

# DISEÑO ESTRUCTURAL II

Carrera de **Arquitectura**

Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cuyo



**UNCUYO**  
UNIVERSIDAD  
NACIONAL DE CUYO



**FACULTAD DE  
INGENIERÍA**

UNIDAD 5

MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

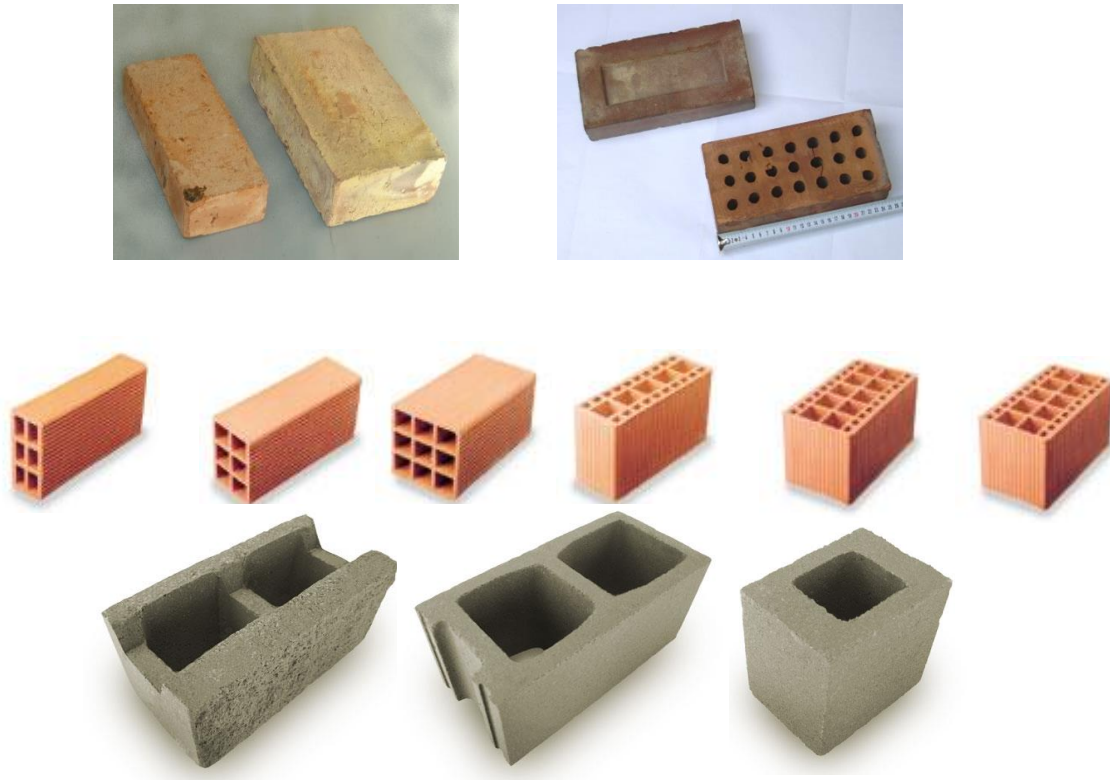


Dr. Ing. Gonzalo S. Torrissi

2021

## 1-Introducción

Uno de los sistemas resistentes muy utilizados en nuestro país y en otras zonas del mundo son los muros de mampostería encadenada. Estas estructuras poseen un comportamiento muy complejo ya que se componen de diversos elementos como son los mampuestos (ladrillos), mortero para las juntas, y columnas y vigas de hormigón armado.



**Figura 1:** distintos tipos de mampuestos.

**Tabla 1.** Resistencia a compresión de los mampuestos según el IC-103. Parte III.

Tipo de mampuesto	Clase o Tipo	$\sigma_{PKm}$ [MPa]
Ladrillo Cerámico Macizo	A	12
	B	7.5
Bloque hueco cerámico portante	A	12
	B	7.5
Bloque hueco portante de hormigón	I y II	6.5
	III	5.0

**Tabla 2.** Tipos y resistencia de morteros para mampostería según el IC-103-III.

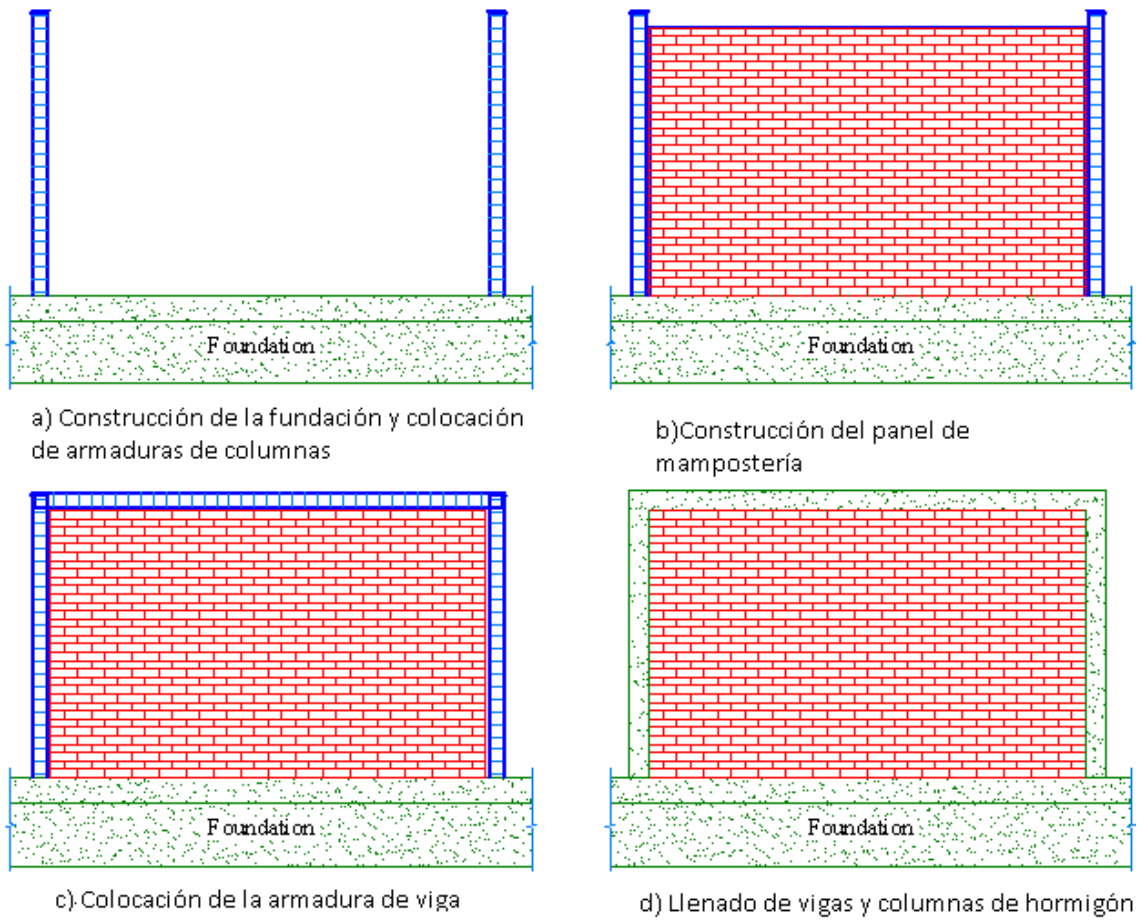
Tipo de mortero	Calidad de resistencia	Resistencia mínima a compresión a 28 días (MN/m <sup>2</sup> )
E	elevada	15
I	intermedia	10
N	normal	5

**Tabla 3.** Dosificación de morteros para mampostería según el IC-103-III.

Mortero Tipo	Cemento: Cal: Arena	Resistencia mínima a compresión a 28 días (MN/m <sup>2</sup> )
E	1 : 0 : 3 (Cementicio puro) 1 : 1/4 : 3	15
I	1 : 1/2 : 4	10
N	1 : 1 : 5 1 : 1 : 6	5

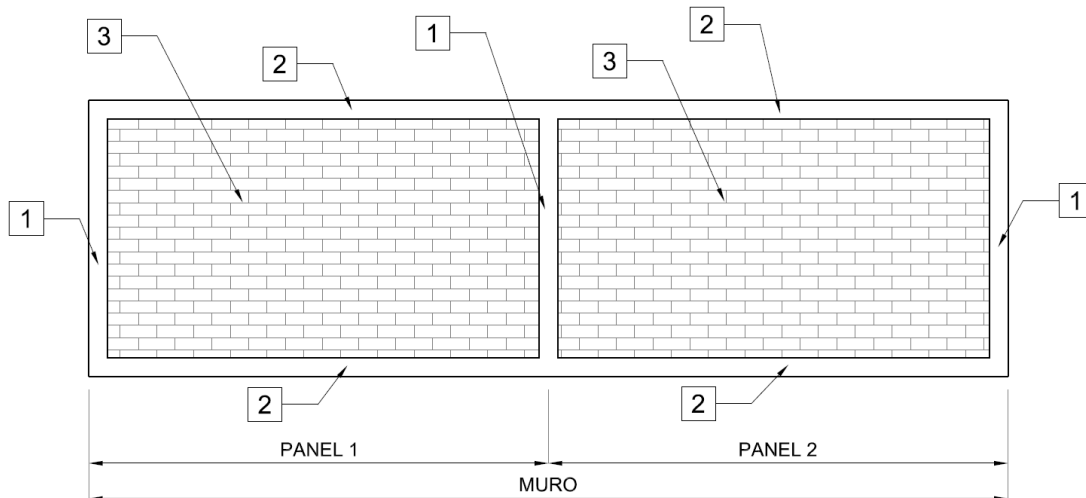
**Tabla 4.** Clases y dosificación de morteros para mampostería según el CCSR-87.

Clase	Cemento	Cal	Arena
1	1/4 (1)	1 (4)	3 (12)
2	1	1	5 a 6
3	1	-	3



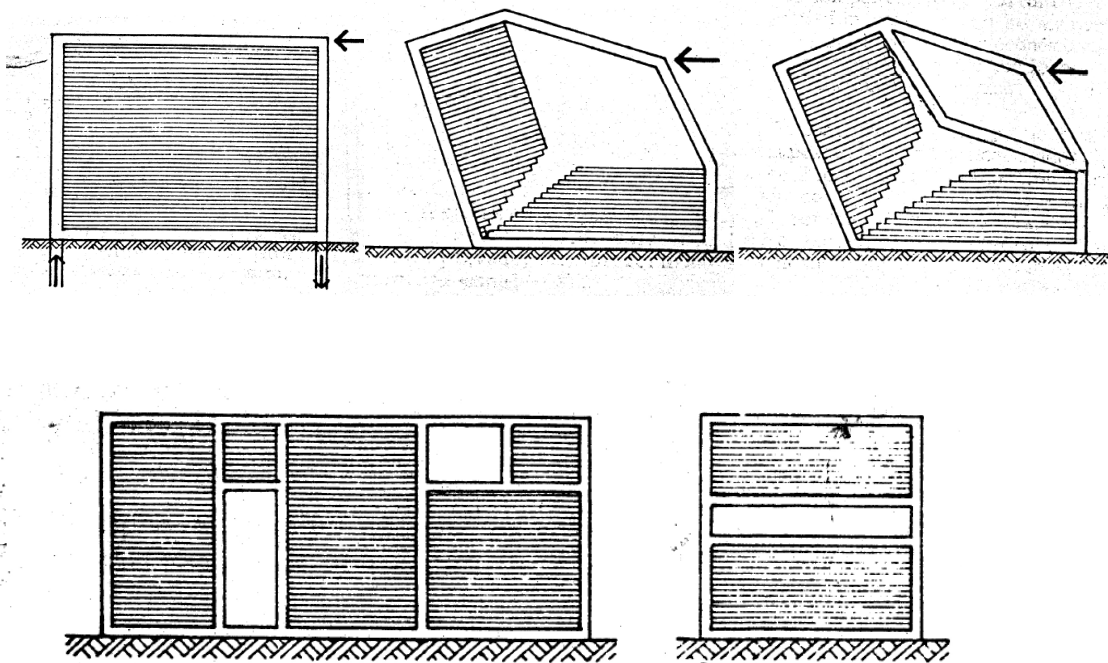
**Figura 2:** construcción de muros de mampostería encadenada.

Los muros pueden estar formado por distintos vanos, divididos por paneles. Se llama muro a la longitud total entre encadenados extremos y paneles a los elementos de mampostería entre columnas de hormigón armado.



**Figura 2:** Definición de muro y panel.

Para un buen funcionamiento, se deben ubicar los encadenados en ciertos lugares para asegurar que no se produzca la rotura prematura del muro.



