

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



**MANUAL DE DISEÑO SISMICO
DE CONSTRUCCIONES DE ALBANILERIA**

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUGUSTO KAWAKAMI OKADA

PROMOCION 1975

LIMA - PERU - 1977

INDICE

	PAG.
INTRODUCCION -----	1
CONCEPTOS GENERALES -----	3
1.0 MUROS PORTANTES -----	5
1.1 GENERALIDADES -----	5
1.2 ESFUERZO ADMISIBLE -----	5
1.3 RESISTENCIA NORMAL EN COMPRESION -----	7
1.4 CALCULO DE ESFUERZO ADMISIBLE EN COMPRESION -----	
1.5 ESTUDIO DE LAS EXCENTRICIDADES REALES -----	11
1.6 AGRIETAMIENTO DE LOS MUROS -----	14
2.0 MUROS DE CORTE -----	18
2.1 GENERALIDADES -----	18
2.2 MUROS SIN CONFINAR -----	18
2.3 MUROS CONFINADOS -----	19
2.4 ESFUERZO ADMISIBLE DE CORTE -----	21
2.5 DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO -----	21
2.6 ESFUERZO ADMISIBLE PARA ACCIONES ACCIDENTALES ---	22
2.7 CALCULO DEL AREA DE ACERO DE LAS COLUMNAS DE CON- FINAMIENTO -----	22
2.8 CALCULO DEL AREA DE LA SECCION DE CONCRETO -----	24
3.0 MUROS CON CARGAS PERPENDICULARES A SU PLANO -----	28

3.1	GENERALIDADES -----	28
3.2	ESPEJOR MINIMO DE MUROS -----	28
3.3	CALCULO DE ESPEJORES DE MUROS -----	30
3.4	DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRE -----	33
4.0	ANALISIS ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILE - RIA -----	34
4.1	GENERALIDADÉS -----	34
4.2	METODO DE ANALISIS DE CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA,	34
4.2.1	ANALISIS POR DENSIDAD DE MUROS -----	35
4.2.2	ANALISIS POR CAPACIDAD RESISTENTE -----	38
4.2.3	ANALISIS POR RIGIDEZ -----	38
4.3	EVALUACION DE LOS METODOS DE ANALISIS DE MUROS DE -- ALBAÑILERIA SEGUN LOS DAÑOS OBSERVADOS EN EL SISMO - DE 1970 -----	41
5.0	EJEMPLO DE APLICACION -----	45
	RESUMEN -----	64
	REFERENCIAS	
	FIGURAS	
	APENDICE A	

INTRODUCCION

El presente estudio ha sido realizado con la finalidad de difundir algunos conocimientos de aplicación práctica para el diseño antisísmico de construcciones de albañilería, teniendo en cuenta que en los últimos años se han impulsado planes de construcción masiva de viviendas, en las cuales la parte de albañilería juega el papel más importante, es por ello que se desarrollará un compendio de algunos de los procedimientos de diseño de construcción de albañilería.

En general el presente estudio está basado en las investigaciones realizadas en el país y en el exterior, principalmente de las investigaciones realizadas por el Dr. Ricardo Yamashiro K., las cuales han sido adaptadas a nuestras necesidades y condiciones, además de las experiencias obtenidas a consecuencia del sismo ocurrido el 31 de Mayo de 1970, que ocasionó grandes daños en las construcciones de albañilería.

En el capítulo primero "Muros Portantes" se desarrollan algunos métodos para el diseño de muros portantes, así como también se realiza un estudio de las excentricidades reales.

En el capítulo segundo "Muros de Corte" se realiza un análisis de los muros confinados y sin confinar, presentándose además un procedimiento para el diseño de los elementos de confinamiento.

En el capítulo tercero "Muros con Cargas Perpendiculares a su plano" se desarrolla un método para determinar el espesor mínimo de un muro requerido por flexión sísmica y para los diferentes casos de arriostramiento que se presentan en la práctica.

En el capítulo cuarto "Análisis de Construcciones de Albañilería" se desarrollan algunos métodos de análisis para determinar la resistencia de los muros ante una sollicitación sísmica, además se presenta una evaluación de estos métodos con el fin de identificar cual de estos métodos responde mejor al comparar lo analítico con lo real .

En el capítulo quinto se desarrolla un ejemplo de aplicación de los procedimientos desarrollados en el presente trabajo.

Además en el resumen se presenta un procedimiento más general para el diseño antisísmico de construcciones de albañilería, de modo que puedan ser usados por aquellas personas que deseen realizar un diseño más simple.

CONCEPTOS GENERALES

Unidades de albañilería.- Son prismas rectangulares que están definidos por el material usado en su fabricación, piedra, concreto, arcilla, adobe, etc. y que unidos por el mortero constituyen un conjunto resistente a usarse en forma adecuada en edificaciones.

Mortero.- Es una mezcla de aglomerantes y agua, que se usa de acuerdo a normas técnicas y en forma adecuada para unir uno con otro las unidades de albañilería.

Muros de albañilería.- El conjunto de las unidades de albañilería y el mortero constituyen el muro de albañilería.

Clasificación de los muros.- Los muros se clasifican principalmente por su función estructural y por su refuerzo.

Por su función estructural

- Muros portantes.- Un muro es portante cuando su función estructural principal es la de transmitir cargas de gravedad adicionales a su peso propio.

- Muros de corte.- Son aquellos muros que transmite principalmente fuerzas cortantes en su plano.

- Muros con cargas perpendiculares a su plano.- Son aquellos muros que están sometidos a fuerzas perpendiculares a su superficie.

Por su refuerzo

- Muro sin confinar.- Son aquellos muros que no tienen un marco completo de concreto armado.

- Muros confinados.- Son aquellos muros que están enmarcados por elementos de concreto armado.

- Muros armados.- Son aquellos muros que se le adiciona elementos de refuerzo.

1.0 MUROS PORTANTES

1.1 GENERALIDADES

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

En este capítulo se desarrollan algunos métodos para el diseño de muros portantes, así como también se realiza un estudio de las excentricidades reales.

1.2 ESFUERZO ADMISIBLE

Los muros portantes comunmente se diseñan para cargas de servicio, ignorando la excentricidad. Para que un diseño realizado en esta forma sea adecuado, es necesario usar un esfuerzo admisible suficientemente bajo, de modo que se tome en cuenta indirectamente los factores no considerados. Expresado matemáticamente :

$$f_m = \phi_r \cdot \phi_c \cdot \phi_e \cdot \phi_l \cdot f'_m$$

Donde : f_m = esfuerzo admisible

f'_m = esfuerzo de rotura nominal

ϕ_r = coeficiente de reducción por variabilidad de la resistencia real.

ϕ_c = coeficiente de variabilidad de las cargas

ϕ_e = coeficiente por excentricidad

ϕ_l = coeficiente por esbeltez

Haciendo una evaluación de estos coeficientes, principalmente por similitud con los valores correspondientes en estructuras de concreto y de acuerdo a la referencia (5)*, la expresión puede escribirse:

$$f_m = 0.20 f'_m \left[1 - (\ell_u/35h)^2 \right]$$

donde : $\ell_u/h \leq 25.9$

En la práctica el máximo valor para ℓ_u/h puede tomarse igual a 20 ó 25, de modo que esta última expresión pueda aplicarse para todo el rango de esbelteces.

Comparando con la expresión que da el Comité ACI-531 (4) , para muros esbeltos:

$$f_m = 0.20 f'_m \left[1 - (\ell_u/40h)^3 \right]$$

se puede decir que la expresión anterior es más conservadora.

* Los números entre paréntesis corresponden a las referencias que se dan al final de la tesis.

1.3 RESISTENCIA NOMINAL EN COMPRESION

Existen varios métodos para la determinación de la resistencia en compresión de la albañilería. Como ilustración se presentan los de la referencia (2).

Método 1

A partir de la resistencia de prismas de prueba. Cuando la resistencia a la compresión de la albañilería se establece mediante pruebas, utilizando prismas construidos con los mismos materiales a emplearse en obra y bajo iguales condiciones. Estos prismas no tendrán menos de 30 cm. de altura y tendrán una relación altura espesor no menor de dos ni mayor de cinco. El valor f'_m será calculado dividiendo la carga de rotura por compresión del prisma entre el área neta cuando se trate de unidades huecas de albañilería y dividida por el área bruta cuando se trate de unidades sólidas de albañilería o unidades huecas en que se llenan los albeolos con mortero, lechada o concreto.

El valor f'_m será además corregido multiplicándolo por un coeficiente que depende de la relación altura espesor del prisma de acuerdo a la tabla siguiente.

Relación alt/esp.	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
Coeficiente	0.73	0.80	0.86	0.91	0.95	0.98	1.00

Interpolar para valores intermedios.

Los prismas serán almacenados a una temperatura no menor de 18°C durante 28 días. En la eventualidad que tenga que probarse los prismas a los 7 días se obtendrá el valor f'_m multiplicando la resistencia a los 7 días por 1.1. El número mínimo de especímenes a probarse será 5 y si el coeficiente de variación de las muestras probadas excede un 10%, el valor f'_m será obtenido multiplicando el promedio de todos los resultados por un coeficiente:

$$C = 1 - 1.5 (V - 0.10)$$

en el que V es el coeficiente de variación.

Método 2

A partir de la resistencia de las unidades de albañilería. En este caso la resistencia de la albañilería f'_m será igual a:

$$f'_m = \frac{2}{3} (28 + Xf'_a)$$

donde: f'_a = es el esfuerzo de rotura por compresión de la unidad de albañilería en Kg/cm²

X = coeficiente en función del tipo de mortero

Mortero	X
M	0.30
S	0.25
N	0.20

El valor f'_a será calculado como la carga de rotura dividida entre el área neta de la sección transversal para unidades huecas y como la carga de rotura entre la sección bruta para unidades sólidas. El número mínimo de pruebas a efectuarse será de 5, y si el coeficiente de variación de las muestras probadas excede 10% el valor f'_a será obtenido multiplicando el promedio de todos por un coeficiente, como en el caso anterior.

Método 3

A partir de la resistencia de las unidades estandarizadas. En la eventualidad de que no sea posible efectuar ni ensayos de prismas ni ensayos de las unidades de albañilería, se podrá emplear los valores f'_m que se detallan en el cuadro adjunto en función del tipo de unidad de albañilería y del tipo de mortero a emplearse. En este caso el fabricante de la unidad de albañilería deberá proveer un certificado de las características de su producto.

f'_m en Kg/cm ²			
Unidades de albañilería	Mortero		
	M	S	N
Ladrillo tipo duro	50	45	40
Ladrillo tipo medio duro	40	35	30
Ladrillo tipo poco duro	30	25	20

Mortero	Cemento	Arena
M	1	3
S	1	4
N	1	5

Mortero	Cemento	Cal	Arena
M	1	1/4	4
S	1	1/2	4 1/2
N	1	1	6

American

3

valor del
CIC

El empleo de la cal normalizada en pequeña proporción le confiere al mortero propiedades deseables, aunque es menos resistente que el mortero de cemento sólo, tiene la facultad de dar una mejor adherencia, son más plásticos y da una mayor impermeabilidad que el mortero de cemento sólo.

Clasificación de las unidades de albañilería

El Reglamento Nacional de Construcciones (1), clasifica los diferentes tipos de ladrillos de acuerdo a su densidad y resistencia como se detallan en el cuadro adjunto.

Clasificación	Peso Específico	Resist, mínima compres.	Resist. mínima flex.
Ladrillo tipo duro	2.0 - 2.8	150 - 200	30
Ladrillo tipo medio duro	1.8 - 1.6	100 - 150	20
Ladrillo tipo poco duro	1.6 - 1.4	70 - 100	10

1.4 CALCULO DE ESFUERZOS ADMISIBLES EN COMPRESION

Utilizando el método 3 calculamos diferentes valores de esfuerzos admisibles en compresión de muros de albañilería sin reforzar f_m , para los casos más comunes que se presentan en la práctica, luego los valores obtenidos lo graficamos como puede observarse en los diagramas de la figura 1.

Estos diagramas nos permite obtener rápidamente los esfuerzos admisibles en compresión de muros de albañilería sin reforzar.

1.5 ESTUDIO DE LAS EXCENTRICIDADES REALES

Este análisis tiene por finalidad el demostrar que las excentricidades reales son mayores que la supuesta.

Según la referencia (5), al discutir la evaluación del coeficiente de reducción de los esfuerzos por la excentricidad de

la resultante, se asumió que la resultante de las cargas en el muro actuaba en el vértice del núcleo central.

Para ello realizamos un análisis elástico para diferentes casos de estructuras de viviendas típicas.

Caso 1

Estructuras de dos pisos con un espesor de losa igual a 17 cm., cuyas luces son de 3, 4 y 5 m. El espesor del muro es igual a 14 cm. Ver la figura 2 A.

Características mecánicas por metro de construcción.

$$\text{Muros : } f'_m = 50 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad E_m = 500 f'_m = 25,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Losa : } f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad E_c = 15,000 \sqrt{f'_c}$$
$$E_c = 1.98 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso 2

Estructuras de dos pisos con un espesor de losa igual a 20 cm. y cuyas luces son de 3, 4 y 5 m. El espesor del muro es igual a 14 cm. Ver la figura 2 B.

Caso 3

Estructuras de cuatro pisos con un espesor de losa igual a 20 cm. y cuyas luces son de 3, 4 y 5 m. El espesor del muro es i

gual a 24 cm. Ver la figura 3.

De los resultados obtenidos del análisis, (ver apéndice A), graficamos los esfuerzos de tracción versus la separación entre muros, para cada caso del análisis realizado. Ver la figura 4.

Conclusiones: Del análisis anterior se tiene que:

1.- En los extremos superiores de los muros exteriores las excentricidades son mayores que las supuestas, además los esfuerzos de tracción en el último piso son relativamente altos, siendo esta una de las razones principales del agrietamiento del muro que se observa usualmente cerca del último techo.

2.- De los diagramas se puede decir que:

$$\begin{array}{ll} \text{Para} & t = 0.17 \text{ m} , & l \leq 3.50 \text{ m} . \\ & \text{y} & t = 0.20 \text{ m} , & l \leq 4.00 \text{ m} . \end{array}$$

el muro puede agrietarse en la unión con el aligerado de la azotea,

Esfuerzo admisible

Algunas normas de esfuerzos admisibles para el diseño estructural de albañilería.

Propuesta de Norma C.I.P.	$f_t = 1 \text{ Kg/cm}^2$
SCPI	$f_t = 2 - 2.5 \text{ Kg/cm}^2$
A41 (Concreto)	$f_t = 1.1 - 2.7 \text{ Kg/cm}^2$
Rotura (Módulo)	$f_{tu} = 3.5 - 15 \text{ Kg/cm}^2$

1.6 AGRIETAMIENTO DE LOS MUROS

El estudio de los espesores de grieta tiene la finalidad de determinar su magnitud. Este agrietamiento tiene dos fases, la primera se forma en el instante de aplicar la carga, la segunda se forma con el transcurso del tiempo. A esta grieta se le denomina diferida.

Causas de la grieta instantánea

Como hemos visto en la sección anterior, (estudio de las excentricidades reales), el agrietamiento del muro es debido a que el esfuerzo de tracción en el piso superior es relativamente alto, esto tiene su causa a que el muro aparte de estar sometido esencialmente a esfuerzo de compresión, también están sometidos a esfuerzo de flexión, las cuales resultan de la continuidad de la estructura, de las cargas transversales o de las cargas excéntricas. Ver la fig. 5A.

De acuerdo a esto se tiene que :

$$\theta_{fc} = \frac{M L}{4 E I} , \quad \text{y} \quad M = P.e$$

donde θ_{fc} = ángulo de giro del muro por flexo compresión en radianes

M = momento

L = altura

E = módulo de elasticidad del muro

I = momento de inercia del muro

P = carga concentrada

e = excentricidad

Otra de las causas que influyen en el agrietamiento del muro es la producida por la deflexión de la losa, además esta deflexión provoca compresiones locales en el muro por aplastamiento de la misma en su parte interior y superior,

De acuerdo a esto se tiene que:

La deflexión de la losa es igual a: Ver la fig. 5B

$$\Delta_v = \frac{P}{E I} \left(\frac{L}{12} X^3 - \frac{1}{24} X^4 - \frac{L^3}{24} X \right)$$

donde : Δ_v = deformación de la losa

P = carga repartida

E = módulo de elasticidad de la losa

I = momento de inercia de la losa

L = longitud de la losa medidos entre los ejes de los muros

X = distancia del punto de apoyo de la losa con el muro al borde exterior del muro,

Por compresiones locales en el muro. Ver la fig. 5C, se tiene que:

$$f = \frac{2 P}{(3X)L}$$

$$\theta_{c1} = \frac{\delta}{(3X)}$$

$$\delta = \frac{f \cdot t}{E}$$

$$\Delta = \theta_{c1} (t-3x)$$

donde: θ_{cl} = ángulo de giro de la losa por compresiones locales.
f = esfuerzo de la zona comprimida
P = carga concentrada
L = altura
X = distancia del punto de aplicación de P al borde interior del muro
 δ = deformación del muro en su borde interior
 Δ = deformación del muro en su borde exterior
t = espesor del muro
E = módulo de elasticidad del muro

Causas de la grieta diferidas

Los espesores diferidos de las grietas son producidos por la deflexión diferida de la losa.

