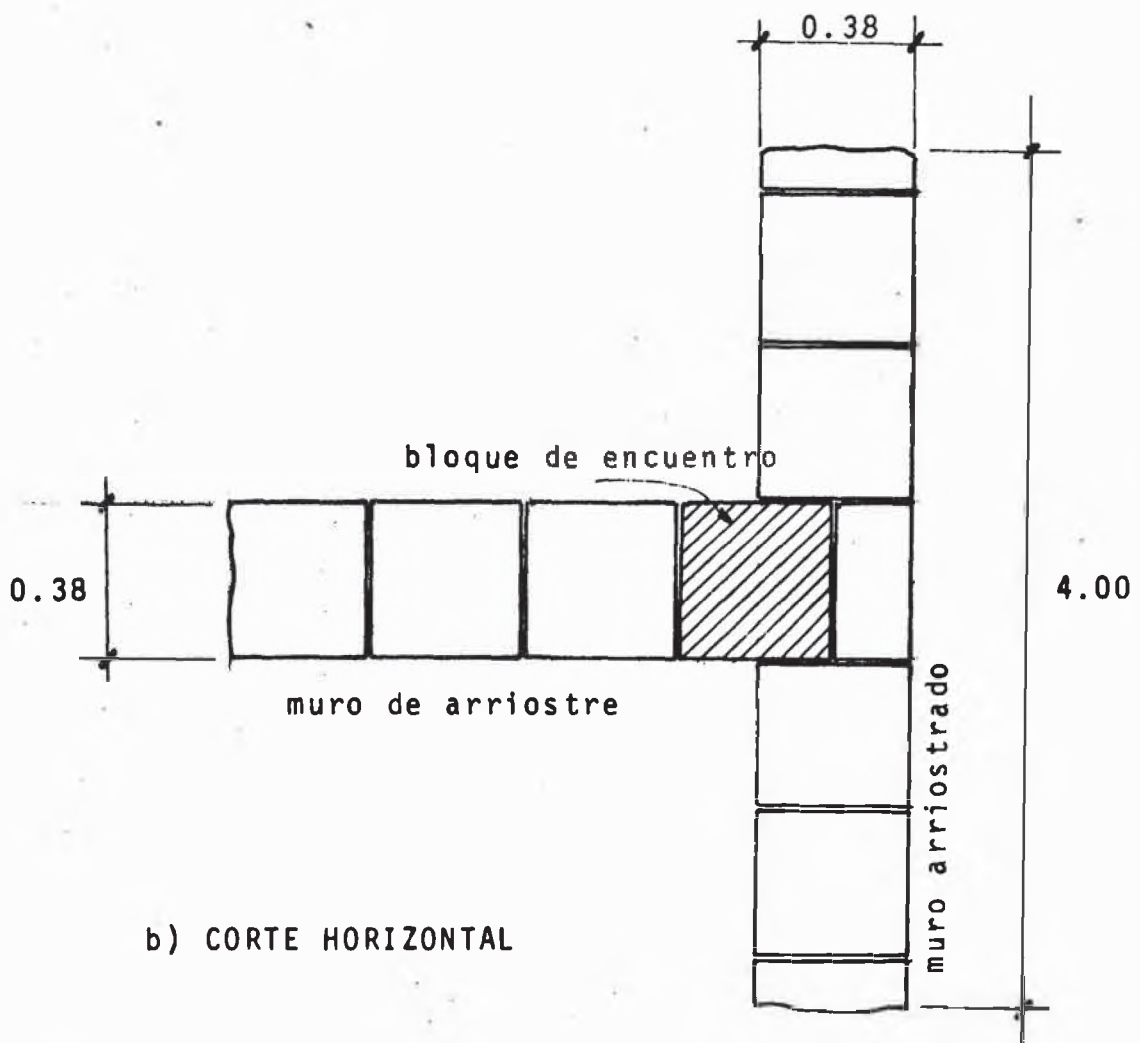


Fig 4.6 EJEMPLOS DE DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE ARRIOSTRE (ACAPITE 4.4)