**Figura 3.** Disposición incorrecta (sup.) y disposición correcta (inf.) de encadenados en muros con aberturas.

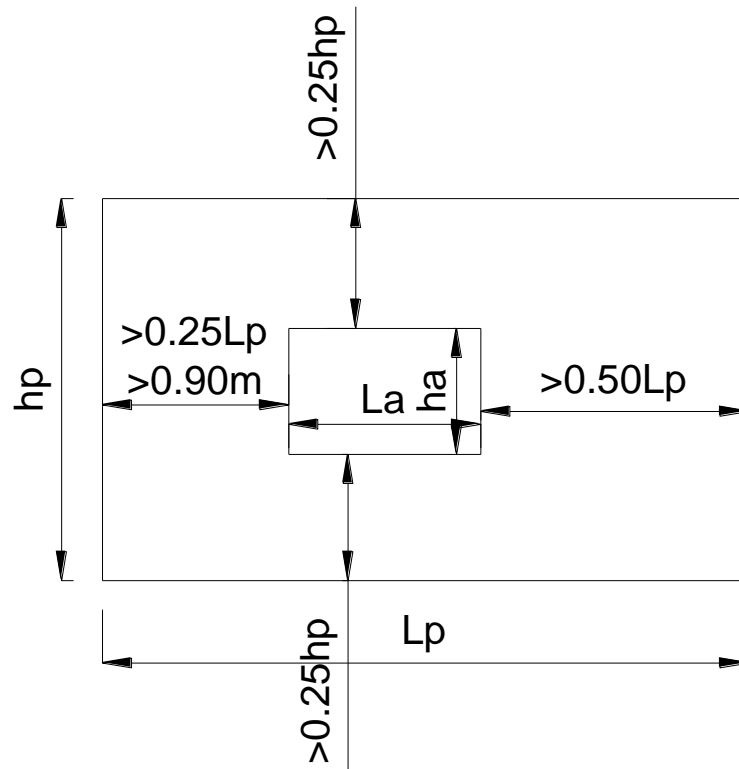
La colocación de encadenados define las dimensiones de los paneles y la longitud total del muro. La norma INPRES-CIRSOC 103 indica dimensiones mínimas y máximas para los muros sismorresistentes, así:

- a) Muros con 2 apoyos horizontales:  $H/L > 2.2$  y  $L > 1.50\text{m}$
- b) Muros con 3 o más apoyos:  $H/L > 2.6$  y  $L > 0.90\text{m}$

Por otro lado, el INPRES-CIRSOC 103-Parte III permite la no colocación de encadenados verticales en los siguientes casos.

- a) Aberturas casi centradas:

Cumplir simultáneamente las dimensiones dadas por la figura 5 y además debe poseer vigas de dintel y cumplir las dimensiones máximas de aberturas. También debe cumplir que el área de abertura no debe superar el 10% del área del panel y la relación de lados de la abertura al lado paralelo del panel no debe ser mayor a 0.35.

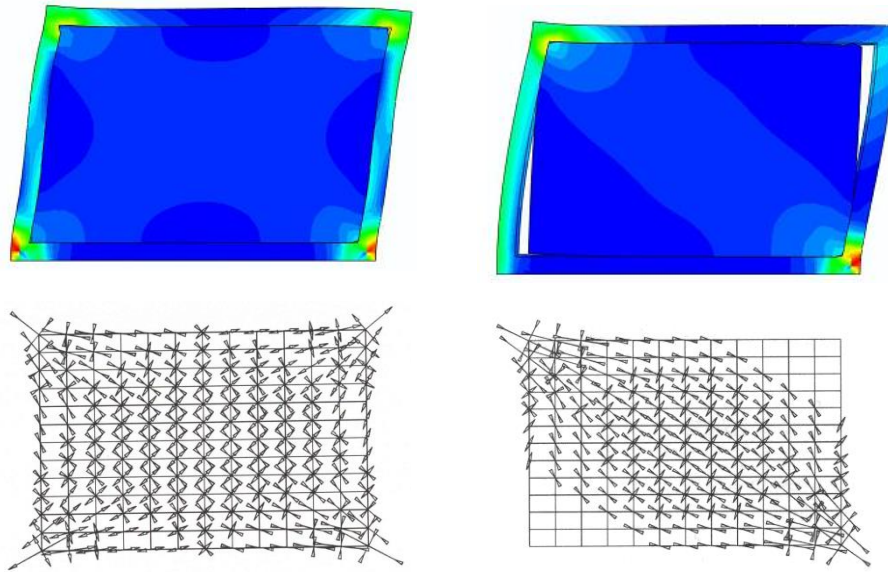


**Figura 4.** Dimensiones límites para la omisión de encadenados verticales.

b) Aberturas en cualquier lugar:

Tener vigas de dintel y cumplir que el área de la abertura sea menor al 5% del área del panel y que las dimensiones de las aberturas sean menores al 25% de las dimensiones del panel..

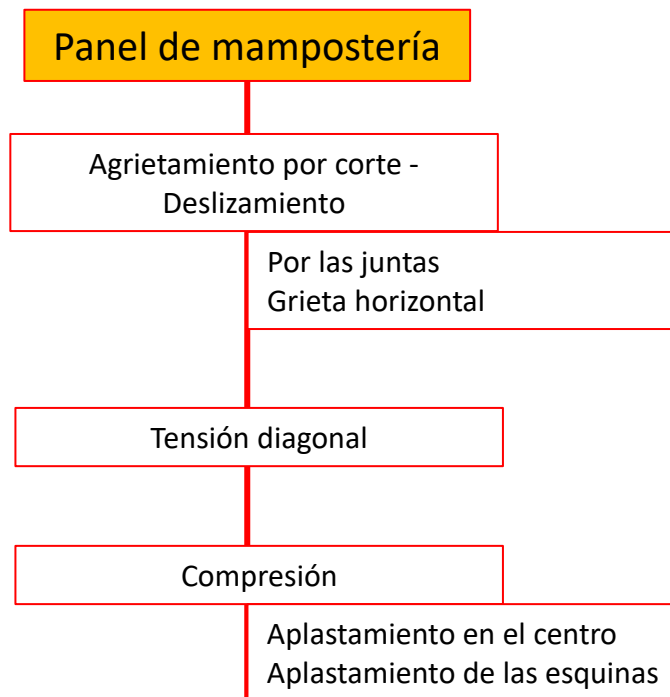
Dado que el panel, formado por los mampuestos y el mortero, posee características de deformación distintas a los encadenados de hormigón armado, se produce una interacción entre ellos. Esta interacción hace que el panel de mampostería se separe de los encadenados y trabaje como una “biela” comprimida entre las esquinas opuestas del marco formado por los encadenados.

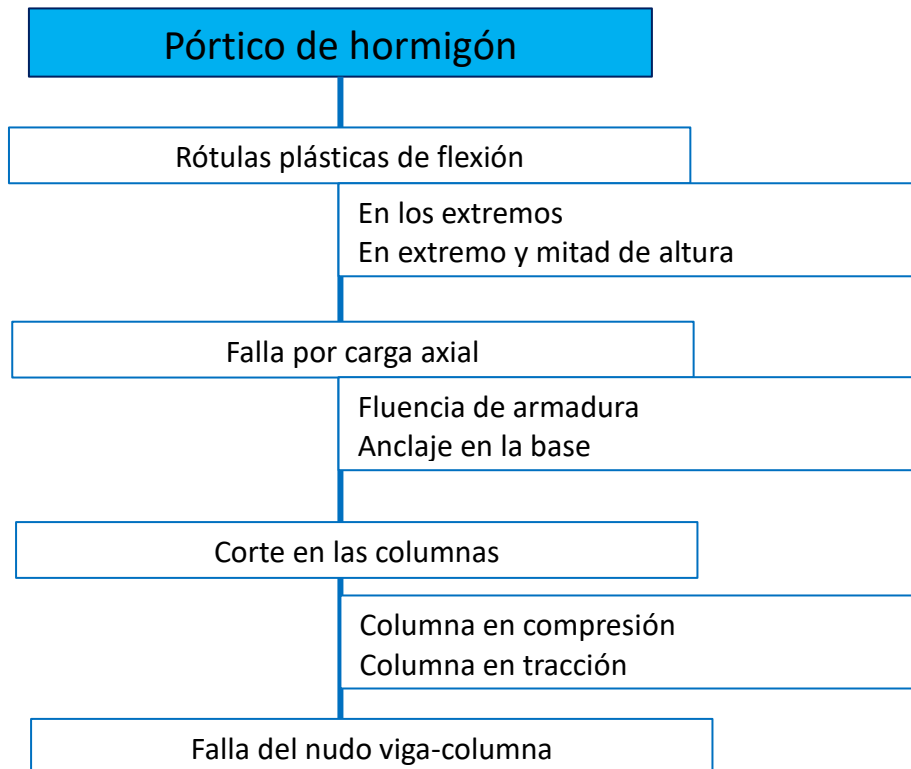


**Figura 3:** Comportamiento de los muros de mampostería encadenada.

a)Comportamiento inicial monolítico, b)Comportamiento luego de producida la separación

Los muros de mampostería encadenada pueden fallar de diversas formas.

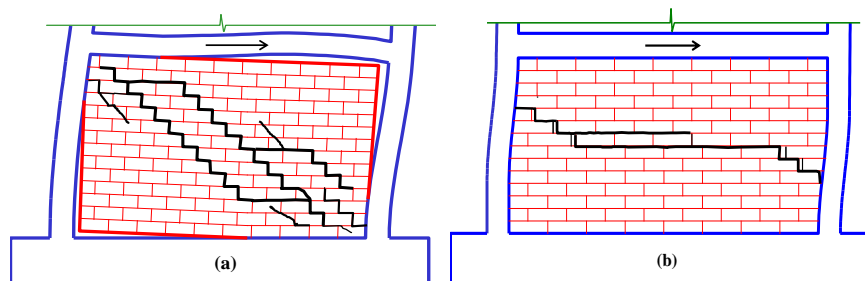




Estos tipos de falla se ejemplifican a continuación.

A) Falla por deslizamiento de las juntas de mortero.

En esta falla, los esfuerzos de corte en el panel son mucho mayores que la resistencia a tracción del ladrillo, por tanto los mampuestos se deslizan por encima de las juntas, produciendo las grietas que se ven en las figuras siguientes. Dependiendo de la relación de aspecto de los muros, estas fisuras son escalonadas o se dan a lo largo de una junta central.



**Figura 4:** Falla por deslizamiento de juntas.

La ecuación de resistencia está dada por la fórmula de Mohr-Coulomb para materiales friccionales y se expresa como sigue:

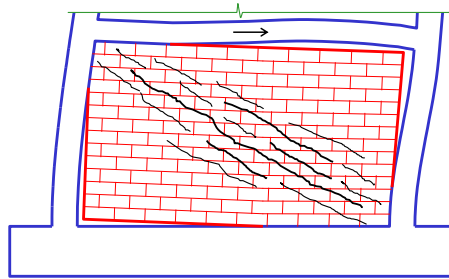


$$v_m = v_o + \mu f_n \quad \text{ec.1}$$

En donde  $v_o$  es la resistencia básica a corte de las juntas de mortero,  $f_n$  es la tensión normal sobre el muro y  $\mu$  el coeficiente de fricción. Esta ecuación representa, en el espacio de ejes cartesianos  $f$ - $v$  a una recta con pendiente  $\mu$ .

B) Falla por tracción diagonal.

En esta falla, los esfuerzos de corte en el panel son similares a los esfuerzos normales (compresión). Debido a esto las juntas no se deslizan pero se generan esfuerzos de tracción en los ladrillos que produce que se rompan. Estas grietas se ven en los paneles atravesando indistintamente juntas y mampuestos.



**Figura 5:** Falla por tracción diagonal

Se puede estimar la resistencia a corte asumiendo que la rotura ocurre cuando la tensión principal de tracción es igual a la resistencia a tracción del mampuesto  $f'_{tb}$

$$v_m = \frac{f'_{tb}}{2} \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} \quad \text{ec.2}$$

Donde

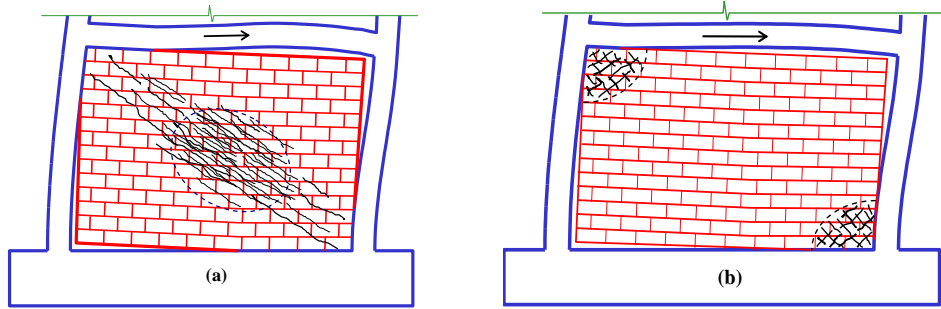
$f_n$  = tensión normal en la junta

$f'_{tb}$  = resistencia a tracción de los mampuestos

Esta ecuación representa una curva suave casi horizontal en el espacio  $f$ - $v$

C) Falla por deslizamiento de las juntas de mortero.

En esta falla, los esfuerzos axiales son mucho mayores que los esfuerzos de corte en el panel, por lo que se produce un aplastamiento de la mampostería, ya sea en el centro del panel o en las esquinas donde se apoya la biela comprimida.



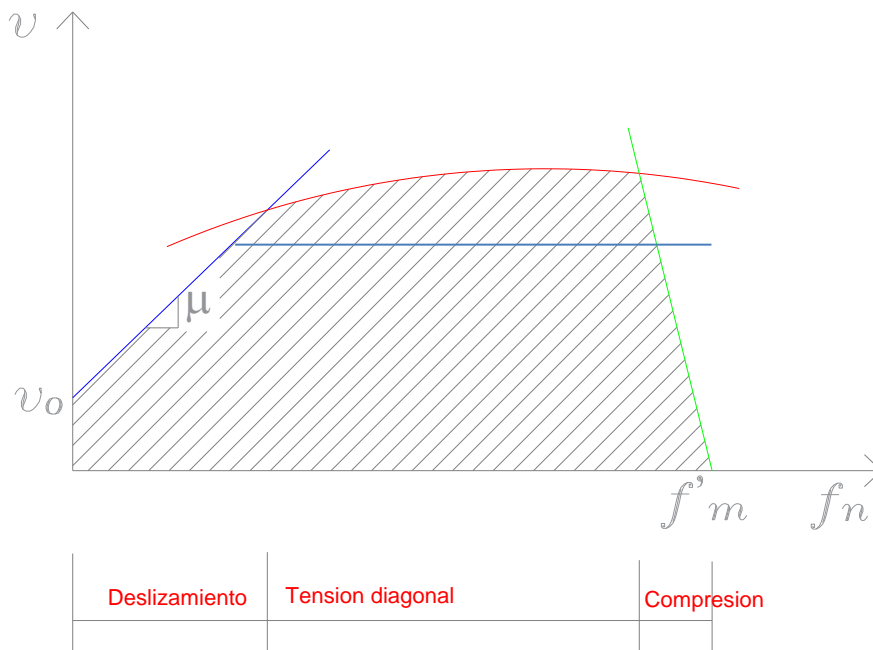
**Figura 6:** Falla por compresión.

$$v_m = (f'_m - f'_n) \frac{d}{1.5b} \tag{ec. 3}$$

Donde:

b y d son las el alto y largo del mampuesto respectivamente y  $f'_m$  la resistencia a compresión de la mampostería.

