

3. DISEÑO

3.1. GENERALIDADES

Los principales aspectos que definen a la seguridad estructural son:

- ✘ El diseño de la estructura.
- ✘ El conocimiento de las características de los materiales a emplear (incluyendo las deformaciones).
- ✘ Una correcta estimación de las cargas a considerar.
- ✘ Los coeficientes de seguridad elegidos.

Con el diseño estructural, el ingeniero debe asegurar que la estructura cumpla su función durante la vida útil sin colapsar, sin deformaciones o fisuraciones inadmisibles e incorporando el aspecto económico.

Tanto las características de los materiales como las cargas que actúan son consideradas con valores tomados de las mejores aproximaciones. Una desafortunada combinación puede, en la práctica, llevar a un colapso. Los procedimientos de cálculo deben conducir a que la probabilidad de ese colapso sea muy pequeña.

Los coeficientes de seguridad se presentan en forma distinta en los métodos:

- ✘ Tensiones admisibles: Trabajar con tensiones admisibles que resulten de dividir el límite elástico entre un único factor de seguridad, es solamente posible para materiales 100% elásticos.
- ✘ Incremento de cargas: Este es un método utilizado antiguamente cuando el diseño se basaba en prácticamente en la experiencia, donde simplemente se conocía la carga que producía la falla de un elemento y para proceder al dimensionado simplemente se multiplicaban las cargas existentes por algún factor, por ejemplo 2.
- ✘ Estado límite: aquí los coeficientes de seguridad varían según los parámetros que se consideran, por lo que se optimiza el resultado.

3.1.1. Diseño en estado límite

Se dice que una estructura alcanza un estado límite cuando se vuelve inapropiada para llevar a cabo la función para la cual fue diseñada, bajo la acción de determinada solicitación.

Se producirá la falla si la **solicitación existente** (S) alcanza la **solicitación última resistente** (S_{UR}). Se diseñará entonces para que no ocurra la falla, por ende, para que la solicitación existente nunca alcance la solicitación última resistente.

Dado que no se puede conocer inequívocamente cual es el valor de la solicitación última resistente, la misma se tomará como el valor característico reducido mediante un factor de seguridad γ_m .

$$S_u < \frac{S_{UR}}{\gamma_m} \quad (3-1)$$

Se debe calcular entonces la máxima solicitación existente. Esta solicitación estará generada por diferentes tipos de cargas, las cuales pueden o no actuar en conjunto, por lo que habrá que hacer hipótesis para los diferentes “*estados de carga*” y habrá que tomar “*coeficientes de seguridad para las cargas aplicadas* (γ_f)” dado que es imposible conocerlas con total exactitud. La máxima solicitación será entonces función de las cargas aplicadas y los coeficientes de seguridad tomados en cada estado, como se expresa en la ecuación (3-2):

$$S_u = f(\gamma_f \cdot S_K) \quad (3-2)$$

S_K es el valor característico de la solicitación generado cargas externas aplicadas. Como se dijo antes, γ_m es el coeficiente de seguridad parcial para de los materiales y mano de obra. Este coeficiente tiene en cuenta la variabilidad de las propiedades de los materiales. γ_f es un coeficiente de seguridad parcial que tiene en cuenta no solo los problemas de estimación de las cargas aplicadas, sino también errores de diseño y tolerancias constructivas. Algunas normas toman distintos valores para estos coeficientes dependiendo de las consecuencias que puede tener el colapso de la estructura. Por ejemplo, no es tan importante el colapso de un depósito como el de un salón de clases.

En este punto, se puede analizar cual es la probabilidad de que ocurra la falla. Esto se muestra en la ecuación (3-3):

$$P(S_{UR} \leq S_u) = p \quad (3-3)$$

Imponiendo que $p = 1 \cdot 10^{-6}$ se podrían determinar γ_m y γ_f , pero trabajar con valores de cargas y resistencias de materiales en forma estadística es casi imposible. Como consecuencia, γ_m y γ_f surgen de la experiencia en la construcción y de ensayos de laboratorio.

3.1.1.1. Estados de carga

Las cargas características F_k que se pueden presentar en una estructura son:

G_k : carga característica permanente.

Q_k : sobrecarga característica.

W_k : carga característica de viento (calculada según la norma UNIT 50-84).

Las posibles combinaciones de cargas que propone la bibliografía [1] son:

a) *Cargas permanentes + Sobrecargas*

En este caso hay dos posibilidades, mostradas en las ecuación (3-4):

$$(0.9 \text{ ó } 1.4) \cdot G_k + (0 \text{ ó } 1.6) \cdot Q_k \quad (3-4)$$

Estos coeficientes pueden eventualmente variar con cada carga y dependerán de si la misma es centrada o no.

b) *Cargas permanentes + Viento*

Las diferentes posibilidades se muestran en la ecuación (3-5):

$$(0.9 \text{ ó } 1.4) \cdot G_k + (1.4 \cdot W_k \text{ ó } 0.015 \cdot G_k) \quad (3-5)$$

Para las cargas de viento puede tomarse 1.2 en lugar de 1.4 para el caso de elementos que no afecten la estabilidad global.

c) *Cargas permanentes + Sobrecargas + Viento*

En este caso se toman coeficientes porque es menor la probabilidad de todas las cargas actúen al mismo tiempo en su máxima magnitud.

$$1.2 \cdot G_k + 1.2 \cdot Q_k + (1.2 \cdot W_k \text{ ó } 0.015 \cdot G_k) \quad (3-6)$$

Luego de tener cada combinación de cargas, habrá que analizar cuales son las solicitaciones generadas por las mismas y a partir de ellas realizar el diseño de la pieza en cuestión.

3.1.1.2. Coefficiente de seguridad parcial de materiales

γ_m depende de varios factores:

- ✘ Control de fabricación.
- ✘ Control de las partidas del material.
- ✘ Control de los procedimientos de construcción.

En bibliografía [1] se especifican dos niveles de control:

A. Control de los mampuestos.

A.1) *Categoría especial.*

A.2) *Categoría normal.*

B. Control de ejecución en obra.

B.1) *Categoría especial.*

B.2) *Categoría normal.*

En la Tabla 3-1 se muestran los valores del coeficiente de seguridad parcial para los materiales que recomienda [1].

Para el caso de trabajar con mampostería confinada, los valores se pueden reducir al 70% de los indicados en dicha tabla.

Factor de seguridad parcial de los materiales		
Control de ejecución de la obra	Especial	Normal
Control de mampuestos		
Especial	3,5	4,4
Normal	4,0	5,0

Tabla 3-1 – Valores de γ_f según bibliografía [1]

A modo de ejemplo analizamos las cargas a tomar en una determinada sección:

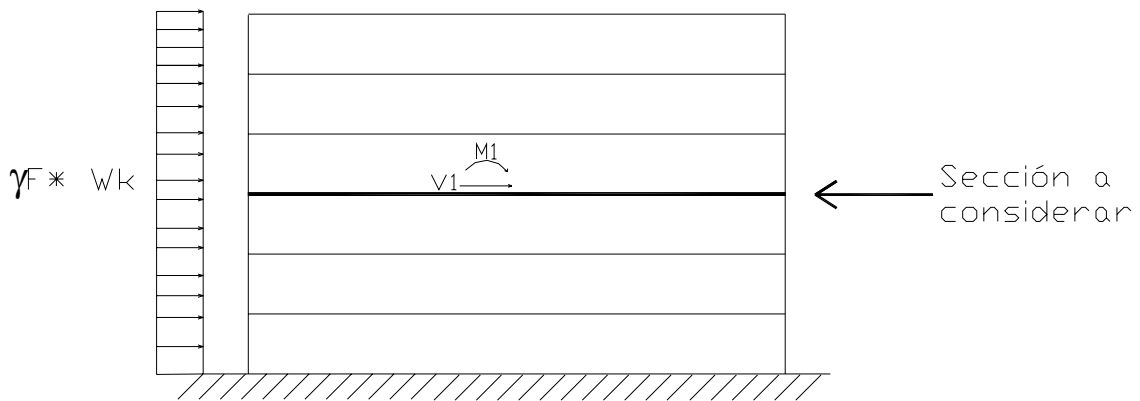


Figura 3-1

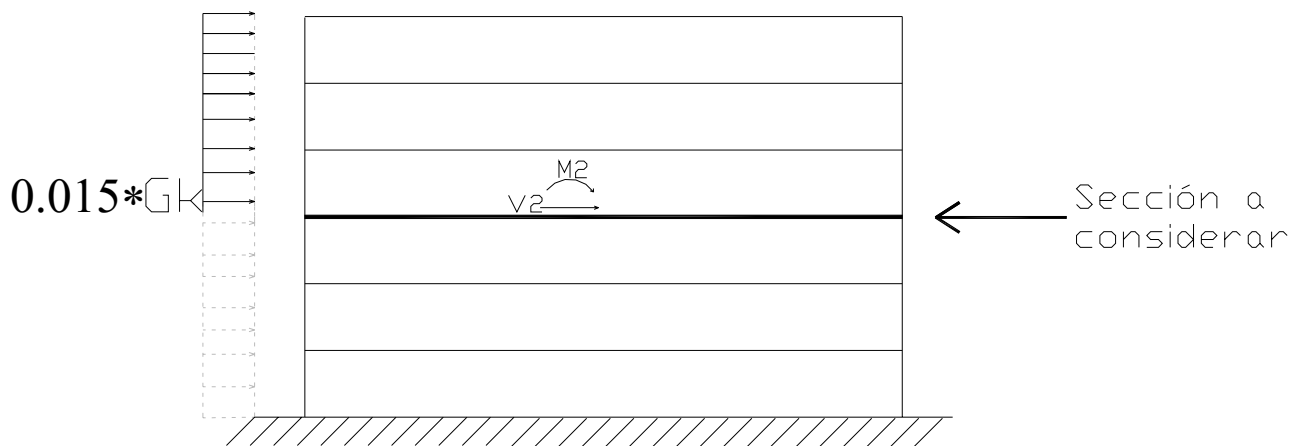


Figura 3-2

En el segundo caso, las cargas G_k son las cargas permanentes aplicadas sobre la sección a considerar.

3.2. DISEÑO DE ELEMENTOS CON SOLICITACIÓN PREDOMINANTE DE COMPRESIÓN

3.2.1. Determinación de la Esbeltez de los muros

Se define la esbeltez geométrica de un muro según la ecuación (3-7):

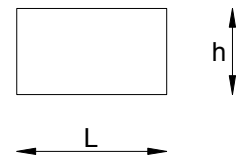
$$\lambda_g = c \cdot \frac{h}{t_e} \tag{ 3-7}$$

Donde:

h es la distancia libre entre apoyos horizontales de la pared (entrepisos, borde superior de fundaciones, etc.

t_e es el espesor efectivo de la pared sin considerar revoques (este parámetro será analizado con profundidad más adelante).

c es un coeficiente que depende de las condiciones de apoyo de la pared.



La Tabla 3-2 resume los valores de *c* recomendados por la bibliografía [1].

Valores de <i>c</i> en función de las condiciones de borde del muro						
Condiciones de borde						
Valores de <i>c</i>	2	2	1	1	$2.65 - 1.3 \cdot \frac{h}{L}$ $0.65 \leq c \leq 2$	$1.75 - \frac{h}{L}$ $0.65 \leq c \leq 1$

Tabla 3-2 – Valores de *c* según bibliografía [1].

Se entiende por apoyo a la restricción de los desplazamientos que es capaz de llevar la reacción a las fuerzas horizontales actuantes y además el 2.5% de las cargas verticales. Esta última condición es por la posibilidad de desplome de la pared, es solamente a efectos de estabilidad, el elemento de soporte no necesita ser diseñado para soportar esta fuerza adicional.

Por ejemplo, supongamos que se tiene el muro con contrafuertes de la Figura 3-3 sometido a una carga de viento uniforme. El muro de espesor *t₁* deberá resistir la carga de viento y las transmitirá a los contrafuertes (de espesor *t₁* en el ejemplo) y *t₂* deberá ser suficiente como para que el contrafuerte resista las cargas horizontales. Si no fuese así, ese contrafuerte no podría ser considerado como *apoyo vertical* en la verificación del muro.

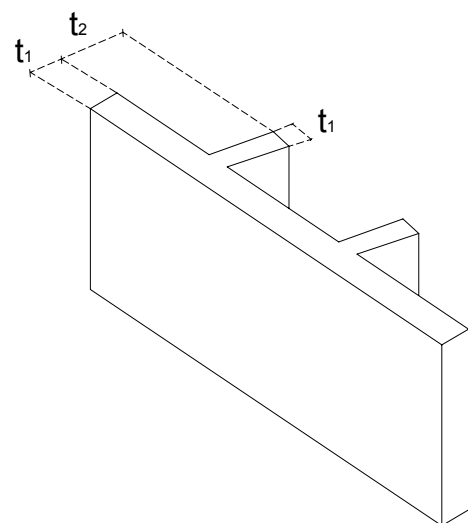


Figura 3-3 – Muro con contrafuertes

Si se tiene un muro de planta baja apoyado en una fundación (por ejemplo un patín corrido), o un muro entre dos losas realizadas in situ, es lógico suponer que en los extremos del muro hay cierto grado de restricción al giro. Las alturas efectivas de los muros podrían calcularse en base a los cálculos de Euler, pero en mampostería las restricciones al giro no son perfectas, por lo que no suele usarse el término “empotramiento” sino el término “restricción mejorada”. La altura efectiva tomada en muros por la norma BS 5628, para el caso de *restricciones mejoradas* es $h_{ef} = 0.75 \cdot h$ como se indica en la Figura 3-4.

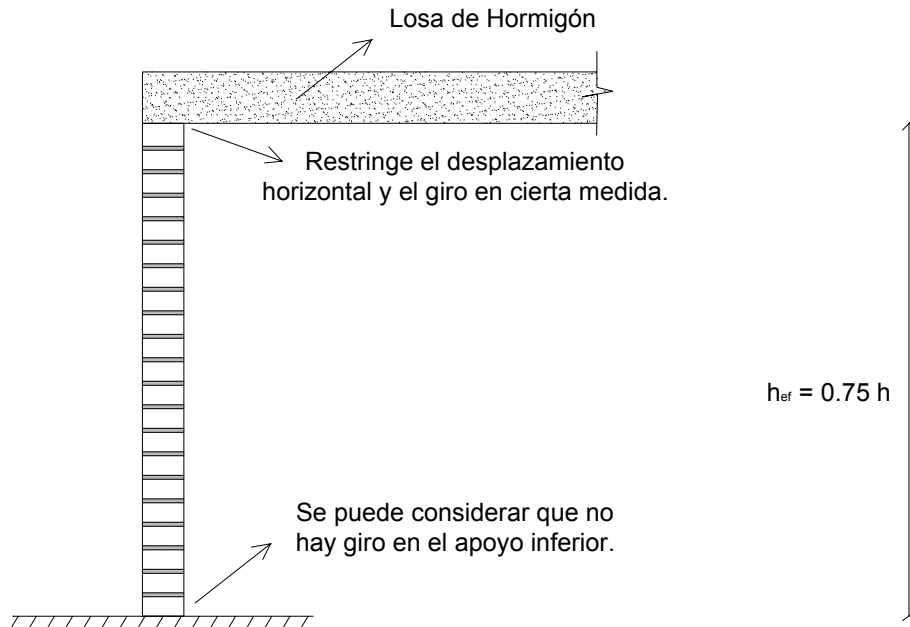


Figura 3-4 – Esquema de muro de PB.

Un esquema aproximado para un muro con entrepisos podría ser el de la Figura 3-5 puesto que el entrepiso no puede restringir los giros. En este caso se habla de restricción simple, por lo que la altura efectiva del muro es $h_{ef} = h$. Tampoco en este caso se consideran apoyos verticales.

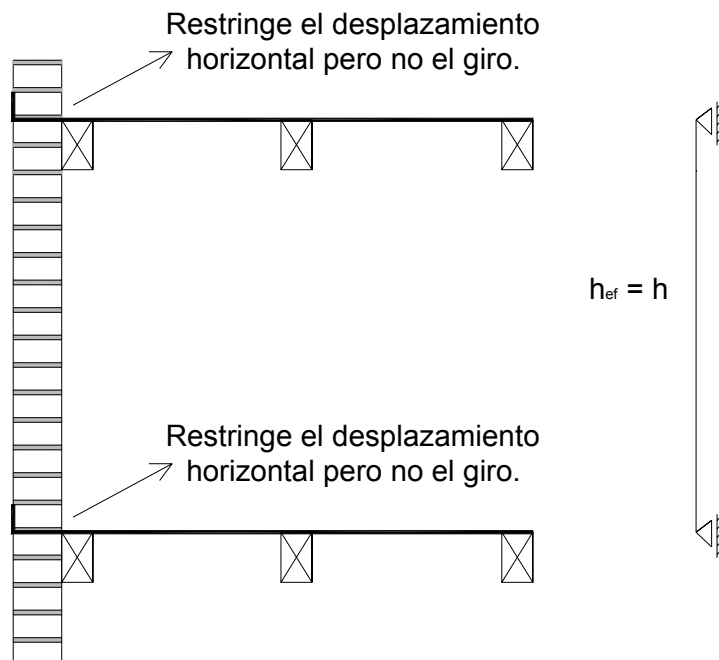


Figura 3-5 – Muro con entrepisos.

3.2.2. Cálculo del espesor efectivo

La bibliografía [1] presenta la Tabla 3-3 para el cálculo del espesor efectivo.

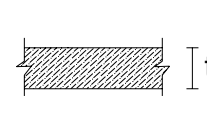
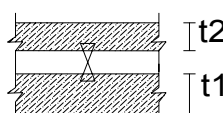
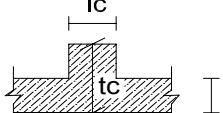
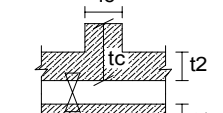
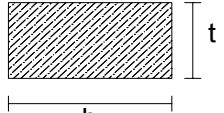
Espesor efectivo " t _e " de diferentes elementos de mampostería estructural					
Tipo de elemento	Pared simple	Pared con cavidad	Pared con contrafuertes		Columna
			Simple	Con cavidad	
Esquema					
Valor de t _e	t	Maximo valor de: a) $\frac{2}{3} \cdot (t_1 + t_2)$ b) t1 c) t2	t · K	Maximo valor de: a) $\frac{2}{3} \cdot (t_1 + K \cdot t_2)$ b) t1 c) K · t ₂	t o b dependiendo de la dirección en que flexa

Tabla 3-3 – Valores del espesor efectivo de diferentes elementos según bibliografía [1].