La Norma ACI 318-71 indica que las deflexiones a largo plazo pueden ser obtenidas multiplicando la deflexión causada por la carga permanente por el valor 2, cuando el elemento no tiene refuerzo en el lado comprimido.

Cálculo del espesor instantánea de la grieta

Por lo anterior el espesor de grietas es igual a: Ver la figura 6.

$$y_G = \Delta_{losa} - \Delta_{fc} - \Delta_{cl}$$

Aplicando este criterio encontramos el espesor instantánea de la

grieta para los casos más comunes que se presentan en la práctica, esta grieta por lo general se forma al instante, una vez que se desencofra la losa, luego los resultados obtenidos los graficamos como se observa en la figura 7.

Cálculo del espesor total de la grieta

$$Y_{\text{grieta total}} = Y_{\text{grieta instantánea}} + Y_{\text{grieta diferida}}$$

$$Y_{\text{grieta diferida}} = 2Y_{\text{grieta por carga muerta de la losa}}$$

Aplicando esta ecuación para los mismos casos anteriores, calculamos el espesor total de la grieta, luego los resultados obtenidos los graficamos, como se observa en la figura 7.

Estos cálculos nos determinan el grado de agrietamiento a que están expuesta los muros de albañilería para los diferentes casos de viviendas analizadas.

Este agrietamiento que se produce en los muros nos limita el diseño de la vivienda, ya que el objeto de este análisis es e vitar muros agrietados que malogren la vivienda, ya sea desde el punto de vista de lo estético como de lo estructural.

En los gráficos de la figura N° 7, que se presentan se pue den determinar directamente los espesores de grieta para los diferentes casos de viviendas más comunes que se presentan en la práctica.

2.0 MUROS DE CORTE

2.1 GENERALIDADES

Los muros de albañilería, por la gran rigidez y resistencia en su plano, son elementos muy eficaces para transmitir acciones sísmicas paralelas a su plano.

Cuando un muro transmite principalmente fuerzas cortantes en su plano recibe el nombre de muro de corte. Los muros de corte de albañilería pueden ser de dos tipos:

- a.- Muros confinados, cuando están enmarcados por elementos de concreto armado.
- b.- Muros sin confinar, cuando no existe un marco completo de concreto armado.

En este capítulo se desarrolla un análisis de los muros antes mencionados, además se presentan un procedimiento para el diseño de los elementos de confinamiento.

2.2 MUROS SIN CONFINAR

Bajo la acción de fuerzas horizontales en su plano, como en el caso de un sismo, un muro puede fallar por flexión, por corte y por tracción inclinada. Para las proporciones usuales de los muros, el primer modo de falla es bastante improbable.

Falla por corte

Este tipo de falla se manifiesta por desplazamiento horizontal de la parte superior del muro respecto de la parte inferior al formarse una grieta en las juntas de mortero con un recorrido escalonado según se muestra en la figura 8.

Falla por tracción diagonal

Este tipo de falla se manifiesta por agrietamiento inclinado que atraviesa los ladrillos. Se presenta cuando el mortero es de buena calidad y su adherencia con los ladrillos es alta.

2.3 MUROS CONFINADOS

El confinamiento modifica sustancialmente el comportamiento de los muros de corte. En efecto, si se aplica una fuerza horizontal en el plano del muro y en su borde superior se observa que, inicialmente, el marco y el muro actúan monolíticamente. Después, si la superficie de contacto entre el muro y el marco no es endentada, el marco se separa del muro. El conjunto actúa como una armadura en la que la albañilería hace las veces de una diagonal en compresión. La compresión diagonal genera perpendicularmente esfuerzos de tracción importantes que, eventualmente, llegan a agrietar el muro.

Después del agrietamiento, el comportamiento depende principalmente de las características del marco. Si la unión entre vigas y columnas es débil, la grieta del muro puede prolongarse

a través del marco, produciéndose el colapso. En cambio, si las vigas y columnas tienen suficiente resistencia en la vecindad de la unión, la grieta no progresa, el muro continúa resistiendo cargas hasta que, eventualmente se produce la falla del muro por aplastamiento en las esquinas comprimidas.

La capacidad de deformación de los muros confinados es sustancialmente superior a la de los muros sin confinar.

Yorulmaz y Sozen (7), encontraron que la resistencia final de los muros es mayor que la de agrietamiento y que ambas aumentan conforme se incrementa la cantidad de refuerzo del marco. Para un muro confinado de un piso encontraron que la carga de colapso es:

$$H = 0.75 A_s \cdot f_y$$

donde : A_s = es el área de refuerzo de las columnas de confinamiento

Para el análisis y diseño de muros confinados, Rosenhaupt y Muller (8) proponen la analogía de la armadura en la que el muro actúa como una diagonal en compresión y la columna que concurre al extremo superior de la diagonal actúa como un elemento en tracción. La viga en la vecindad del nudo, está sometida a una fuerza de tracción esencialmente igual a la fuerza horizontal aplicada.

2.4 ESFUERZO ADMISIBLE DE CORTE

Dos de las instituciones norteamericanas más autorizadas en la materia dan valores admisibles entre 2.8 y 3.5 Kg/cm² (10, 11). El Reglamento Nacional vigente da valores entre 0.6 y 0.8 Kg/cm². La Subcomisión de Albañilería del Colegio de Ingenieros del Perú (SACIP) (2) propone un esfuerzo admisible de corte en un muro sin confinar igual a:

$$V_m = 0.15 \sqrt{f'_m} \leq 1.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Para un muro confinado la SACIP propone un esfuerzo admisible de:

$$V_m = 0.45 \sqrt{f'_m} \leq 3.3 \text{ Kg/cm}^2$$

2.5 DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

Estos elementos deben ser diseñados para el total de la fuerza cortante. La viga de confinamiento debe diseñarse para la fuerza H. Las columnas de confinamiento deberán ser diseñadas para las fuerzas dadas por la analogía de la armadura (8).

$$T = (l_u/l) H$$

En base al estudio de Yorulmaz y Sozen (7) la fuerza de diseño T no será menor que el valor dado por la siguiente expresión.

$$T = 1.33 H$$

2.6 ESFUERZOS ADMISIBLES PARA ACCIONES ACCIDENTALES

Según la referencia (5), los esfuerzos admisibles indicados pueden ser incrementados en un tercio cuando se incluye efectos de sismo o viento; o, si se prefiere, puede diseñarse para el 75% de las combinaciones de fuerzas que incluyan estos efectos con los esfuerzos admisibles sin modificar.

2.7 CALCULO DEL AREA DE ACERO PARA LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

La SACIP (2) propone un área de acero igual a:

$$A_s = 1,33 \frac{V}{f_y}$$

A continuación se tratará de demostrar racionalmente este valor.

Hipótesis : Se puede suponer que ocurrirá una grieta a lo largo de la trayectoria del cortante. El desplazamiento relativo debe considerarse resistido por la fricción que se mantiene por el refuerzo debido al cortante por fricción a través de la grieta. Este refuerzo debe ser perpendicular a la grieta supuesta. Además, la tracción directa a través de la grieta supuesta debe ser resistida por un refuerzo adicional. Expresado matemáticamente se tiene:

$$A_v = A_{vf} + A_{vt}$$

donde: A_v = Area de acero total

A_{vf} = Area de refuerzo por corte fricción

A_{vt} = Area de acero por tracción directa

de acuerdo a las Normas del ACI 318 - 71 se tiene:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_1 f_y \mu} \quad , \quad A_{vt} = \frac{T_u}{\phi_2 f_y}$$

donde: $\phi_1 = 0.85$

$\phi_2 = 0.90$

$\mu = 1.00$

Por simplicidad y conservadoramente se considerará:

$$\phi_1 = \phi_2 = \phi = 0.85$$

Reemplazando estos valores en la ecuación inicial se tiene:

$$A_v = \frac{V_u}{\phi f_y} + \frac{T_u}{\phi f_y}$$

Por otro lado, el equilibrio de las fuerzas en el nudo donde ellas concurren (Ver la figura 9) da:

$$\frac{T_u}{V_u} = \frac{l_v}{l_h} \quad \text{-----} \quad T_u = V_u \frac{l_v}{l_h}$$

Reemplazando T_u en la ecuación anterior se tiene:

$$A_v = \frac{V_u}{\phi f_y} + \frac{V_u}{\phi f_y} \cdot \frac{l_v}{l_h}$$

$$A_v = \frac{V_u}{\phi f_y} \left(1 + \frac{l_v}{l_h}\right)$$

Por lo general l_v/l_h varía entre 0.5 - 0.75, para nuestro caso tomamos igual a 0,33, siendo este un valor conservador, lo que nos da:

$$A_v = 1,33 \frac{V_u}{\phi f_y}$$

Por lo tanto queda demostrado que el área de acero necesario para absorber la fuerza sísmica es aceptable, siendo este un valor conservador.

2.8 CALCULO DEL AREA DE LA SECCION

La SACIP (2) propone un área de concreto A_g igual a:

$$A_g = \frac{V}{\sqrt{F'_c}}$$

donde: A_g = Area de concreto

V = Fuerza cortante sísmica

f'_c = resistencia a la compresión del concreto, en Kg/cm²

Como en el caso anterior se tratará de explicar racionalmente este valor,

Considerando que el esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , sin considerar la contribución de los estribos, toma en cuenta la falla por tracción diagonal, y no existe la posibilidad de falla en un plano comprendido entre los estribos, o sea, que, el concreto sólo resiste, expresado matemáticamente y de acuerdo a las Normas del ACI 318-71, se tiene que:

$$v_u = 2.1 \sqrt{f'_c} + 0.5 \sqrt{f'_c} = 2.6 \sqrt{f'_c}$$

Considerando la influencia de la fuerza de tracción se tiene la siguiente expresión:

$$v_c = 2.6 \left(1 + 0.0285 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = \frac{V_u}{\phi A_g} \quad \text{y} \quad N_u = \frac{l_v}{l_h} V_u$$

Reemplazando y despejando A_g se tiene:

$$A_g = V_u \left(\frac{1}{2.6 \phi \sqrt{f'_c}} + 0.0285 \frac{l_v}{l_h} \right)$$

V_u = Fuerza cortante total

N_u = Carga axial de diseño normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u , la cual debe tomarse como positivo para compresión y negativo para tracción.

Asumiendo que :

$$\frac{l_v}{l_h} = 1.00$$

$$\phi = 0.85$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

y reemplazando estos valores en la expresión anterior se tiene que:

$$A_g = 0.0627 V_u$$

$$A_g = 1.833 \frac{V_u}{2.6 \phi \sqrt{f'_c}}$$

donde : $V_u = 1.3 V$

$$A_g = 1.07 \frac{V}{\sqrt{f'_c}}$$

Este valor es aproximadamente igual al valor propuesto.

A continuación, utilizando la siguiente expresión :

$$A = V_u \left(\frac{1}{2.6 \phi \sqrt{f'_c}} + 0.0285 \frac{\ell_v}{\ell_h} \right)$$

encontramos la resistencia al corte $V_u / \phi A_g \sqrt{f'_c}$ para los diferentes valores de ℓ_v / ℓ_h , luego estos valores encontrados lo graficamos, con el fin de encontrar rápidamente un área de concreto más exacto para cada valor de ℓ_v / ℓ_h .

Ver la figura 10.

Estribos

Tratandose de elementos en tracción, los estribos sólo cumplen funciones de caracter constructivo, excepto cerca de las esquinas, donde la experimentación revela la existencia de concentración de esfuerzos que requieren del uso de estribos. Se recomienda usar estribos de $\phi 1/4''$ a 10 cm. en los extremos de vigas y columnas y estribos de $\phi 1/4''$ a 30 cm. en el resto de la longitud.

3.0 MUROS CON CARGAS PERPENDICULARES A SU PLANO

3.1 GENERALIDADES

Un muro sometido a fuerzas perpendiculares a su plano se comporta como una losa. Se producen esfuerzos de tracción por flexión que, cuando tienden a rebasar la resistencia de la albañilería (su módulo de rotura) la agrietan, pudiendo colapsar si esta no está reforzada. Ver la figura 11.

En este capítulo se desarrolla un método para determinar el espesor mínimo de un muro requerido por flexión sísmica y para los diferentes casos de arriostramiento que se presentan en la práctica.

3.2 ESPESOR MINIMO DE MUROS

El espesor mínimo de un muro requerido por flexión sísmica puede determinarse usando la siguiente expresión :

$$t = 0.25 \beta a^2$$

Para espesores de muros de cercos se tiene la siguiente expresión :

$$t = 0.15 \beta a^2$$

Estas fórmulas han sido tomadas de la referencia (5), de acuerdo al estudio realizado de los diferentes factores que inter -

vienen en ella.

Timoshenko y Woinowsky - Krieger dan valores del coeficiente β para los casos de arriostramiento más comunes, como se indican a continuación :

Caso 1

Muro con cuatro bordes arriostrados. Ver la figura 12.A

b/a	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0
β	0.0479	0.0627	0.0755	0.0862	0.0948	0.1017	0.1189

Donde: a menor dimensión

Caso 2

Muro con tres bordes arriostrados. Ver la figura 12.B

b/a	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.00	1.50	2.00	∞
β	0.060	0.074	0.087	0.097	0.106	0.112	0.128	0.132	0.133

Donde: a longitud del borde libre

Caso 3

Muro arriostrado sólo en sus bordes horizontales. Ver la figura 12.C

Donde: a = altura del muro

$$\beta = 0.125$$

Caso 4

Muro en voladizo. Ver figura 12.D

Donde: a = altura del muro

$$\beta = 0.500$$

3.3 CALCULO DE ESPESORES DE MUROS

Utilizando el análisis anterior damos algunos valores para los casos de arriostamiento más comunes que se presentan en nuestro medio.

1.- Muro con cuatro bordes arriestrados. Para este caso vamos a considerar una altura constante e igual a 2.40 y 3.00 metros respectivamente, ya que en la práctica estas alturas son las más empleadas y una longitud de muro variable.

1.a

a = 2.40 m.

b = variable

b	2.40	2.80	3.20	3.60	4.00	4.80	5.40	6.00
b/a	1.00	1.167	1.333	1.50	1.667	1.833	2.00	2.50
t	0.07	0.087	0.103	0.116	0.128	0.138	0.147	0.153

1.b

a = 3.00 m.

b = variable

b	3.00	3.60	4.20	4.80	5.40	6.00	6.60	7.20
b/a	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40
t	0.108	0.141	0.170	0.194	0.213	0.230	0.237	0.244

2.- Muro con tres bordes arriostrados : Para este caso vamos a considerar una altura constante e igual a 2.40 m. y una longitud variable.

a = variable

b = 2.40 m.

a	1.20	1.60	2.00	2.40	2.80	3.20	3.60	4.00
b/a	2.00	1.50	1.20	1.00	0.857	0.750	0.667	0.60
t	0.048	0.082	0.118	0.161	0.200	0.236	0.269	0.296

3.- Muro de cerco : Para este caso vamos a considerar una altura constante e igual a 2.00 m. y una longitud variable.

a = variable

b = 2.00 m.

a	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
b/a	4.00	2.00	1.33	1.00	0.667	0.50	0.40	0.333
t	0.005	0.020	0.039	0.067	0.112	0.144	0.180	0.216

A continuación con los valores obtenidos, graficamos el espesor t del muro vs la longitud del muro para cada caso analizado. Ver la figura 13.

Conclusiones

Caso 1.a : Para un muro con cuatro bordes arriostrados y una altura de 2.40 m, se puede decir que :

$$\begin{array}{ll} \text{Para : } t = 0.14 \text{ m.} & l \leq 4.80 \text{ m.} \\ & t = 0.24 \text{ m.} & l > 4.80 \text{ m.} \end{array}$$

Caso 1.b : Para un muro con cuatro bordes arriostados y una altura de 3.00 m, se puede decir que :

$$\begin{array}{ll} \text{Para : } t = 0.14 \text{ m.} & l \leq 3.60 \text{ m.} \\ & t = 0.24 \text{ m.} & l \leq 6.50 \text{ m.} \end{array}$$

Caso 2 : Para un muro con tres bordes arriostrados y una altura de 2.40 m, se puede decir que :

$$\begin{array}{ll} \text{Para : } t = 0.14 \text{ m.} & l \leq 2.20 \text{ m.} \\ & t = 0.24 \text{ m.} & l \leq 3.25 \text{ m.} \end{array}$$

para longitudes mayores hay que arriostrar el borde superior.