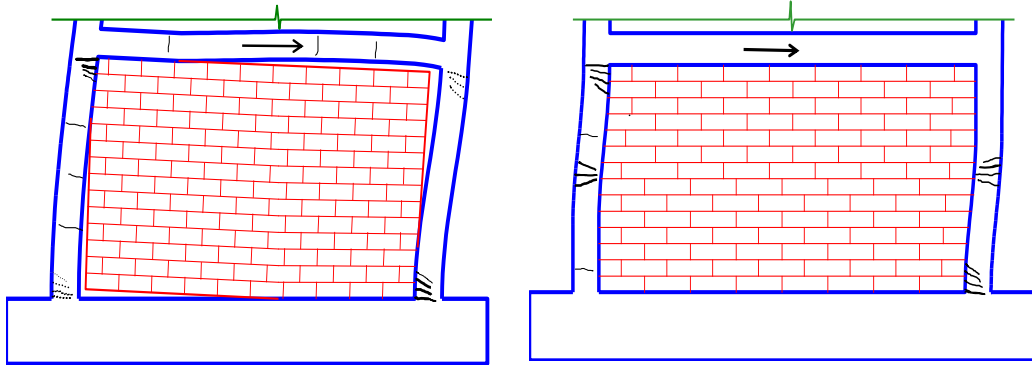
La envolvente de falla de la mampostería es entonces:



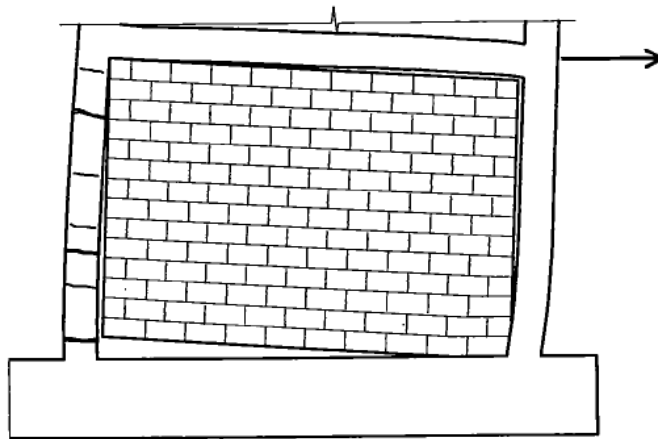
**Figura 7:** Envolvente de falla

## D) Falla en los encadenados.

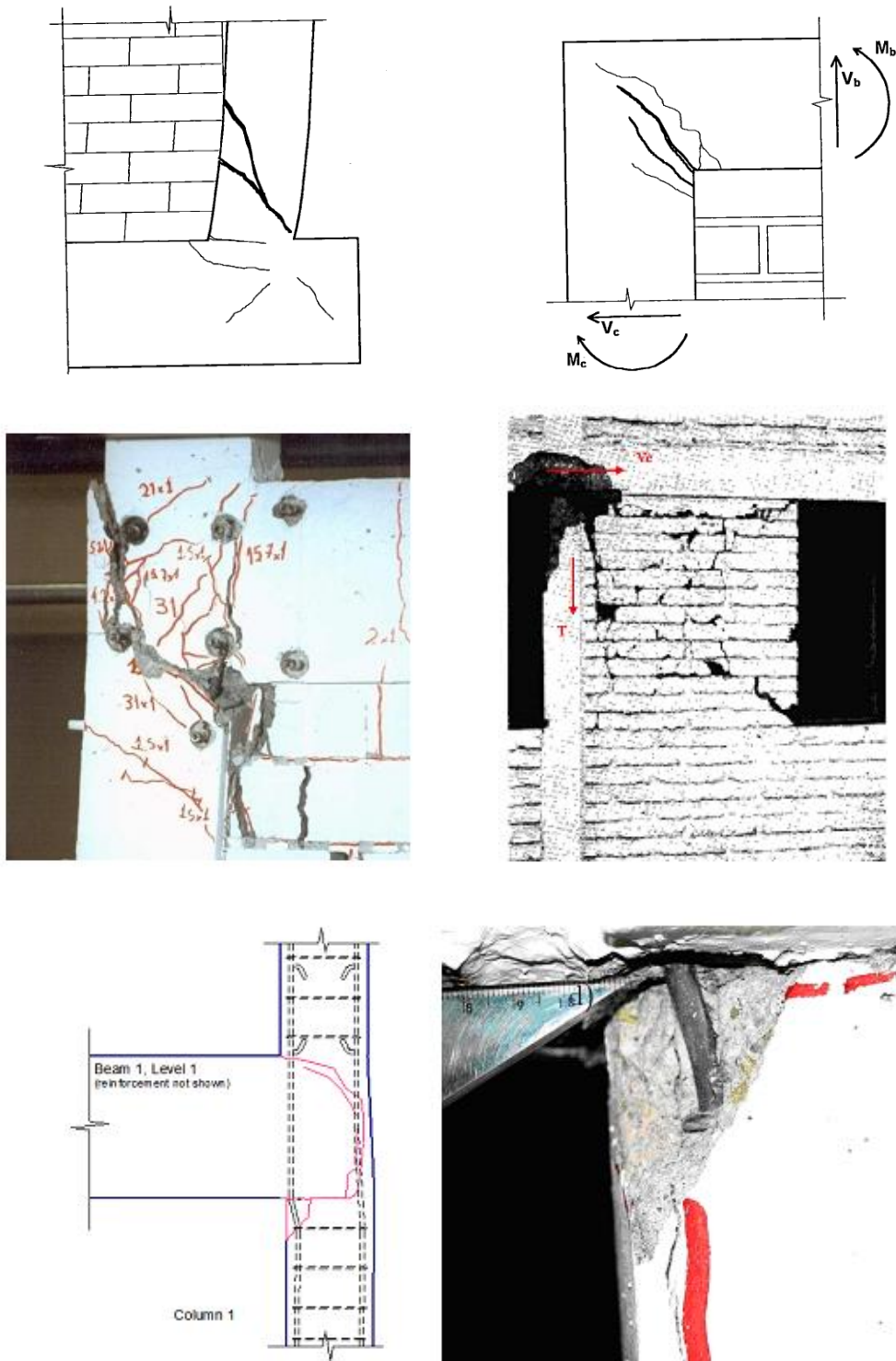
En esta falla los esfuerzos inducidos en los encadenados son tales que pueden producir su falla, ya sea por esfuerzos de tracción, flexión o corte..



**Figura 8:** Falla por flexión y axial en las columnas



**Figura 9:** Falla por axial en las columnas



**Figura 10:** Falla por corte en los encadenados.

## 2-Evaluación de la resistencia

La evaluación la resistencia se realiza considerando y controlando las tensiones o fuerzas de corte en el muro.

Los reglamentos vigentes dan valores típicos para las tensiones de corte que soportan los muros.

**Tabla 5.** Resistencia básica a la compresión de la mampostería  $f'_m$  según el IC-103-III.

**Tabla 2.4.** Valores de  $f'_m$  en función de los tipos usuales de mampuestos y morteros tipificados, referidos al área bruta.

Tipo de mampuesto	Valores de $f'_m$ en MPa			
	Tipo de mortero			
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)	Cemento de Albañilería (Na)
Ladrillos cerámicos macizos	2,75	2,25	1,75	1,20
Bloques huecos portantes cerámicos	2,25	1,75	1,40	0,90
Bloques huecos portantes de hormigón	2,25	1,75	1,40	0,90

**Tabla 6.** Resistencia básica al corte de la mampostería  $v_0=f'_v$  según el IC-103-III.

Tipo de mampuesto	Valores de $f'_v$ en MPa			
	Tipo de mortero			
	Resistencia elevada (E)	Resistencia intermedia (I)	Resistencia normal (N)	Cemento de Albañilería (Na)
Ladrillos cerámicos macizos	0,26	0,22	0,19	0,13
Bloques huecos portantes cerámicos	0,22	0,19	0,15	0,10
Bloques huecos portantes de hormigón	0,22	0,19	0,15	0,10

La capacidad del muro se evalúa como:

$$V_n = (f'_v + 0.4f_n)A_g \leq 2f'_vA_g$$

$$V_d = \phi V_n \geq V_u$$

Donde  $f'_v$  es la tensión de referencia,  $f_n$  la tensión normal sobre el muro,  $A_g$  el área transversal del muro y  $\phi$  el factor de reducción de resistencia que en este caso es  $\phi=0.8$ .

Esta ecuación se puede simplificar a:

$$V_n = (f'_v t L_m + 0.4N) \leq 2f'_v t L_m$$

Donde  $t$  es el espesor del muro (REAL) ,  $L_m$  la longitud del mismo y  $N$  la carga axial que está gravitando sobre él.

### 3- Diseño de los encadenados

#### 3.1. Dimensiones de los encadenados

La sección mínima de los encadenados verticales que vinculan encuentros de muros es un rectángulo con lados mínimos según se indica (Figura 11-a)

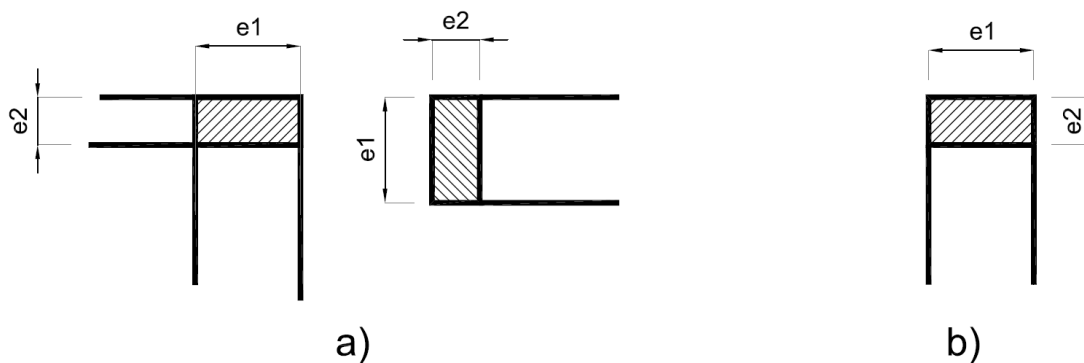
$$B_{col} = e_1 \cdot e_2,$$

$$B_{col}(\text{mm}^2) \geq 0.25 V_p(N)$$

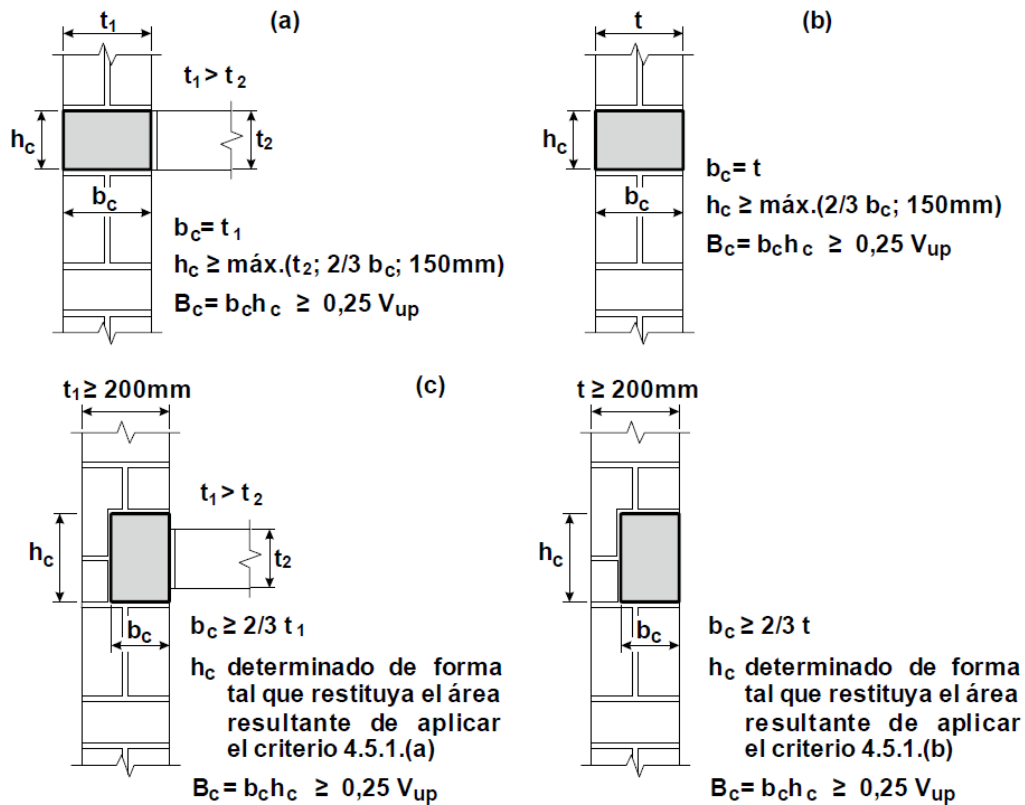
Cuando la columna es de un borde de muro sin panel perpendicular se debe cumplir que

$$e_2 \geq 2/3 \cdot e_1 \text{ y } e_{2\text{min}} = 15 \text{ cm}$$

La sección mínima de los encadenados horizontales es un rectángulo de ancho igual al espesor del muro ( $e_1$ ) y altura ( $e_2$ ) mayor a ( $e_1/2$ ) y mayor que 15 cm (Figura 11)



**Figura 11a.** Dimensiones mínimas de los encadenados de mampostería: a) columnas, b) vigas



**Figura 11b.** Dimensiones mínimas de los encadenados de mampostería

### 3.2. Ubicación de los encadenados

Como se ha dicho, los encadenados trabajan principalmente a esfuerzos de tracción y son los encargados de mantener “unida” a la mampostería; es por ello, que la ubicación de los mismos es de gran importancia.