Los valores de K para el caso de paredes con contrafuertes se muestran en la Tabla 3-4.

Valores de K para el cálculo del espesor efectivo en paredes con contrafuertes	Relación entre el espesor del contrafuerte y la pared $\left(\frac{t_c}{t}\right)$			
	6	1	2	3
Relación de espaciado de contrafuertes $\left(\frac{l}{l_c}\right)$	6	1	1,4	2
	10	1	1,2	1,4
	20	1	1	1

Tabla 3-4 – Valores de K para el cálculo de t_e según [1].

La relación de espaciado de contrafuertes se define como el cociente entre la longitud horizontal entre ejes de contrafuertes contiguos (l) y el ancho del contrafuerte (l_c).

3.2.3. Efectos a considerar en el cálculo de un muro a compresión

1) *Esfuerzos normales por cargas verticales.*

Se deberá hallar la carga de compresión que transmite al muro la parte de la estructura que está por encima de la sección que se desea verificar.

2) *Excentricidad de las cargas aplicadas por la forma en que se introducen las mismas.*

Cuando se tiene una losa que descarga en un muro de borde (Figura 3-6) se toma como hipótesis una descarga triangular, debido a que al poder deformarse, la losa cargará más el borde interior del muro que el exterior. Esta introducción de cargas genera una **excentricidad en la sección superior** cuyo valor es $\frac{t}{3}$.

Cuando se tiene una losa con un apoyo intermedio generado por un muro interior (Figura 3-7), se toman como si fuesen dos losas independientes, cada una apoyada en la mitad de muro, generando una distribución triangular.

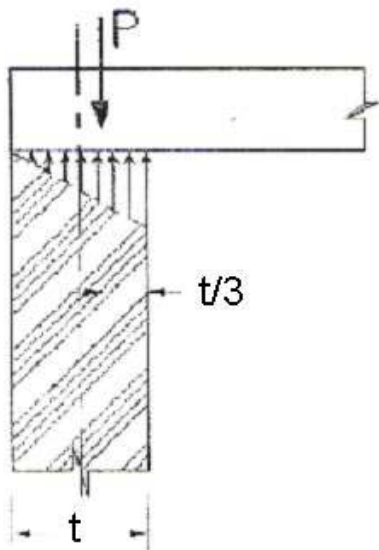


Figura 3-6 – Descarga de losa extrema.

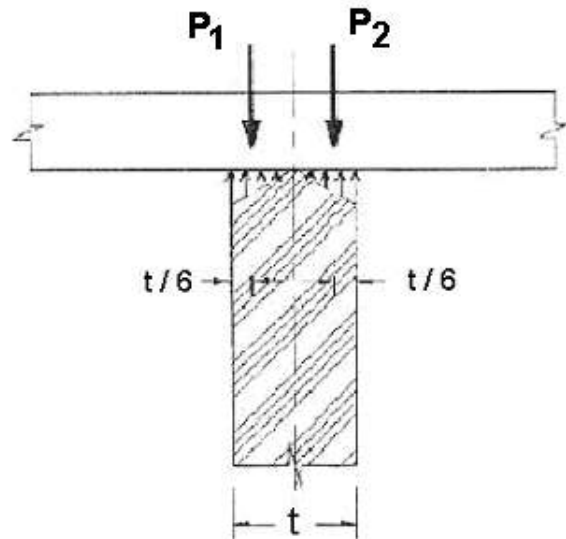


Figura 3-7 – Descarga de losa en muro intermedio.

En este caso se tiene una descarga P_1 con una excentricidad $\frac{t}{6}$ hacia un lado y otra descarga P_2 con excentricidad $\frac{t}{6}$ hacia el otro lado, debiéndose entonces hallar la excentricidad de la resultante $R = P_1 + P_2$ hacia la derecha (ver Figura 3-7) según la ecuación (3-8).

$$e_0 = \frac{t}{6} \cdot \frac{(P_2 - P_1)}{P_1 + P_2} \quad (3-8)$$

Si estas cargas fuesen iguales la resultante sería centrada. Cuando la losa a izquierda y derecha tiene la misma carga y las luces no difieren en más del 40% puede tomarse como aproximación válida la descarga centrada.

En la Figura 3-8 se muestra la descarga de una losa extrema sobre un muro con cavidad y en la Figura 3-9 se muestra el caso de la descarga en un muro intermedio.

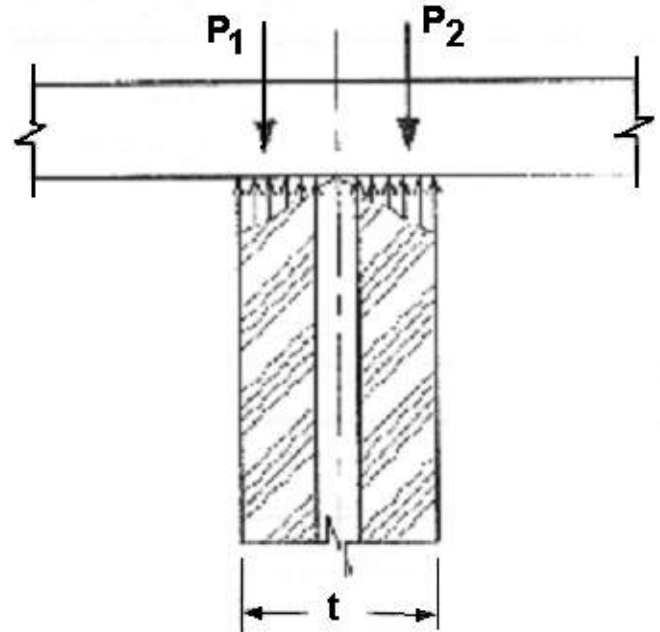
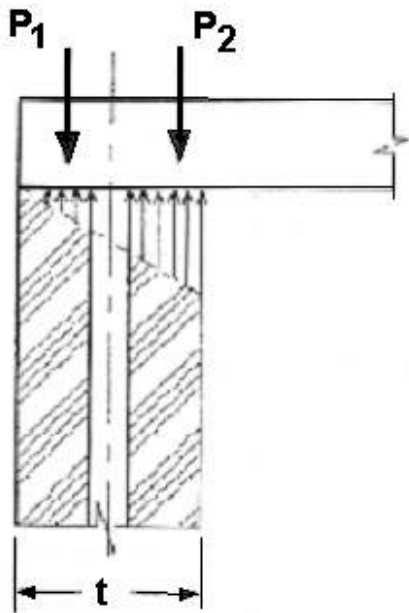
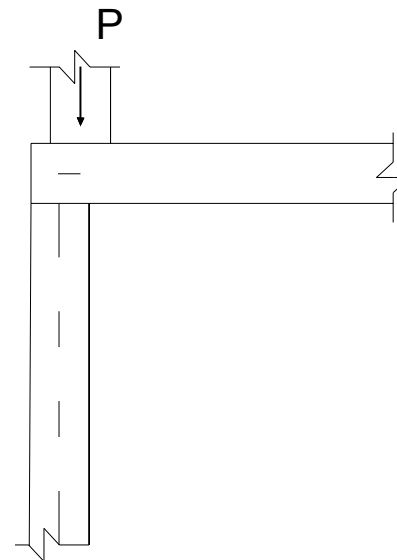


Figura 3-8 – Descarga de losa extrema en muro con cavidad.

Figura 3-9 - Descarga de losa en muro intermedio con cavidad.

3) *Excentricidad por no coincidencia del eje del muro superior con el muro que se está verificando.*

Supongamos que tenemos un muro que llega a la losa inferior con una carga centrada. Si este el eje del muro superior no coincide con el eje del muro inferior, este último estará recibiendo una carga descentrada.



Con lo visto en los puntos 2) y 3) se puede calcular la excentricidad en la sección superior del muro.

Para conocer la influencia de la **excentricidad de las cargas externas** en las diferentes secciones del muro, se toma como hipótesis que esa excentricidad disminuye hasta llegar completamente centrada a la base del muro (ver Figura 3-10)

Si se está verificando la sección superior del muro, se debe trabajar con una excentricidad por cargas externas $e_{CE} = e_0$, si se desea verificar por ejemplo la sección ubicada a $0.4 \cdot h$ por debajo del borde superior del muro, se debe trabajar con una excentricidad por cargas externas $e_{CE} = 0.6 \cdot e_0$.

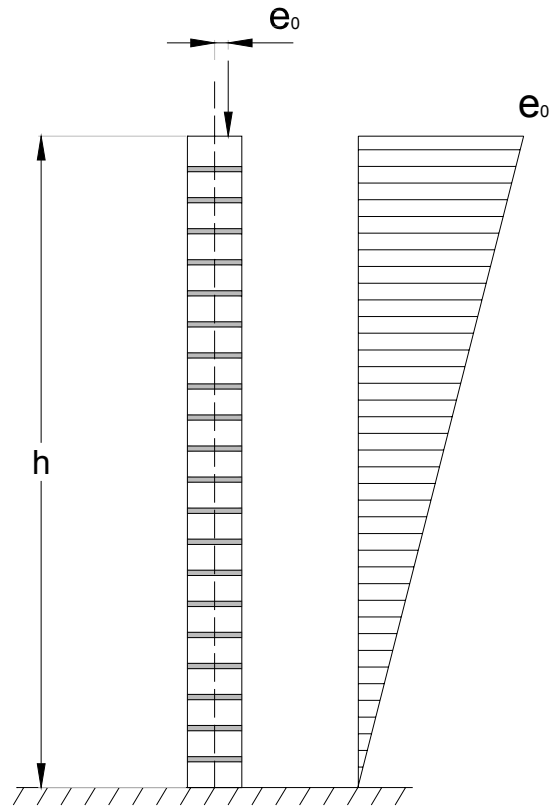


Figura 3-10 – Variación de la excentricidad generada por las cargas externas.

4) **Efectos de esbeltez.**

Los efectos de esbeltez del muro se tienen en cuenta a través de una excentricidad por pandeo e_p .

La hipótesis tomada para dicha excentricidad se toma como se muestra en la Figura 3-11.

Si se desea por ejemplo verificar la sección superior del muro esta excentricidad es nula, pero al verificar en la sección ubicada $0.4 \cdot h$ por debajo del borde superior del muro toma un valor máximo $e_p = e_C$ dado por la ecuación (3-9).

$$e_C = \frac{\lambda_g^2}{2400} \cdot t_e - \frac{t_e}{70} \quad (3-9)$$

Cabe resaltar que en esta última ecuación se utilizó el espesor efectivo del muro y la esbeltez geométrica. Es la única excentricidad en la cual se utilizan dichos parámetros.

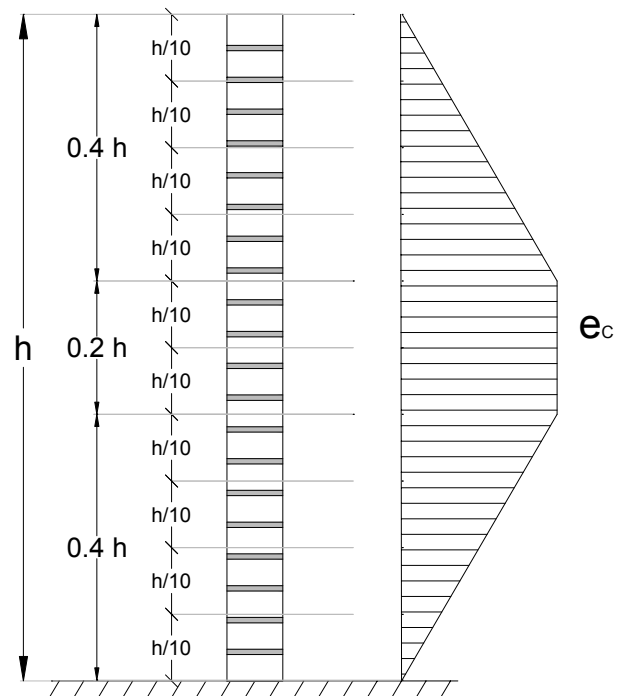


Figura 3-11 – Variación de la excentricidad por pandeo

Es importante tener en cuenta que esta excentricidad debe ser considerada en la dirección más desfavorable.

5) **Defectos constructivos**

La existencia de defectos en la construcción del muro es tenida en cuenta por una excentricidad accidental. Para esta excentricidad se asume una variación lineal con un máximo en el extremo superior del muro y nula en el extremo inferior.

Esta variación es igual a la tomada como hipótesis de cálculo para la excentricidad por cargas externas, por lo que valen los mismos comentarios realizados anteriormente.

El valor máximo de esta excentricidad se calcula según la ecuación (3-10).

$$e_{DC} = \frac{t}{50} + \frac{h}{500} \quad (3-10)$$

Se debe recalcar que en esta ecuación se utiliza el espesor real del muro a verificar y la altura real del muro.

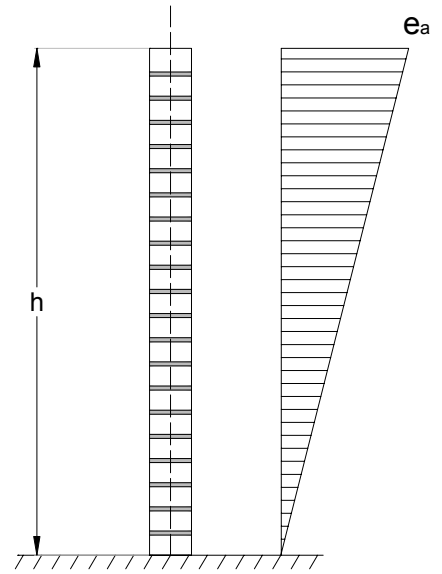


Figura 3-12 – Excentricidad por defectos constructivos.

6) **Efectos de cargas horizontales**

Los efectos de las cargas horizontales son tenidos en cuenta a través de una excentricidad dada por la relación Momento flector – Directa en la sección a verificar. No existe un criterio general pues en cada caso se deberá ver el tipo de cargas horizontales actuantes así como las condiciones de borde asumidas para el muro.

3.2.4. **Método de diseño de muros comprimidos**

La Figura 3-13 muestra la variación de las diferentes excentricidades a lo alto del muro.

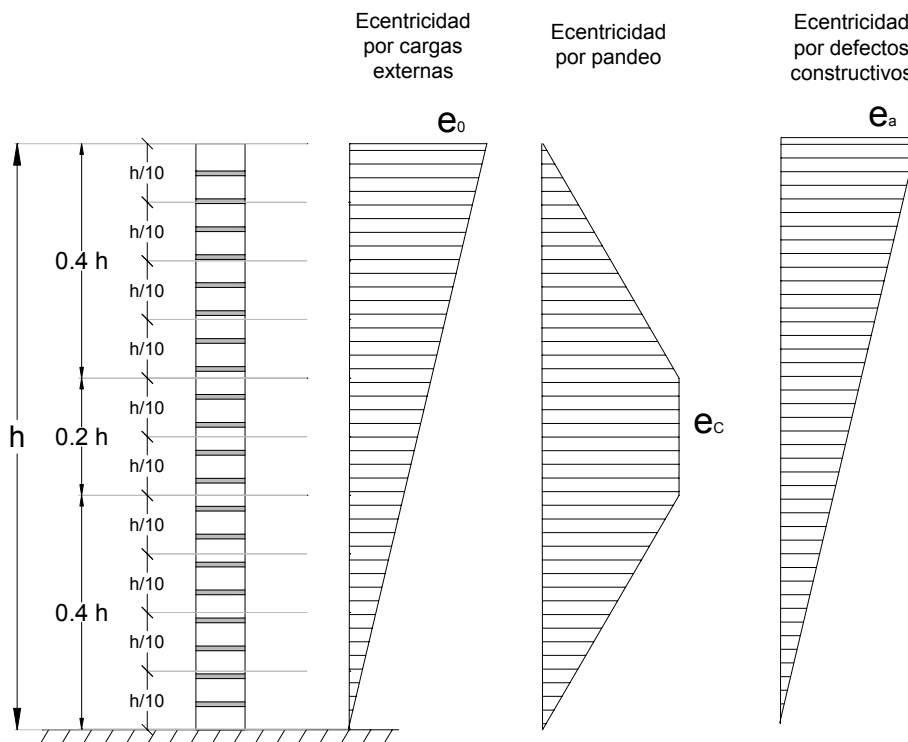


Figura 3-13 – Comparación de las diferentes excentricidades.

Estas excentricidades, junto con la excentricidad por cargas horizontales e_h permiten calcular la excentricidad en cada sección del muro. Claro está resultaría engorroso, al menos sin la utilización de computadoras verificar cada sección del muro, por lo que habrá que analizar las secciones más comprometidas y verificar dichas secciones.

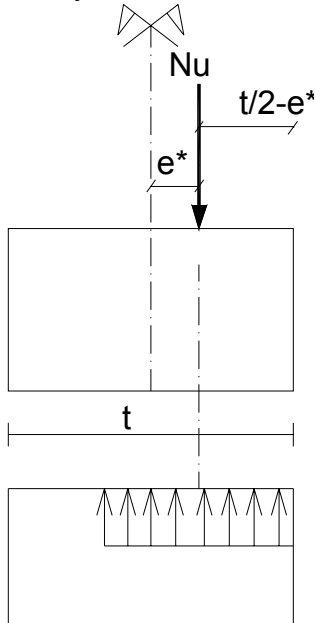


Figura 3-14 – Método de diseño en compresión.

En la Figura 3-14 se muestra el esquema de cálculo seguido para el diseño en *estado último* para una sección sometida a una carga de compresión excéntrica, en la que no se admite la existencia de tracciones, o sea, se considera que la sección *no soporta tensiones de tracción*.