Caso 3 : Para un muro de cerco con tres bordes arriostrados y una altura de 2.00 m, se puede decir que :

$$\begin{array}{ll} \text{Para } t = 0.14 \text{ m.} & l \leq 3.80 \text{ m.} \\ & t = 0.24 \text{ m.} & l \leq 6.50 \text{ m.} \end{array}$$

para longitudes mayores hay que arriostrar el borde superior.

3.4 DISEÑO DE ELEMENTOS DE ARRIOSTRE

Las vigas y columnas de arriostre pueden ser diseñadas utilizando algunos de los métodos para el diseño de vigas que soportan losas de concreto armadas en dos sentidos. El área tributaria para el diseño de un tramo del elemento de arriostre es la parte que se muestra achurada en la figura 14.

4.0 ANALISIS DE CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA

4.1 GENERALIDADES

Para el desarrollo de este capítulo se van ha considerar va rios métodos de análisis de construcciones de albañilería para so licitaciones sísmicas.

Estos métodos nos van ha determinar la capacidad resistente al corte de los muros de albañilería, ya se en forma global como individualmente.

La aplicación de estos métodos nos permite que los requeri mientos sísmicos de las construcciones de albañilería pueden ser verificadas durante el diseño.

4.2 METODOS DE ANALISIS DE CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA

Existen varios métodos para determinar la resistencia de los muros ante una sollicitación sísmica. Como ilustración se pre sentan los siguientes métodos de análisis.

- 1.- Análisis por densidad de muros
- 2.- Análisis por capacidad resistente
- 3.- Análisis por rigidez

4.2.1 ANALISIS POR DENSIDAD DE MUROS

Se entiende por densidad de muros a la relación que existe entre el área total de muros de corte en la dirección considerada y el área techada total acumulada por encima del nivel en estudio.

Este método se basa en un procedimiento simple para la determinación del área mínima de muros de corte, en cada uno de los sentidos principales de la construcción, de modo que esta pueda resistir adecuadamente las fuerzas sísmicas.

Limitaciones

Este procedimiento aproximado se basa en las siguientes limitaciones.

- a.- Existen por lo menos dos muros de corte perimétricos paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados y que esten ligados a las losas por una longitud no menor que la mitad de la del edificio en la dirección de dichos muros.
- b.- La altura del edificio no es mayor que 1.5 veces la menor dimensión de la base del edificio.
- c.- El largo de la base del edificio no es mayor que el doble de su ancho, salvo que el edificio se considere dividido en partes que satisfagan esta relación de lados, debiendo tener cada parte su área mínima de muros de corte correspondiente.

La condición a asegura que los muros perimétricos requeridos tomen una parte sustancial de la torsión permitiendo una distribución más o menos uniforme de la fuerza cortante sísmica entre los otros muros.

La condición b prácticamente elimina los efectos desfavorables del momento de volteo.

La condición c asegura el comportamiento rígido de la losa y mantiene sus esfuerzos a niveles moderados.

Además se ignorará la resistencia de los muros cuyas longitudes sean menores que 3/4 de su altura.

Cálculo del área mínima de muros de corte

Con criterio práctico se han tomado los siguientes valores:

altura libre de muros = 3.00 m.

densidad de albañilería = 1.8 t/m³

carga muerta de piso = 0.4 t/m²

coeficiente sísmico = 0,27 (Propuesta de Actualización de las Normas)

esfuerzo admisible en corte:

$$v = 0,45 \sqrt{f'_m} \quad \text{para muros confinados}$$

$$v = 0,15 \sqrt{f'_m} \quad \text{para muros sin confinar}$$

Utilizando estos valores se tiene que:

El peso total sobre el nivel en estudio es

$$0.40 A + 1.8 \times 3 A_m$$

donde: A = Área techada acumulada encima del nivel en estudio,
en m^2

A_m = Área acumulada de sección horizontal de todos los
muros, en m^2

la fuerza cortante sísmica es:

$$H = 0.27 (0.40 A + 5.4 A_m)$$

el área requerida de muros de corte sin confinar en el nivel en estudio es:

$$A_{mr} = H/6 = 0.018 A + 0.243 A_m \geq 0.02 A$$

$$\frac{A_{mr}}{A} = 0.018 + 0.243 \frac{A_m}{A} \geq 0.02$$

El límite inferior de área de muros resistentes se considera necesario por las incertidumbres implícitas en el procedimiento.

Para muros confinados, el área requerida de muros de corte es un tercio de la requerida para muros sin confinar, la cual es como sigue.

$$\frac{A_{mr}}{A} = \frac{1}{3} (0.018 + 0.243 \frac{A_m}{A})$$

$$\frac{A_{mr}}{A} = 0,006 + 0,081 \frac{A_m}{A}$$

4.2,2 ANALISIS POR CAPACIDAD RESISTENTE

Este método es un tanto más preciso que el anterior, ya que considera distintas fuerzas cortantes para cada nivel y luego las compara con la capacidad resistente total de los muros, para cada dirección considerada,

Limitaciones

Reduce el esfuerzo de corte permisible de 0.6 Kg/cm^2 , en aquellos muros cuya relación H/L (altura libre/longitud) sea mayor que 1.33, el esfuerzo se reduce de acuerdo a la siguiente expresión:

$$0.6 (1.33 L/H)^2$$

4.2,3 ANALISIS POR RIGIDECES

Este método toma en cuenta la rigidez de los muros en el sentido en que se realiza el análisis, y considera a los muros como placas rectangulares homogénea y su rigidez viene dado por:

$$K = \frac{t E}{4 \left(\frac{H}{L}\right)^3 + 3 \frac{H}{L}}$$

donde: K = rigidez del muro

t = espesor del muro en el sentido considerado

L = longitud del muro en el sentido considerado

H = altura del muro

E = módulo de elasticidad de la albañilería

La fuerza sísmica se distribuirá en forma proporcional a la rigidez relativa de cada muro. El valor de la fuerza actuante en este caso es:

$$F_i = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} F$$

donde: F = fuerza sísmica total

F_i = fuerza actuante en el muro considerado

Luego se realiza la corrección por torsión y que se agregarán a lo anterior sólo en caso que contribuya al mismo efecto. Esta corrección se basa en los efectos producidos por el momento torsor que surge a consecuencia de la excentricidad de la ubicación del centro de masa o gravedad, en donde está aplicada la fuerza sísmica, respecto al centro de rigidez de los muros, el centro de rigidez está dado por:

$$X_{cr} = \frac{\sum_{i=1}^n K_{iy} X_i}{\sum_{i=1}^n K_{iy}}$$

$$Y_{cr} = \frac{\sum_{i=1}^n K_{ix} Y_i}{\sum_{i=1}^n K_{ix}}$$

donde: X_{cr} = Abcisa del centro de rigidez, del total de muros respecto a un eje de referencia "Y".

Y_{cr} = Ordenada del centro de rigidez, del total de muros respecto a un eje de referencia "X".

X_i = Abcisa del centro de rigidez del muro "i", respecto al eje de referencia "Y".

Y_i = Ordenada del centro de rigidez del muro "i", respecto al eje de referencia "X".

El momento torsor está dado por:

$$T_x = H (\pm Y_{cr} \mp Y_{cg}),$$

$$T_y = H (\pm X_{cr} \mp X_{cg})$$

donde: T_x = Momento torsor producido por H en el sentido "X"

T_y = Momento torsor producido por H en el sentido "Y"

X_{cg} = Abcisa del centro de gravedad respecto al eje de referencia "Y".

Y_{cg} = Ordenada del centro de gravedad respecto al eje de referencia "X".

Los signos anteriormente indicados serán hallados tomando en cuenta que el momento torsor será positivo en todos los casos, la regla hallada de esta manera se conservará para el cálculo de \bar{X} e \bar{Y} , que más adelante se señalan y que en última instancia son los que dan el signo de la fuerza producida por el momento torsor,

y que se halla de la siguiente manera:

$$F_{ix}^T = T_x \frac{K_{ix} Y_i}{J} \qquad F_{iy}^T = T_y \frac{K_{iy} X_i}{J}$$

donde: $J = (\bar{Y}_i^2 K_{ix} + \bar{X}_i^2 K_{iy})$

$$\bar{Y} = \pm Y_{cr} + Y_i \qquad , \qquad \bar{X} = \pm X_{cr} + X_i$$

4.3 EVALUACION DE LOS METODOS DE ANALISIS DE CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA SEGUN LOS DAÑOS OBSERVADOS EN EL SISMO DE 1970

La finalidad de evaluar estos métodos es el de comparar la fuerza resistente del muro con la fuerza sísmica actuante, calculada mediante la Propuesta de Actualización de las Normas de Diseño Antisísmico.

Este análisis nos lleva a estimar la validez de estos métodos, mediante la cual es posible identificar cual de estos métodos, responde mejor al comparar lo analítico con lo real.

Para la evaluación de estos métodos de análisis de construcciones de albañilería, se ha tomado como referencia los datos obtenidos del estudio realizado por Campos y Bao sobre las viviendas de la Urbanización Buenos Aires, (Bco. Nación), de Chimbote, la cual fue seriamente dañada en el sismo del año 1970.

Para el análisis se ha tomado la misma escala de daños, la

cual es como sigue:

Grado 1 .- Sin daño.

Grado 2 .- Fisuras.

Grado 3 .- Grietas a través de las cuales no es posible ver de un lado a otro.

Grado 4 .- Grieta a través de las cuales es posible ver de un lado a otro.

Grado 5 .- Paredes caídas o con huecos.

Además se ha considerado arbitrariamente una escala de la calidad del diseño sismo - resistente para una mejor comparación de estos métodos. Esta escala es como sigue:

M,E. = Muy excesiva resistencia.

L,E. = Ligeramente excesiva.

C, = Conforme.

L,D. = Ligeramente deficiente.

M,D. = Muy deficiente.

	M,E.	<u>1.20</u>
	L,E.	<u>1.05</u>
<u>1.00</u>	C	<u>0.95</u>
	L,D.	<u>0.85</u>
	M,D.	

EVALUACION DE LOS METODOS DE ANALISIS DE MUROS DE ALBANILERIA SEGUN LOS DAÑOS OBSERVADOS

EN CHIMBOTE EN EL SISMO DE 1970.

CASA TIPO	DIRECCION.	METODO 1	METODO 2	METODO 3	DAÑO OBSERVADO	OBSERVACIONES
3	X	M.D.	M.E.	M.D.	GRADO 5	POBRE CALIDAD DE LOS MATERIALES
	Y	M.D.	L.E.	C.	GRADO 4 - 5	
7	X	M.D.	M.D.	M.D.	GRADO 5	POBRE CALIDAD DE LOS MATERIALES
	Y	M.E.	M.E.	M.E.	GRADO 4	
9	X	M.D.	M.D.	M.D.	GRADO 4 - 5	POBRE CALIDAD DE LOS MATERIALES
	Y	M.E.	M.E.	M.E.	GRADO 4	
13	X	M.E.	M.E.	M.E.	SIN DAÑO	POBRE CALIDAD DE LOS MATERIALES
	Y	M.E.	M.E.	M.E.	SIN DAÑO	

Conclusiones

En general los tres métodos se ajustan a lo sucedido a los diferentes tipos de viviendas analizadas.

Las fallas ocurridas se deben más que todo al mal diseño de las viviendas, ya que en el sentido X no hay suficiente cantidad de muros que puedan absorber la energía sísmica, además del empleo de una pobre calidad de los materiales.

El 1° método analiza a la vivienda en forma general, determina si una vivienda tiene suficiente cantidad de muros o no para absorber la energía sísmica sin que se produzcan daños materiales.

El 2° método es un tanto más preciso ya que considera distintas fuerzas cortantes para cada nivel y las compara con la capacidad resistente total de los muros.

El 3° método es mucho más preciso que los anteriores, analiza a la vivienda por parte, o sea analiza cada muro de que consta la vivienda, determinando su esfuerzo de corte, de esta manera se puede determinar que muro está más propenso a fallar ante una sollicitación sísmica.

Los dos primeros métodos son los más sencillos de aplicar y son recomendables para estudio simplificado de vivienda.

Para un estudio mucho más preciso es recomendable el tercer método.

5.0 EJEMPLO DE APLICACION

Metodología

Para el ejemplo de aplicación de los procedimientos desarrollados en el presente trabajo, se ha tomado el diseño de una de las viviendas de la Urbanización Buenos Aires, Chimbote, con la finalidad de ilustrar la forma de resolver problemas que se presentan en muchos diseños actuales.

Para el análisis se ha considerado sólo el primer piso, ya que para el segundo piso por lo general los problemas son menores.

Metrado : De acuerdo al proyecto arquitectónico, ver la figura 15, se tiene :

Area techada	1° Piso	63,00 m ²
	2° Piso	63,00 m ²
	Total	126,00 m ²

Altura 2.50 m,

LONG. DE MUROS PERPENDICULAR A LA FACHADA (Y)				LONG. DE MUROS PARALELOS A LA FACHADA (X)			
1° PISO		2° PISO		1° PISO		2° PISO	
0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25
6,00	1,90	6,00	2,20	2,90	1,40	2,70	----
2,20	1,30	2,05	3,65		1,40	2,80	
9,55	3,75	9,55			1,65	2,70	
						2,80	
						1,70	
						1,90	
17,75	6,95	17,60	5,85	2,90	4,45	14,00	----

LONG. TOTAL DE MUROS			
1° PISO		2° PISO	
0.15	0.25	0.15	0.25
17.75	6.95	17.60	5.85
2.90	4.45	14.60	
20.65	11.40	32.20	5.85

Método 1 : Area mínima de muros de corte

$$\frac{A_{mr}}{A} = 0,018 + 0,243 \frac{A_m}{A} \geq 0,02$$

$$\frac{A_m}{A} = \frac{20,65 \times 0,15 + 11,40 \times 0,25}{126} = 0,0472$$

Reemplazando en la ecuación anterior se tiene :

$$\frac{A_{mr}}{A} = 0,018 + 0,243 \times 0,0472 \geq 0,02$$

$$\frac{A_{mr}}{A} = 0,018 + 0,012 = 0,030 \geq 0,02$$

Cálculo del área requerida.

$$A_x = \frac{2,90 \times 0,15 + 4,45 \times 0,25}{126} = 0,0178 \quad \text{INSUF.}$$

$$A_y = \frac{17,75 \times 0,15 + 6,95 \times 0,25}{126} = 0,035 \quad \text{O.K.}$$

Método 2 : Análisis por capacidad resistente.

Cálculo de la fuerza sísmica.