La norma IC- III da una serie de normas para la ubicación de los encadenados: en todos los muros resistentes perimetrales se dispondrán columnas de encadenado ubicadas en sus extremos libres y en las intersecciones con otros muros resistentes perimetrales e interiores.

Cuando por sus dimensiones y naturaleza un muro interior pueda considerarse como muro resistente, pero no se lo tenga en cuenta en el cómputo de la resistencia a cargas horizontales ni se lo utilice para la transmisión de cargas verticales, se podrá prescindir de las columnas de encadenado prescriptas en el párrafo precedente. Sin embargo, en tal caso, deberán verificarse las condiciones de resistencia del muro ante las solicitaciones perpendiculares a su plano, derivadas de las excitaciones sísmicas.

a) Deberán disponerse columnas de encadenado intermedias cuando, según el artículo 9.2., resulten necesarias las restricciones por área y dimensiones máximas del panel.

b) En general, deberán disponerse columnas de encadenado en los bordes verticales de paneles adyacentes a las aberturas de los muros resistentes perimetrales e interiores.

- a) La distancia máxima entre ejes de encadenados verticales no podrá exceder de dos veces la distancia entre ejes de apoyos horizontales (entrepisos, techos, borde superior de la fundación, etc.).
- b) Cuando la distancia máxima entre ejes de encadenados horizontales exceda de una vez y media la distancia entre ejes de encadenados verticales, el panel se subdividirá a mitad de altura con una viga de encadenado o con una junta armada horizontal cuya armadura tenga una sección equivalente a la de la viga de encadenado.

**Tabla 9.** Dimensiones y áreas máximas de paneles de mampostería s/IC-103-III.

Zona Sísmica	Área Máxima del Panel	Dimensión máxima del panel	
		Muros de espesor neto $\geq 17\text{cm}$	Muros de espesor neto $17\text{cm} > e > 13\text{cm}$
1	30 m <sup>2</sup>	7 m	4.5 m
2	25 m <sup>2</sup>	6 m	4 m
3 y 4	20 m <sup>2</sup>	5 m	4 m

### 3.3. Diseño de los encadenados

Conocida la sección de hormigón de los encadenados, el diseño se completa con la determinación de armaduras. Para ello se deben calcular las armaduras longitudinales y las transversales o estribos; las zonas próximas a los nudos (encuentros viga-columna) se las denomina zonas críticas y el estribado es más fuerte, el resto de la longitud de los encadenados se denomina zona normal. Así, debe determinarse la longitud de las zonas críticas, y especificarse diámetros y separación de estribos en zonas críticas y normales. La Tabla 10 resume el procedimiento de la IC-103-III para el diseño de columnas y vigas de encadenado correspondientes a las zonas sísmicas 3 y 4, donde el significado de cada símbolo se indica a continuación.

$k$  número de pisos ubicado por encima del nivel analizado

$H_0$  distancia entre eje de vigas de encadenado

$L_0$  longitud del panel medida entre ejes de columnas

$t$  espesor del muro

$\beta_s$  la tensión de fluencia del acero ( $f_y$  según la norma actual)

$s_e$  separación de estribos

$d_c$  dimensión de la columna de encadenado en el plano del muro

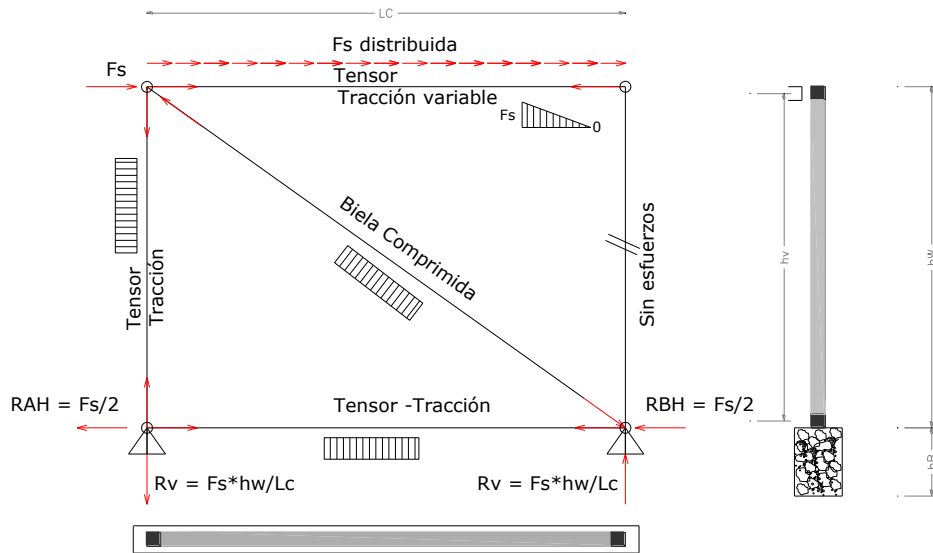
$d_v$  dimensión de la viga de encadenado en el plano del muro.

$V_p$  esfuerzo de corte del panel

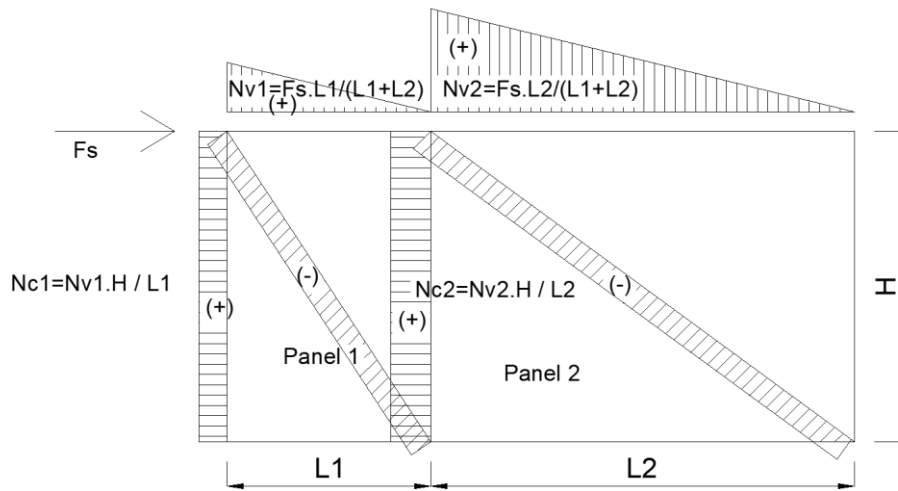


**Tabla 10.** Cuadro esquemático para el diseño de encadenados según el IC-103-III

Caso	Columna de Encadenado	Viga de Encadenado
Armadura longitudinal	$A_{s_c} = (1 + 0.25k) V_{up} \frac{H_0}{L_0} \frac{1}{\phi \cdot f_y}$ $\phi = 0.90$	$A_{s_v} = \frac{V_{up}}{\phi \cdot f_y}$ $\phi = 0.90$
Armadura longitud mínima Zonas sísmica 3 y 4	$A_{s_{min}} (mm^2) = (350 + 180k) \frac{t}{f_y}$ Y no menos de 4 barras de 8mm	
Diámetro mínimo de estribos en Zonas normales	$d_{e_{min}} (0.02 + 0.01k) s \geq 6mm$	
Separación máxima de estribos Zonas normales	$s_e \leq \text{lado menor}$ $s_e \leq 200\text{ m}$	$s_e \leq \text{lado menor}$ $s_e \leq 200\text{ mm}$
Longitud de zona crítica en cada extremo del encadenado	$\geq 1/5 H_0$ $\geq 2h_c$ $\geq 600\text{ mm}$	<b>600 mm</b>
Resistencia de diseño a corte de estribos Zonas críticas	$V_{dc} = \phi \frac{A_{te} \cdot f_y \cdot h_c}{s}; \phi = 0.80$ $d_{e_{min}} = 6mm$ No menor al doble de la zona normal.	<b>El doble de la zona normal</b> $d_{e_{min}} = 6mm$
Separación máxima de estribos en zonas críticas	$s_e \leq h_c/2$ $s_e \leq 100\text{ mm}$	$s_e \leq 50\% \text{ sep zona normal}$ $s_e \leq 100\text{ mm}$

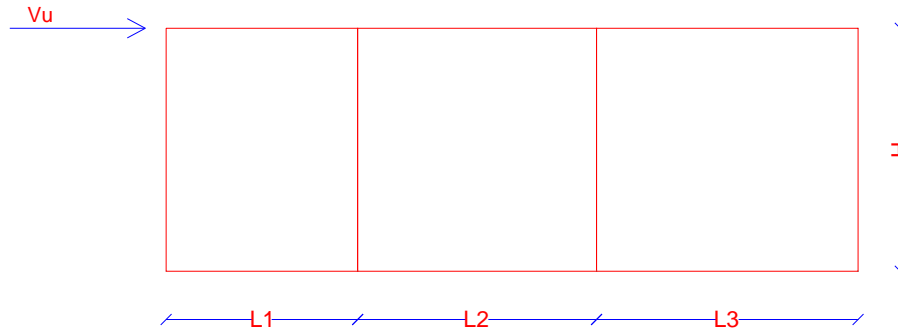


**Figura 12a.** Esfuerzos en encadenados



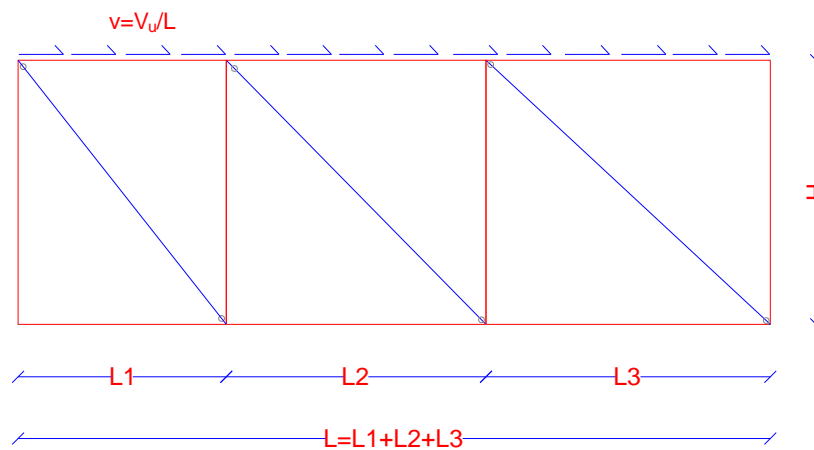
**Figura 12b.** Esfuerzos en encadenados

Para un muro compuesto de dos o más paneles, el esfuerzo de corte en cada panel se determina a partir del esfuerzo de corte en el muro distribuido proporcionalmente a la longitud de cada panel, por ejemplo; supongamos el muro de la figura 13a, de 3 paneles con una fuerza sísmica  $V_u$ . Las longitudes entre encadenados verticales son  $L_1$ ,  $L_2$  y  $L_3$  para los 3 paneles y la altura es  $H$ .



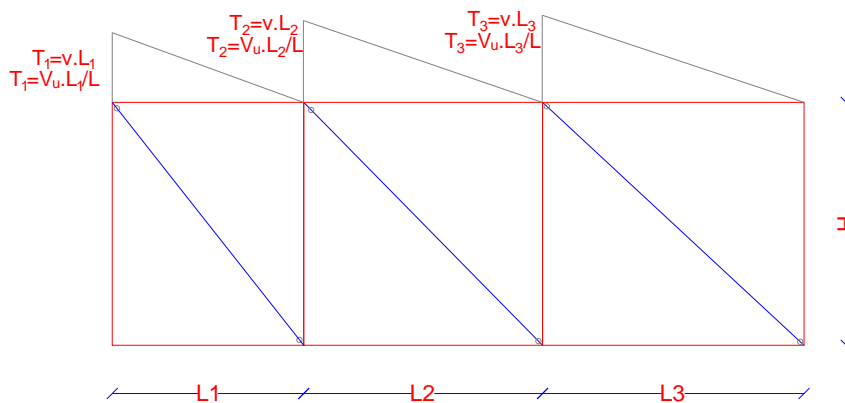
**Figura 13a.** Muro de 3 paneles.

El corte  $V_u$  en realidad está distribuido en la viga ya que es transmitido por la losa. La figura 13b, muestra la carga distribuida y el modelo de bielas ocupado.



**Figura 13b.** Carga distribuida y bielas.

Como la carga está distribuida, se puede suponer que la fuerza que va a soportar cada panel es la integral de esa carga en toda la longitud del panel, o sea, la carga distribuida por la longitud entre encadenados, o en otras palabras, el corte total por la longitud entre encadenados dividido por la longitud total, o sea, el proporcional de corte. Esto se puede ver en la figura 13c.