La máxima reacción que puede dar el muro en el momento en que se produce la falla (estado último) es la generada por una distribución de tensiones uniforme en la que en cada fibra se ha alcanzado la tensión característica de compresión f_k . La reacción máxima por unidad de largo del muro está dada por la ecuación (3-11):

$$N_{UR} = f_k \cdot 1 \cdot (t - 2 \cdot e^*) \quad (3-11)$$

La condición de diseño según la ecuación (3-1) es la indicada en la ecuación (3-12)

$$N_u < \frac{N_{UR}}{\gamma_m} \quad (3-12)$$

Se obtiene entonces:

$$N_u < \frac{f_k \cdot t \cdot 1 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e^*}{t}\right)}{\gamma_m} \quad (3-13)$$

Dado que se trabaja por unidad de longitud, podemos decir que $t \cdot 1$ es el área media del pilar A_m . Se define el coeficiente β según la ecuación (3-14):

$$\beta = \left(1 - 2 \cdot \frac{e^*}{t}\right) \quad (3-14)$$

Se obtiene entonces:

$$N_U < \frac{f_k \cdot A_m \cdot \beta}{\gamma_m} \quad (3-15)$$

No se debe creer que N_U es simplemente el mayor valor de las directas obtenidas a partir de los diferentes estados de carga analizados en 3.1.1.1., pues se debe considerar también la excentricidad obtenida en cada estado, la cual está incluida en el término β .

3.2.4.1. Cálculos recomendados por I.E.T.

La bibliografía [1] propone realizar verificaciones en la sección superior del muro y en la sección ubicada $0.4 \cdot h$ por debajo del borde superior, por lo que propone verificar con los valores de e^* dados en las Ecuaciones (3-16) y (3-17).

$$e^* = e_0 + e_a + e_h \quad (e_h \text{ calculada en la sección superior}) \quad (3-16)$$

$$e^* = 0.6 \cdot (e_0 + e_a) + e_c + e_h \quad (e_h \text{ calculada a } 0.4 \cdot h \text{ del borde superior}) \quad (3-17)$$

Es importante aclarar que habiendo cargas horizontales, los diagramas de momentos pueden hacer que haya una excentricidad máxima en un punto cualquiera, por lo que en dicho caso habría que hacer una verificación en dicha sección.

Esta recomendación exige $\lambda \geq 27$ y $t \geq 11 \text{ cm}$.

3.2.4.2. Cálculos exigidos por la norma BS 5628

La norma BS 5628 [5] realiza el cálculo en compresión en forma análoga a la (3-15), pero introduciendo un factor 1.1, esto se muestra en la ecuación (3-18).

$$N_U < \frac{1.1 \cdot \beta \cdot f_K \cdot A_m}{\gamma_m} \quad (3-18)$$

Los valores de β utilizados por la norma británica pueden extraerse de la gráfica mostrada en la Figura 3-15 o de la Tabla 3-5 extraída de la bibliografía [3], cuyos valores fueron extraídos de la gráfica antes mencionada.

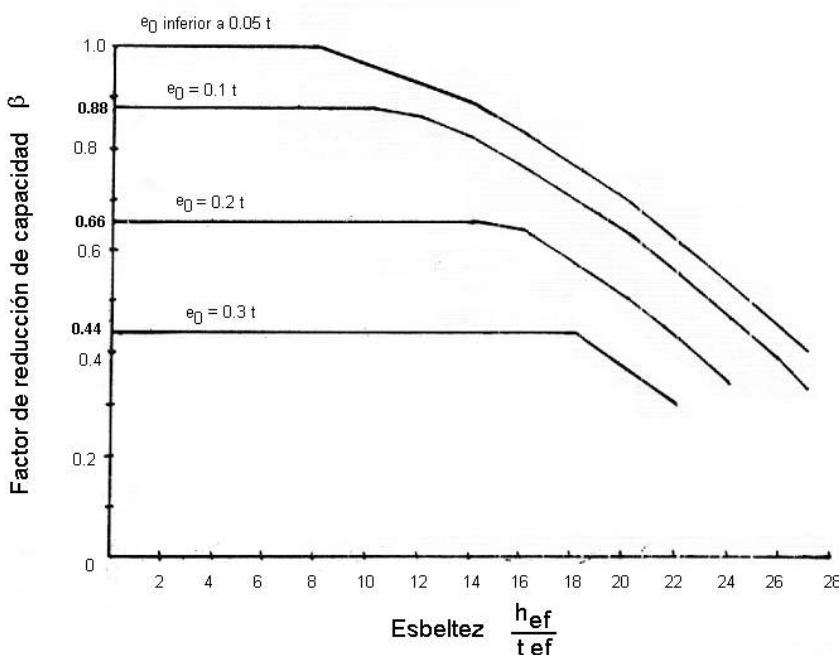


Figura 3-15 – β según BS 5628

Coeficiente β según Norma BS 5628				
Esbeltez $\frac{h_{ef}}{t_{ef}}$	Excentricidad en el borde superior del muro (e_0)			
	Hasta 0,05 t	0,1 t	0,2 t	0,3 t
0	1,00	0,88	0,66	0,44
6	1,00	0,88	0,66	0,44
8	1,00	0,88	0,66	0,44
10	0,97	0,88	0,66	0,44
12	0,93	0,87	0,66	0,44
14	0,89	0,83	0,66	0,44
16	0,83	0,77	0,64	0,44
18	0,77	0,7	0,57	0,44
20	0,70	0,64	0,51	0,37
22	0,62	0,56	0,43	0,3
24	0,53	0,47	0,34	
26	0,45	0,38		
27	0,40	0,33		

Nota 1: No es necesario considerar efectos de excentricidades hasta 0,05 t

Nota 2: Se permite interpolar linealmente entre excentricidades y esbelteces.

Tabla 3-5 – β según BS 5628

Según los cálculos utilizados por la norma BS 5628, para el caso $\frac{e}{t} = 0.05$ se obtiene $\beta = 1$, pero dado que aparece el factor 1.1 en la ecuación (3-18) se obtiene como condición de diseño lo mostrado en la Ecuación (3-19).

$$N_U < \frac{1.1 \cdot f_K \cdot A_m}{\gamma_m} \quad (3-19)$$

Por otra parte si se realiza el cálculo según la “Recomendación para la Construcción en Mampostería Estructural” realizada por el I.E.T., para $\frac{e}{t} = 0.05$ se obtiene $\beta = 1 - 2 \cdot 0.05 = 0.9$, por lo que la condición de diseño es la indicada en la ecuación (3-20).

$$N_U < \frac{0.9 \cdot f_K \cdot A_m}{\gamma_m} \quad (3-20)$$

Se puede observar que el diseño según la Recomendación del I.E.T. ([1]) es más restrictiva, y por tanto más segura, que la indicada en la norma BS 5628. Esto se contrarresta con la reducción de la resistencia característica a la compresión que toma la norma BS 5628 para el caso de muros de un solo mampuesto de espesor. Para este caso considera $f'_K = \frac{f_K}{1.15}$.

3.2.5. Diseño de columnas comprimidas

Se entiende por columna a aquel elemento cuya sección cumple que $b_1 \leq 4 \cdot b_2$ (siendo $b_1 > b_2$), si esta condición no se cumple se considera que es un muro.

En las columnas, sea la carga centrada o no, se tiene la posibilidad de que pandee en cualquiera de sus direcciones principales, por lo que se deberá verificar a compresión con el método descrito anteriormente, pero considerando las excentricidades y esbelteces correspondientes a cada dirección.

Ejemplo:

Supongamos que se tiene la columna cuya sección se muestra en la Figura 3-17 sometida a una carga de compresión de módulo P, con excentricidades e_x respecto al eje “y” y e_y respecto al eje “x”.

Se debe verificar la columna considerando el pandeo en ambas direcciones. Según la dirección y, con una carga que tiene una excentricidad e_y y un espesor $t = b_y$ para el cálculo de la esbeltez; y según la dirección x, considerando una excentricidad e_x y un espesor $t = b_x$ para el cálculo de la esbeltez.

Se debe tener en cuenta además las condiciones de borde que existan en cada dirección.

Para el caso que $e_y > e_x$, $b_y < b_x$ y las condiciones de borde de la columna sean iguales en las dos direcciones, solamente será necesaria la verificación considerando el pandeo según el eje “y”

Si el área de la sección de la columna es inferior a 0.2 m^2 se reduce la resistencia característica a compresión como lo muestra la ecuación (3-21)

$$f'_K = (0.7 + 1.5 \cdot A_M) \cdot f_K \quad (3-21)$$

Esto es en realidad un incremento de γ_m que tiene en cuenta que la heterogeneidad de la mampostería es mas relevante en el caso que la sección sea muy pequeña (con que un solo mampuesto sea defectuoso, puede ser crítico)

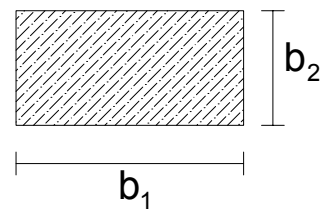


Figura 3-16 – Columna

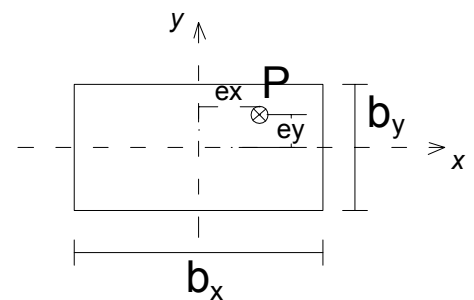


Figura 3-17 – Ejemplo de verificación de columnas comprimidas.

En la Figura 3-18 se muestra una viga apoyada sobre una columna.

La viga evita que la sección superior de la columna tenga desplazamientos en la dirección “y”, por lo que en ese caso es una buena aproximación utilizar para el pandeo según “y” el esquema de un pilar apoyado-apoyado ($h_{ef} = h$). En la dirección “x” genera poca resistencia, por lo que en ese caso sería mejor el esquema de un pilar empotrado-libre ($h_{ef} = 2 \cdot h$).

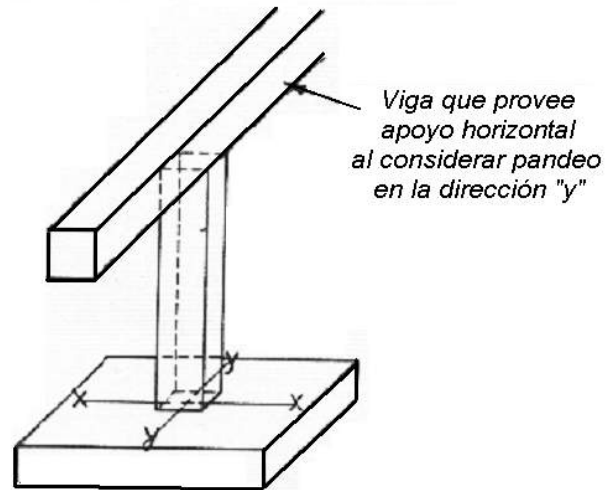


Figura 3-18 – Consideraciones sobre esbelteces en columnas

En la Figura 3-19 se muestra una columna con cavidad. Si se estudia el muro considerando pandeo según “y”, el espesor será el máximo valor entre t_1 , t_2 o $\frac{2}{3} \cdot (t_1 + t_2)$, pero al estudiar el muro considerando pandeo según el eje “x” el espesor efectivo será b .

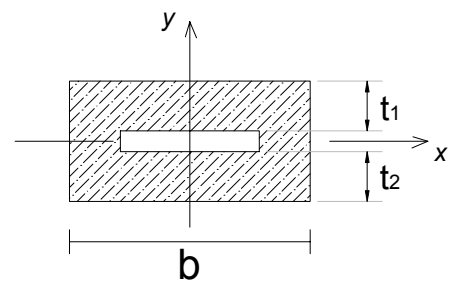


Figura 3-19 – Espesor efectivo de columna con cavidad.

En la Figura 3-20 se muestran distintos valores de alturas efectivas para columnas según el tipo de restricciones (bibliografía [3]).

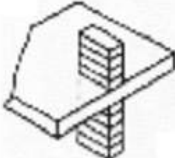
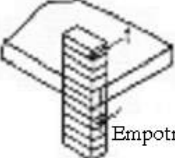
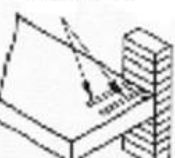
Condición de borde	Tipo de restricción	Altura efectiva (h_{ef})
Columna con movimiento lateral restringido en los bordes superior e inferior.	 <p>Piso o techo de alguna construcción arriostrando la columna por ambos lados al mismo nivel.</p>	h respecto a ambos ejes
	 <p>Losas de hormigón empotradas a la columna al menos una distancia igual a $2t/3$ pero no menos de 90mm.</p> <p>Empotramiento</p>	h respecto a ambos ejes
Columna con movimiento lateral restringido en los bordes superior e inferior por al menos 2 conectores de 30 x 5 mm. mínimo, a no más de 1.25 m del centro.	<p>Conectores</p>  <p>Sin empotramiento o con empotramiento menor que en el caso anterior.</p> <p>Losas no arriostradas en la dirección de pandeo considerada.</p>	h respecto al eje de menor inercia $2h$ respecto al eje de mayor inercia

Figura 3-20 – Valores de altura efectiva indicados en bibliografía [3].

3.2.5.1. Columnas formadas por aberturas

Muchos muros contienen puertas, ventanas o algún otro tipo de aberturas, las cuales muchas veces están cercanas unas de otras, de forma tal que la sección de muro que queda entre ellas se vuelve muy angosta. En caso de que dicha sección cumpla los requisitos para ser considerada columna ($b < 4 \cdot t$) la altura efectiva de la columna será mayor que la del muro, pero menor que la de la columna considerada asilada del resto.

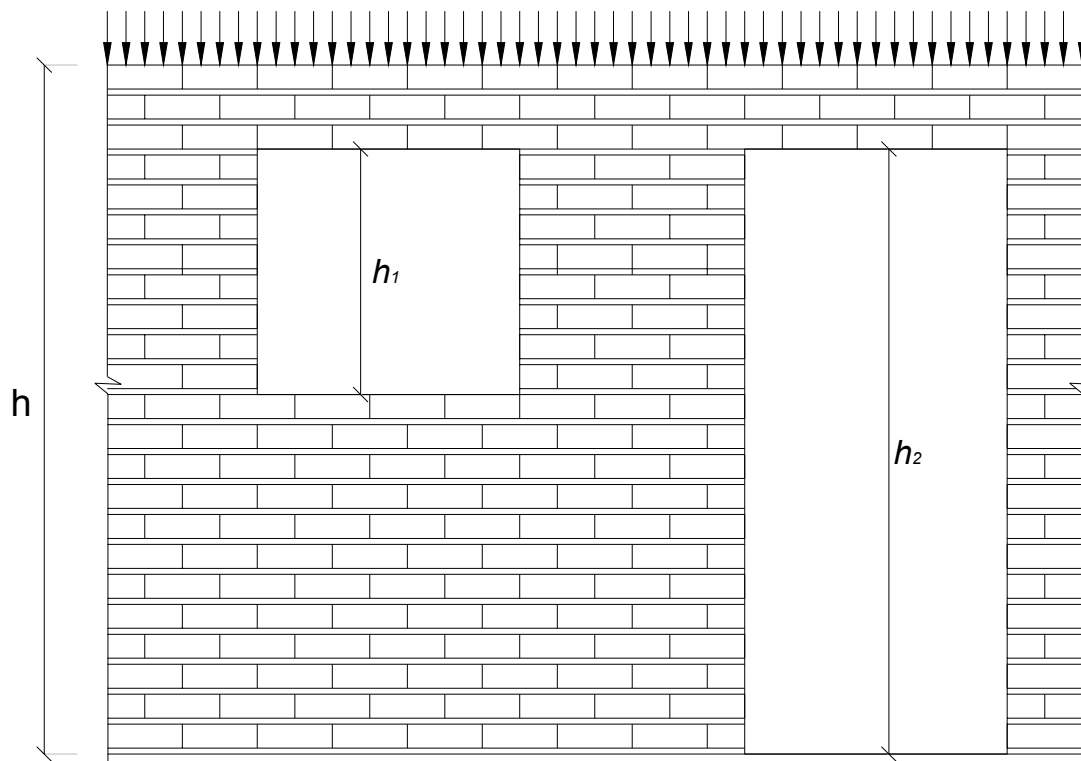


Figura 3-21 – Columnas formadas por aberturas.

En el muro portante de la Figura 3-21 se forma una columna entre las aberturas indicadas. Para verificar esta columna la norma BS 5628 distingue dos casos.

Cuando el muro tiene simplemente restringido el desplazamiento horizontal (por ejemplo por un entrepiso) la altura efectiva de la columna se toma igual a la altura real del muro (distancia entre apoyos horizontales), como se muestra en la ecuación (3-22):

$$h_{ef} = h \quad (3-22)$$

Cuando las características del apoyo son tales que restringen los giros, por ejemplo cuando se tiene una losa hecha en sitio la altura efectiva del muro se calcula según la ecuación (3-23):

$$h_{ef} = 0.75 \cdot h + 0.25 \cdot h_2 \quad (3-23)$$

donde h_2 es la máxima altura de las aberturas.

3.2.6. Muros con descargas concentradas

Cuando una losa descarga sobre un muro, si bien no lo hace en forma completamente uniforme, no es de esperarse que hayan grandes variaciones en las tensiones introducidas en el muro a lo largo de la línea de apoyo. Distinto es el caso de la descarga de una viga. En este caso el muro va a tener en una sección relativamente pequeña una determinada carga que probablemente genere tensiones altas en el muro.

En caso de vigas de hormigón de importante rigidez, apoyando la viga directamente sobre el muro, dado que las deflexiones de la viga son pequeñas, se puede asumir una descarga lineal (ver Figura 3-22).

Cuando se tienen vigas de acero de importante altura, generalmente las cargas transmitidas son grandes, por lo que resultaría difícil poder realizar la descarga sin interponer un macizo de hormigón (generalmente llamado “muerto de hormigón”) que permita aumentar el área en la cual se distribuye la carga, obteniendo así una tensión menor. En este caso también se obtiene una distribución uniforme de tensiones en la introducción de cargas.

En el caso de vigas de acero de pequeña rigidez, en general las cargas transmitidas son pequeñas, por lo que no suelen usarse macizos de hormigón. En este caso se asume una distribución triangular de tensiones dado que ya no resulta tan despreciable el giro del perfil en su apoyo.