1° NIVEL

$$\begin{aligned} \text{Peso del muro} &: (20 \times 65 \times 0.15 + 11.40 \times 0.25) \frac{2.5}{2} \times 1.8 + \\ &+ (32.20 \times 0.15 + 5.85 \times 0.25) \frac{2.5}{2} \times 1.8 = \end{aligned}$$

Peso del muro :	27.20 T
Peso del aligerado :	22.10
0.25 C.V. :	3.15
Total = 52.75 T	

2° NIVEL

$$\text{Peso del muro} : (32.20 \times 0.15 + 5.85 \times 0.25) \frac{2.5}{2} \times 1.8 =$$

Peso del muro :	14.20 T
Peso del aligerado	22.10
0.25 C.V. :	2.36
Total = 38.46 T	

NIVEL	ENTREPISO	W_i	H_i	$W_i H_i$	F_i	V
2		38.40	5.00	192.30	15.11	
	2					15.11
1		52.75	2.50	131.87	9.52	
	1					24.63
		91.21		324.17	24.63	

Fuerza sísmica de diseño :

$$H = I \frac{S Z C}{R_D} P$$

$$H = \frac{1 \times 0.8 \times 1 \times 0.5}{R_D} \times 91,21 = 24,63 \text{ T}$$

$$0,95 H = 0,95 \times 24,63 = 23,40 \text{ T}$$

Cálculo de la fuerza resistente :

$$\frac{H}{L} = 1,33 \qquad L_{\text{mín}} = \frac{2,50}{1,33} = 1,88$$

1° NIVEL

Dirección perpendicular a la fachada (F_y)

$$\text{Muros de 15 : } 17,75 \times 0,15 \times 6 = 15,98$$

$$\begin{aligned} 25 &: 5,65 \times 0,25 \times 6 + 1,3 \times 0,25 \times 6 \left(1,33 \times \frac{1,3}{2,5}\right)^2 \\ &= 9,408 \text{ T.} \end{aligned}$$

$$F_y = 15,98 + 9,408 = 25,39 \text{ T} > 24,63 \qquad \text{O.K.}$$

Dirección paralela a fachada. (F_x)

$$\text{Muros de 15 : } 2,90 \times 0,15 \times 6 = 2,61 \text{ T.}$$

$$25 : 2 \times 1,40 \times 0,25 \times 6 \left(1,33 \times \frac{1,4}{2,5}\right)^2 = 3,69 \text{ T.}$$

$$1,65 \times 0,25 \times 6 \left(1,33 \times \frac{1,65}{2,50}\right)^2 = 3,05 \text{ T.}$$

$$F_x = 2,61 + 3,69 + 3,05 = 9,35 \text{ T} < 24,63 \text{ T} \quad \text{INSUF.}$$

Método 3 : Cálculo de las rigideces

Dirección X

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	$3 \frac{h}{L}$	$4 \left(\frac{h}{L}\right)^3$	$3 \frac{h}{L} + 4 \left(\frac{h}{L}\right)^3$	$\frac{K}{E}$
A	600	2,50	0.15	50.00	18,518.0	18,568.0	0.0323
B	220	2,50	0.15	50.00	18,518.0	18,568.0	0.0118
C	190	2,50	0.25	30.00	4,000.0	4,030.0	0.0471
D	130	2,50	0.25	30.00	4,000.0	4,030.0	0.0323
E	375	2,50	0.25	30.00	4,000.0	4,030.0	0.0931
F	955	2,50	0.15	50.00	18,518.0	18,568.0	0.0512
G	25	2,50	1.40	5.355	22.8	28.16	0.8878
H	25	2,50	1.40	5.355	22.8	28.16	0.8878
I	15	2,50	2.90	2.586	2.56	5.2	2.9126
J	25	2,50	1.65	4.545	13.9	18.5	1.3544

Dirección Y

A	15	2,50	6.00	1.25	0.29	1.54	9.746
B	15	2,50	2.20	3.41	5.87	9.28	1.616
C	25	2,50	1.90	3.947	9.11	13.06	1.914
D	25	2,50	1.30	5.769	28.45	34.22	0.731
E	25	2,50	3.75	2.00	1.19	3.19	7.849
F	150	2,50	9.55	0.789	0.07	0.86	17.401
G	140	2,50	0.25	30.00	4,000.00	4,030.00	0.035
H	140	2,50	0.25	30.00	4,000.00	4,030.00	0.035
I	290	2,50	0.15	50.00	18,518.00	18,568.00	0.0156
J	165	2,50	0.25	30.00	4,000.00	4,030.00	0.041

Dirección X

MURO	$\frac{K_x}{E}$	$\frac{K_x}{K_x}$	F_{IX}^F	Y	$\frac{K_x \cdot Y}{E}$	$\bar{Y} = Y_{CG} - \bar{Y}$	$\bar{Y} \cdot \frac{K_x}{E}$	$Y^2 \cdot \frac{K_x}{E}$	$\frac{K_x \cdot Y}{EJ}$	F_x^{IX}
A	0.0323	0.0051	0.126	6.50	0.201	-0.35	-0.0113	0.0040	0.0004	---
B	0.0118	0.0019	0.047	4.60	0.054	1.55	0.0183	0.0283	---	---
C	0.0471	0.0075	0.185	8.63	0.406	-2.48	-0.1168	0.290	0.001	-0.019
D	0.0323	0.0051	0.126	6.15	0.199	0.00	0.00	0.00	---	---
E	0.0931	0.0148	0.365	1.90	0.177	4.25	0.3956	1.6813	---	---
F	0.0512	0.0081	0.200	4.775	0.244	1.375	0.0704	0.0968	0.0005	0.010
G	0.8878	0.1407	3.465	9.45	8.39	-3.30	-2.930	9.669	0.018	-0.346
H	0.8878	0.1407	3.465	9.45	8.39	-3.30	-2.930	9.669	0.018	-0.346
I	2.9126	0.4616	11.37	5.50	16.019	0.65	1.8932	1.231	0.035	0.672
J	1.3544	0.2146	5.286	3.50	4.7404	2.65	3.589	9.511	0.010	0.192
	Σ 6.3104	$\hookrightarrow_{x24.63}$	\hookrightarrow	Σ 38.8204	Σ 32.1804	$\hookrightarrow_{x19.21}$				

Dirección Y

MURO	$\frac{K_y}{E}$	$\frac{K_y}{K_y}$	F_{iy}	X	$\frac{K_y}{E} \cdot X$	$\bar{X} = X_{CG} - X$	$\bar{X} \frac{K_y}{E}$	$\bar{X}^2 \frac{K_y}{E}$	$\frac{K_y}{E \cdot J} \cdot X$	$F_y^{T_y}$
A	9.746	0.248	6.108	0.075	0.731	4.535	44.198	200.428	0.0016	0.008
B	1.616	0.041	1.01	1.05	1.700	3.56	5.753	20.48	0.0037	0.016
C	1.914	0.049	1.207	3.75	7.178	0.86	1.646	1.416	0.0156	0.065
D	0.731	0.019	0.468	3.75	2.741	0.86	0.629	0.541	0.006	0.025
E	7.849	0.200	4.926	3.75	29.434	0.86	6.75	5.805	0.064	0.268
F	17.401	0.442	10.886	8.00	139.208	-3.39	-58.989	199.973	0.302	-1.265
G	0.035	0.001	0.025	4.35	0.152	0.26	0.009	0.002	-----	-----
H	0.035	0.001	0.025	7.35	0.257	-2.74	-0.096	0.263	-----	-----
I	0.0156	0.0004	0.01	2.45	0.038	2.16	0.034	0.073	-----	-----
J	0.041	0.001	0.025	1.875	0.077	2.735	0.112	0.306	-----	-----

$\sum 39.384$

$\hookrightarrow x_{24.63}$

$\sum 181.516$

$\sum 429.297$

$\hookrightarrow x_{4.19}$

Cálculo del centro de gravedad :

$$X_{CG} = \frac{3.63 \times 6 \times 3.63/2 + 4.37 \times 9.55 \times 5.8}{3.63 \times 6 + 4.37 \times 9.55} = 4.44 \text{ m.}$$

$$Y_{CG} = \frac{21.8 \times 6.5 + 41.7 \times 9.55/2}{63.5} = 5.37 \text{ m.}$$

Cálculo del centro de rigidez :

$$Y_{CR} = \frac{\sum \frac{K_x}{E} Y}{\sum \frac{K_x}{E}} = \frac{38.8204}{6.3104} = 6.15 \text{ m.}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum \frac{K_y}{E} X}{\sum \frac{K_y}{E}} = \frac{181.516}{39.384} = 4.61 \text{ m.}$$

Cálculo de J

$$J = 32.1804 + 429.297 = 461.4774$$

Cálculo del momento torsor

$$T_x = 24.63 (6.15 - 5.37) = 19.21 \text{ T-m}$$

$$T_y = 24.63 (4.61 - 4.44) = 4.187 \text{ T-m}$$

CUADRO DE RESUMEN

MURO	SENTIDO X		SENTIDO Y	
	F_x (Tn)	V (kg/cm ²)	F_y (Tn)	V (kg/cm ²)
A	0.126	-----	6.110	0.679
B	0.047	-----	1.026	0.311
C	0.185	-----	1.272	0.268
D	0.126	-----	0.493	0.152
E	0.365	-----	5.194	0.554
F	0.210	-----	10.886	0.760
G	3.465	0.99	0.034	-----
H	3.465	0.99	0.025	-----
I	12.041	2.768	0.044	-----
J	5.478	1.328	0.137	-----

Verificación de los esfuerzos de corte

El esfuerzo de corte admisible es :

$$V = 0.45 \sqrt{f'_m} \quad \text{para muros confinados}$$

$$V = 0.15 \sqrt{f'_m} \quad \text{muros sin confinar}$$

Suponiendo que se utilice un ladrillo poco duro y mortero tipo S, se tiene :

$$f'_m = 25 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando se tiene :

$$V = 0.45 \sqrt{25} = 2.25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{muros confinados}$$

$$V = 0.15 \sqrt{25} = 0.75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{muros sin confinar}$$

$$V = 0.75 \times 1.333 = 1.00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{por tratarse de acciones sísmicas.}$$

Comparando con los resultados obtenidos se tiene :

Sentido Y

Muro A	$V = 0.679 \text{ kg/cm}^2 < 1.00 \text{ kg/cm}^2$	O.K.
Muro B	$V = 0.311 \text{ kg/cm}^2 < 1.00 \text{ kg/cm}^2$	O.K.
Muro C	$V = 0.268 \text{ kg/cm}^2 < 1.00 \text{ kg/cm}^2$	O.K.
Muro D	$V = 0.152 \text{ kg/cm}^2 < 1.00 \text{ kg/cm}^2$	O.K.
Muro E	$V = 0.554 \text{ kg/cm}^2 < 1.00 \text{ kg/cm}^2$	O.K.
Muro F	$V = 0.760 \text{ kg/cm}^2 < 1.00 \text{ kg/cm}^2$	O.K.

A continuación verificamos estos esfuerzos de corte de los muros con los esfuerzos admisibles,

Muro G - H $V = 0,761 \text{ Kg/cm}^2 < 1,00 \text{ Kg/cm}^2$ O.K.

Muro I $V = 2,113 \text{ Kg/cm}^2 > 1,00 \text{ Kg/cm}^2$
 $< 2,25 \text{ Kg/cm}^2$

Hay que confinar el muro

Muro J $V = 1,033 \text{ Kg/cm}^2 > 1,00 \text{ Kg/cm}^2$
 $< 2,25 \text{ Kg/cm}^2$

Hay que confinar el muro

Diseño de los elementos de confinamiento

Datos: $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

Muro I

Cálculo del área de acero

Viga

$T = V = 15,316 \text{ T,}$

$T_{dis} = 0,75 \times 15,316 = 11,487 \text{ T,}$

$$A_s = \frac{T_{dis}}{f_s} = \frac{11,487}{2100} = 5,47 \text{ cm}^2$$

usar 1 \emptyset 3/8" y 4 \emptyset 1/2" A_s 5,87 cm^2

$A_s = 5,87 \text{ cm}^2 > 5,47 \text{ cm}^2$ Conforme

Columna

$$T = \frac{h}{L} H = \frac{2,5}{1,4} \times 11.487 = 20.513 \text{ T}$$

$$T = 1,33 H = 1.33 \times 11.487 = 15.278 \text{ T}$$

$$A_s = \frac{20.513}{2.100} = 9.77 \text{ cm}$$

usar 4 \emptyset 3/4" $A_s = 11.36 \text{ cm}^2$ Conforme

Estribos: Se recomienda usar 4 estribos de \emptyset 1/4" a 10 cm. en los extremos de vigas y columnas y estribos de 1/4" a 30 cm. en el resto de la longitud.

Cálculo del área de la sección

Columnas:

$$A_g = \frac{1.3 V}{f'_c} = \frac{1.3 \times 15316}{11.9} = 1673 \text{ cm}^2$$

Area de la columna 50 x 35 = 1750 cm^2 Conforme

Viga

$$A_g = \frac{V}{f'_c} = \frac{15316}{11.9} = 1287 \text{ cm}^2$$

Area de la viga 30 x 45 = 1350 cm^2 Conforme

Muro J

Cálculo del área de acero

Viga:

$$T = V = 4.258 \text{ T}$$

$$T_{dis} = 0.75 \times 4.258 \text{ T} = 3.20 \text{ T}$$

$$A_s = \frac{3200}{2100} = 1.53 \text{ cm}^2$$

usar 4 \emptyset 3/8" $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$ Conforme

Columnas:

$$T = \frac{2.5}{1.65} \times 3.2 = 4.85 \text{ T.}$$

$$T = 1.33 \times 3.2 = 4.26 \text{ T.}$$

$$A_s = \frac{4850}{2100} = 2.31 \text{ cm}^2$$

usar 4 \emptyset 3/8" $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$ Conforme

Estribos: Se recomienda usar 4 estribos de \emptyset 1/4" a cada 10 cm, en los extremos de vigas y columnas y estribos de \emptyset 1/4" a 30 cm, en el resto de la longitud.

Cálculo del área de la sección

Columna: $A_g = \frac{1.3 \times 4.258}{140} = 465.2 \text{ cm}^2$

Area de la columnas $25 \times 20 = 500 \text{ cm}^2$ Conforme

Viga:

$$A_g = \frac{4258}{140} = 304.14 \text{ cm}^2$$

Area de la viga: $20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$ Conforme

Verificación del espesor de los muros.

Muro A

Muro arriostrado sólo en sus bordes horizontales.

$$a = 2.50 \text{ m.}$$

$$\beta = 0.125$$

$$t = 0.15 \text{ m.}$$

$$t = 0.25 \times \beta \times a$$

$$t = 0.25 \times 0.125 \times 2.5$$

$$t = 0.195 \text{ m.} > 0.15 \text{ m. Deficiente}$$

Sol: Cambiar el espesor del muro de 0.15 a 0.25 m.

Otra solución sería arriostrando el muro en sus 4 bordes y dividiendo el muro en dos paños. Verificando este caso se tiene:

$$b = 6/2 = 3.00 \text{ m.}$$

$$b/a = 1.2$$

$$\beta = 0.0627$$

$$t = 0.25 \times 0.0627 \times 2.5^2$$

$$t = 0.10 \text{ m.} < 0.15 \text{ m. Conforme}$$

Diseño de la columna de arriostre

Cálculo del área de acero

datos: $t = 0.15 \text{ m.}$

$$L = 3.00 \text{ m.}$$

$$h = 2.50 \text{ m.}$$

$$\text{Fza del muro: } 0.33 \times 1.8 \times 2.50 \times 0.15 = 0.223 \text{ T/m}$$

$$\text{Fza columna : } 0.33 \times 2.4 \times 0.25 \times 0.15 = 0.030$$

$$F_T = 0.253 \text{ T/m}$$

$$P = 0.253 \times 2.5 - 0.223 \times \frac{2.5}{2}$$

$$P = 0.354 \text{ T.}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{12} \times 0.354 \times 2.5 = 0.074 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{dis}} = 0.75 \times 0.074 = 0.056 \text{ T-m}$$

$$A_s = \frac{0.056}{2.1 \times 0.87 \times 0.075} = 0.41 \text{ cm}^2$$

usar: 1 \emptyset 3/8" $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$ Conforme

Muro B

Muro arriostrado en sus cuatro bordes

$$a = 2.00 \text{ m.}$$

$$b = 2.50 \text{ m.}$$

$$t = 0.15 \text{ m.}$$

$$b/a = 1.25$$

$$\beta = 0.066$$

$$t = 0.25 \times 0.066 \times 2.00^2$$

$$t = 0.066 \text{ m. } < 0.15 \text{ m.}$$

Conforme

Muro C

Muro arriostrado sólo en sus bordes horizontales.

$$\begin{aligned} a &= 2.50 \text{ m.} \\ \beta &= 0.125 \\ t &= 0.25 \text{ m.} \end{aligned} \quad \begin{aligned} t &= 0.25 \times 0.125 \times 2.5^2 \\ t &= 0.195 \text{ m.} < 0.25 \text{ m.} \end{aligned} \quad \text{Conforme}$$

Muro E

Muro arriostrado sólo en sus bordes horizontales

$$\begin{aligned} a &= 2.50 \text{ m.} \\ \beta &= 0.125 \\ t &= 0.25 \text{ m.} \end{aligned} \quad \begin{aligned} t &= 0.25 \times 0.125 \times 2.5^2 \\ t &= 0.195 \text{ m.} < 0.25 \text{ m.} \end{aligned} \quad \text{Conforme}$$

Muro F

Muro arriostrado sólo en sus bordes horizontales

$$\begin{aligned} a &= 2.50 \text{ m.} \\ &= 0.125 \\ t &= 0.15 \text{ m.} \end{aligned} \quad \begin{aligned} t &= 0.25 \times 0.125 \times 2.5^2 \\ t &= 0.195 \text{ m.} > 0.15 \text{ m.} \end{aligned} \quad \text{Deficiente}$$

Podría ser una solución cambiar el espesor del muro de 0.15 m. a 0.25 m. Otra solución sería arriostrar el muro en sus cuatro bordes y dividiendo el muro en tres paños iguales.

Verificando para este caso se tiene:

$$\begin{aligned} a &= 2.50 \text{ m.} \\ b &= 3.18 \text{ m.} \\ t &= 0.15 \text{ m.} \\ \beta &= 0.0783 \end{aligned} \quad \begin{aligned} t &= 0.25 \times 0.0783 \times 2.5^2 \\ t &= 0.122 \text{ m.} < 0.15 \text{ m.} \end{aligned} \quad \text{Conforme}$$

Diseño de la columna de arriostre

datos: $t = 0.15 \text{ m.}$

$L = 3.18 \text{ m.}$

$h = 2.50 \text{ m.}$

Fza del muro: $0.33 \times 1.8 \times 2.5 \times 0.15 = 0.223 \text{ T/m}$

Fza columna : $0.33 \times 0.15 \times 0.25 \times 2.4 = 0.030$

$F_T = 0.253 \text{ T/m}$

$P = 0.253 \times 2.5 - 0.223 \times \frac{2.5}{2}$

$P = 0.354 \text{ T}$

$M_{\max} = \frac{1}{12} \times 0.354 \times 2.5 = 0.074 \text{ T-m}$

$M_{\text{dis}} = 0.75 \times 0.074 = 0.056 \text{ T-m}$

$A_s = \frac{0.056}{2.1 \times 0.87 \times 0.075} = 0.41 \text{ cm}^2$

usar: 1 \emptyset 3/8" $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$ Conforme

Muro G - H

Muro arriestrado sólo en sus bordes horizontales.