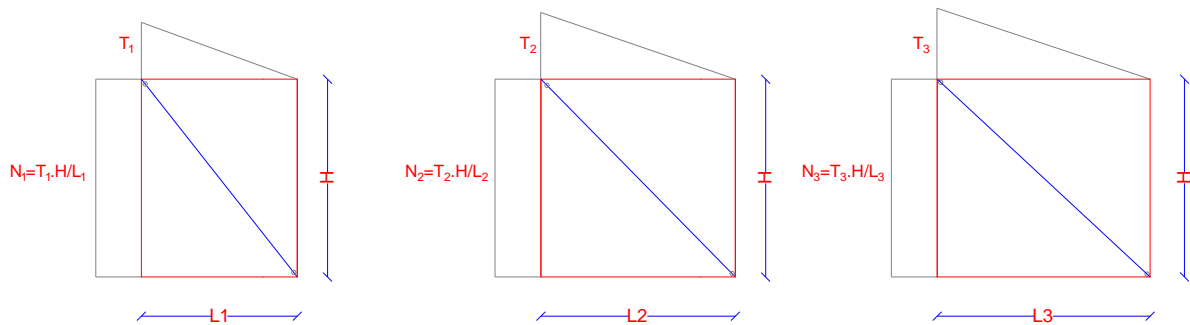


**Figura 13c.** Esfuerzos en vigas

Entonces, la fuerza que intenta alargar la viga es el valor de T1, T2 y T3 respectivamente, por lo que la armadura de la viga es

$$As_v = \frac{T}{\phi f_y} \tag{Ec. 4}$$

Ahora bien, cada una de estas fuerzas genera en cada panel un momento de vuelco igual a  $M=T.H$ . Este momento intenta hacer volcar o girar al panel por lo tanto tiene que ser equilibrado por el esfuerzo en el encadenado vertical. Es por ello que el esfuerzo de tracción en el encadenado es  $N=M/L_i$ , siendo  $L_i$  la longitud de cada panel y  $M$  el momento en cada panel también. La figura 13d muestra este comportamiento.

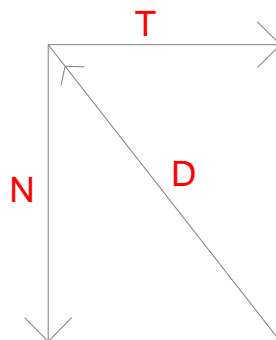


**Figura 13d.** Esfuerzos en columnas

Conociendo el esfuerzo en las columnas, la armadura a colocar es:

$$As_c = \frac{N}{\phi f_y} \tag{Ec. 5}$$

Se puede observar que el ultimo encadenado de la derecha no tiene esfuerzo ya que los esfuerzos viajan a través de la viga a la diagonal y por tanto se forma un triángulo de fuerzas. Si analizamos el equilibrio de un nudo viga-columna-biela, veremos lo siguiente.

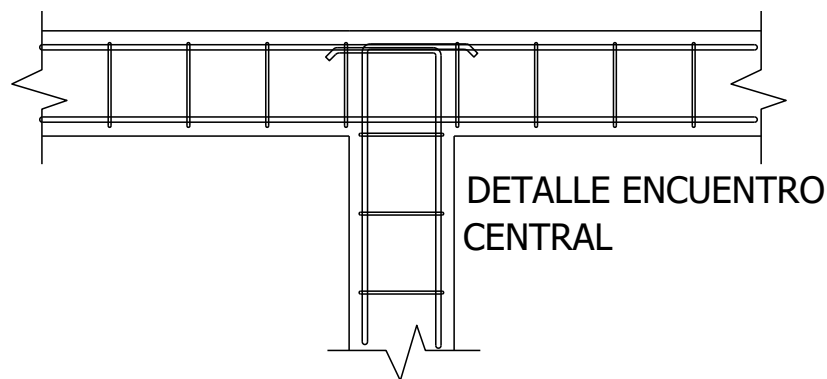


**Figura 13e.** Equilibrio.

De esta forma quedan diseñados los encadenados, pero como se puede ver que tanto la viga como la columna están en tracción, si no se los vincula correctamente van a tender a separarse, es por ello que hay darle gran importancia a los detalles de armaduras.

#### 4. DETALLES TIPICOS

Se muestran a continuación una serie de detalles de encadenados, y anclajes para muros de mampostería encadenada.



**Figura 14.** Encuentro central encadenados

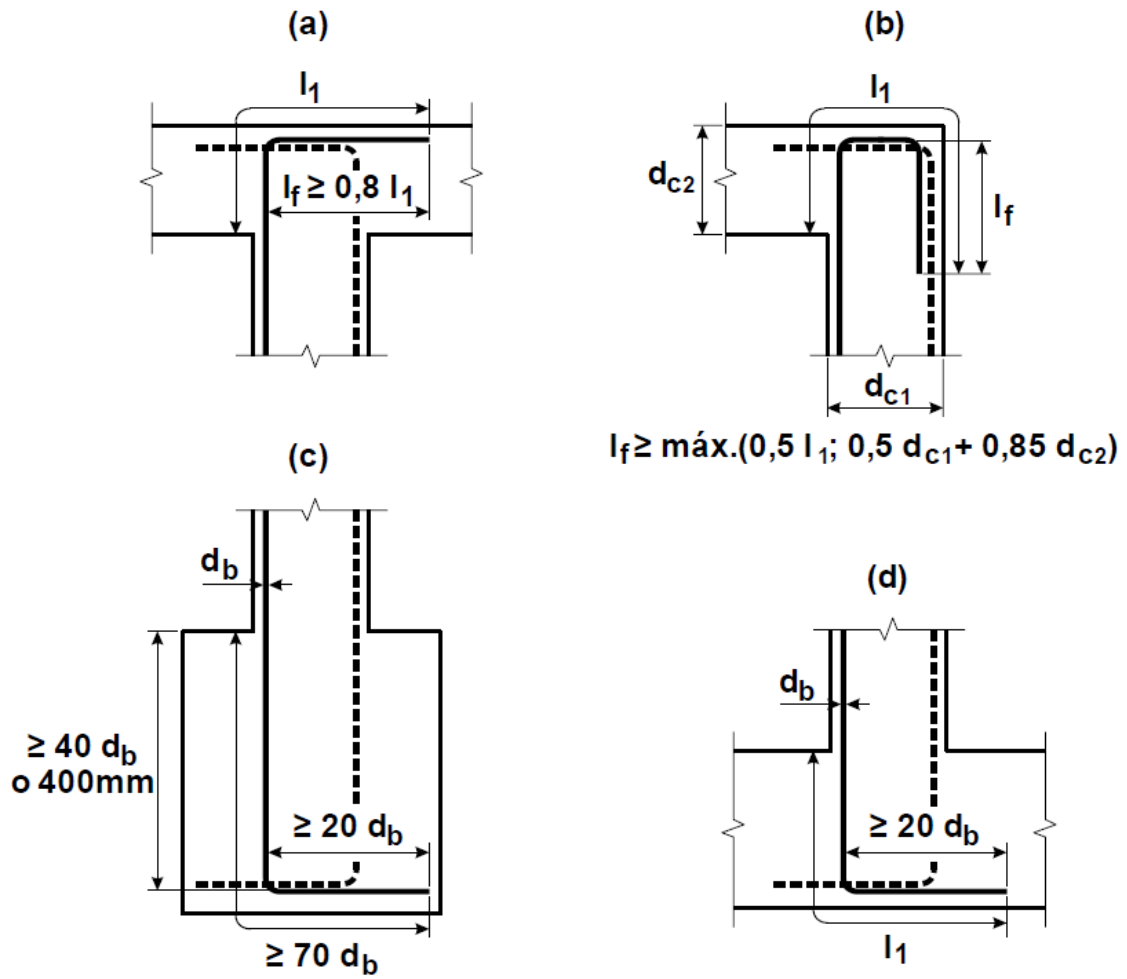
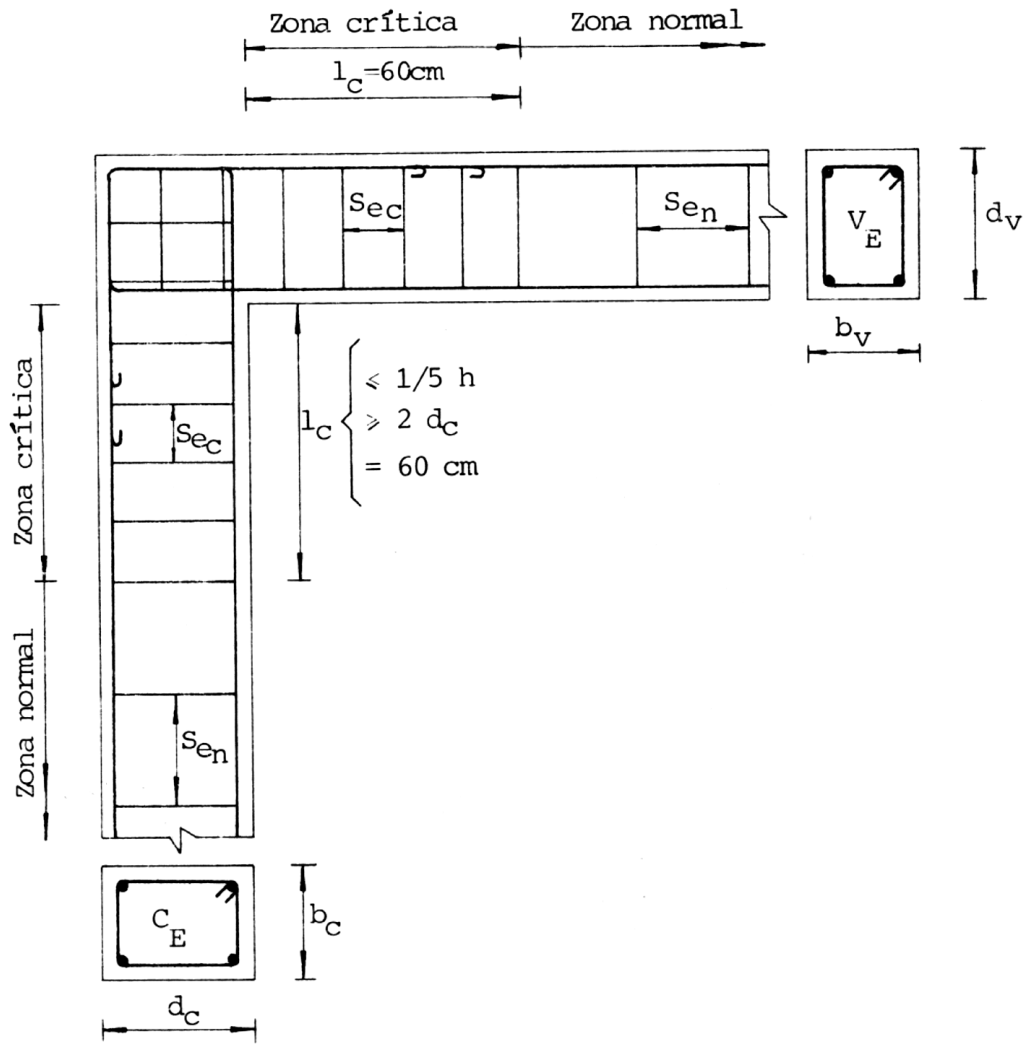
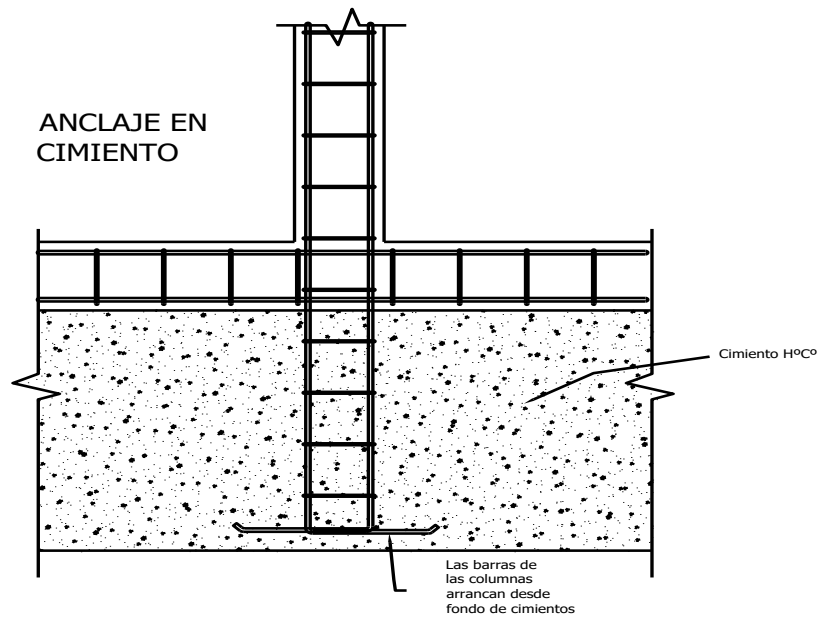


Figura 15. Despiece de armaduras en encuentro de encadenados



**Figura 16.** Detalle de estribos en zona normal y zona critica



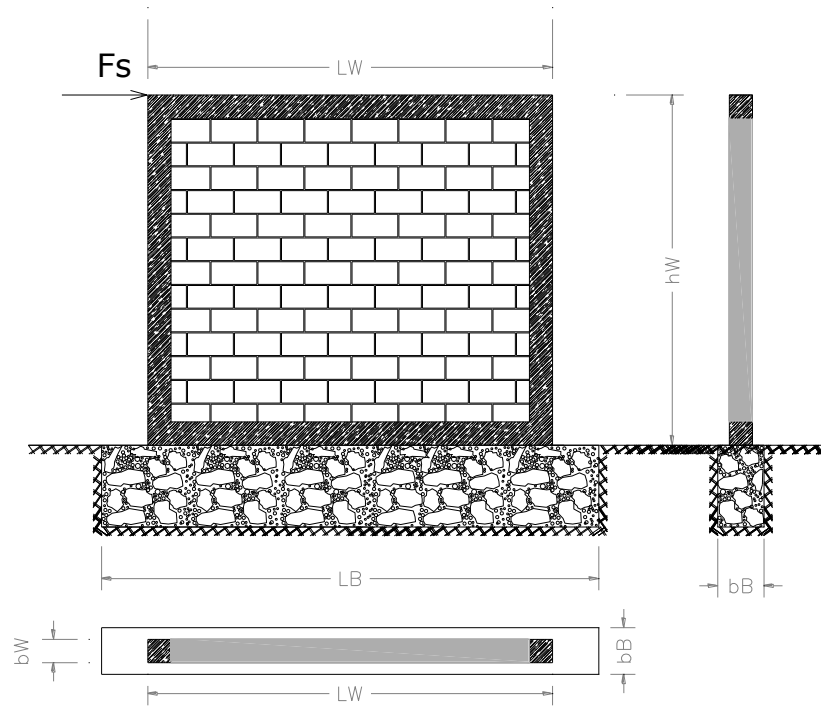
**Figura 17.** Detalle anclaje de armaduras en cimiento

## 5. RIGIDEZ DE MUROS

Este tipo de sistemas resistentes por lo general se fundan mediante un cimiento de hormigón ciclópeo con dimensiones más o menos estándares, por lo general 40 a 50 cm de ancho, 70 a 100 cm de profundidad y extendidos en toda la longitud del muro (incluidos las aberturas pequeñas). La Figura 18 esquematiza un muro típico de mampostería encadenada fundado mediante cimiento de hormigón ciclópeo. También suelen utilizarse zapatas corridas de hormigón armado.