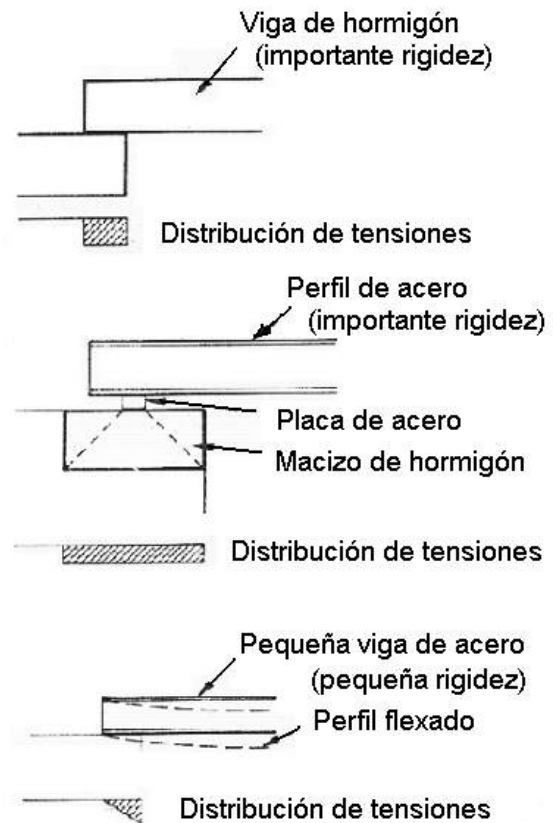


Figura 3-22

Localmente se permite incrementar la resistencia última de la pared para verificar su resistencia a los esfuerzos concentrados que se dan en la zona de una descarga de viga o pilar. Esto es debido que las cargas concentradas generan deformaciones localizadas, la mampostería cercana al área de descarga tendrá deformaciones menores, por lo que se crea un efecto de compresión triaxial que es favorable.

La norma BS 5628 define distintos tipos de apoyos para los cuales da diferentes posibilidades de incremento de la resistencia característica a compresión.

3.2.6.1. Apoyos Tipo 1

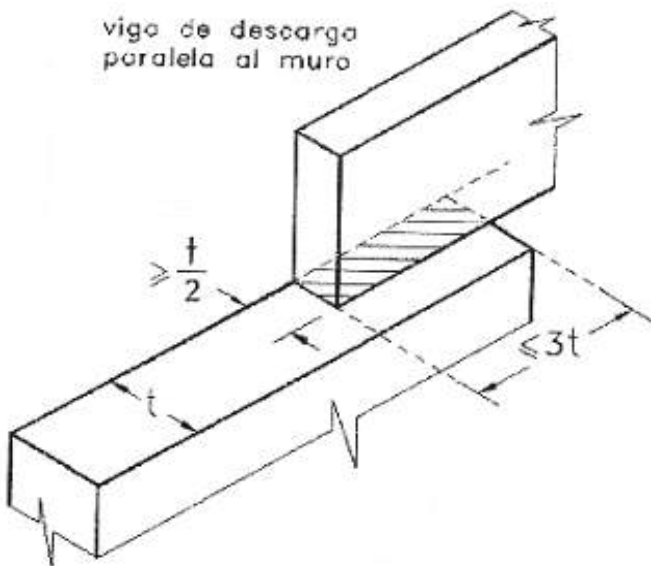


Figura 3-23

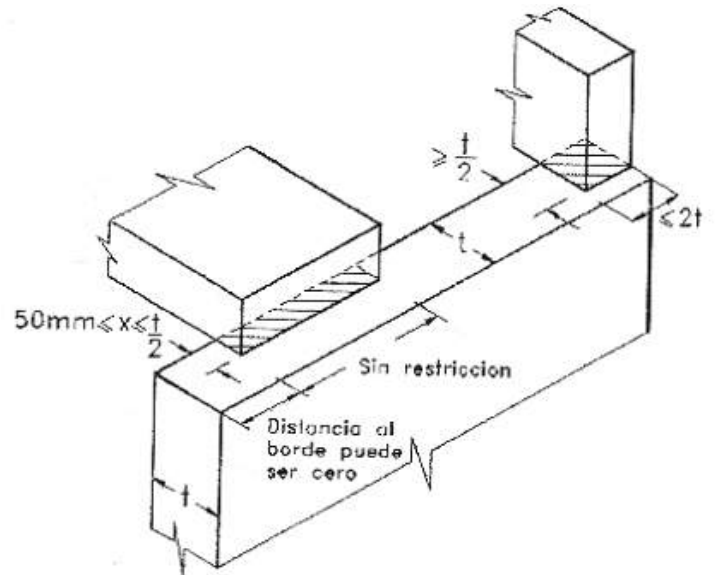


Figura 3-24

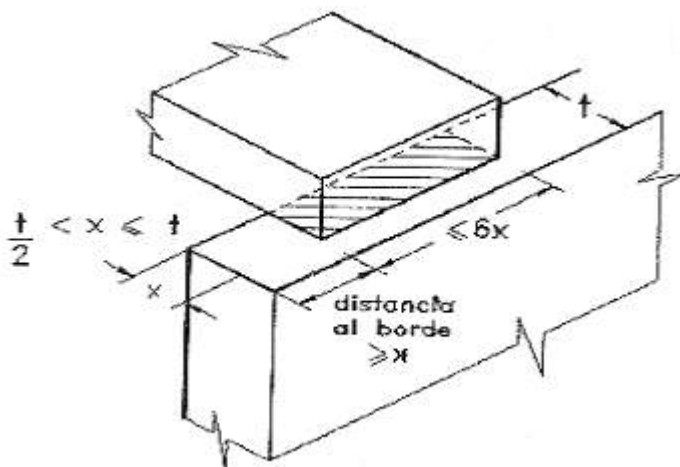


Figura 3-25

En las tres figuras anteriores se muestran los apoyos denominados “Tipo 1” por la norma BS 5628, al igual que la bibliografía [1].

En estos casos se permite incrementar la resistencia característica a la compresión en un 25% para verificar la descarga como se muestra en la ecuación (3-24):

$$f'_K = 1.25 \cdot f_K \quad (3-24)$$

3.2.6.2. Apoyos Tipo 2

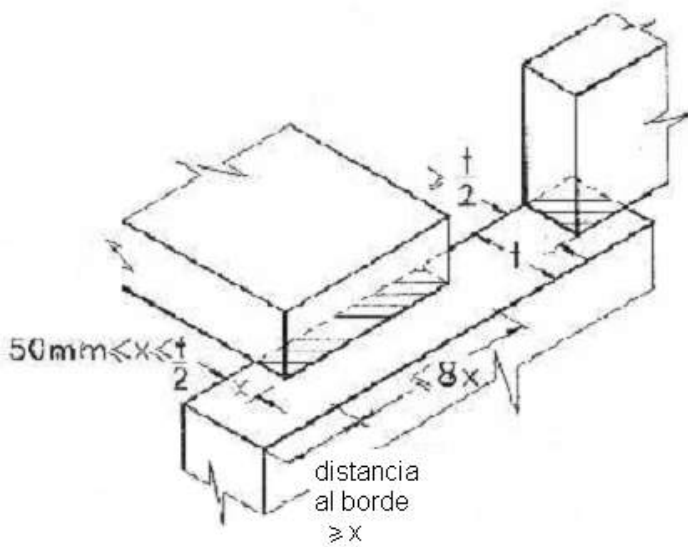


Figura 3-26

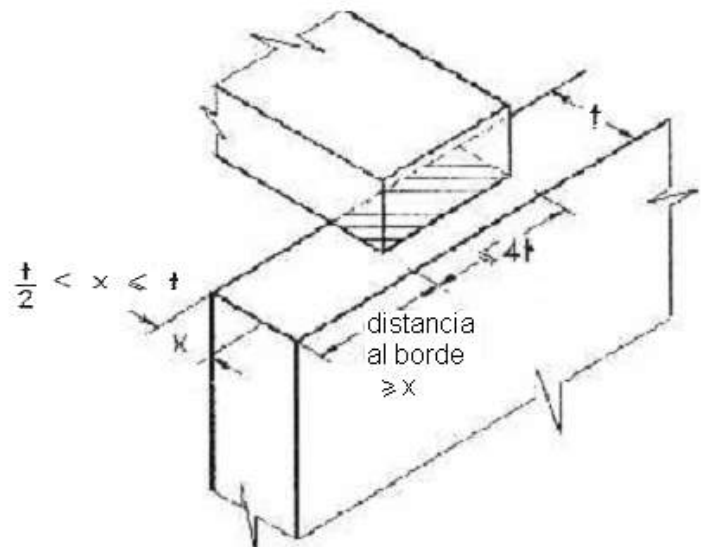


Figura 3-27

Para los apoyos indicados en la Figura 3-26 y Figura 3-27 la norma BS 5628 (al igual que la Recomendación el I.E.T.) permiten incrementar la resistencia característica a compresión en un 50% para verificar la descarga como se muestra en la ecuación (3-25)

$$f'_k = 1.5 \cdot f_k \tag{3-25}$$

La Norma BS 5628 admite incrementar la resistencia característica a compresión en un 100% para la verificación de la descarga en el caso de utilizar macizos de hormigón. La Recomendación del I.E.T. no considera este tipo de apoyo.

Además de verificar la descarga, se debe verificar el muro por las cargas transmitidas. En la Figura 3-28 se muestra la distribución de tensiones, que se asume a 45°. En las demás secciones a verificar no se considera incremento alguno de la resistencia característica a compresión de la mampostería.

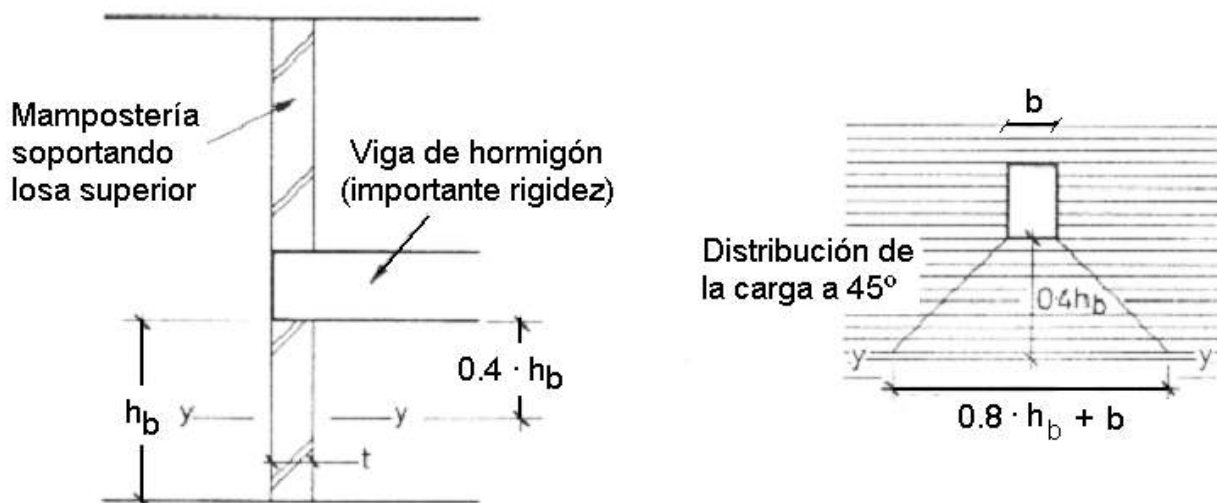


Figura 3-28

En la Figura 3-29 se muestra un esquema extraído de bibliografía [6] en el que se aprecia una descarga concentrada sobre un muro, la forma asumida para la dispersión de las cargas y los valores con los que se deben comparar dichas cargas.

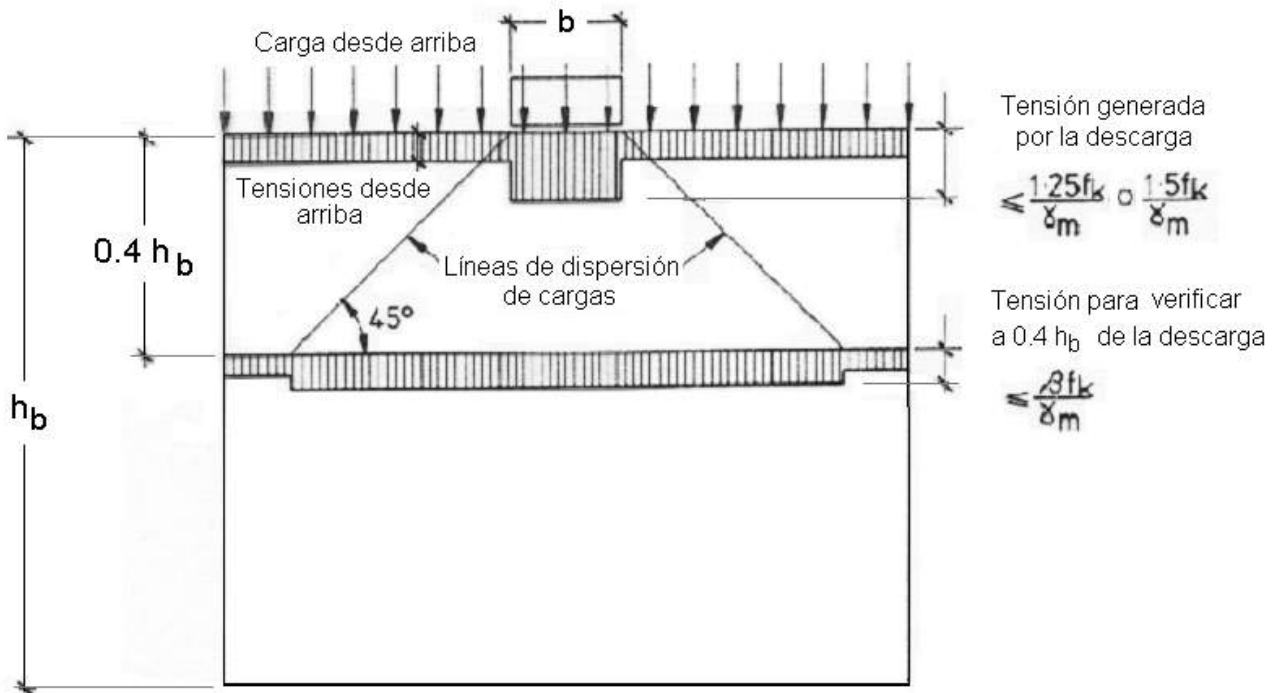


Figura 3-29 – Descarga concentrada y verificaciones según BS5628 y Recomendación del I.E.T.

La Figura 3-30 es extraída de la norma británica BS 5628 ([6]). En dicha figura se muestra un esquema de las cargas generadas por una descarga concentrada cuando se utiliza un macizo de hormigón como elemento dispersador.

La norma indica que el diagrama de tensiones debajo de la carga concentrada debe derivarse de un cálculo según la Teoría de la Elasticidad. Cabe aclarar que la verificación indicada en la figura considera el “Apoyo tipo 3” indicado en la norma antes mencionada (no previsto por la recomendación del I.E.T.) por lo que se incrementa la resistencia característica a compresión en un 100%.

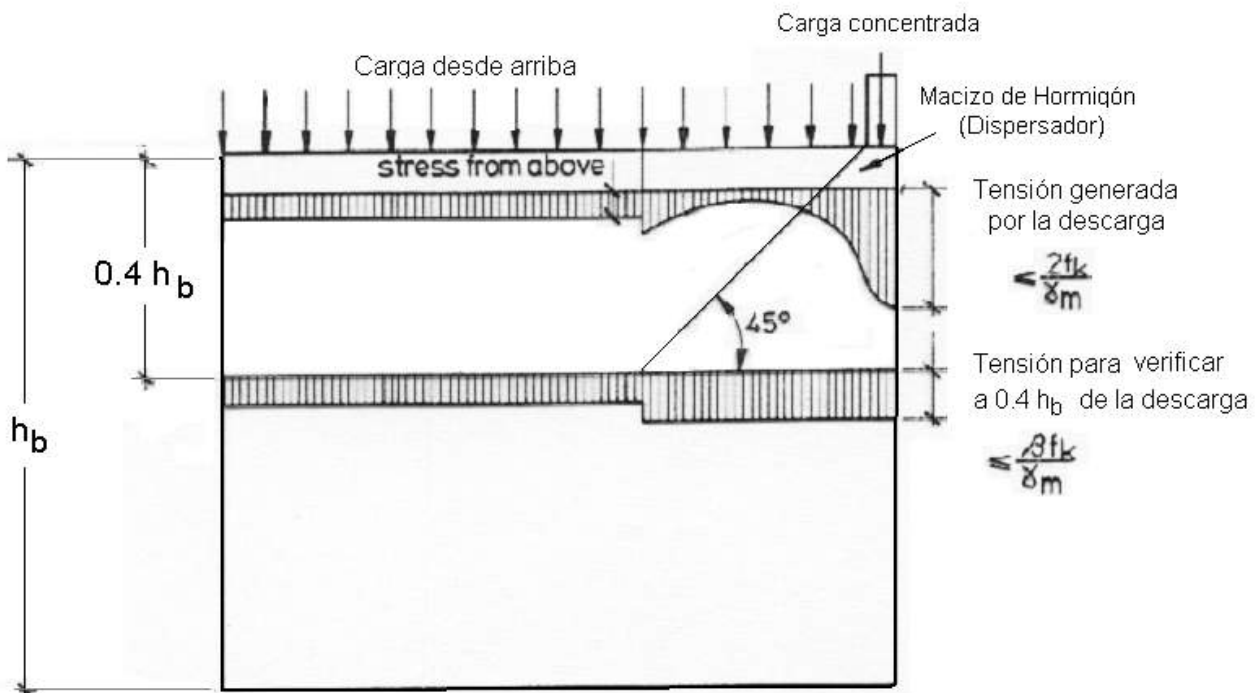


Figura 3-30 – Descarga concentrada en muro con introducción de elemento dispersador de cargas.

3.2.7. Descargas de muros portantes sobre pórticos de hormigón

El caso de estudio es el indicado en la Figura 3-31 donde un muro, cuyo peso propio por unidad de área es “g”, recibe una carga uniformemente distribuida “p”.