$a = 2.50 \text{ m.}$

$t = 0.25 \times 0.125 \times 2.5^2$

$\beta = 0.125$

$t = 0.195 \text{ m.} < 0.25 \text{ m.}$

Conforme

$t = 0.25 \text{ m.}$

Muro I

Muro arriostrado en sus cuatro bordes

$$a = 2.50 \text{ m.}$$

$$b = 2.90 \text{ m.} \quad t = 0.25 \times 0.0590 \times 2.50^2$$

$$t = 0.15 \text{ m.} \quad t = 0.092 \text{ m.} < 0.15 \text{ m.} \quad \text{Conforme}$$

$$\beta = 0.0590$$

Muro J

Muro arriostrado en sus 4 bordes

$$a = 1.65 \text{ m.}$$

$$b = 2.50 \text{ m.} \quad t = 0.25 \times 0.081 \times 1.65^2$$

$$t = 0.25 \text{ m.} \quad t = 0.055 \text{ m.} < 0.25 \text{ m.} \quad \text{Conforme}$$

$$\beta = 0.081$$

RESUMEN

En base a los procedimientos desarrollados en el presente trabajo, se presenta un procedimiento más general para el diseño antisísmico de construcciones de albañilería, de modo que puedan ser usados por aquellas personas que deseen realizar un diseño más simple.

Muros portantes

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

Esfuerzo admisible

Los muros portantes comunmente se diseñan para cargas de servicio, ignorando la excentricidad. Para que un diseño realizado en esta forma sea adecuado, es necesario usar un esfuerzo admisible suficientemente bajo, de modo que se tome en cuenta indirectamente los factores no considerados.

De acuerdo a esto se tiene :

$$f_m = 0,20 f'_m \left[1 - (\ell_u/35h)^2 \right]$$

Donde : $\ell_u/h \leq 25,9$

En la práctica el máximo valor para ℓ_u/h puede tomarse igual

a 20 ó 25, de modo que esta última expresión pueda aplicarse para todo el rango de esbelteces.

Resistencia nominal en compresión

En la eventualidad de que no sea posible efectuar ni ensayos de prisma ni ensayos de las unidades de albañilería, se podrá emplear los valores f'_m que se detallan en el cuadro adjunto en función del tipo de unidad de albañilería y del tipo de mortero a emplearse.

f'_m en kg/cm ²			
Unidad de albañilería	Mortero		
	M	S	N
Ladrillo tipo duro	50	45	40
Ladrillo tipo medio duro	40	35	30
Ladrillo tipo poco duro	30	25	20

Mortero	Cemento	Arena
M	1	3
S	1	4
N	1	5

Mortero	Cemento	Cal	Arena
M	1	1/4	4
S	1	1/2	4 1/2
N	1	1	6

Cálculo de esfuerzos admisibles en compresión

De acuerdo a lo anterior, en los diagramas de la fig. 1 se pueden determinar los esfuerzos admisibles en compresión de muros de albañilería sin reforzar f_m , para los casos más comunes que se presentan en la práctica.

Muros de corte

Los muros de albañilería, por la gran rigidez y resistencia en su plano, son elementos muy eficaces para transmitir acciones sísmicas paralelas a su plano.

Cuando un muro transmite principalmente fuerzas cortantes en su plano recibe el nombre de muro de corte. Los muros de corte de albañilería pueden ser de dos tipos :

a.- Muros confinados, cuando están enmarcados por elementos de concreto armado.

b.- Muros sin confinar, cuando no existe un marco completo de concreto armado.

Esfuerzo admisible de corte

El Reglamento Nacional vigente dá valores entre 0.6 y 0.8 kg/cm². La SACIP (2) propone un esfuerzo admisible de corte en un muro sin confinar igual a :

$$V_m = 0.15 \sqrt{f'_m} \leq 1.1 \text{ kg/cm}^2$$

Para un muro confinado la SACIP propone un esfuerzo admisi-

ble de :

$$V_m = 0.45 \sqrt{f'_m} \leq 3.3 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño de elementos de confinamiento

Estos elementos deben ser diseñados para el total de la fuerza cortante. La viga de confinamiento debe diseñarse para la fuerza H. Las columnas de confinamiento deberán ser diseñadas para las fuerzas dadas por la analogía de la armadura (8).

$$T = (\ell_u / \ell) H$$

En base al estudio de Yorulmaz y Sozen (7) la fuerza de diseño T no será menor que el valor dado por la siguiente expresión :

$$T = 1.33 H$$

Esfuerzos admisibles para acciones accidentales

De acuerdo a la práctica usual, los esfuerzos admisibles indicados pueden ser incrementados en un tercio cuando se incluye efectos de sismo o viento, o, si se prefiere, puede diseñarse para el 75 % de las combinaciones de fuerzas que incluyen estos efectos con los esfuerzos admisibles sin modificar.

Cálculo del área de acero para las columnas de confinamiento

La SACIP (2), propone en área de acero igual a :

$$A_s = 1.33 \frac{V}{f_y}$$

Para espesores de muros de cerco se tiene la siguiente expresión :

$$t = 0.15 \beta a^2$$

Timoshenko y Woinowsky - Krieger dan los valores del coeficiente para los casos de arriostamiento más comunes, como se indica a continuación :

Caso 1 : Muro con cuatro bordes arriostados. Ver la fig.12A

b/a	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0
β	0.0479	0.0627	0.0755	0.0862	0.0948	0.1017	0.1189

Donde : a = menor dimensión.

Caso 2 : Muro con tres bordes arriostados. Ver fig. 12B.

b/a	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.50	2.0	∞
β	0.060	0.074	0.087	0.097	0.106	0.112	0.128	0.132	0.133

Donde : a = longitud del borde libre.

Caso 3 : Muro arriostado sólo en sus bordes horizontales.

Ver la fig. 12C.

Donde : a = altura del muro

$$\beta = 0.125$$

Caso 4 : Muro en voladizo. Ver la fig. 12D.

Donde : a = altura del muro

$$\beta = 0.500$$

Cálculo del espesor mínimo de muros

En los diagramas de la fig. 13 se pueden determinar algunos valores para los casos de arriostamiento más comunes que se presentan en nuestro medio.

Diseño de elementos de arriostre

Las vigas y columnas de arriostre pueden ser diseñadas utilizando alguno de los métodos para el diseño de vigas que soportan losas de concreto armadas en dos sentidos. El área tributaria para el diseño de un tramo del elemento de arriostre es la parte - que se muestra achurada en la fig. 14.

Densidad mínima de muros

Este método se basa en un procedimiento simple para la determinación del área mínima de muros de corte, en cada uno de los sentidos principales de la construcción, de modo que esta pueda resistir adecuadamente las fuerzas sísmicas. Este procedimiento se basa en las siguientes limitaciones. Ver la pág. 35.

Cálculo del área mínima de muros de corte

El área requerida de muros de corte sin confinar en el nivel en estudio es :

Cálculo del área de la sección

La SACIP propone un área de concreto A_g igual a :

$$A_g = \frac{V}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde :

A_g = Area de concreto

V = Fuerza cortante sísmica

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto,
en kg/cm^2

Estribos

Tratándose de elementos en tracción, los estribos sólo cumplen funciones de carácter constructivo, excepto cerca de las esquinas, donde la experimentación revela la existencia de concentración de esfuerzos que requieren del uso de estribos. Se recomienda usar estribos de $\emptyset 1/4''$ a 10 cm. en los extremos de vigas y columnas y estribos de $\emptyset 1/4''$ a 30 cm. en el resto de la longitud.

Espesor mínimo de muros

El espesor mínimo de un muro requerido por flexión sísmica puede determinarse usando la siguiente expresión :

$$t = 0.25 \beta a^2$$

$$A_{mr} = 0.018 A + 0.243 A_m \leq 0.02 A$$

$$\frac{A_{mr}}{A} = 0.018 + 0.243 \frac{A_m}{A} \leq 0.02$$

Donde : A = área techada acumulada encima del nivel en estudio,
en m².

A_m = área acumulada de sección horizontal de todos los mu-
ros, en m².

Para muros confinados, el área requerida de muros de corte
es un tercio de la requerida para muros sin confinar.

REFERENCIAS

- 1.- -----
Nuevo Reglamento Nacional de Construcciones. Editorial Mercurio S.A., Lima, 1972.
- 2.- SUBCOMISION DE ALBAÑILERIA
"Proyecto de Normas de Construcción de Albañilería", Capítulo de Ingenieros Civiles - Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, Set. 1975.
- 3.- COMITE ACI-318
Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71). American Concrete Institute, Detroit, Mich., 1971.
- 4.- COMITE ACI-531
"Concrete Masonry Structures - Design and Construction", ACI JOURNAL, Proceedings V. 67, N° 5, May 1970.
- 5.- YAMASHIRO, R., KUROIWA, J., MINDREAU, F., DELGADO, R., y LABARTHE, C.
Diseño Sismo - resistente de Muros de Albañilería, Empresa Siderúrgica del Perú (SIDERPERU), Lima, 1976.
- 6.- TIMOSHENKO, D., WOINOWSKY - KRIEGER, S.
Theory of Plates and Shells. Mc Graw Hill Book Co., Inc. New York, 1959.

- 7.- YORULMAZ, M. and SOZAN, M.A.
"Behavior of Single Story Reinforced Concrete Frames with Filler Walls", Technical Report to the Department of Defensa, Office of the Secretary of the Army, Office of Civil Defense, OCD Work Unit 1127 D, Urbana, Illinois, 1967.
- 8.- ROSENHAUPT, S. and MULLER, G.
"Openings in Masonry Walls on Settling Supports", Journal of the Structural Division, ASCE, Proceedings Vol. 89, No. ST3, June 1963 - Part. 1.
- 9.- CAMPOS, M.A. - BAO GOMEZ, J.R.
Muros de Albañilería de Ladrillo Sometido a Fuerzas Sísmicas, Tesis UNI, 1972.
-

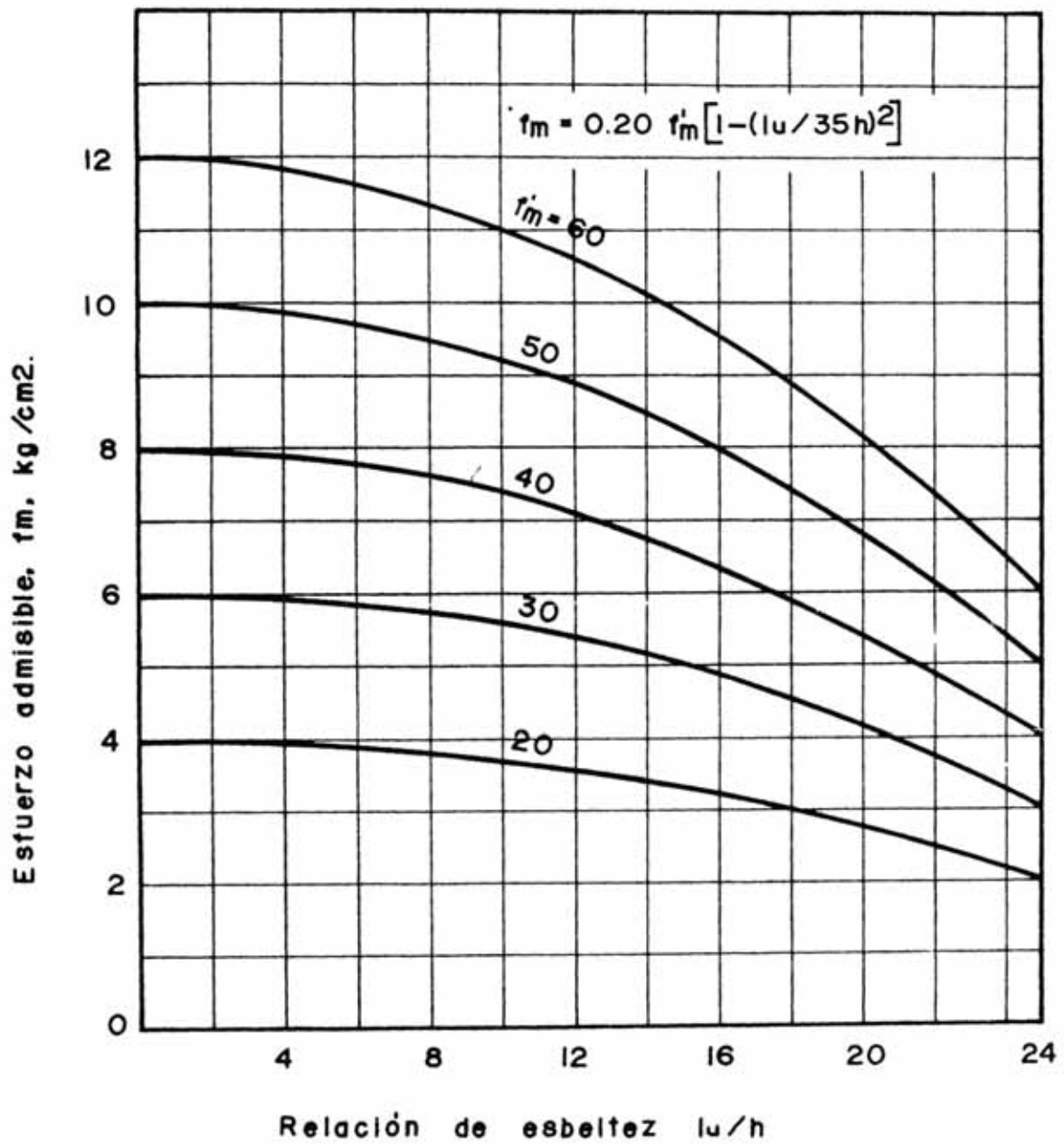
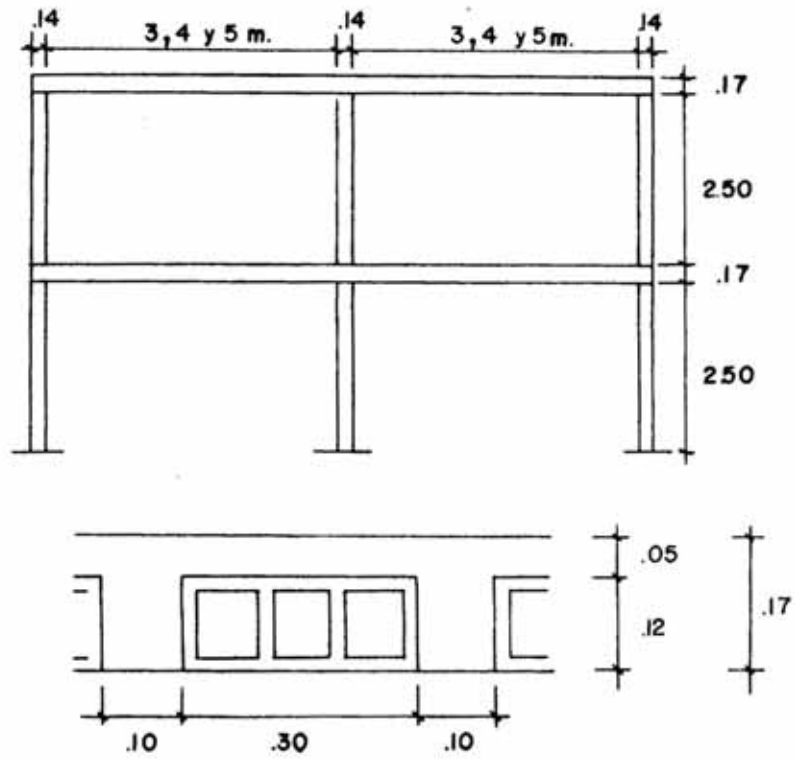
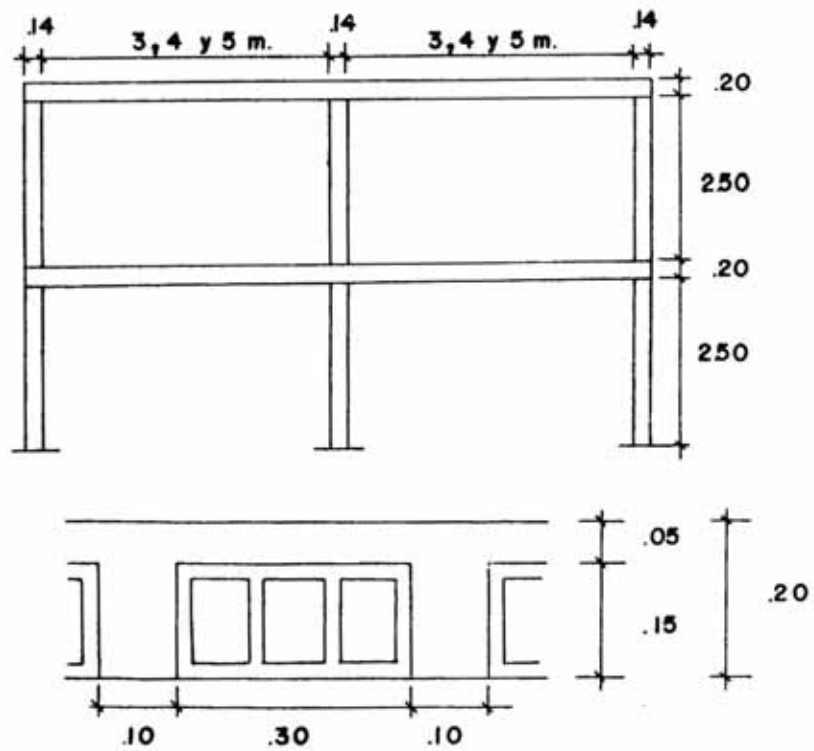