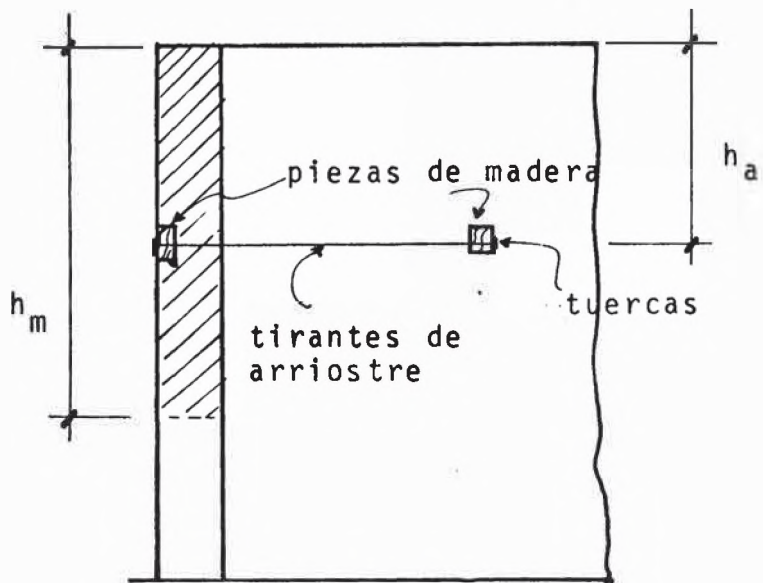
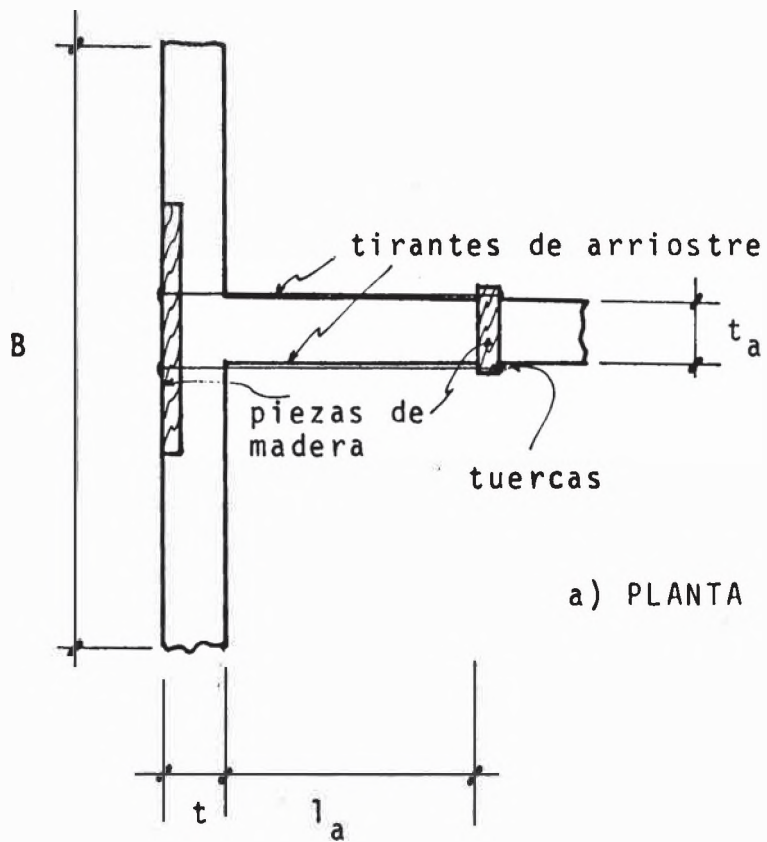