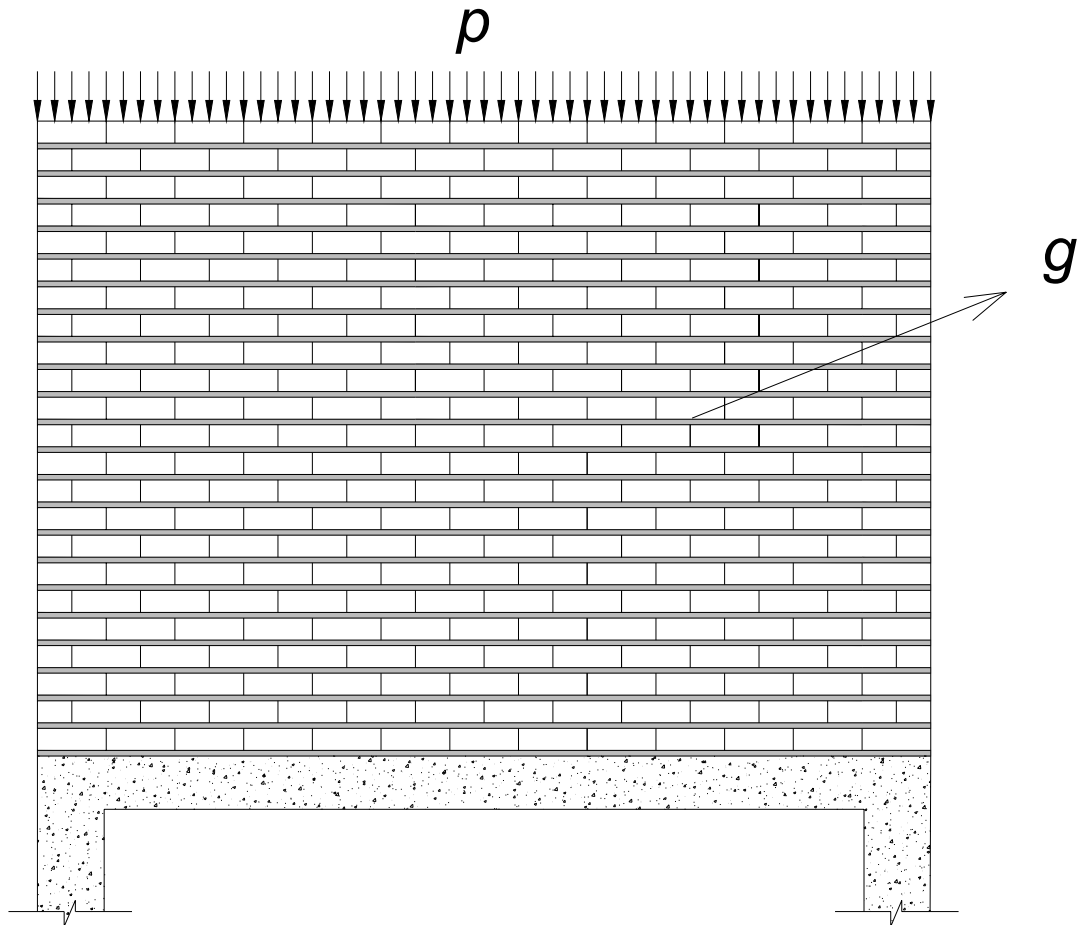


Figura 3-31 – Muro de mampostería sobre pórtico de hormigón.

La consideración usual es asumir que el muro simplemente transmite la carga p a la viga, por lo que la viga recibe una carga uniformemente distribuida de valor $p+g$ tal como se indica en la Figura 3-32.

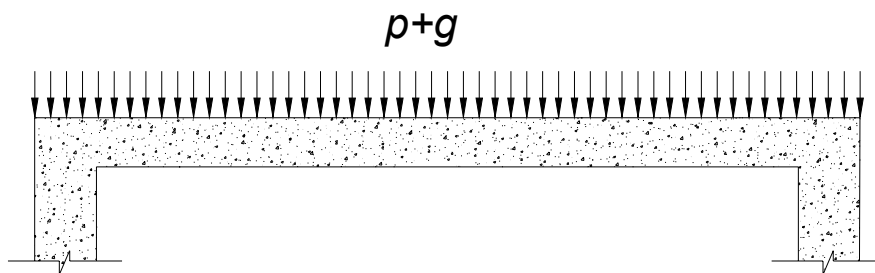


Figura 3-32 – Consideración usual.

Según dicho esquema el momento máximo de la viga se da en la sección media y su valor es el indicado en la ecuación (3-26)

$$M_{\max} = \frac{(p + g) \cdot t \cdot l^2}{8} \quad (3-26)$$

En realidad el momento flector generado en la viga es inferior al indicado en la ecuación (3-26) debido al aporte (en la rigidez del conjunto) que da la mampostería.

Davier y Ahmed (de la universidad de Edinburgo) realizan un estudio por el método de los elementos finitos y presentan un procedimiento de cálculo para determinar el máximo momento flector generado en la viga. El desarrollo que sigue está basado en el trabajo presentado por los autores antes mencionados, que se encuentra en la bibliografía [7].

3.2.7.1. Máxima tensión vertical en la pared

Básicamente el comportamiento del conjunto es como el de un arco atensorado, en el cual el arco se forma en el muro y el tensor es la viga.

Las máximas concentraciones de tensiones en el muro se dan en su base en las zonas extremas de la viga (apoyos del arco). En la mayoría de los casos, estas tensiones verticales de compresión son las determinantes de la falla del conjunto.

La grado de concentración de las tensiones verticales en el muro es influenciado principalmente por el *parámetro de rigidez flexional* definido por la ecuación (3-27):

$$R = \sqrt[4]{\frac{H^3 \cdot t \cdot E_M}{I_b \cdot E_b}} \quad (3-27)$$

Donde:

H es la altura del muro.

t es el espesor del muro.

E_M es el módulo de elasticidad de la mampostería.

I_b es el momento de inercia de la viga.

E_b es el módulo de elasticidad del hormigón.

Un valor alto de R indica un importante efecto de arco y por el contrario un valor pequeño de R indica que predomina la rigidez de la viga.

La tensión media de compresión en el muro se define como:

$$f_{med} = \frac{(p + g)}{L \cdot t} \quad (3-28)$$

Se debe entonces hallar los valores máximos, pues estos son los que determinan en estado último del muro.

Los resultado numéricos obtenidos a partir de análisis de elementos finitos muestran que hay una relación lineal entre el parámetro R y la concentración de tensiones.

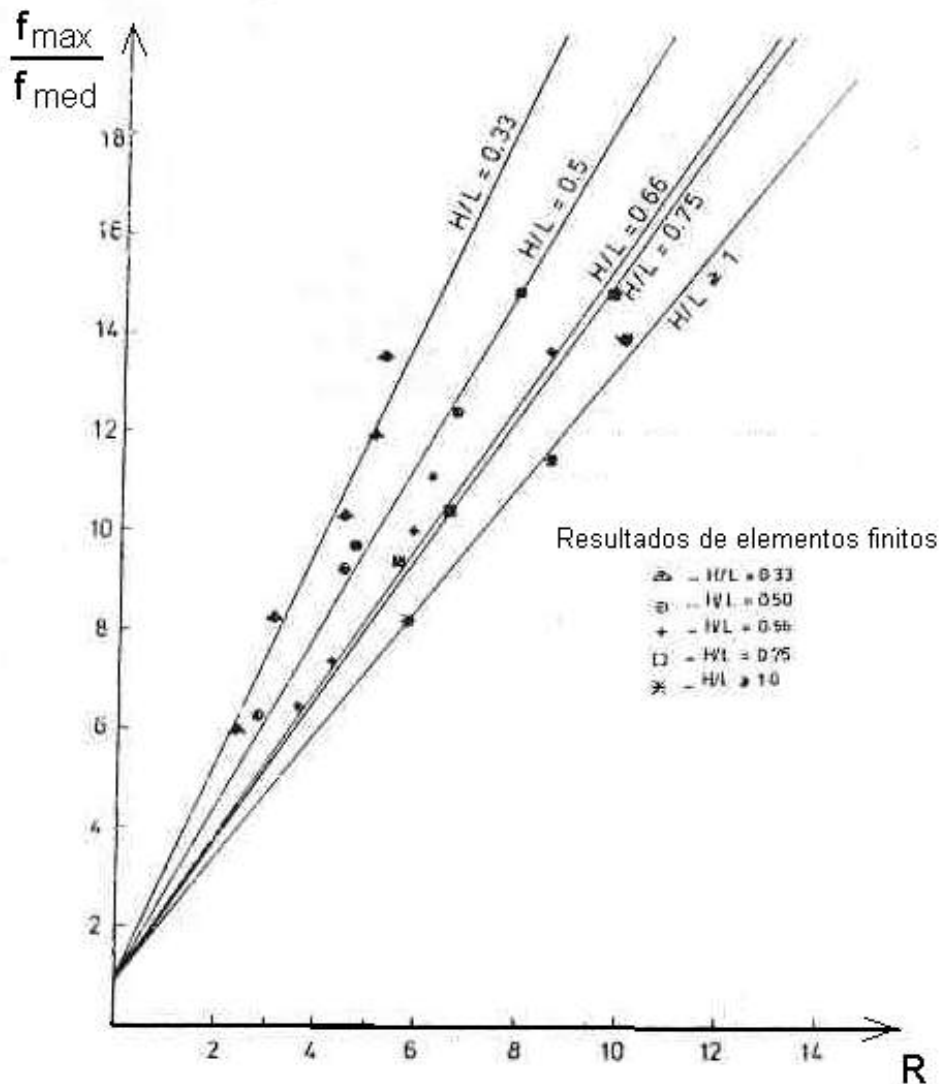


Figura 3-33 – Variación de la máxima concentración de tensiones verticales.

La máxima tensión vertical está relacionada con la tensión media como se indica en la ecuación (3-29):

$$f_{\text{máx}} = f_{\text{med}} \cdot (1 + \beta \cdot R) \quad (3-29)$$

donde β es un coeficiente que depende de la relación entre la altura H y el largo L del muro y se obtiene a partir de la Figura 3-34.

Sustituyendo la Ecuación (3-28) en la (3-29) se obtiene

$$f_{\text{máx}} = \frac{(p + g)}{L \cdot t} \cdot (1 + \beta \cdot R) \quad (3-30)$$

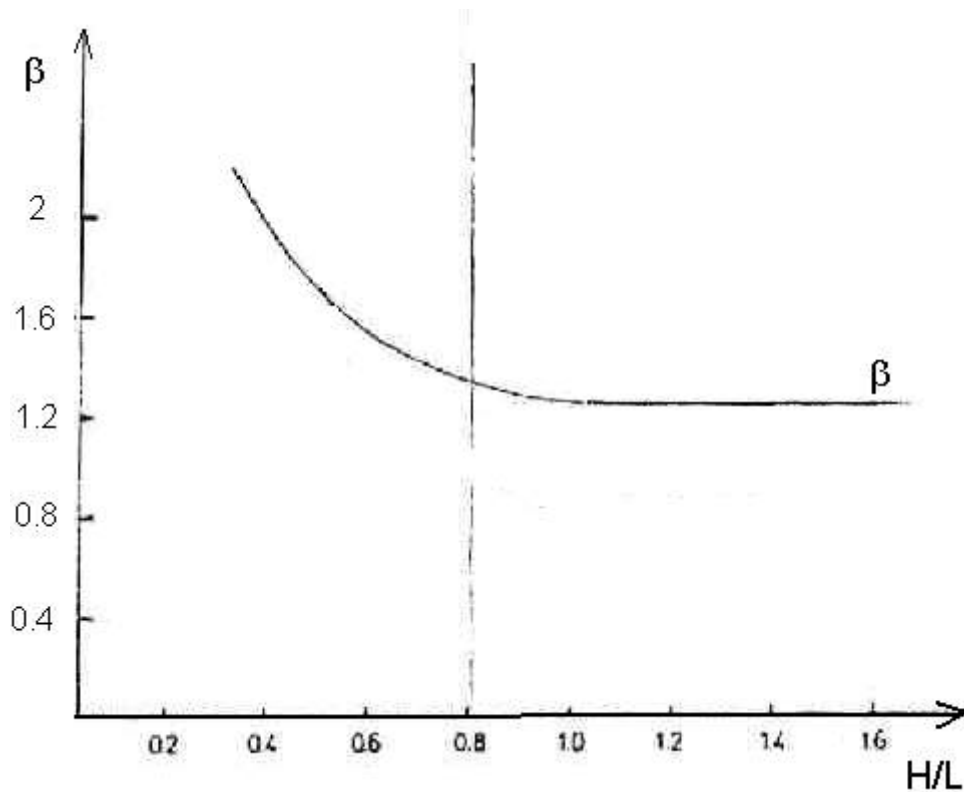


Figura 3-34 – Relación entre β y H/L .

Para una viga muy poco rígida, correspondiente a un alto valor de R , la distribución de las tensiones verticales es triangular con una alta concentración en los apoyos. Por otra parte, en muros apoyados en vigas muy rígidas, con bajos valores de R , las tensiones se dispersan hacia el centro, dando como resultado menor concentración de tensiones. La distribución de dichas tensiones en este caso se aproxima mucho a un polinomio de tercer grado. En situaciones intermedias, con valores intermedios de R , la distribución de tensiones se puede aproximar por una parábola simple.

Los tres casos anteriores pueden ser relacionados con límites en el parámetro R tal como se muestra en la Figura 3-35.

Si $R \geq 7 \rightarrow$ Distribución triangular de tensiones.

Si $5 < R < 7 \rightarrow$ Distribución parabólica.

Si $R \leq 5 \rightarrow$ Distribución polinómica cúbica.

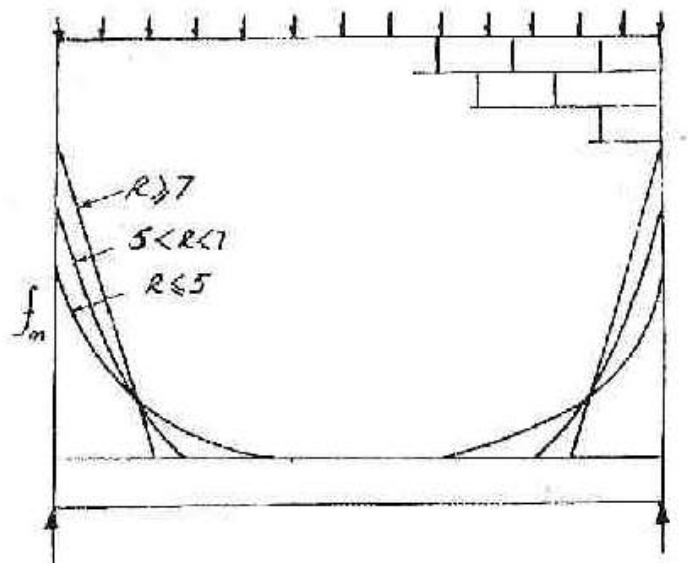


Figura 3-35 – Distribución vertical de tensiones en la interfase muro-viga.

3.2.7.2. Directa en la viga

Puede asumirse que la directa en la viga de apoyo depende principalmente del parámetro de rigidez axial definido por la Ecuación (3-31):

$$K = \frac{H \cdot t \cdot E_M}{A \cdot E_b} \quad (3-31)$$

Donde:

A es el área de la sección de la viga.

La máxima directa en una viga simplemente apoyada se da en la sección media de la misma y varía linealmente con el parámetro **K** anteriormente definido. La relación lineal puede ser expresada de la siguiente forma:

$$N = (p + g) \cdot (\alpha - \gamma \cdot K) \quad (3-32)$$

donde α y γ son coeficientes que al igual que β dependen de H/L y se obtienen a partir de la Figura 3-36.

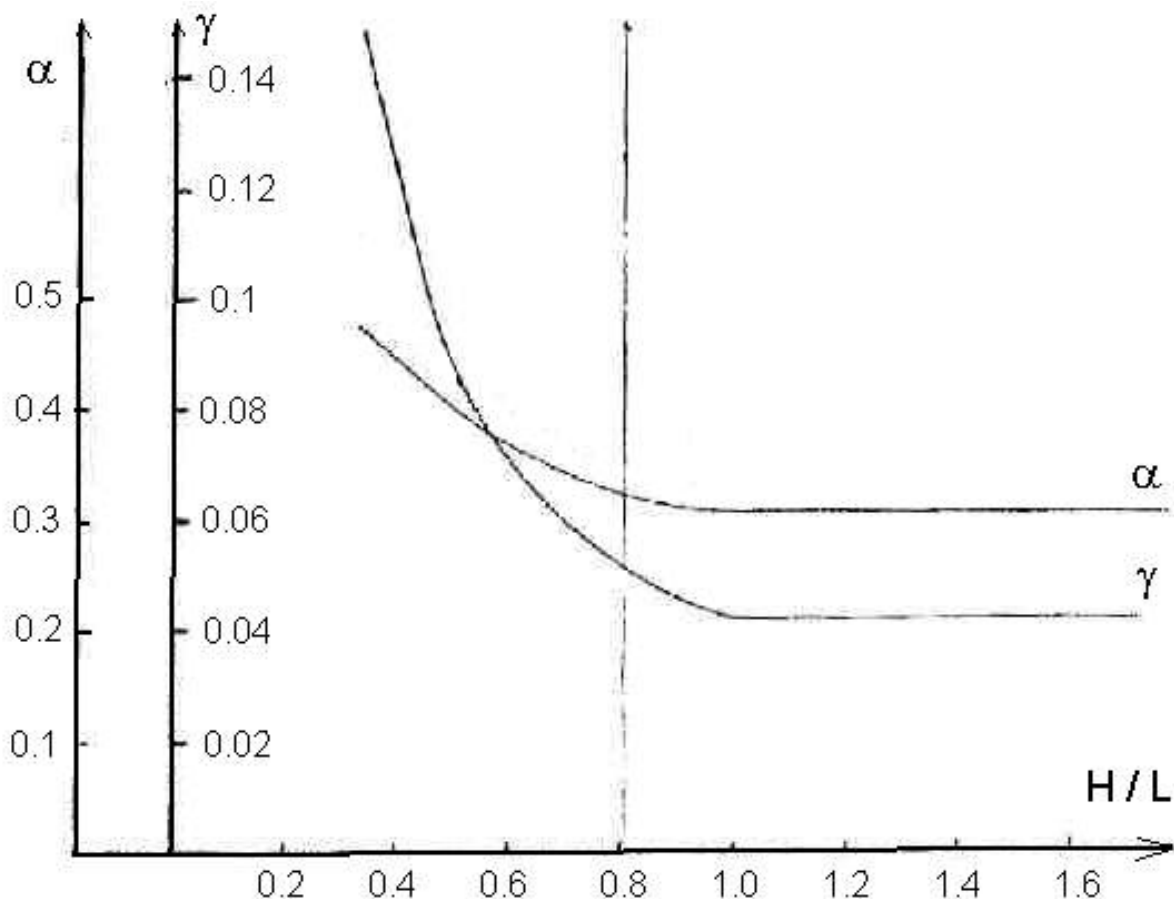


Figura 3-36 – Variación de α y γ con H/L .