Fig.1 Esfuerzos admisibles en compresión de muros de albañilería sin reforzar

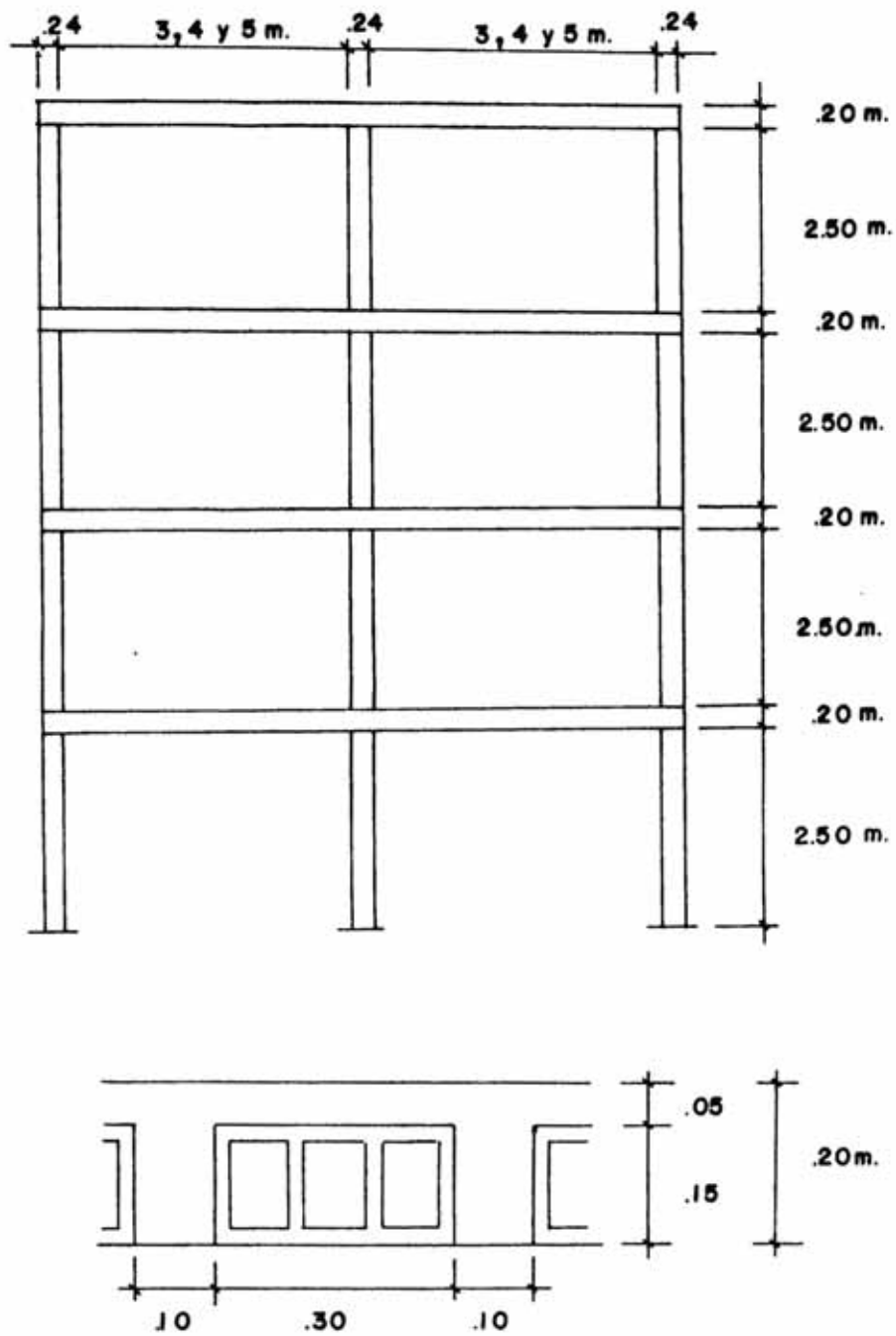


A. _ C a s o 1



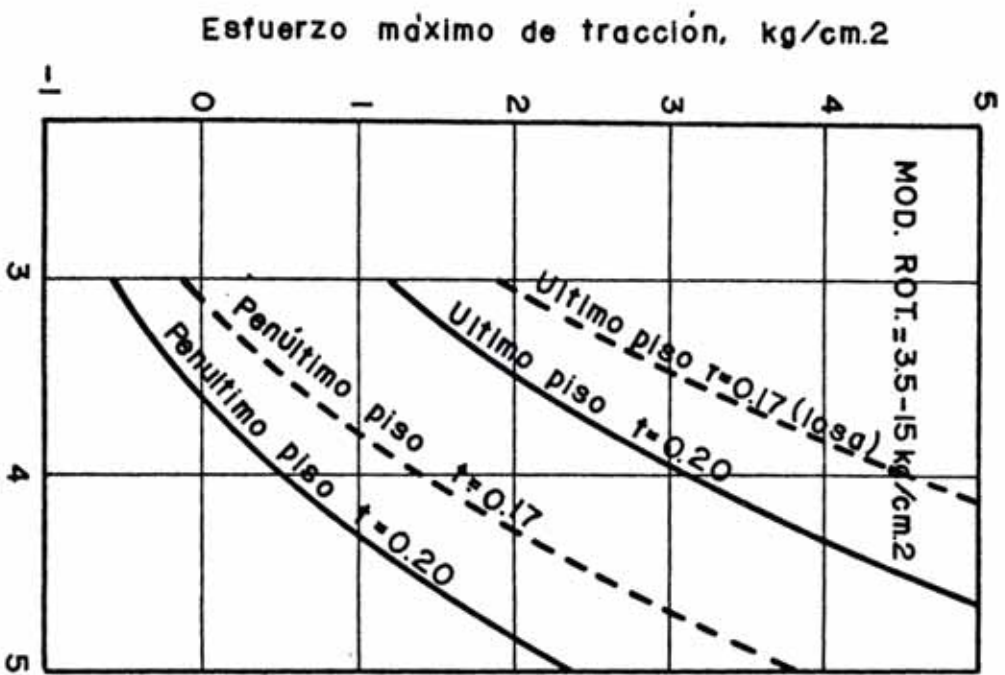
B. _ C a s o 2

Fig. 2 Características de casas de dos pisos estudiados



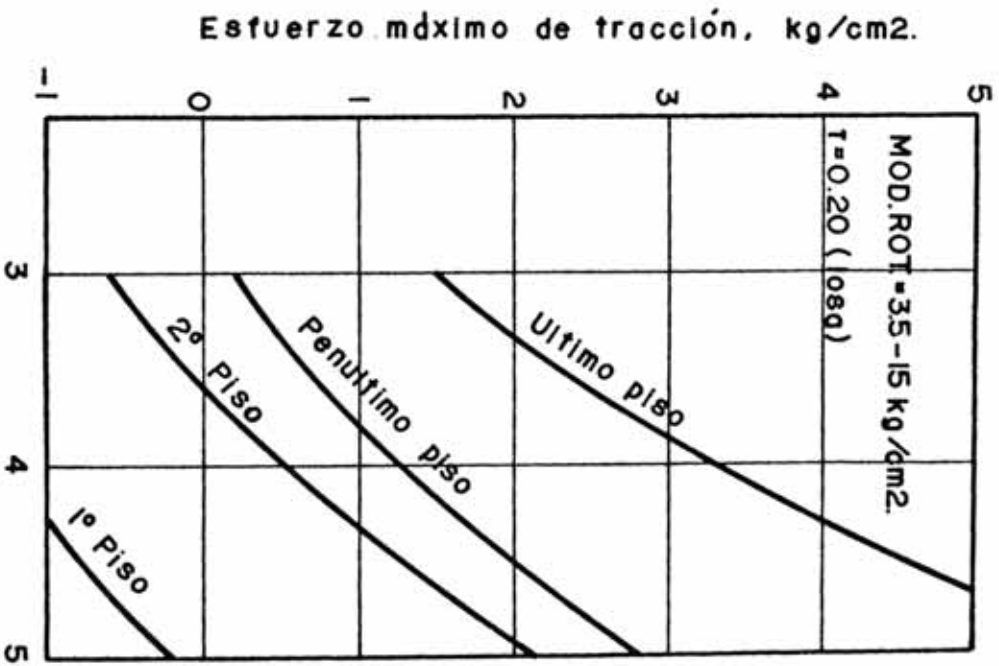
Caso 3

Fig. 3 Características de edificios de cuatro pisos estudiados



Separación de muros, m.

d) 2 Pisos, muros $t=0.14m$.



Separación de muros, m.

b) 4 Pisos, muros $t=0.24$

Fig.4 Esfuerzos de tracción en muros de albañilería por acción de pórtico con losas

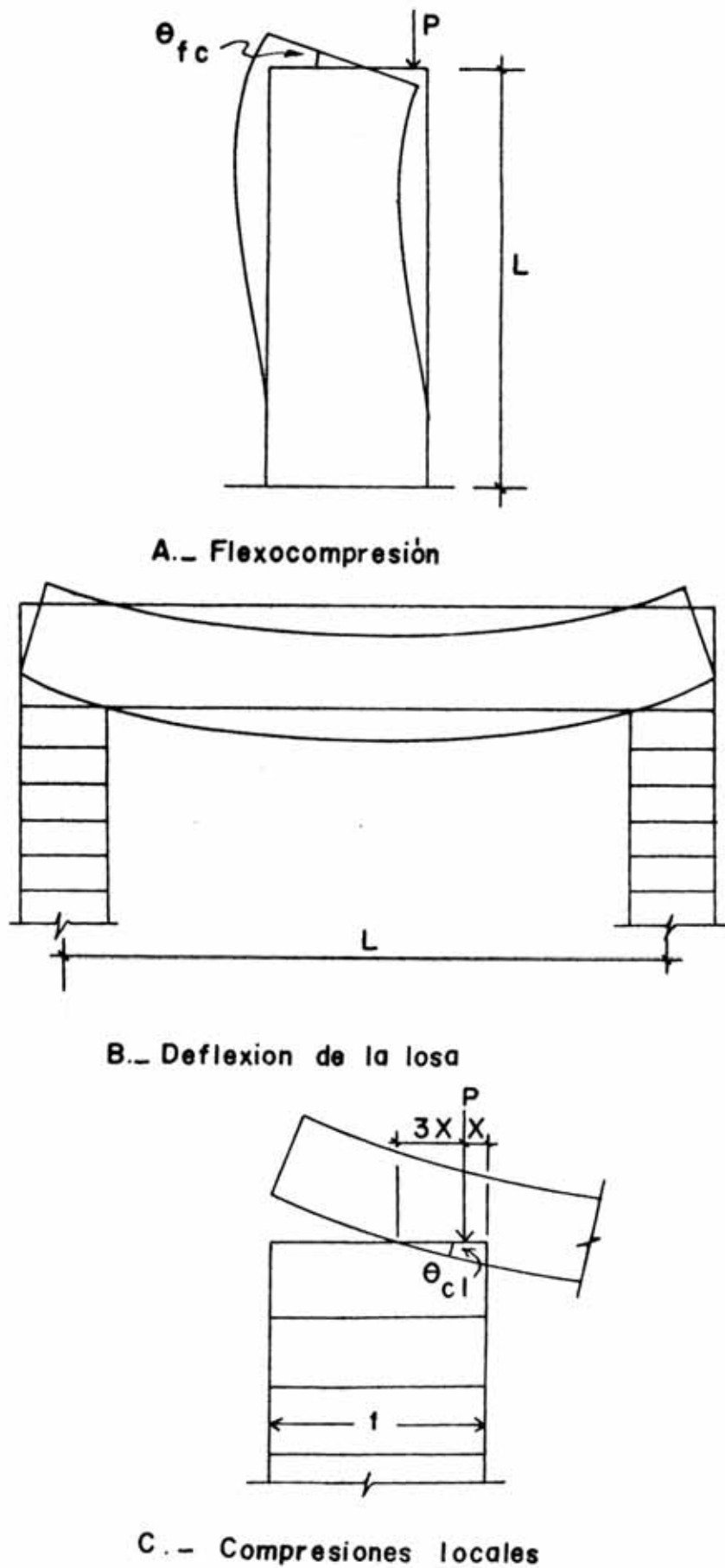
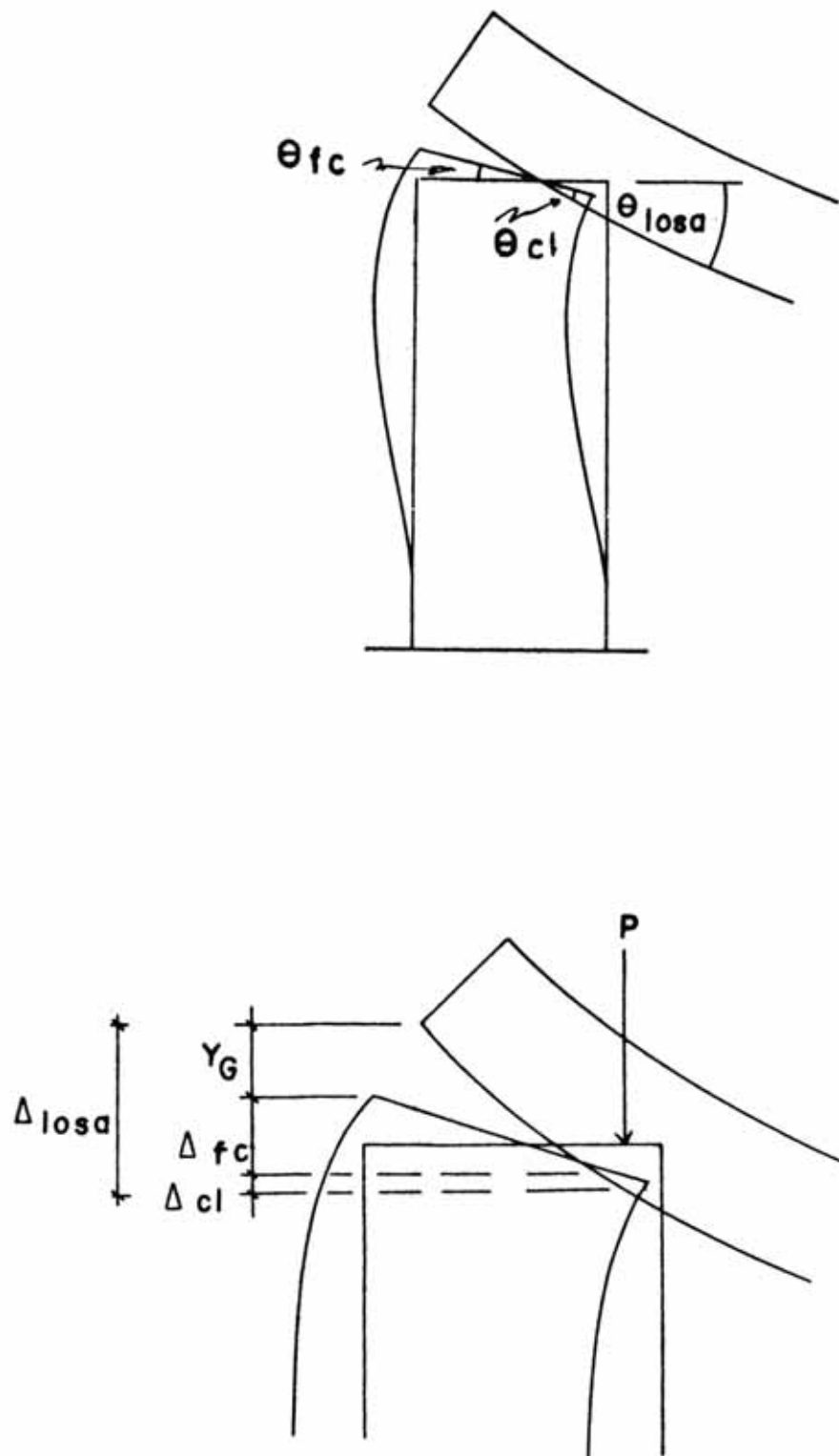
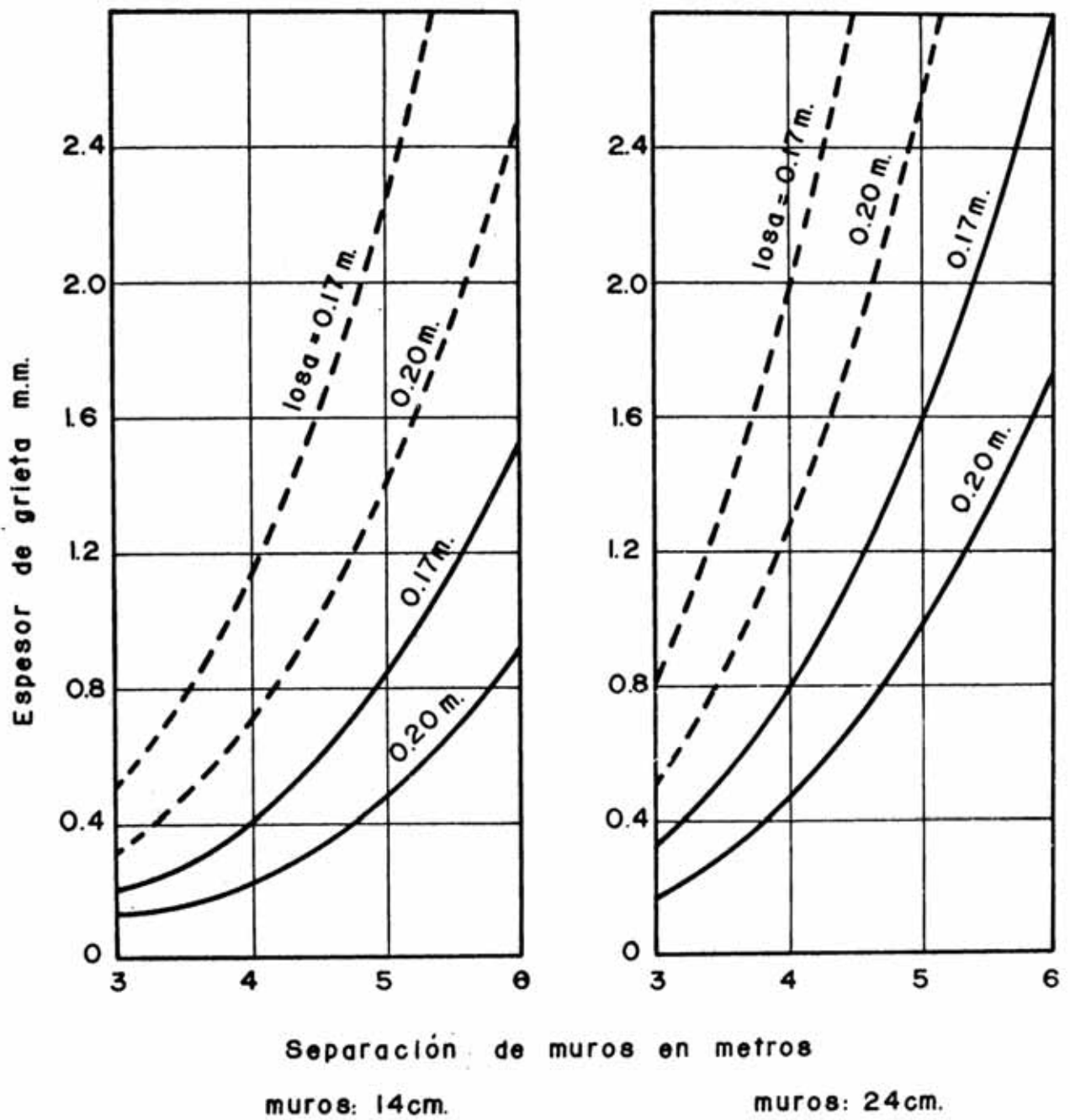