a) ELEVACION DE MURO DE ARRIOSTRE



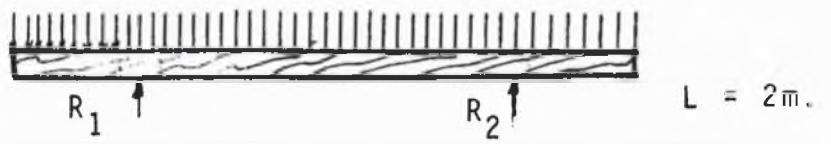
b) CORTE HORIZONTAL

fig. 15.1 ENCUENTRO DE MUROS EN T

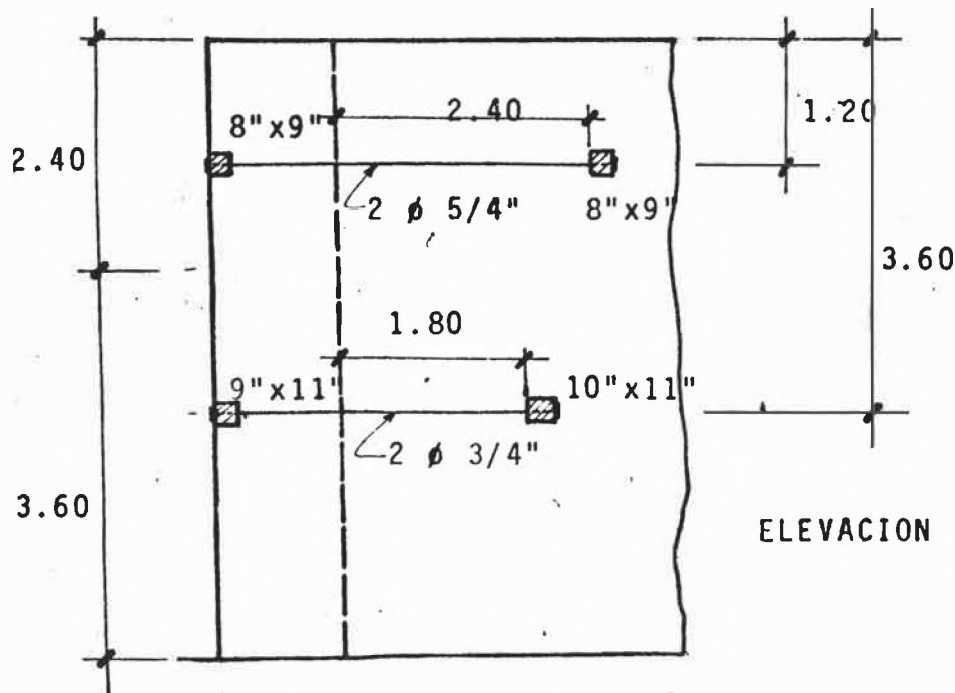
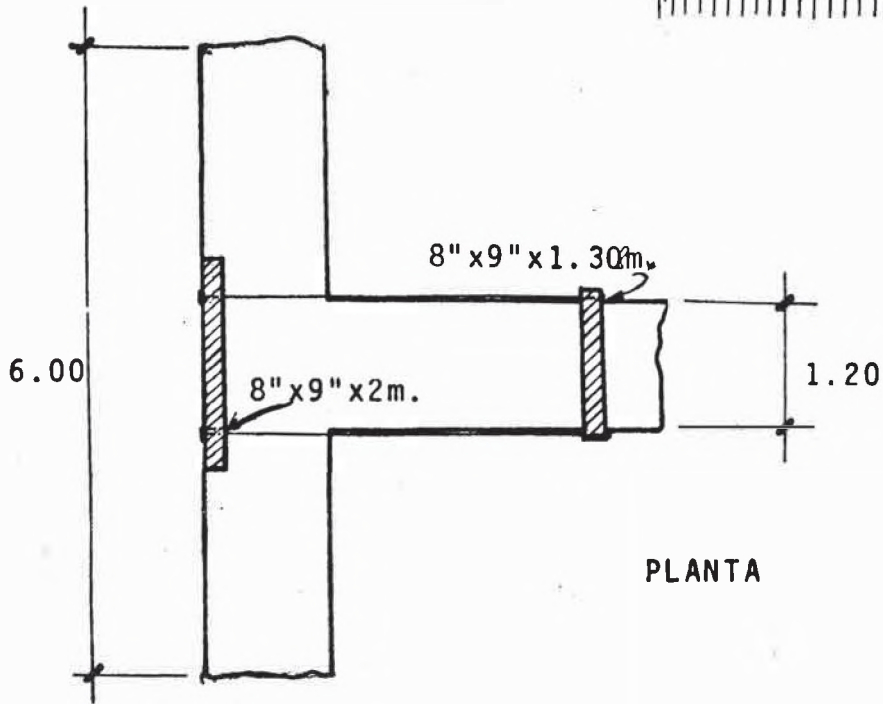


b) ELEVACION

Fig. 5.2 NOMENCLATURA PARA EL DISEÑO DE LLAVES DE AMARRE



a) Diagrama de
Cuerpo Libre de
Piezas de Anclaje



b) LLAVE DE AMARRE
DEL EJEMPLO

fig. 5.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LLAVES DE AMARRE (ACAPITE 5.4)