Teniendo en cuenta que la directa depende entonces la dependencia de los parámetros α y γ con H/L , se puede graficar la directa en la viga en función de K para distintos valores de H/L , resultando así las rectas indicadas en la Figura 3-37.

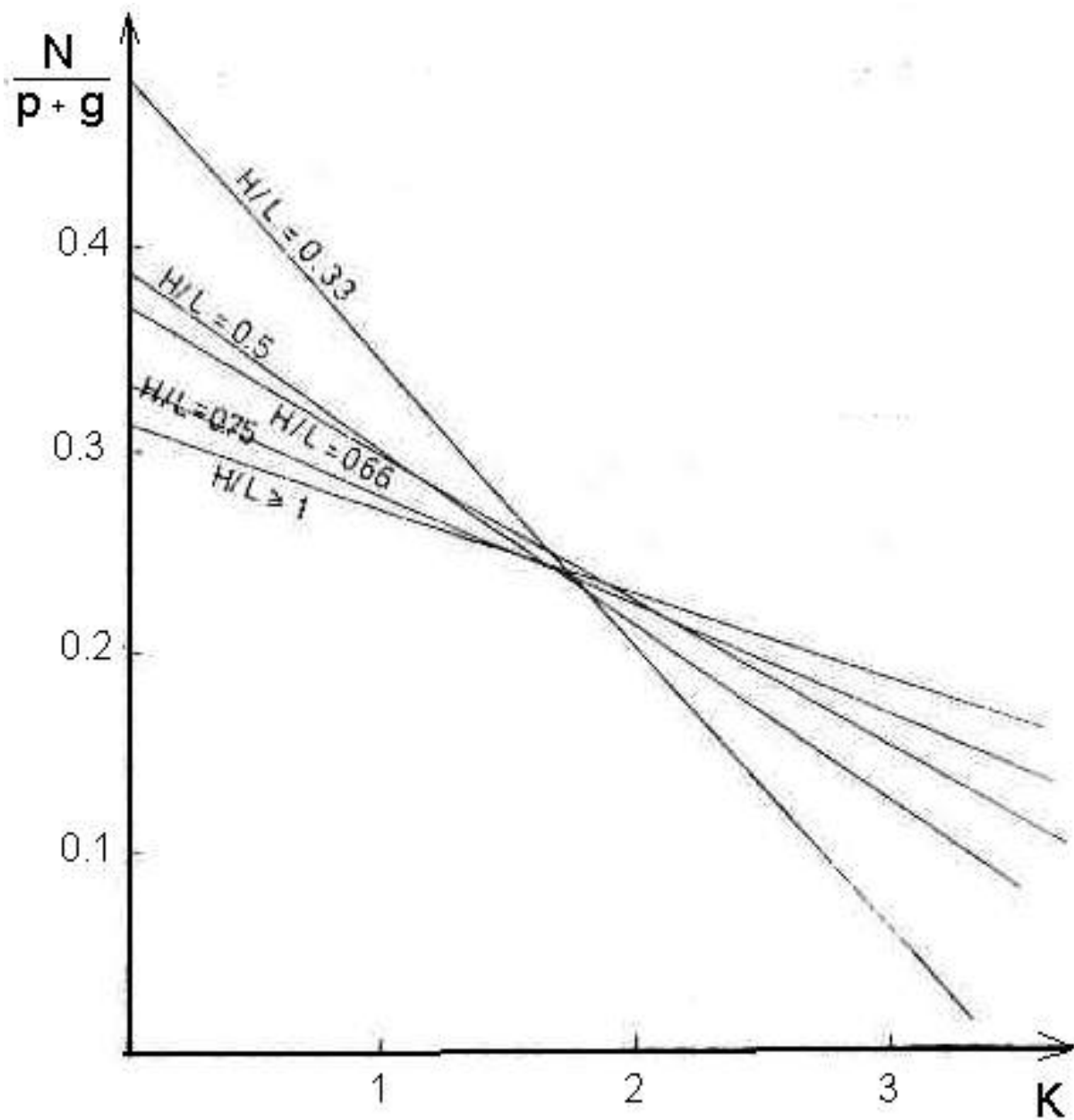


Figura 3-37 – Directa en la viga en función de K y H/L .

3.2.7.3. Máxima tensión rasante entre viga y pared

Para que el muro y la viga trabajen en conjunto como se ha supuesto hasta ahora es necesario que la resistencia al corte en la interfase muro-viga sea adecuada para transferir las tensiones de corte generadas como resultado de la acción del arco. La Figura 3-38 muestra las tensiones que se producen en un diferencial de elemento de interacción muro-viga.

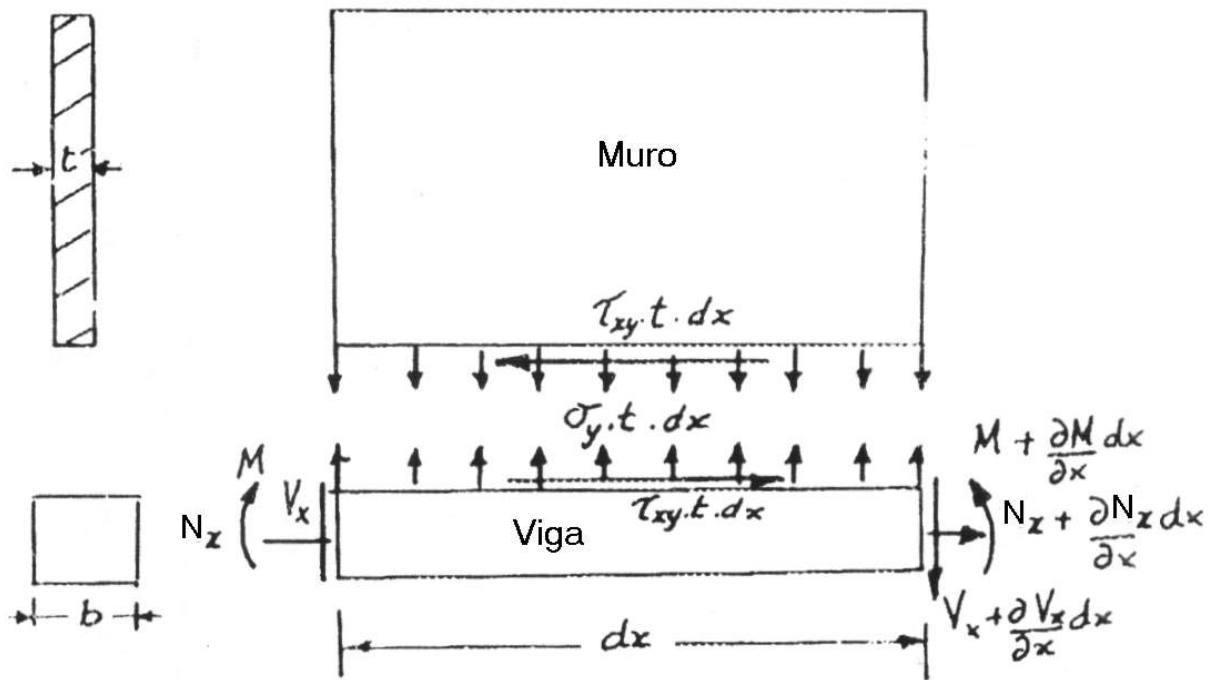


Figura 3-38 – Interacción muro-viga en un elemento diferencial.

Analizando el equilibrio horizontal del elemento de viga se obtiene:

$$\tau_{xy} \cdot t \cdot dx = \frac{\partial N_x}{\partial x} \cdot dx \tag{3-33}$$

Integrando ambos lados de la Ecuación (3-33) entre 0 y L/2 se obtiene:

$$\int_0^{L/2} \tau_{xy} \cdot t \cdot dx = N_x \Big|_{L/2} \tag{3-34}$$

Para poder hallar la máxima tensión rasante producida por el efecto de arco se asume un diagrama de tensiones verticales y de corte. Se analizará para comenzar el caso de diagrama lineal de tensiones verticales para el cual se asume como simplificación de aquí en adelante diagrama lineal de tensiones rasantes en la interfase muro-viga, como se muestra en la Figura 3-39.

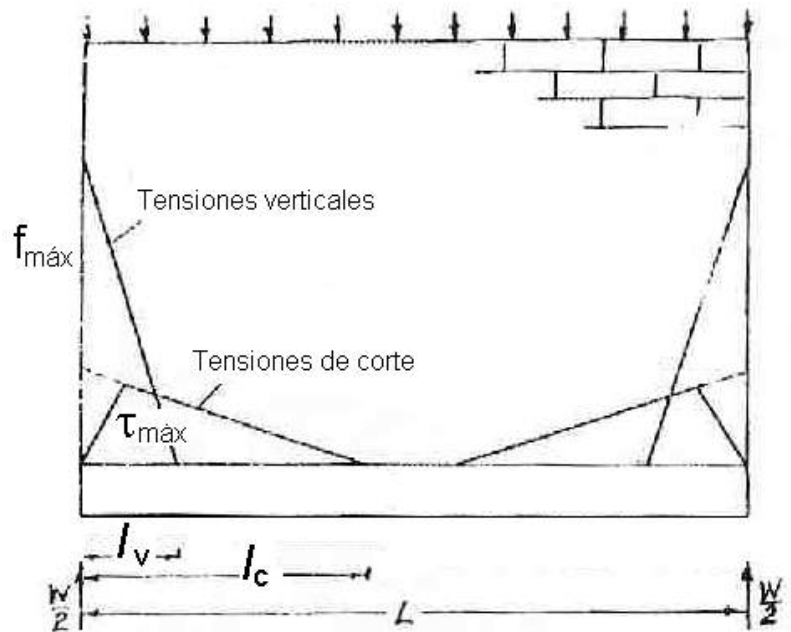


Figura 3-39 – Diagrama de tensiones verticales y rasantes para $R \geq 7$.

De los resultados del análisis de elementos finitos, los autores indican que la longitud en la cual aparecen tensiones rasantes (l_c) es entre dos y tres veces la longitud en las cuales hay tensiones verticales (l_v), recomendando asumir una relación $l_c = 2 \cdot l_v$.

Por equilibrio vertical se obtiene

$$f_{m\acute{a}x} \cdot l_v \cdot t = (p + g) \tag{3-35}$$

Si se despeja l_v de la ecuación anterior:

$$l_v = \frac{(p + g)}{f_{m\acute{a}x} \cdot t} \tag{3-36}$$

Si se sustituye el valor de $f_{m\acute{a}x}$ según la Ecuación (3-30) se obtiene:

$$l_v = \frac{L}{1 + \beta \cdot R} \tag{3-37}$$

por lo que l_c resulta:

$$l_c = \frac{2 \cdot L}{1 + \beta \cdot R} \tag{3-38}$$

Evaluando la integral de la Ecuación (3-34) se obtiene:

$$\frac{\tau_{m\acute{a}x} \cdot l_c \cdot t}{2} = N \Big|_{L/2} \tag{3-39}$$

Sustituyendo N por lo indicado en la ecuación (3-32) y l_c según la ecuación (3-38) se obtiene:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{(p + g) \cdot (\alpha - \gamma \cdot K) \cdot (1 + \beta \cdot R)}{L \cdot t} \tag{3-40}$$

3.2.7.4. Momento flector en la viga

La viga está sometida a la acción de cargas verticales y tensiones rasantes en la interfase muro-viga. Estas últimas son excéntricas respecto al eje de la viga, y por tanto causan una importante reducción en los momentos flectores generados por las cargas verticales. El momento flector máximo en la viga se genera muy cerca de los apoyos.

El momento flector debido a las cargas verticales es máximo en el centro de la luz y se calcula según la ecuación (3-41):

$$M_V = (p + g) \cdot \frac{r \cdot l_V}{2} \quad (3-41)$$

por lo que se puede despejar l_V :

$$l_V = \frac{2 \cdot M_V}{(p + g) \cdot r} \quad (3-42)$$

donde r es la distancia entre el borde de la viga y el punto donde pasa la resultante de la distribución de las tensiones verticales (ver Figura 3-40) depende del tipo de distribución asumida, la cual a su vez depende del factor de rigidez flexional R .

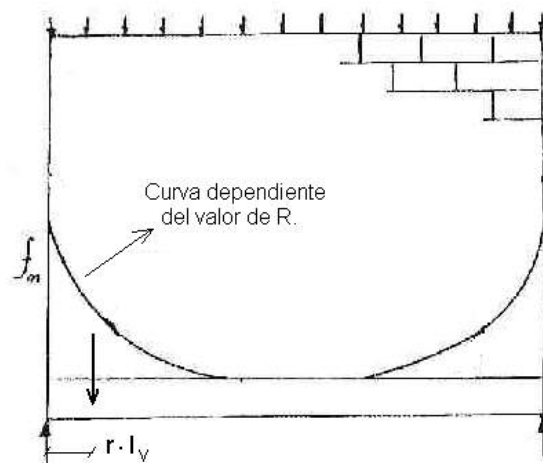


Figura 3-40 – Interpretación del factor r .

Imponiendo equilibrio de fuerzas:

$$\frac{(p + g)}{2} = \lambda \cdot f_{\text{máx}} \cdot l_V \cdot t \quad (3-43)$$

donde λ es un coeficiente que depende de la forma del diagrama de tensiones.

Sustituyendo l_V de la ecuación (3-42) en la ecuación (3-43) se obtiene:

$$M_V = \frac{(p + g)^2 \cdot r}{4 \cdot f_{\text{máx}} \cdot \lambda \cdot t} \quad (3-44)$$

pero en la ecuación (3-30) se tenía que $f_{\text{máx}} = \frac{(p + g)}{L \cdot t} \cdot (1 + \beta \cdot R)$ con lo que el momento central generado por las tensiones verticales es:

$$M_V = \frac{(p + g) \cdot r \cdot L}{4 \cdot \lambda \cdot (1 + \beta \cdot R)} \quad (3-45)$$

El *momento flector producido por las tensiones rasantes* a una distancia x del apoyo es el dado por la ecuación (3-46) donde $\frac{d}{2}$ sale fuera de la integral pues el brazo de par de las tensiones rasantes es constante.

$$M_H = -\frac{d}{2} \cdot \int_0^x \tau_{xy} \cdot t \, dx \quad (3-46)$$

Se obtiene entonces:

$$M_H = -\frac{d}{2} \cdot N_x \quad (3-47)$$

Recordando que en la ecuación (3-32) se dedujo que $N_{\text{máx}} = (p + g) \cdot (\alpha - \gamma \cdot K)$ y considerando que la directa es generada por las tensiones rasantes, la directa tiene la misma variación, se puede calcular la directa a una distancia x del apoyo:

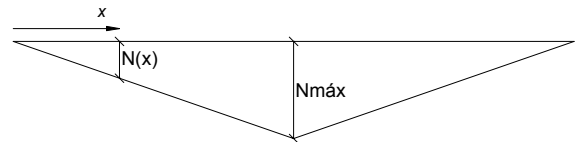


Figura 3-41 – Variación de la directa.

$$N_x = \frac{2 \cdot N_{\text{máx}}}{L} \cdot x = \frac{2 \cdot (p + g) \cdot (\alpha - \gamma \cdot K)}{L} \cdot x \quad (3-48)$$

obteniéndose un momento por las fuerzas horizontales:

$$M_H = -\frac{d \cdot (p + g) \cdot (\alpha - \gamma \cdot K)}{L} \cdot x \quad (3-49)$$

El momento total será la suma de los momentos anteriormente calculados:

$$M_{\text{Total}} = M_V + M_H \quad (3-50)$$

Por lo que el momento en el punto central de la viga es:

$$M_C = \frac{(p + g) \cdot r \cdot L}{4 \cdot \lambda \cdot (1 + \beta \cdot R)} - \frac{d \cdot (p + g) \cdot (\alpha - \gamma \cdot K)}{2} \quad (3-51)$$

lo que se puede expresar como:

$$M_C = \frac{(p + g) \cdot (L \cdot r - 2 \cdot d \cdot (\alpha - \gamma \cdot K) \cdot (1 + \beta \cdot R))}{4 \cdot \lambda \cdot (1 + \beta \cdot R)} \quad (3-52)$$

Los autores indican que el momento máximo en la viga se da aproximadamente a una distancia del apoyo igual a la distancia de contacto $l_v = \frac{L}{1 + \beta \cdot R}$. Dado que el momento generado por las tensiones verticales es constante en el tramo central (dado que en ese tramo el cortante es constante) el momento máximo se calcula como:

$$M_{\text{máx}} = \frac{(p + g) \cdot r \cdot L}{4 \cdot \lambda \cdot (1 + \beta \cdot R)} - \frac{2 \cdot (p + g) \cdot (\alpha - \gamma \cdot K)}{L} \cdot \frac{L}{1 + \beta \cdot R} \quad (3-53)$$

lo que se puede expresar como:

$$M_{\text{máx}} = \frac{(p + g) \cdot (L \cdot r - 2 \cdot d \cdot (\alpha - \gamma \cdot K))}{4 \cdot \lambda \cdot (1 + \beta \cdot R)} \quad (3-54)$$

Los tres casos considerados de acuerdo a la magnitud del factor de rigidez flexional son los siguientes:

- $R \leq 5 \rightarrow$ Viga rígida.

$$r = 0.2 \text{ y } \lambda = 0.25$$

$$M_{\text{Máx}} = \frac{(p + g)}{5 \cdot (1 + \beta \cdot R)} \cdot [L - 10 \cdot d \cdot (\alpha - \gamma \cdot K)] \quad (3-55)$$

$$M_{\text{Central}} = \frac{(p + g)}{5 \cdot (1 + \beta \cdot R)} \cdot [L - 2.5 \cdot d \cdot (\alpha - \gamma \cdot K) \cdot (1 + \beta \cdot R)] \quad (3-56)$$

- $5 < R < 7 \rightarrow$ Viga flexible.

$$r = 0.25 \text{ y } \lambda = 0.33$$

$$M_{\text{Máx}} = \frac{(p + g)}{5.33 \cdot (1 + \beta \cdot R)} \cdot [L - 2.66 \cdot d \cdot (\alpha - \gamma \cdot K)] \quad (3-57)$$

$$M_{\text{Central}} = \frac{(p + g)}{5 \cdot (1 + \beta \cdot R)} \cdot [L - 2.5 \cdot d \cdot (\alpha - \gamma \cdot K) \cdot (1 + \beta \cdot R)] \quad (3-58)$$

- $R \geq 7 \rightarrow$ Viga muy flexible.

$$r = 0.33 \text{ y } \lambda = 0.5$$

$$M_{\text{Máx}} = \frac{(p + g)}{6 \cdot (1 + \beta \cdot R)} \cdot [L - 6 \cdot d \cdot (\alpha - \gamma \cdot K)] \quad (3-59)$$

$$M_{\text{Central}} = \frac{(p + g)}{6 \cdot (1 + \beta \cdot R)} \cdot [L - 3 \cdot d \cdot (\alpha - \gamma \cdot K) \cdot (1 + \beta \cdot R)] \quad (3-60)$$

3.3. VERIFICACIÓN DE CORTANTE

En cualquier estructura sometida por ejemplo a la acción del viento, se tienen muros sometidos a solicitaciones de corte. Un ejemplo es el mostrado en la Figura 3-42.