Fig. 5 Mecanismo del agrietamiento de la unión de muros y losas



Espeor de grieta

Fig. 6 Cálculo del espesor de la grieta entre muros y losas



Espesor instantanea de grietas (———)

Espesor total de grietas (- - - -)

Fig.7 Espesor de grietas en muros de albañilería

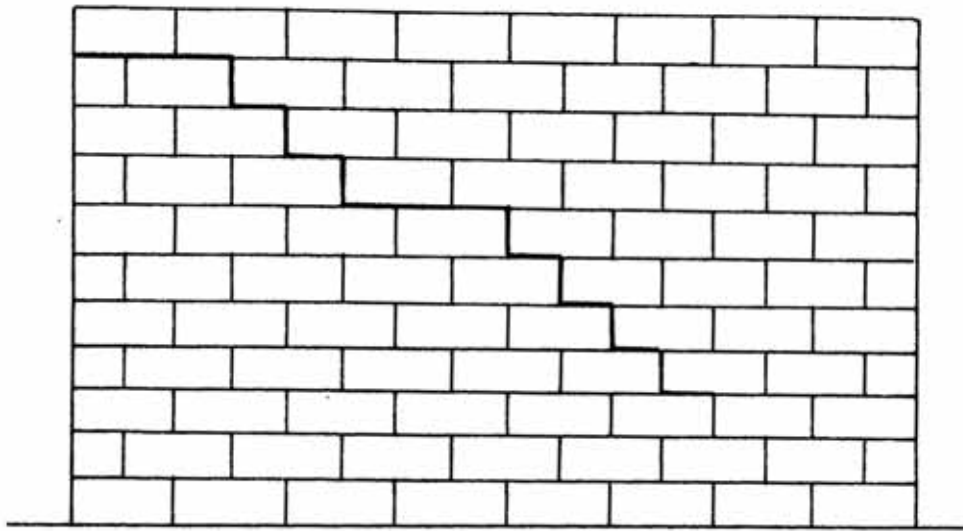
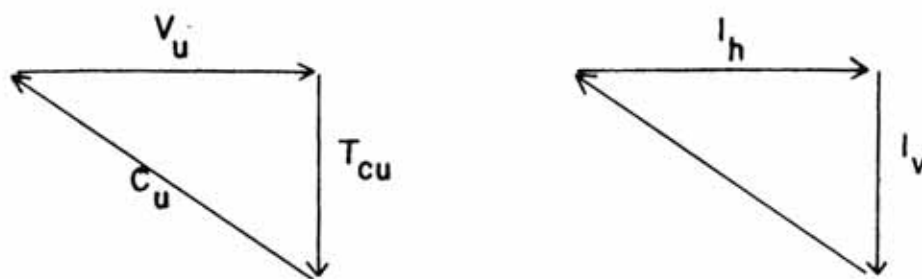
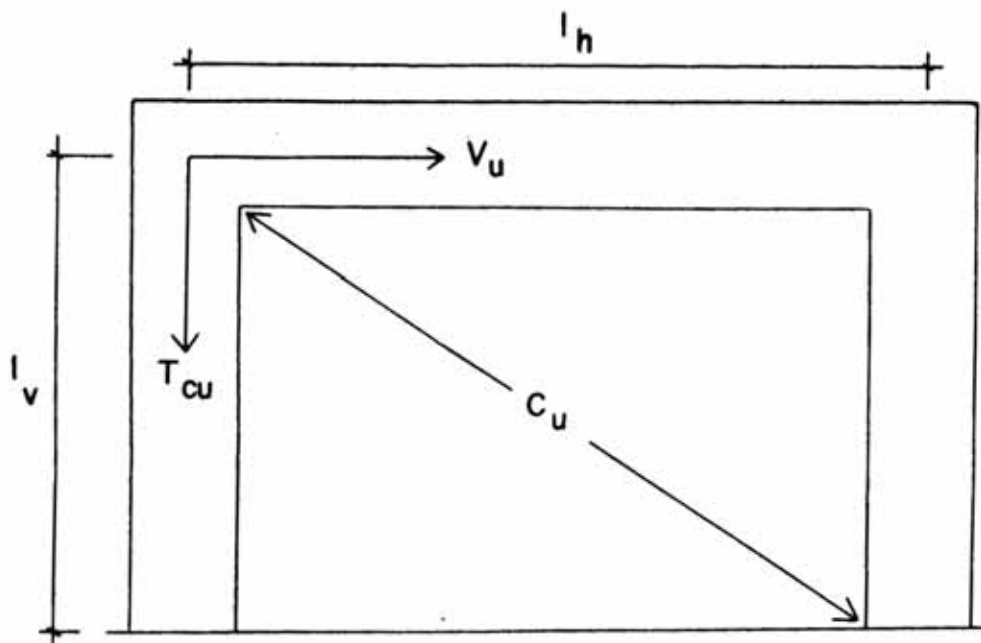