Al momento de realizar la distribución de la acción horizontal por sismo es necesario conocer la rigidez de los distintos elementos para poder asignarles el corte que deben resistir. Este valor de rigidez se calcula en rango elástico como la inversa del desplazamiento en la cima del muro producto de una acción unitaria.

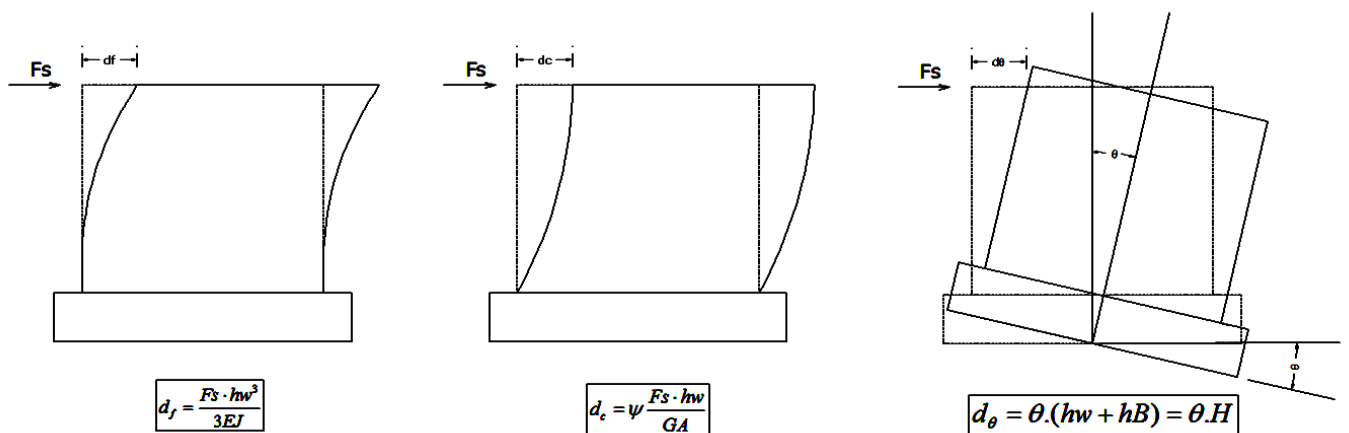




**Figura 18.** Detalle muro y cimiento

Para la determinación de la rigidez lateral es común utilizar sólo las componentes de deformación debidas a la flexión y al corte del muro, despreciando la deformación producto de la rotación que experimenta la base del muro. Dado que el desplazamiento de la cabeza del muro debido al giro rígido de la base puede ser mucho mayor que los debidos a corte y flexión se aconseja su consideración.

La Figura 19 muestra las 3 componentes de la deformación en un elemento típico:  $d_f$  (flexión),  $d_c$  (corte) y  $d_\theta$  (rotación de la base).



**Figura 19.** Componentes de deformacion

Para el muro de la Figura 18 la rigidez  $K_m$  de este muro sin considerar la influencia de la rotación de la base será la inversa de la deformación debida a flexión y corte

$$d_f = \frac{F_s \cdot h_m^3}{3E_m J_e}; d_c = \psi \frac{F_s \cdot h_m}{G_m A_e} \quad \text{con } d_{f+c} = d_f + d_c \Rightarrow K_m = 1/d_{f+c} \quad \text{Ec. 6a}$$

Siendo en estas expresiones  $A_e$ , el área horizontal efectiva del muro que de acuerdo al reglamento debe tomarse un 60% del área bruta  $A_g$  para considerar el agrietamiento del muro; de la misma manera,  $J_e$  el momento de inercia efectivo de la sección horizontal del muro que es equivalente al 40% del momento de inercia bruto  $I_g$  ( $t \cdot L_m^3/12$  para el caso de muros sin la colaboración de muros transversales;  $\psi$  es el factor de corte (1.2 para sección rectangular) y  $E_m$  y  $G_m$  el módulo de elasticidad y módulo de corte de la mampostería encadenada. Con estos valores, la rigidez se puede simplificar a:

$$K_m = \frac{3E_m J_e}{h_m^3 \left[ 1 + 0.83 \left( \frac{L_m}{h_m} \right)^2 \right]} \quad \text{Ec.6b}$$

Comparar este valor con la rigidez de un tabique que es  $K_m = \frac{3EJ}{h^3 \left[ 1 + 0.75 \left( \frac{L}{h} \right)^2 \right]}$ , donde los factores cambian debido a los factores de modificación de Inercia y Area.

Para considerar ahora la rotación de la base debemos conocer la deformación debida ella teniendo en cuenta que participa la altura total  $H$  (muro + base).

$$d_\theta = \theta \cdot H = F_s \cdot H / K_\theta \quad \text{Ec. 7}$$

Donde  $K_\theta$  es la rigidez rotacional expresada en unidades de momento sobre radianes. Siguiendo las expresiones del CCSR-87 la rigidez  $K_\theta$  se puede calcular para bases rectangulares como;

$$K_\theta = \frac{E_o}{2(1-\mu^2)} \beta_\theta b L^2 \quad \text{Ec. 8}$$

Siendo  $\beta_\theta$  un factor que depende de la relación  $L_B/b_B$ , en que  $L_B$  y  $b_B$  son la longitud y ancho de la base rectangular.  $E_o$  el módulo edométrico del suelo y  $\mu$  su coeficiente de Poisson. La Tabla 11 muestra los valores recomendados para  $E_o$  y  $\beta_\theta$  según la Directriz 5.1.2.2 del CCSR-87.

**Tabla 11.** Valores recomendados para  $E_o$  y  $\beta_\theta$  según la Directriz 5.1.2.2 del CCSR-87.

**Di 5.1.2.1.- RIGIDEZ DE LAS FUNDACIONES**  
 Según Lambé y Whitman, Mecánica de Suelos:

$$K_\phi = \frac{E_o}{2 \cdot (1-\mu)} \cdot \beta_\phi \cdot b \cdot l^2$$

$$K_z = \frac{E_o}{2 \cdot (1-\mu)} \cdot \beta_z \cdot \sqrt{b \cdot l}$$

Donde:  
 $K_\phi$ : Rigidez a rotación de la fundación  
 $K_z$ : Rigidez a desplazamiento vertical de la fundación.  
 $b$ : Ancho (dimensión en dirección perpendicular al plano de fuerzas) de la fundación.  
 $l$ : Longitud (en dirección paralela al plano de fuerzas) de la fundación.  
 $E_o$  y  $\mu$ : Constantes del suelo.  
 $\beta_\phi$  y  $\beta_z$ : Coeficientes en función de  $l/b$ :

$\beta_z = 0,636x (lg (l/b))^2 + 0,0744x (ABS (lg (l/b))) + 2,14$   
 $\beta_\phi = \sqrt{0,567x (lg (l/b) - 0,58)^2 + 0,0947 + 0,840x (lg (l/b) - 0,58) + 0,457}$

**Di 5.1.2.2.- CONSTANTES DEL SUELO**  
 En ausencia de resultados de ensayos específicos se utilizarán los valores siguientes:  
 (Jiménez Salas: Geotecnia y Cimientos).  
 (Schulze y Simmer: Cimentaciones).

Tipo de Suelo	Módulo $E_o$ ( $t/m^2$ )
Limo	300 a 1000
Arena seca o húmeda suelta (N SPT 3 a 9)	160.Z a 480.Z
Arena seca o húmeda media (N SPT 9 a 30)	480.Z a 1600.Z
Arena seca o húmeda densa (N SPT 30 a 50)	1600.Z a 3200.Z
Grava fina con arena fina	1070.Z a 1330.Z
Grava media con arena fina	1330.Z a 1600.Z
Grava media con arena gruesa	1600.Z a 2000.Z
Grava gruesa con arena gruesa	2000.Z a 2600.Z
Grava gruesa firme	2600.Z a 5320.Z
Arcilla blanda ( $q_u$ 0.25 a 0.50 $Kg/cm^2$ )	150 a 300
Arcilla media ( $q_u$ 0.50 a 2.00 $Kg/cm^2$ )	300 a 900
Arcilla compacta ( $q_u$ 2.00 a 4.00 $Kg/cm^2$ )	900 a 1800
Arcilla dura o tosca ( $q_u$ 4.00 a 10.0 $Kg/cm^2$ )	1800 a 4800
Tosca arenosa rígida	4800 a 10000
Módulo de Poisson: para suelos no saturados	$\mu = 0,35$
para suelos saturados	$\mu = 0,55$

Z es la profundidad de la fundación que se estudia en m.  
 Para acciones sísmicas adoptar valores  $10 \times E_o$ .

Ahora la rigidez considerando la deformabilidad del suelo será:

$$d_t = d_f + d_q + d_\theta \quad \text{y} \quad K_m = 1/d_t \tag{Ec. 9}$$

Si se quisiera evaluar la rigidez del muro considerando el modelo de biela equivalente como se describe a continuación, la deformación por flexión y corte se pueden reemplazar por la dada en la ecuación 12, donde  $d_m$  es la longitud de la biela diagonal,  $w$  el ancho de la biela diagonal,  $t$  el espesor del muro y  $E_m$  el módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería;  $\theta$  es el ángulo de la biela respecto de la horizontal.

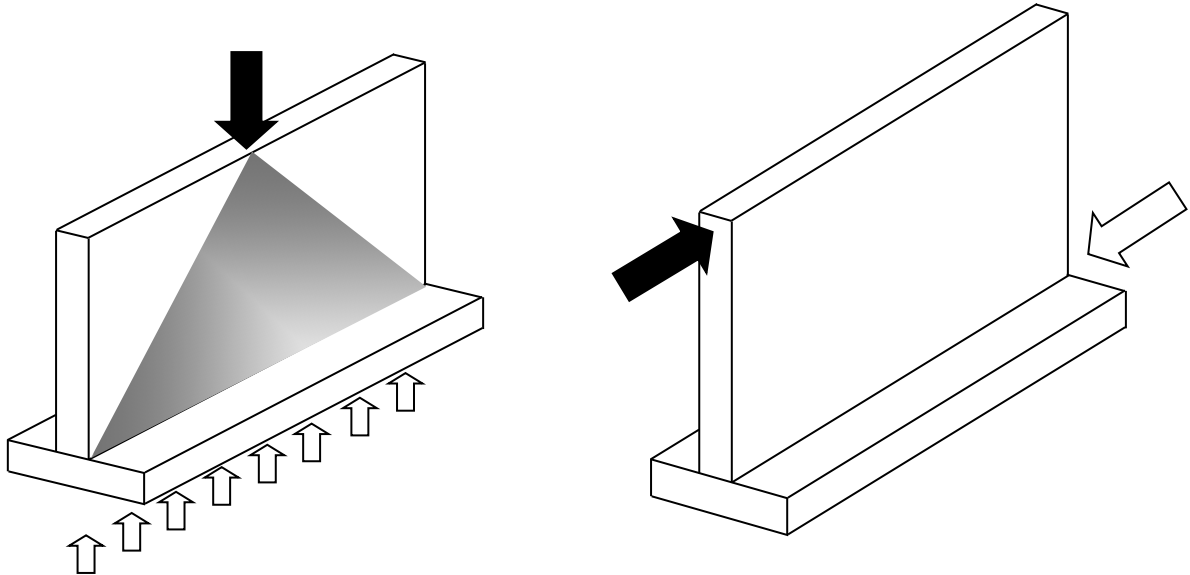
$$d_{f+c} = \frac{d_m}{E_m w t \cos(\theta)^2} \tag{Ec. 10}$$

En el caso de muros de varios paneles, la rigidez con el modelo de bielas es

$$K_m = E_m \sum \frac{w_i t_i (\cos(\theta_i))^2}{d_{mi}}$$

## 6. FUNDACIONES DE MUROS

Un muro de carga es un elemento que permite transmitir cargas (concentradas y distribuidas) hacia el terreno de fundación. Permite que las cargas concentradas puedan distribuirse en toda su altura, difundiéndose (ver sombra) llegando uniformemente repartidas a la base.