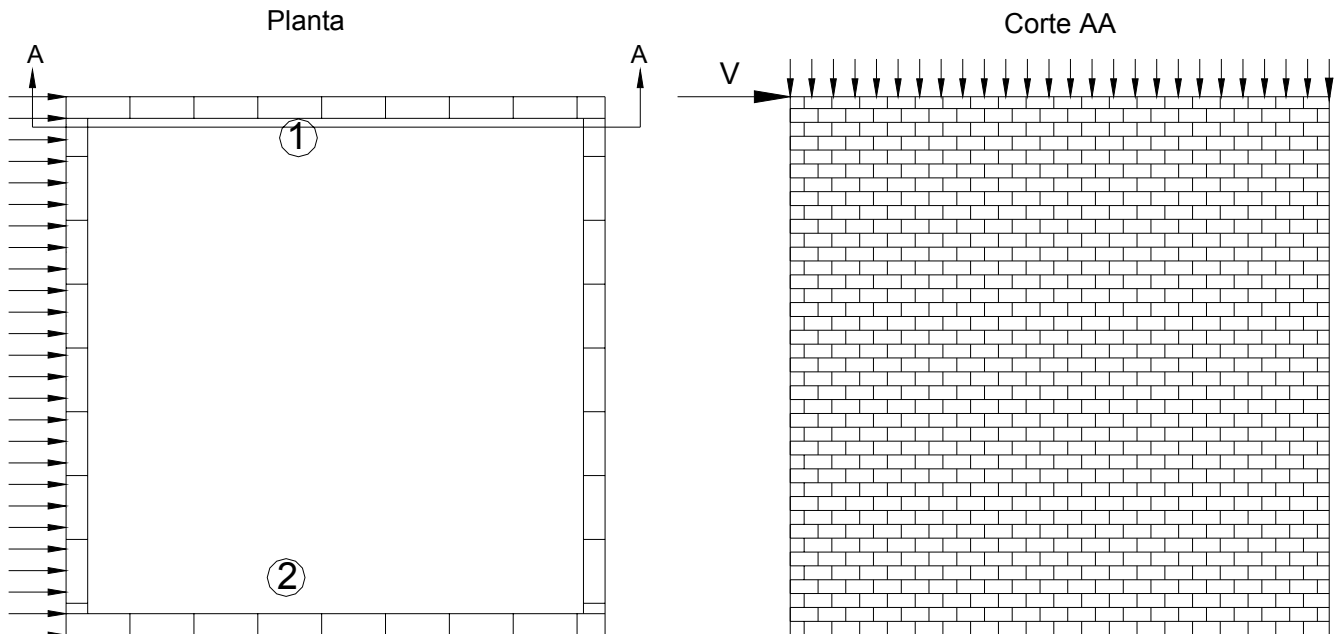


Figura 3-42 – Ejemplo en el que se tiene un muro sometido a corte.

A la izquierda se observa una planta de una habitación donde el muro de la izquierda recibe una carga horizontal. Ese muro, que deberá ser capaz de resistir dichas cargas y luego transmitir parte de esta a los muros 1 y 2 y parte a la losa superior e inferior. Dichos muros tendrán entonces, además de la carga de compresión que puedan estar recibiendo, una carga horizontal en el propio plano que contiene al muro transmitida por la losa superior (indicada como V en la Figura 3-42), y una pequeña carga transmitida directamente por el muro (la cual puede en muchos casos ser despreciable).

Será necesario hacer una verificación para ver si el muro es capaz de soportar dichas cargas horizontales.

La verificación, basada en el método de diseño para estado último, es la mostrada en la Ecuación (3-61):

$$V_U < \frac{V_{UR}}{\gamma_m} \quad (3-61)$$

donde V_U es la solicitación de corte en la sección horizontal considerada, y V_{UR} es la resistencia última al corte dada por el mínimo de los valores obtenidos por las Ecuaciones (3-62) y (3-63).

$$V_{UR} = (\tau_{0K} + 0.6 \cdot \sigma_0) \cdot A_M \quad (3-62)$$

$$V_{UR} = 1.5 \cdot \tau_{0K} \cdot A_M \quad (3-63)$$

τ_{0K} es la resistencia característica al corte, σ_0 es la tensión media de compresión obtenida considerando el 85% de las cargas permanentes, y A_M es el área bruta de la sección considerada.

3.4. DISEÑO DE ELEMENTOS CON SOLICITACIÓN PREDOMINANTE DE FLEXIÓN

Cuando se tiene un muro sometido a presoflexión, dependiendo de la relación entre la carga y el momento aplicado será si la sección está totalmente comprimida, parte comprimida y parte traccionada, o se ha producido una fisura, tal como se muestra en la Figura 3-43.

Si la tensión de tracción excede la resistencia a tracción de la mampostería se produce la fisuración de la sección. La fisuración puede también ocurrir cuando la mampostería no puede resistir esfuerzos de tracción por ejemplo cuando existe alguna membrana de impermeabilización incapaz de transmitir tensiones de tracción a través de la junta.

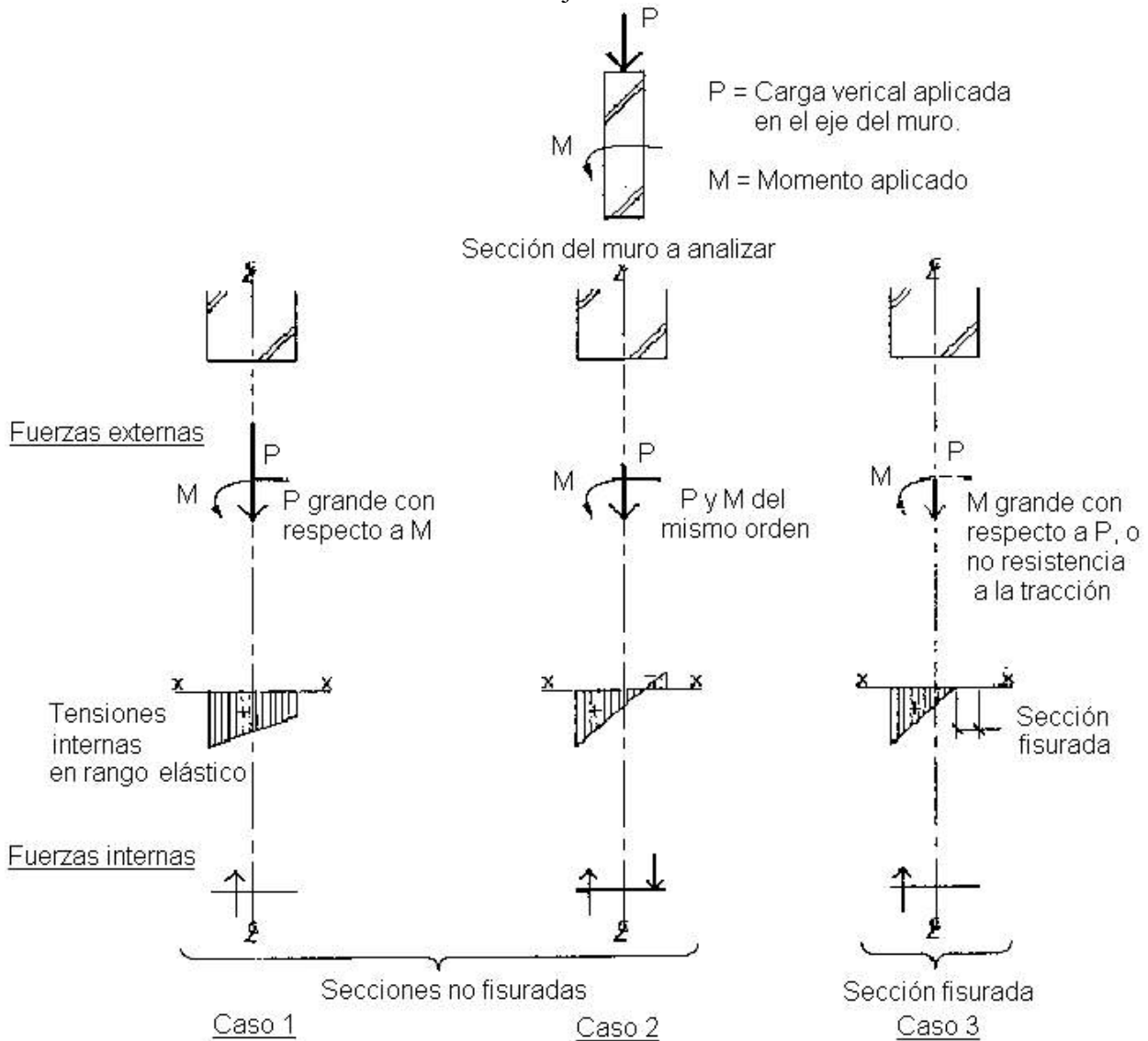


Figura 3-43 – Variación de las tensiones internas con la excentricidad de la carga aplicada.

El Caso 1 indicado en la Figura 3-43 corresponde por ejemplo a un muro intermedio o inferior de una estructura portante. En el caso de los últimos pisos, especialmente en estructuras de techo liviano donde suelen predominar succiones que hacen que la carga P sea pequeña, como se indica en el Caso 2 de la misma figura, generándose así tensiones de tracción. Como la mampostería resiste mejor la compresión que la tracción, las tensiones antes mencionadas suelen ser el factor condicionante del diseño. En el Caso 3, la resistencia a tracción por flexión de la mampostería (si existe) fue excedida, por lo que la condición dominante es la compresión.

3.4.1. Método de diseño admitiendo tracciones

En la práctica, es frecuente la existencia de paredes de mampostería simple (sin armadura) que delimitan terrenos y que no forman parte de construcciones, así como también la existencia de paredes de cerramiento exteriores en estructuras de hormigón armado. En estos casos la acción del viento introduce solicitaciones de flexión. La resistencia a tracción por flexión será un factor determinante del estado último de estos elementos.

Anteriormente se analizaron muros sometidos a una sollicitación preponderante de compresión. En esos casos no se admite la existencia de tensiones de tracción. En esos casos se utiliza el diagrama de tensiones uniforme que se muestra en la Figura 3-44.

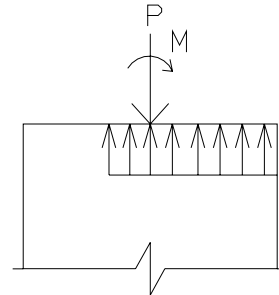


Figura 3-44 – Tensiones para compresión predominante

Cuando la flexión es preponderante, se admite considerar la resistencia a tracción por flexión de la mampostería suponiendo un diagrama lineal de tensiones en el espesor de la sección a verificar.

En este caso se debe verificar que el valor máximo de tracción no supere la resistencia a tracción por flexión de la mampostería en la dirección que corresponda (f_{Kx} o f_{Ky}).

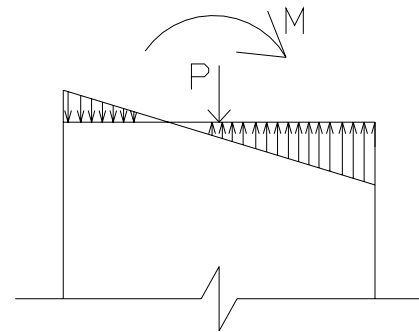


Figura 3-45 – Tensiones para flexión predominante

Las verificaciones a realizar dependen de si las fuerzas que actúan en el muro generan un momento flector con vector paralelo o perpendicular a la junta (o ambos). La dirección del momento flector actuante dependerá de las condiciones de borde que tenga el muro.

3.4.1.1. Paneles con vector momento paralelo a la junta

En la Figura 3-46 se muestra un panel con un único apoyo inferior. Este es el caso típico de muros divisorios entre terrenos (sin contrafuertes).

En este caso el efecto del viento simplemente genera un momento flector predominante con vector paralelo a la junta.

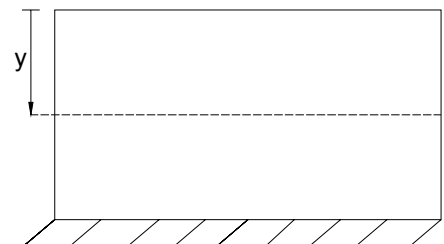


Figura 3-46 – Panel con apoyo inferior.

Trabajando sobre una sección horizontal, la máxima tensión normal de tracción generada (por unidad de longitud) es la indicada en la ecuación (3-64) donde “ m_y ” es el momento por unidad de largo producido por las fuerzas externas, “ Z ” es el módulo resistente de la sección, “ γ ” es el peso específico de la mampostería e “ y ” es la altura de muro por sobre la sección que se desea verificar.

$$\sigma_{\text{Máx Tracción}} = \frac{m_y}{Z} + \gamma \cdot y \quad (3-64)$$

La condición de diseño será que dicha tensión no supere a f_{ky} reducida por el coeficiente de seguridad para los materiales γ_m . Imponiendo esta condición en la Ecuación (3-64) se obtiene la ecuación de diseño mostrada en la (3-65).

$$m_y \leq \left(\frac{f_{ky}}{\gamma_m} - \gamma \cdot y \right) \cdot Z \quad (3-65)$$

Otro caso donde puede predominar esta sollicitación es en el mostrado en la Figura 3-47. Un ejemplo sería un panel de cerramiento en una estructura de hormigón armado, acunado en su borde superior, pero con una considerable distancia entre pilares, de forma tal de poder despreciar los apoyos verticales.

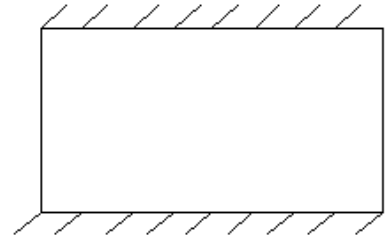


Figura 3-47 – Panel con apoyo inferior y superior.

3.4.1.2. Paneles con vector momento perpendicular a la junta

En la Figura 3-48 se muestra un panel con apoyos laterales. Este es el caso típico de muros con contrafuertes. En estos casos es de esperar que también exista apoyo inferior pero la relación largo alto hace despreciable este último.

En este caso el efecto del viento simplemente genera un momento flector predominante con vector perpendicular a la junta.



Figura 3-48 – Panel con apoyos laterales.

La verificación es similar a la realizada en el punto 4.4.2 salvo que en lugar de considerar “ m_y ” se considera “ m_x ”. Entonces, se debe cumplir:

$$m_x \leq \left(\frac{f_{kx}}{\gamma_m} \right) \cdot Z \quad (3-66)$$

En este caso el peso propio del panel no se considera, ya que, como se puede observar, no está contribuyendo en esa dirección.

3.4.1.3. Paneles con flexión en ambos sentidos

Para el caso de paneles apoyados en más de dos lados la falla se puede dar en cualquiera de las dos direcciones consideradas, por lo que se debe verificar tracción por flexión en ambos sentidos.

Dado que la mampostería es un material anisótropo tanto en resistencia ($f_{ky} \neq f_{kx}$) como en rigidez ($E_y \neq E_x$) resulta un análisis muy complejo. Se sigue en este caso un análisis por líneas de fractura, lo que resulta en un método simplificado pero que sus resultados fueron corroborados por ensayos de laboratorio según se indica en bibliografía [4].