Fig. 8 Falla por corte



Equilibrio de fuerzas

Fig. 9 Fuerzas internas en un muro confinado

Resistencia al corte, V_u , kg
 $\phi A_g \sqrt{f'_c}$

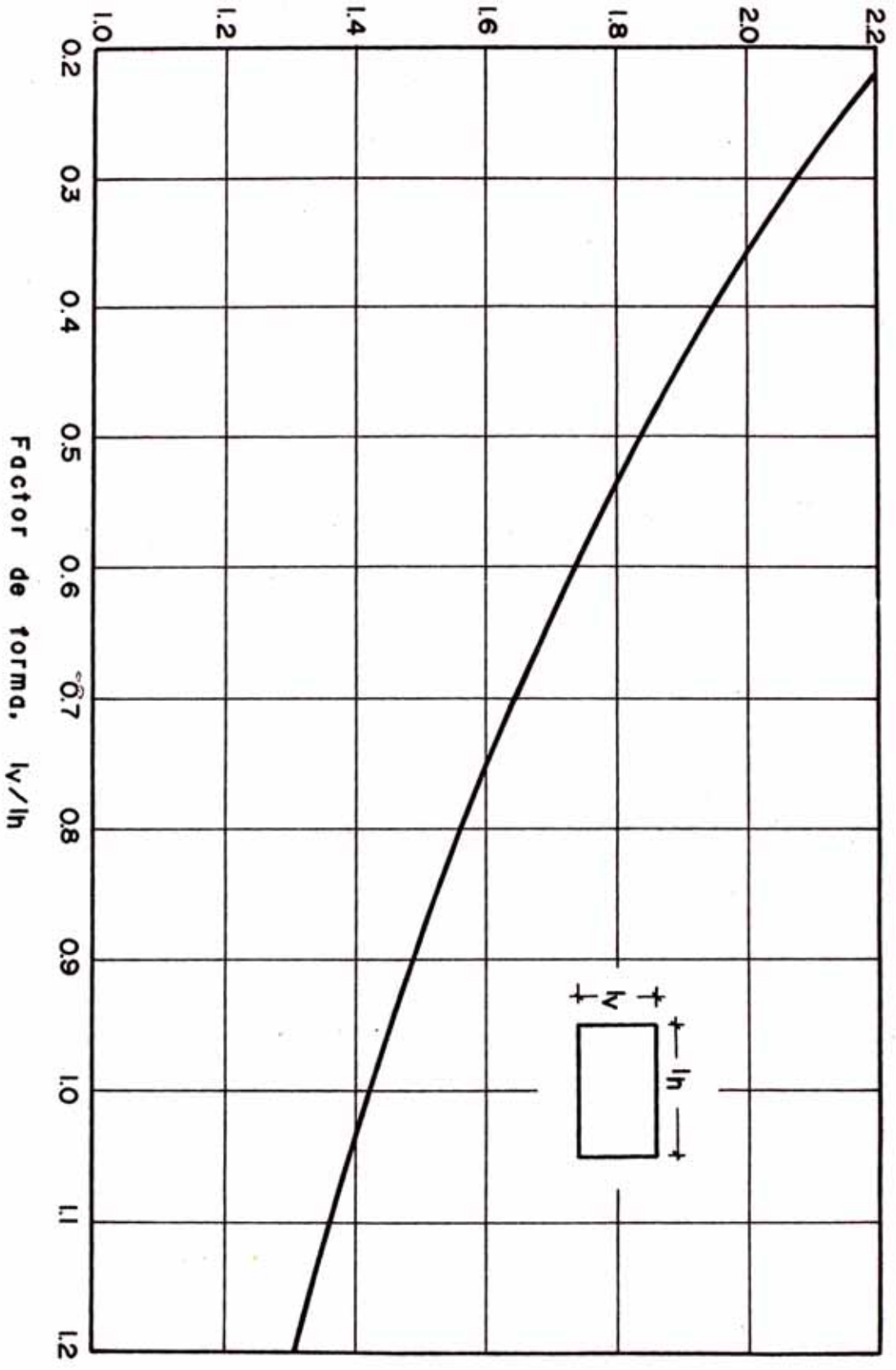


Fig.10 Resistencia al corte de columnas de confinamiento

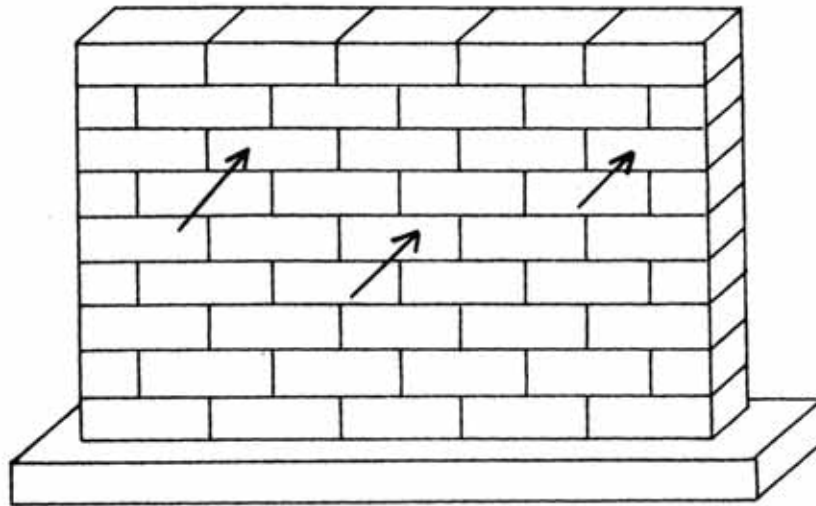


Fig. II Muros con cargas perpendiculares a su plano

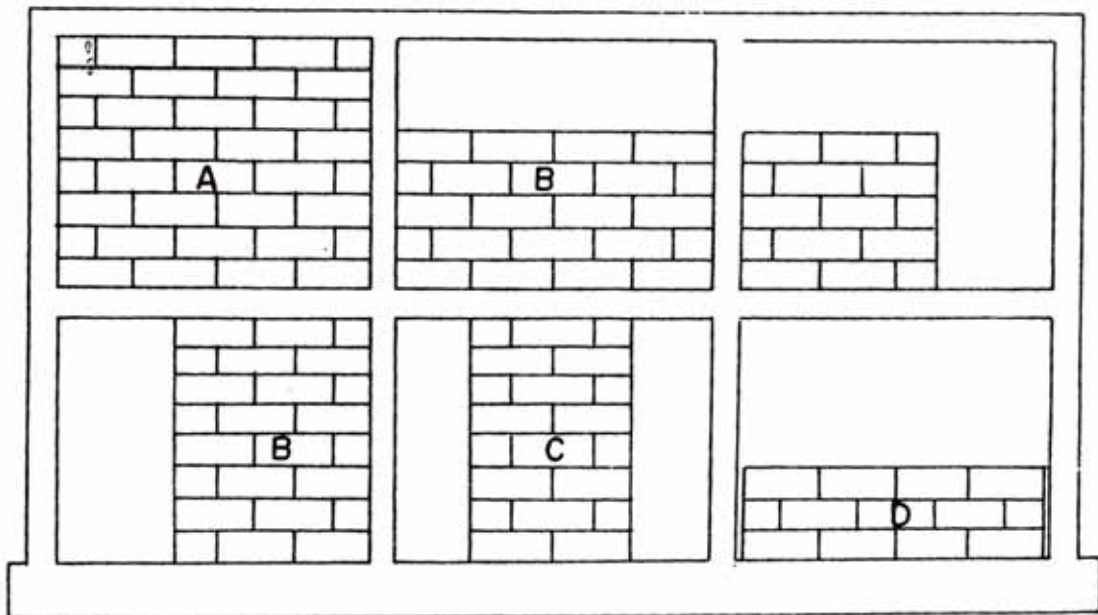
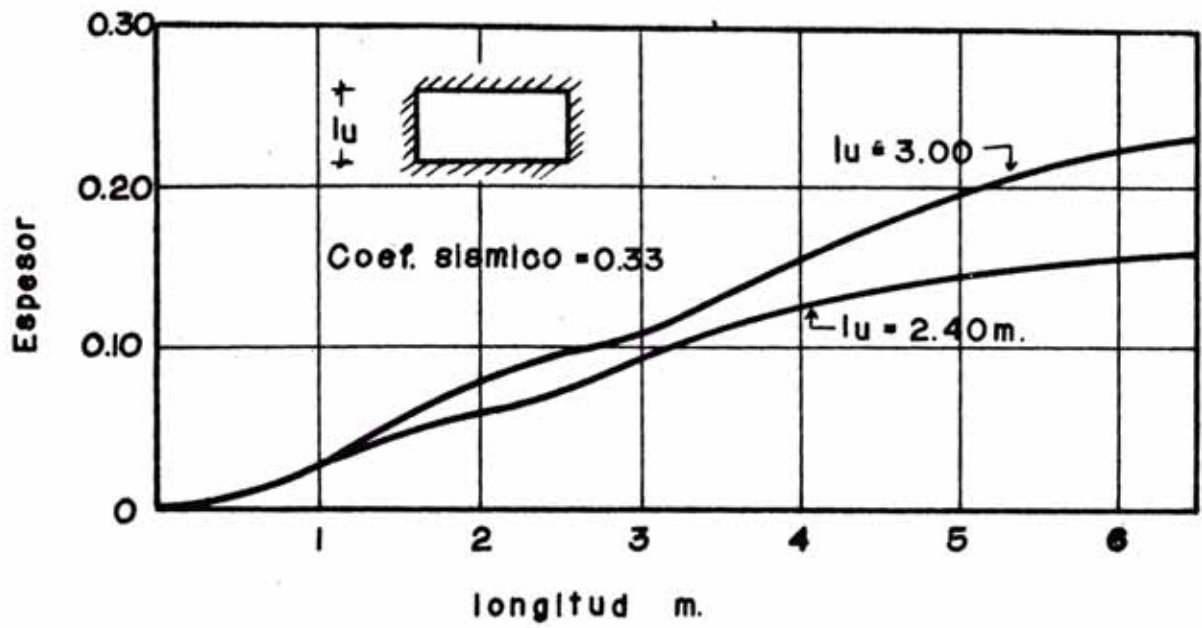
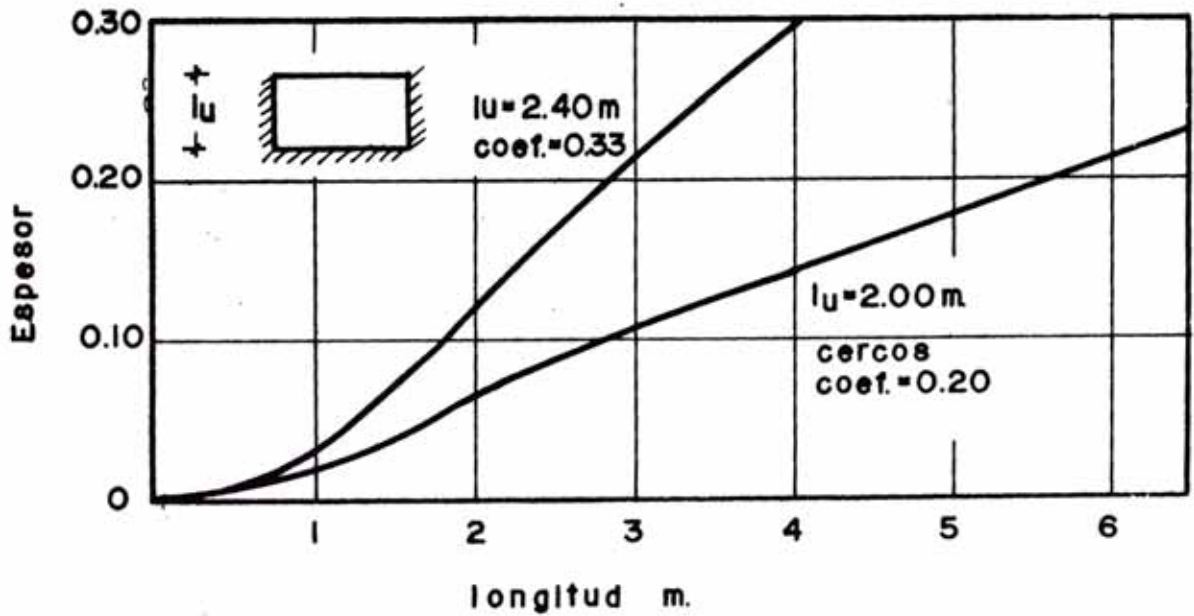


Fig. I2 Casos típicos de arriostramiento de muros

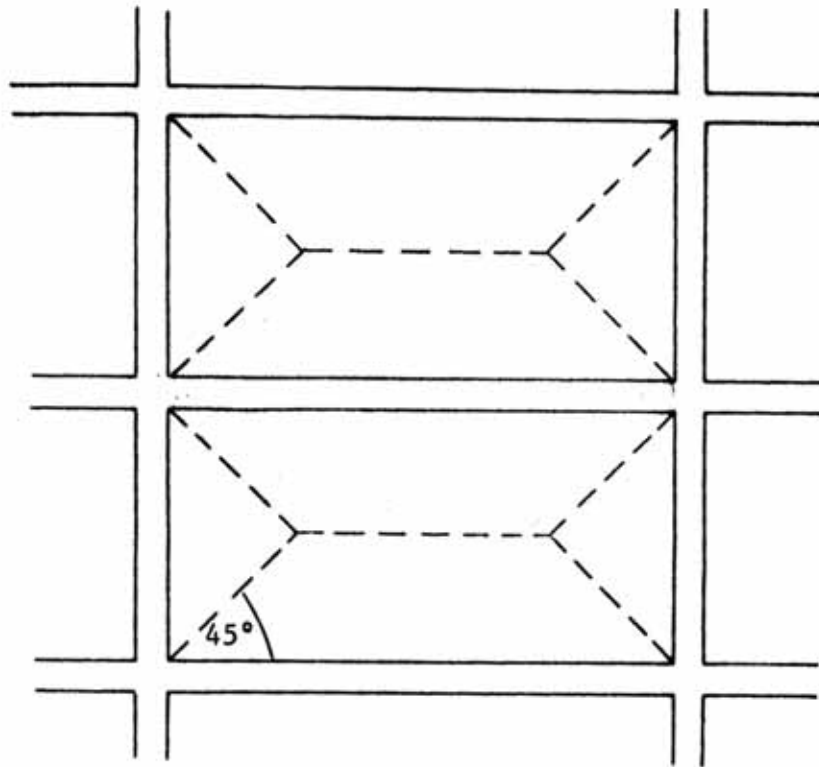


a) Muros con cuatro bordes arriostrados

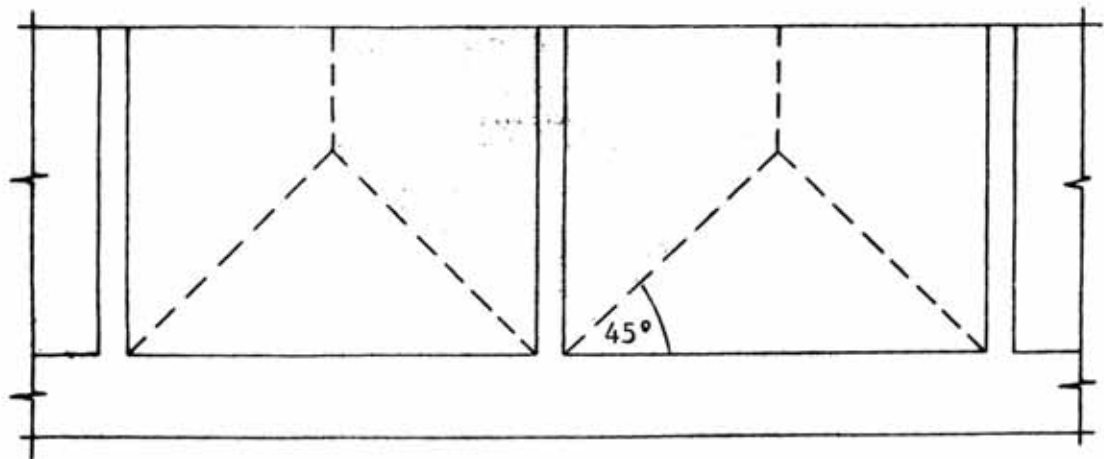


b) Muros con tres bordes arriostrados

Fig. 13 Espesor de muros



Area de influencia de viga de arrioste



Area de influencia de columna de cerco

Fig. 14 Cargas en elementos de arriostre

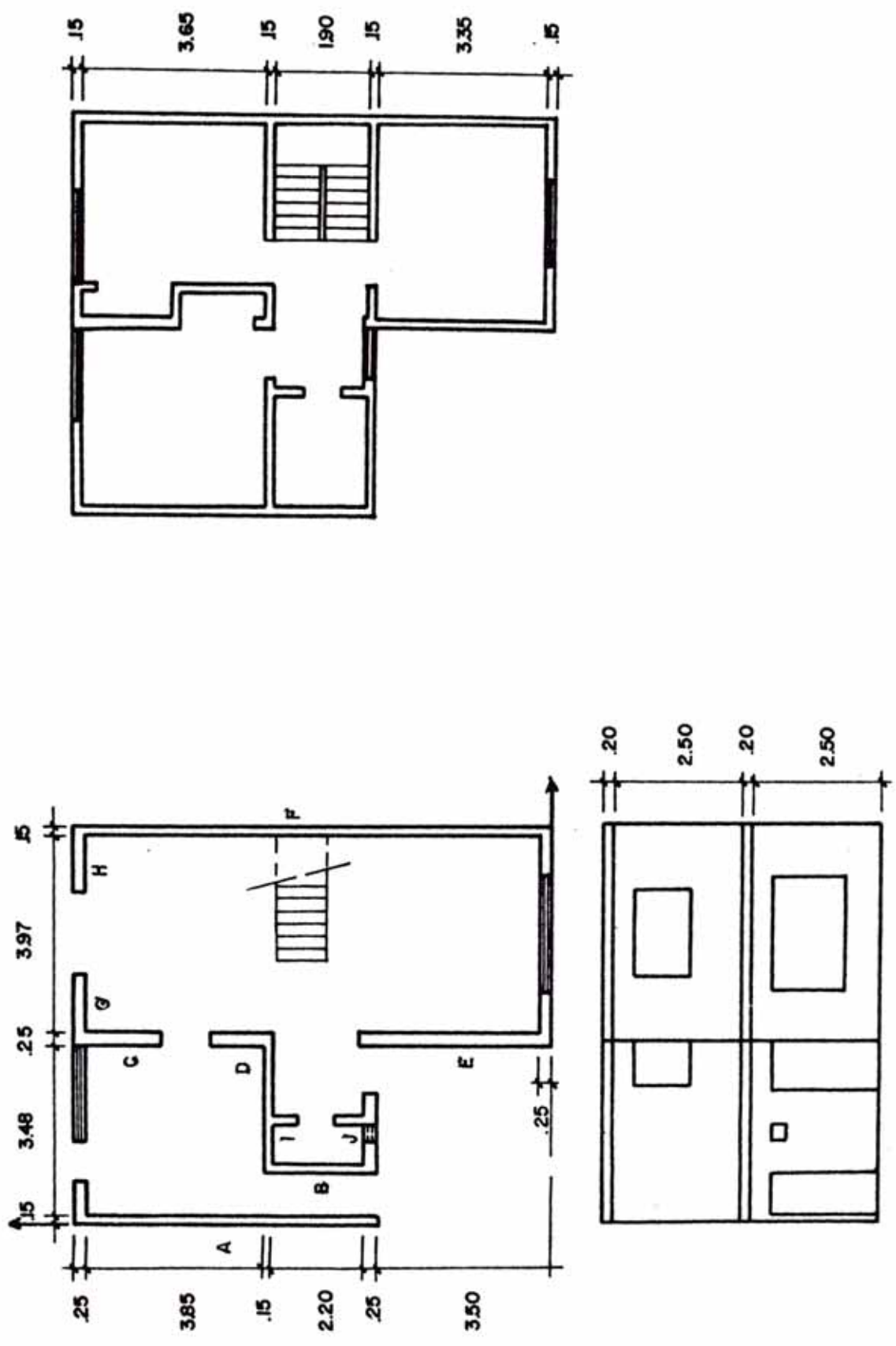


Fig. 15 Casa tipo 9, Banco de la Nación, Urb. Buenos Aires, Chimbote (Ref. 9)

APENDICE A

ESTUDIO DE LAS EXCENTRICIDADES REALES EN LOS MUROS DE ALBA - NILERIA : Caso I

<u>Cargas</u>	<u>Losa 1° Piso</u>	<u>Losa 2° Piso</u>
Peso propio	280 kg/m ²	280 kg/m ²
Acabados	100	80
Sobre carga	200	150
	<hr/> 580 kg/m ²	<hr/> 510 kg/m ²

Muros

2° Piso : $P = 510 \times \ell / 2 = 255 \ell$ kg.

1° Piso : $P = 580 \times \ell / 2 + 2.5 \times 0.18 \times 1800 + 255 \ell = 545 \ell + 810$ kg.

N° P	Mto. Muro Ext. Sup. (kg-m)	Peso Muro Ext. Sup. (kg)	$e = \frac{M}{P}$ (m)	e/h	f (kg/cm ²)
Luz 3 m.					
2°	80	765	0.105	0.75	+3.005 -1.913
1°	54.7	2445	0.022	0.157	+3.392 +0.101
Luz 4 m.					
2°	175	1020	0.172	1.229	+6.101 -4.644
1°	117	2990	0.039	0.279	+5.711 -1.439
Luz 5 m.					
2°	320	1275	0.251	1.793	+10.708 - 8.887
1°	209	3535	0.059	0.421	+ 8.903 - 3.853

Caso II

Cargas

	<u>Losa 1° Piso</u>	<u>Losa 2° Piso</u>
Peso propio	300 kg/m ²	300 kg/m ²
Acabados	100	80
Sobre carga	200	150
	<hr/> 600 kg/m ²	<hr/> 530 kg/m ²

Muros

2° piso $P = 530 \ell/2 = 265\ell$ kg

1° piso $P = 600 \ell/2 + 810 + 530 \ell/2 = 565\ell + 810$ kg.

N° P	Mto. Muro Ext. Sup. (kg-m)	Peso Muro Ext. Sup. (kg)	$e = \frac{M}{P}$ (m)	e/h	(kg/cm ²)
Luz 3 m.					
2°	58	795	0.073	0.521	+2.343 -1.207
1°	40	2505	0.016	0.114	+3.013 +0.565
Luz 4 m.					
2°	127	1060	0.120	0.857	+4.650 -3.136
1°	88	3070	0.029	0.207	+4.916 0.531
Luz 5 m.					
2°	236	1325	0.178	1.271	+8.164 -6.271
1°	162	3635	0.045	0.321	+7.597 -2.404

Caso III

Cargas : Losa 1°, 2° y 3° piso : 600 kg/m²

Losa azotea : 530 kg/m²

Muro 4° piso P = 265 ℓ kg.

3° piso P = 565 ℓ + 1260 kg.

2° piso P = 865 ℓ + 2520 kg.

1° piso P = 1165 ℓ + 3780 kg.

N° P	Mto. Muro Ext. Sup. (kg-m)	Peso Muro Ext. Sup. (kg)	$e = \frac{M}{P}$ (m)	e/h	f (kg/cm ²)
Luz 3 m.					
4°	172	795	0.216	0.900	+2.123
					-1.458
3°	136	2955	0.046	0.192	+2.650
					-0.187
2°	145	5115	0.028	0.117	+3.627
					+0.635
1°	109	7275	0.015	0.063	+4.177
					+1.885
Luz 4 m.					
4°	354	1060	0.334	1.392	+4.130
					-3.247
3°	261	3520	0.074	0.308	+4.177
					-1.244
2°	285	5980	0.048	0.200	+5.482
					-0.498
1°	216	8440	0.026	0.108	+5.795
					+1.238
Luz 5 m.					
4°	612	1325	0.462	1.925	+6.929
					-5.824
3°	431	4085	0.106	0.442	+6.216
					-2.812
2°	478	6845	0.070	0.292	+7.848
					-2.145
1°	363	9605	0.038	0.158	+7.796
					+0.208