**Figura 18.** Transmisión de cargas en muros

Los muros pueden trasladar su propio peso, reacciones de entrepisos y cargas que deriven de otros muros superiores. Todas se van acumulando hasta llegar a la fundación. La condición de resistencia a cumplir es que no se supere la tensión admisible de compresión del mampuesto en la primer hilada. Para completar el análisis tampoco debe superarse la tensión admisible del suelo en la zona de contacto entre éste y la base o cimiento.

Los muros proporcionan, también estabilidad para cargas horizontales en su plano. Un muro soporta las cargas horizontales y las transmite al suelo según el siguiente Diagrama de Cuerpo Libre, donde la acción intenta desplazar al muro hacia la derecha. Se opone el suelo con la reacción. Como ambas fuerzas tienen distinto sentido y están separadas una distancia  $H$ , generan un momento de vuelco que debe ser soportado por la fundación. Ésta reacciona con compresión en la derecha (flechas blancas) y tiende a levantarse en la izquierda, pues el suelo no puede ejercer tracción sobre la fundación (flechas grises). Sólo una parte de la base participará del equilibrio.

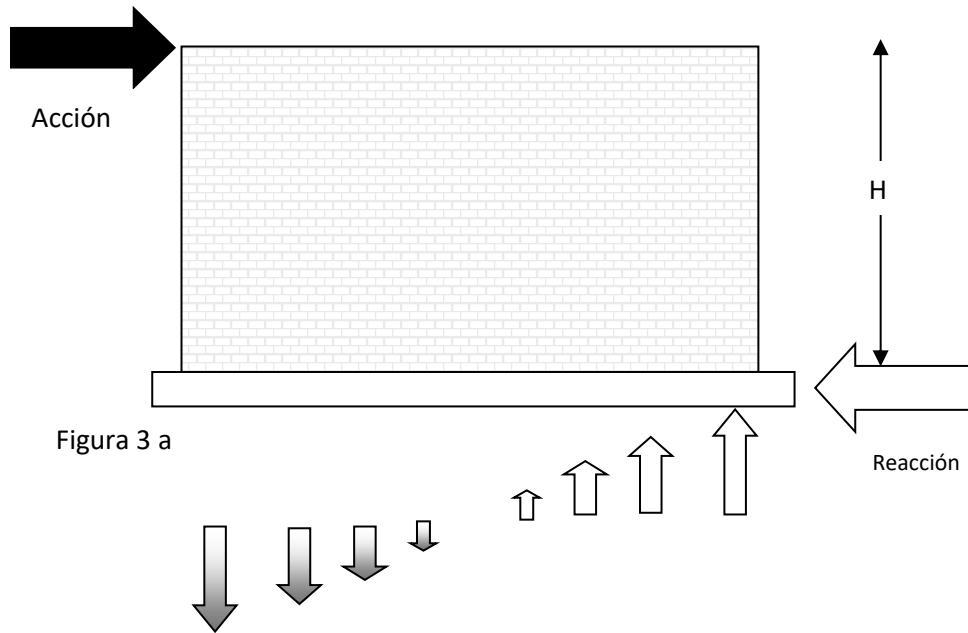
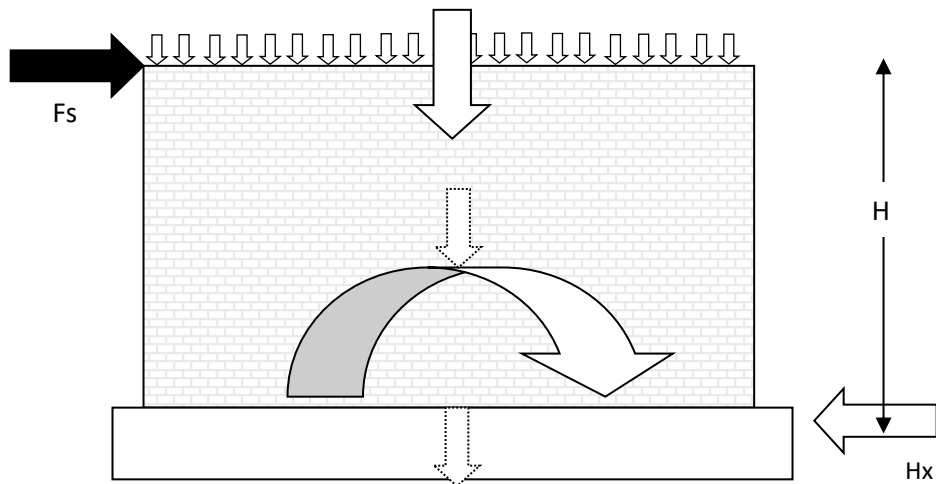


Figura 3 a

**Figura 19.** Estabilidad de muros.

Para estudiar el equilibrio de la fundación se utiliza el concepto de Área Efectiva: área cuyo baricentro coincide con el centro de presiones de las acciones exteriores.

El esquema de fuerzas (verticales y horizontales) puede traducirse en fuerzas y momentos de vuelco a los que habrá de agregarse los pesos propios del muro y de la fundación.

**Figura 20.** Acciones en los muros.

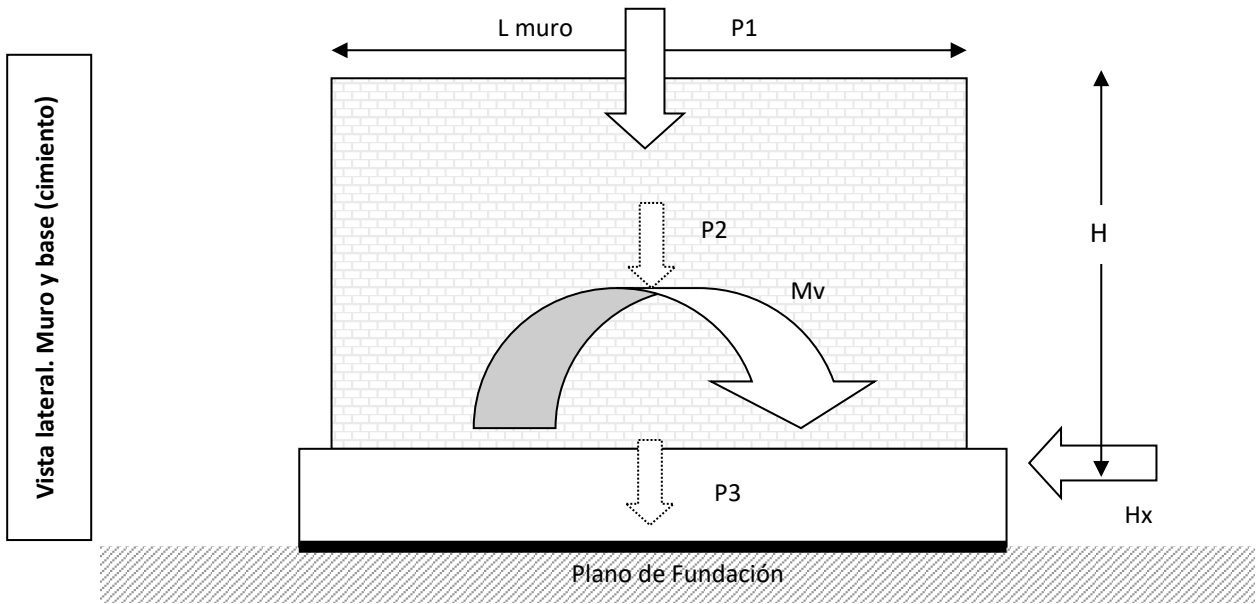


Figura 21. Vista lateral del muro y la base.

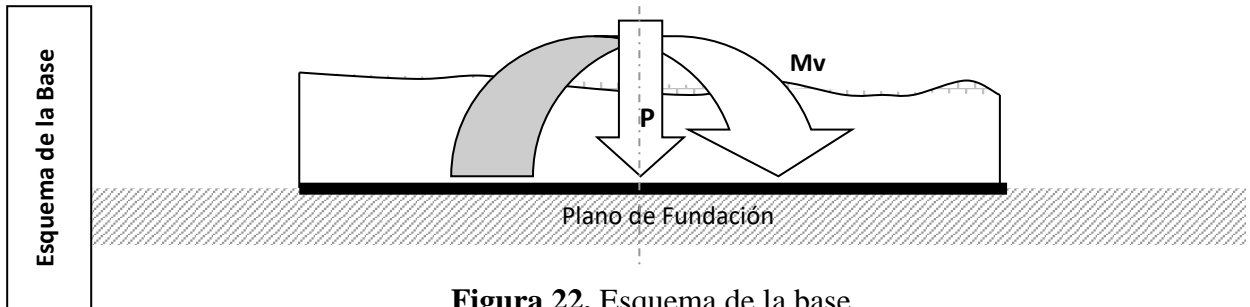
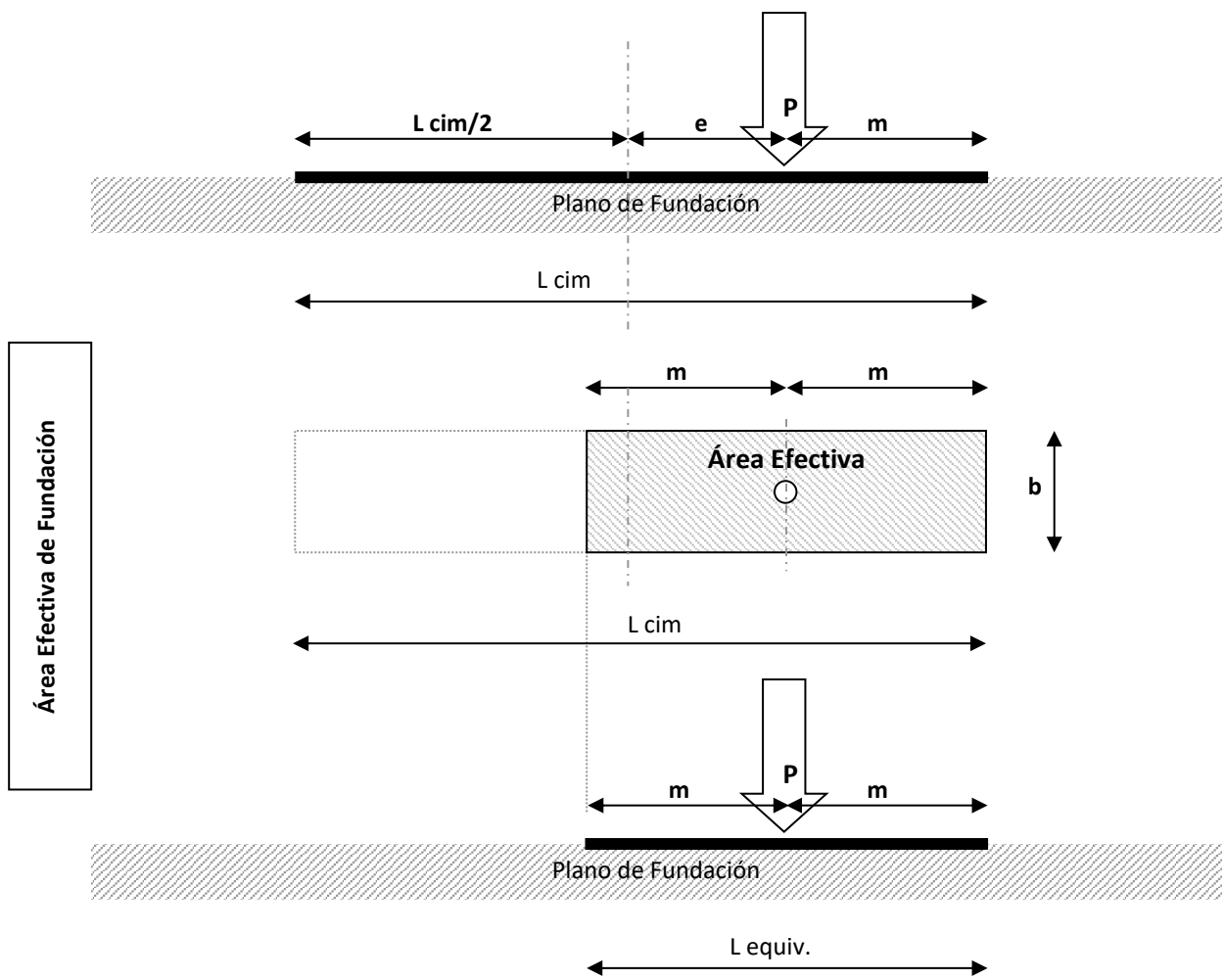
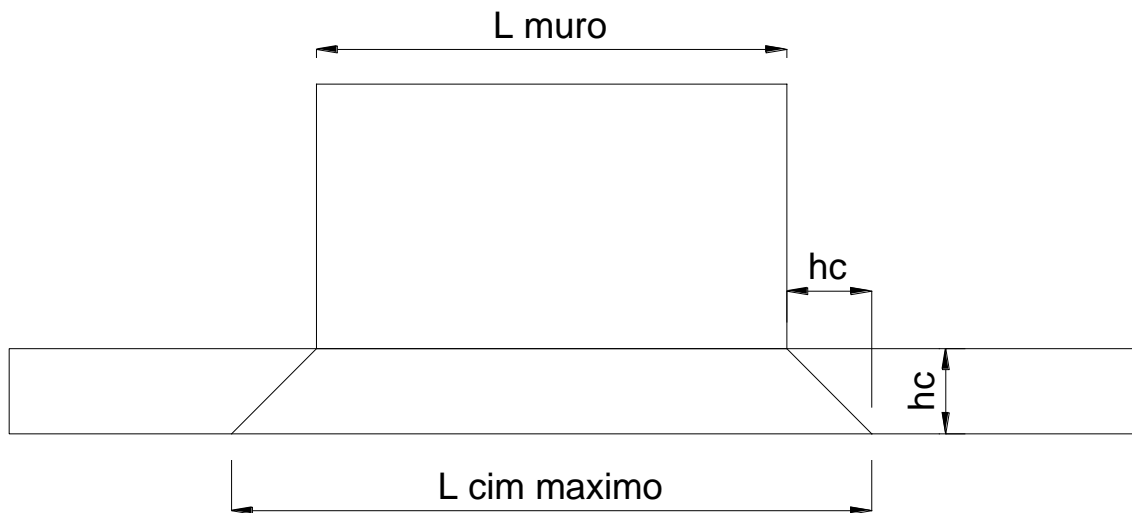


Figura 22. Esquema de la base.