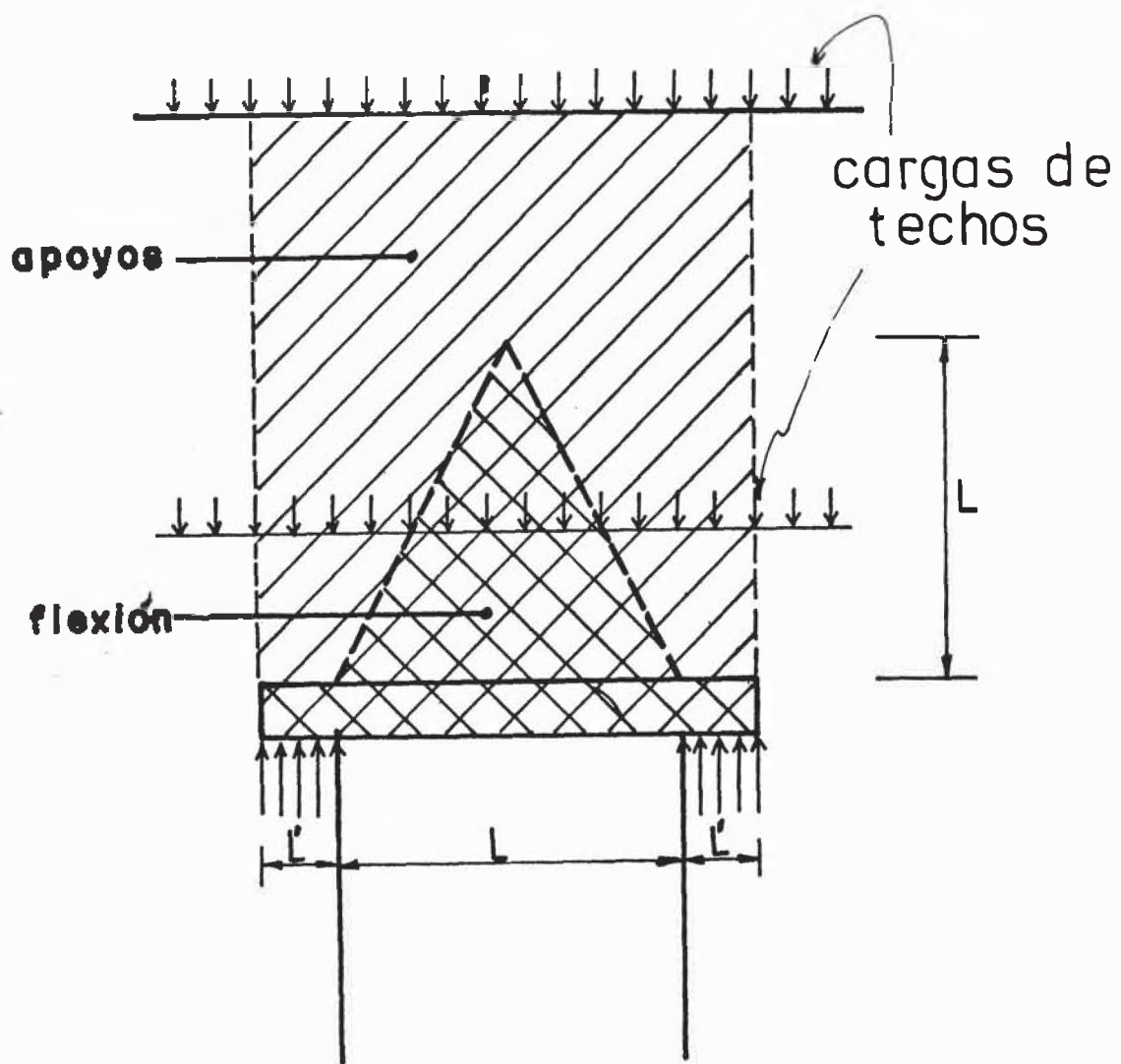


fig.5.4 DISEÑO DE DINTELES - Nomenclatura

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- 1.- Ricardo Yamashiro, Alejandro Sanches, Roberto Morales,
" Diseño Sísmico de Construcciones de Adobe y Bloque Es-
tabilizado " 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 Solicitaciones Sísmicas ", Banco Peruano de los Constructores, Lima 1974.
- 3.- -----
" Manual para Construcciones de adobe", CRYRZA, Lima 1971
- 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.