**Figura 23.** Área efectiva de fundación.

En este punto es válido mencionar que el cimiento debajo de un muro, por más que sea corrido debajo de toda la construcción no colabora completamente en la resistencia. Considerando que es un elemento de un material que no resiste a tracción y por tanto tampoco a corte, la longitud máxima que se podría utilizar de un cimiento bajo un muro aislado no puede ser mayor a la longitud del muro más dos veces la altura del cimiento, esto sería considerar una falla a  $45^\circ$  del cimiento como muestra la figura 24.



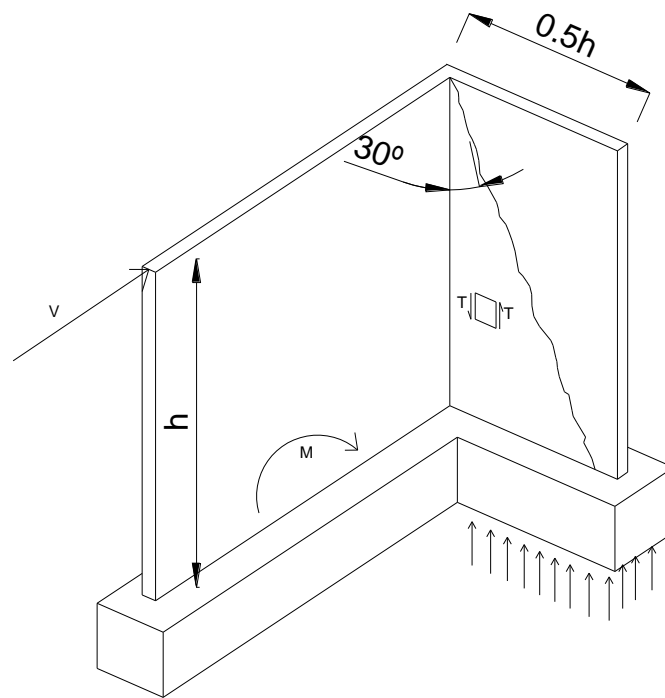
**Figura 24.** Longitud máxima utilizable de cimiento.

### 5.1. Concepto de Área equivalente y Área efectiva.

En el apartado anterior se vio que la rigidez del muro depende de la rotación de la base. Esto hace que en muros que se encuentran con muros perpendiculares y por tanto, con fundaciones perpendiculares, la fundación ya no es un rectángulo (figura 25), por lo tanto no existe el  $L$  y  $B$  para calcular la rotación de la base.

Para salvar este inconveniente se debe transformar la figura real en un rectángulo equivalente. Esta nueva base ficticia (solo válida para realizar cálculos más simples), se denomina “Base rectangular equivalente” y es una base rectangular que posee igual área, momento de inercia y coincidencia con el baricentro de la figura original.





**Figura 25.** Colaboración de muros perpendiculares.

Si consideramos que el área real de la fundación es  $A_b$  y su inercia (respecto al eje respecto al cual gira la fundación)  $J_b$ , igualando estos valores a las expresiones del área y la inercia de una sección rectangular se llega a que:

$$L_{eq} = \sqrt{\frac{12J_b}{A_b}} \quad \text{y} \quad b_{eq} = \frac{A_b}{L_{eq}} \quad \text{Ec. 11}$$

Ahora ya se dispone de los valores de L y B para calcular el coeficiente  $\beta_\theta$ .

El problema ahora se transforma en encontrar el área efectiva de fundación. Esta área es un área ficticia que considera solo la zona comprimida de la fundación, ya que esta no soporta tracciones. Esta área efectiva es un área rectangular que está sometida a una tensión uniforme de compresión y cuya resultante del volumen de tensiones es coincidente con el punto de aplicación de la carga externa.

En función de esta definición y considerando que las dimensiones de la base equivalente son  $b_{eq}$  y  $L_{eq}$  y existe una carga externa “N” actuando a una distancia “e” desde el baricentro, el área efectiva se calcula como:

$$A_{ef} = b_{eq} (L_{eq} - 2e) \quad \text{Ec. 12}$$

Y la tensión uniforme a la que está sometida la fundación es:

$$f = \frac{N}{A_{ef}} \leq f_{lim} \quad \text{Ec. 13}$$

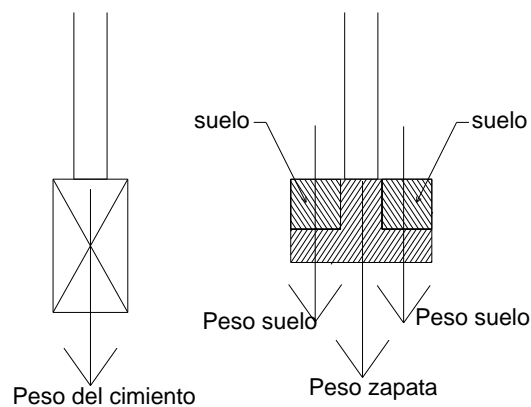
La cual deberá ser menor a la tensión límite del terreno.

Es válido aclarar que el concepto de área equivalente no se aplica solamente a muros colaborantes. Si al verificar la fundación de un muro se ve que las tensiones son muy elevadas o la resultante cae fuera de la fundación, las opciones disponibles son:

- 1-Redistribuir esfuerzos de acuerdo a lo que indica el reglamento IC103-III-2016.
- 2-Ensanchar el cimiento hasta un límite permitido donde se vuelva antieconómico por ejemplo.
- 3-Mejorar el suelo de fundación agregando por ejemplo un suelo-cemento u hormigón ciclópeo
- 4-Agregar bases en los extremos para aumentar el momento de inercia, el área y por tanto el área equivalente y finalmente el ancho y longitud equivalente.
- 5-Cambiar el sistema de fundación, por ejemplo, a zapatas corridas o vigas portamuros.

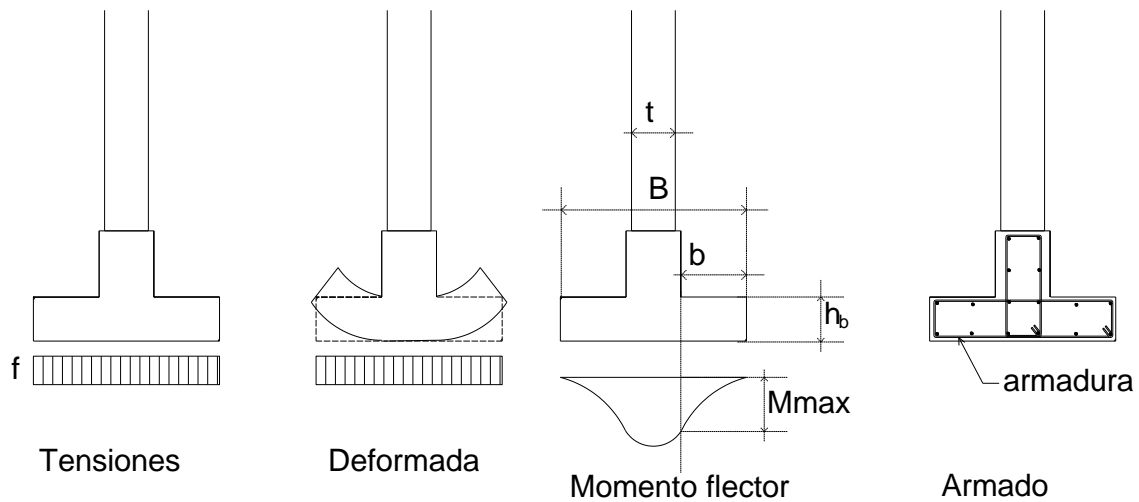
Se adjunta un ejemplo aclaratorio en la guía de práctica de un muro con bases en sus extremos.

Respecto a la verificación de una zapata corrida, el procedimiento es similar al que se realiza para verificar cimientos de hormigón ciclópeo, excepto que se deben reconsiderar algunas cargas y además, diseñar la armadura de flexión de la base. La figura 26 muestra un corte de una zapata corrida y como se debe considerar el peso de la misma, comparado con un cimiento de hormigón ciclópeo.



**Figura 26.** Peso de un cimiento y de una zapata corrida.

Luego de verificar las tensiones en el suelo (como se realiza con un cimiento corrido) se debe diseñar la armadura de flexión de la zapata. Para eso consideramos que las tensiones del suelo son las que producen flexión en la zapata al deformarla. La figura 27 muestra las tensiones del suelo, deformada y momento flector en la zapata corrida.



**Figura 27.** Solicitaciones y armado en zapata corrida.

El momento máximo se calcula como

$$M_{max} = f \frac{b^2}{2} = f \frac{(B-t)^2}{8} \quad \text{Ec. 14}$$

Conociendo el valor de  $M_{max}$  y la altura  $h_b$ , la armadura se calcula como si se tratara de una losa (Ver apunte Diseño Estructural I).

## 5.2. Procedimiento de Verificación de las fundaciones de muros

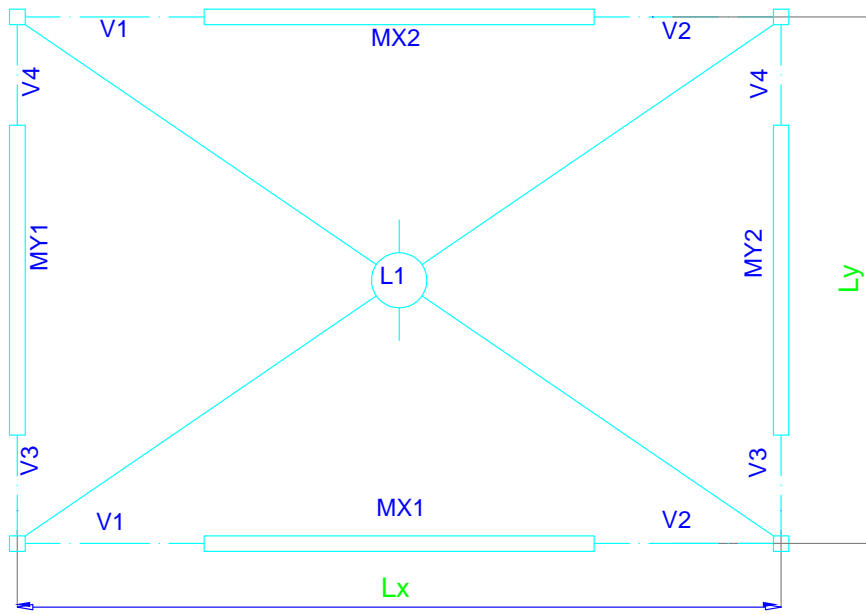
Se debe tener un conocimiento cabal de los materiales intervinientes, desde la mampostería, hormigones hasta las características del suelo. Éste último se caracteriza a través de sus propiedades físicas características: ángulo de fricción interna, densidad y cohesión. A partir de ellos es posible determinar la tensión referencial, que tomará distintos valores en función de las acciones para las que se esté verificando: gravitatorias o sísmicas.

### 5.2.1 Sólo cargas gravitatorias

- 1) Determinación de acciones exteriores: losas, cubiertas de techo, muros de pisos superiores, columnas aisladas, etc.
- 2) Peso propio: muro y cimiento. Para este último elemento se deberá estimar un valor (del orden del 12%) para luego controlarlo al final del proceso.
- 3) Carga total sobre el plano de fundación
- 4) Determinación del área de cimiento = Largo x ancho = L cimiento x b
- 5) Verificación de la tensión de trabajo
- 6) Control de peso propio supuesto del cimiento
- 7) Cálculo de armaduras (sólo fundaciones flexibles)

**5.2.2. Cargas gravitatorias y sísmicas**

- 1) Determinación de acciones exteriores: losas, cubiertas de techo, muros de pisos superiores, columnas aisladas, etc.
- 2) Peso propio: muro y cimiento. Para este último elemento se deberá estimar un valor (del orden del 12%) para luego controlarlo al final del proceso.
- 3) Carga total sobre el plano de fundación = N
- 4) Determinación de la fuerza sísmica para el muro en estudio y momento de vuelco sobre el plano de fundación
- 5) Cálculo de la excentricidad:  $\text{Momento de Vuelco} / \text{Carga total} = M/N$
- 6) Determinación del área efectiva del cimiento =  $2 \times m \times \text{ancho}$
- 7) Verificación de la tensión de trabajo
- 8) Control de peso propio supuesto del cimiento
- 9) Cálculo de armaduras (sólo fundaciones flexibles)



PLANTA

ESTADO DE CARGA PARA VERIFICACIÓN A CORTE DEL MURO

ESTADO DE CARGA PARA VERIFICACIÓN FUNDACION