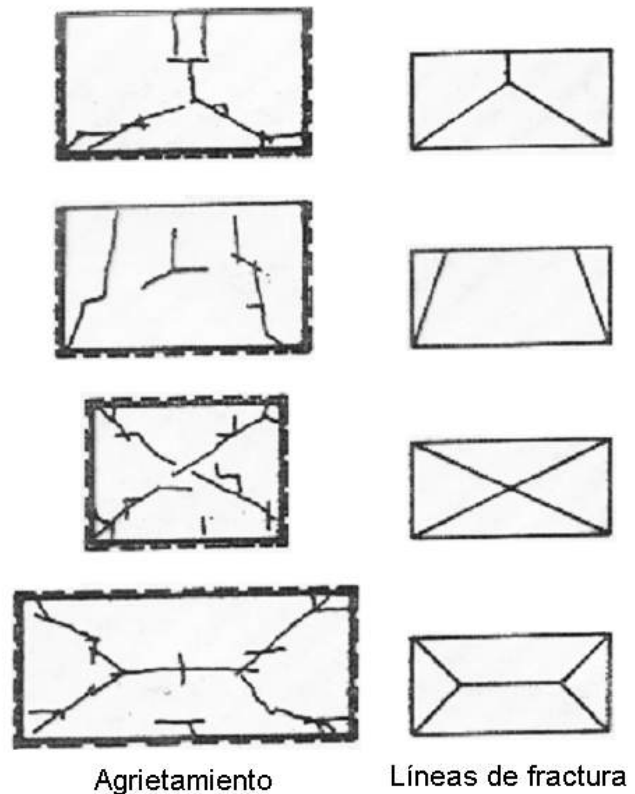


Figura 3-49 – Comparación entre el método de líneas de fractura y la figuración real de la mampostería

Anteriormente se definió la relación ortogonal (μ) de la mampostería, que depende básicamente del tipo de mampuesto y mortero utilizado.

$$\mu = \frac{f_{ky}}{f_{kx}} \quad (3-67)$$

Para calcular los momentos generados en estos paneles, se utiliza un parámetro α que está tabulado en la norma BS 5628 [3] y en la Recomendación del I.E.T. [1]. Los parámetros de entrada de estas tablas son la relación ortogonal μ , la relación alto-largo del panel $\frac{h}{L}$ y las condiciones de borde existentes (apoyos horizontales y verticales). Si la relación alto-largo es tan grande que cae fuera de la tabla, los apoyos horizontales están tal alejados que el comportamiento se puede aproximar por el de un panel con apoyos verticales según el apartado 0, pero si $\frac{h}{L}$ es muy pequeño, los apoyos verticales están muy alejados, por lo que el comportamiento del panel es similar al de un panel con apoyos horizontales según se analizó en 3.4.1.1.

Una vez determinado dicho parámetro, el momento flector debido a las cargas externas (m_x) por unidad de altura, cuyo vector es perpendicular a la junta, se calcula según la Ecuación (3-68),

$$m_x = \alpha \cdot W_k \cdot \gamma_f \cdot l^2 \quad (3-68)$$

A su vez el momento flector debido a las cargas externas (m_y) por unidad de longitud (de altura), cuyo vector es paralelo a la junta, se calcula según la Ecuación (3-69),

$$m_y = \mu \cdot \alpha \cdot W_k \cdot \gamma_f \cdot l^2 \quad (3-69)$$

Estos valores serán comparados con los momentos resistentes dados por las Ecuaciones (3-70) y (3-71) respectivamente:

$$m_{rx} = \left(\frac{f_{Kx}}{\gamma_m} \right) \cdot Z \quad (3-70)$$

$$m_{ry} = \left(\frac{f_{Ky}}{\gamma_m} \right) \cdot Z \quad (3-71)$$

La norma BS 5628 [3] considera el efecto favorable del peso propio del muro a través de una modificación de la relación ortogonal que se utiliza en las tablas que permiten determinar el parámetro α . La relación ortogonal modificada se muestra en la Ecuación (3-72).

$$\mu = \frac{f_{ky} + g}{f_{kx}} \quad (3-72)$$

con g dado por la Ecuación (3-73), en donde se utilizará $\gamma_f = 0.9$ dado que el peso propio del muro tiene un efecto favorable.

$$g = \frac{\gamma_f \cdot G_K}{A_M} \quad (3-73)$$

3.4.1.4. Casos Particulares

3.4.1.4.1 Muros con contrafuertes

Si se desea, por ejemplo, hacer un muro que separe dos terrenos, dicho muro va a estar sometido a importantes cargas de viento. Probablemente este muro deba tener un gran espesor para poder diseñarlo si se lo considera como un panel con un único apoyo inferior, según se muestra en la Figura 3-46, lo que conduciría a un diseño poco económico. La solución a este problema es colocar contrafuertes.

En un muro con contrafuertes, cada segmento contenido entre los mismos sigue el esquema de la Figura 3-50. Se calculará este panel según lo indicado anteriormente en el punto 3.4.1.3. , para lo cual habrán dos parámetros en juego, la separación entre apoyos verticales y el espesor del muro (suponiendo fijas las características resistentes de la mampostería).

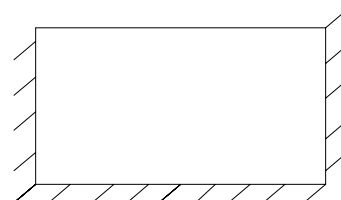


Figura 3-50 – Panel con apoyo horizontal inferior y apoyos verticales laterales.

Una vez realizado este cálculo, el muro transmitirá la carga a los contrafuertes. Si la unión entre los contrafuertes y el panel se realiza solamente trabando los mampuestos, se deberá verificar que las tensiones rasantes en la unión no superen en valor característico. En caso contrario se deberá colocar conectores.

En las condiciones antes mencionadas el panel central transmite la carga a los contrafuertes, los que deberán poder resistir las sollicitaciones generadas. Para esto la bibliografía [3] indica considerar que parte del muro colabora con el contrafuerte en resistir dicha flexión.

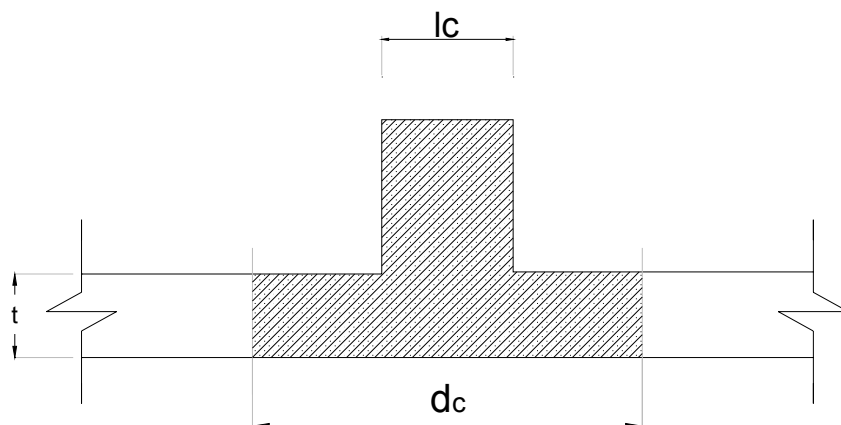


Figura 3-51 – Ancho colaborante para contrafuertes según bibliografía [3].

El ancho colaborante d_c será el mínimo valor entre:

- La separación entre ejes de contrafuertes.
- El espesor del contrafuerte (l_c) más doce veces el espesor defectivo del muro (en este caso t).
- La tercera parte de la altura efectiva del muro.

3.4.1.4.2 Muros dobles

En caso de haber muros dobles es importante tener en cuenta si existen o no conectores que hagan que trabajen juntos.

En la Figura 3-52 se muestra un muro doble con cavidad que no tiene elementos conectores. En este caso el muro exterior es el encargado de soportar toda la carga aplicada y por tanto el único que flexa. En contrapartida, en la Figura 3-53 se muestra un muro doble en el que sí se utilizan conectores. En este caso ambos muros flexan en conjunto, por lo que para determinar que porcentaje de la carga está llevando cada muro se debe imponer que tengan igual flecha.

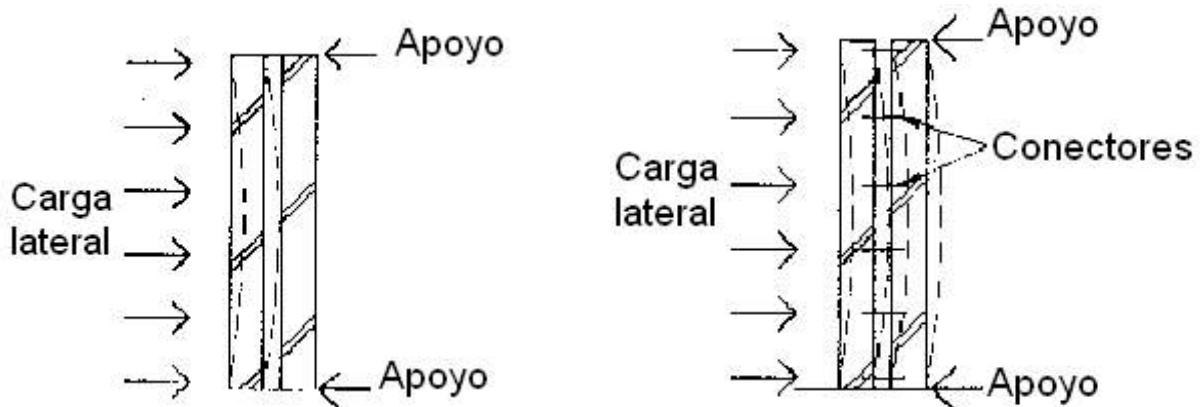


Figura 3-52 – Flecha en un muro doble sin conectores.

Figura 3-53 – Flecha en un muro doble con conectores.

Se considera el muro de la Figura 3-53. Sea W_{ext} la carga que lleva el muro exterior y W_{int} la que lleva el muro interior. Si W es la carga total aplicada por unidad de superficie, es claro que:

$$W_{int} + W_{ext} = W \quad (3-74)$$

Si se analiza por ejemplo el caso de un muro solamente con apoyos inferior y superior y se trabaja por unidad de longitud las flechas en el punto medio de ambos muros estarán dadas por las Ecuaciones (3-75)

$$\delta_{int} = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_{int} \cdot h^3}{E_{int} \cdot I_{int}} \quad y \quad \delta_{ext} = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_{ext} \cdot h^3}{E_{ext} \cdot I_{ext}} \quad (3-75)$$

Considerando que $E_{int} = E_{ext}$, al imponer que las flechas sean iguales se llega a la Ecuación:

$$\frac{W_{int}}{I_{int}} = \frac{W_{ext}}{I_{ext}} \quad (3-76)$$

Esta ecuación, junto con la (3-74) forman un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas que permiten determinar W_{int} y W_{ext} y de esta forma obtener la carga W que produce la falla de uno de esos muros.

$$W_{int} = \frac{W \cdot I_{int}}{I_{int} + I_{ext}} \quad y \quad W_{ext} = \frac{W \cdot I_{ext}}{I_{int} + I_{ext}} \quad (3-77)$$

3.4.1.5. Limitaciones de esbelteces para paneles sin compresión

En las siguientes figuras se muestran limitaciones a la esbeltez impuestas para muros con distintas condiciones de borde por la norma Británica.

Para el caso de muros don dos apoyos solamente:

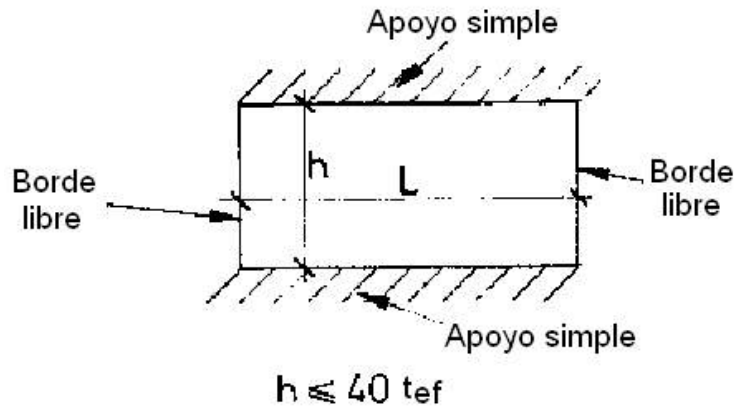


Figura 3-54 – Muro con dos apoyos

Para el caso de muros con tres apoyos:

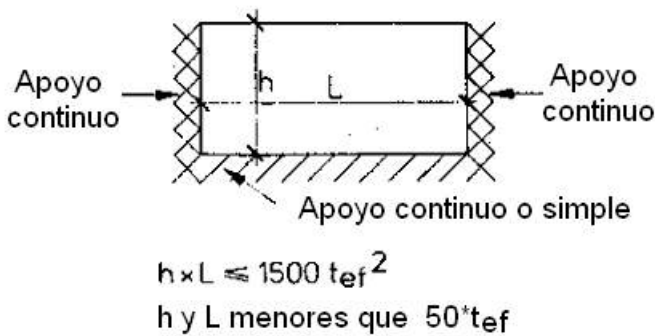


Figura 3-55 – Muro con tres apoyos – 2 o más continuos.

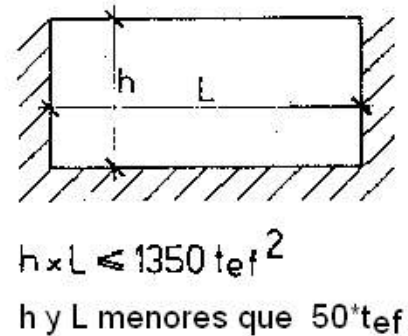


Figura 3-56 – Muro con tres apoyos – Resto de los casos.

Para muros con cuatro apoyos:

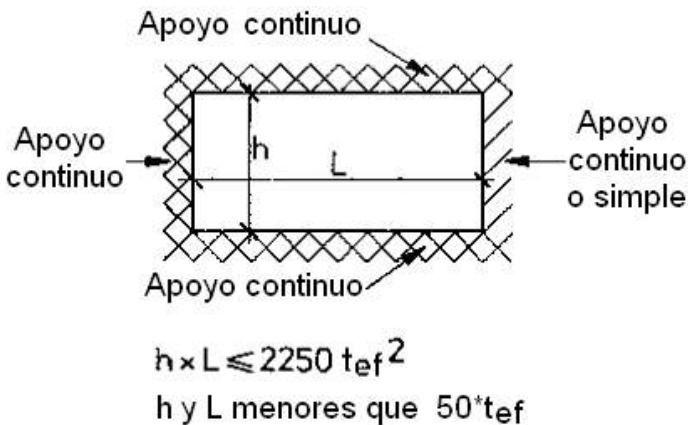


Figura 3-57 – Muro con cuatro apoyos – 3 o más continuos.

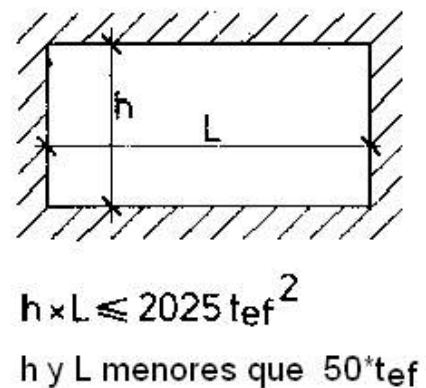


Figura 3-58 – Muros con cuatro apoyos – Resto de los casos.

3.4.2. Método de diseño sin admitir tracciones

En secciones donde no puede desarrollarse resistencia a tracción por flexión, el momento resistente a las cargas laterales está provisto solamente por el momento estabilizante producido por el peso propio del elemento considerado.

Lo anterior se muestra en la Figura 3-67. Bajo la acción del momento aplicado M, la sección tiende a girar en torno a una recta (llamada “borde de cuchillo”). La tendencia al giro es resistida por la acción de la carga centrada generada por el peso de la porción de muro ubicado por encima de la sección en estudio. La condición de no-vuelco está dada por la Ecuación (3-78) en la que deberán incluirse los factores de seguridad

$$M \leq P \cdot \frac{t}{2} \tag{3-78}$$

La hipótesis de “borde de cuchillo” no es válida en mampostería, pues las tensiones de compresión en el borde serían tan altas que generarían una falla local. El verdadero ancho del área de contacto es difícil de hallar, por lo que para simplificar el diseño se asume un diagrama de tensiones uniforme. En la norma BS 5628 se considera dicho diagrama, donde en la falla, el valor de la tensión es la resistencia característica a compresión de la mampostería (f_k) dividida por el coeficiente de seguridad parcial de los materiales (γ_m). La norma británica incrementa f_k en un 10% debido a la simplificación utilizada, esto no será hecho en este texto.

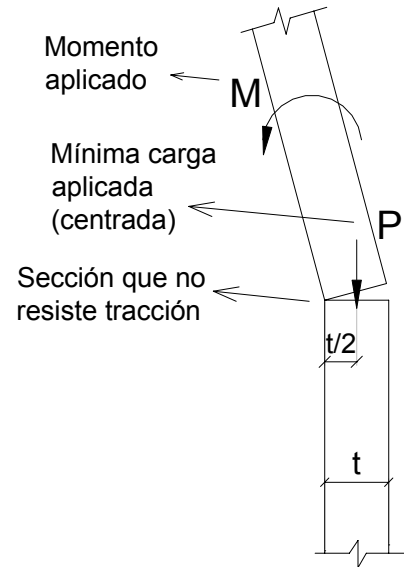


Figura 3-59 – Diseño con sección fisurada.

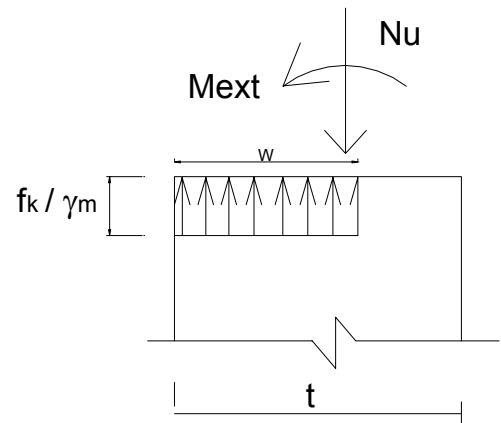


Figura 3-60 – Esquema de cálculo.

En la Figura 3-60 N_u es la mínima carga vertical existente en la sección, M_{ext} es el momento generado por las cargas externas en dicha sección y “w” es el ancho de la sección en la que se asume el diagrama de tensiones uniforme. El valor de “w” será tal que se equilibren la carga N_u .

$$w \cdot \frac{f_k}{\gamma_m} = N_u \tag{3-79}$$

Despejando obtenemos:

$$w = \frac{\gamma_m \cdot N_u}{f_k} \tag{3-80}$$

El momento estabilizante generado por la carga N_u es:

$$M_{estabilizante} = N_u \cdot \left(\frac{t}{2} - \frac{w}{2} \right) \tag{3-81}$$

Sustituyendo la Ecuación (3-80) en la (3-81) e imponiendo que el momento estabilizante sea mayor que el momento externo, se obtiene la condición de diseño:

$$M_{\text{ext}} \leq \frac{N_U}{2} \cdot \left(t - \frac{\gamma_m \cdot N_U}{f_k} \right) \quad (3-82)$$

En la carga N_U ya se incluyen los coeficientes de seguridad γ_f , pero se debe tener en cuenta que al aumentar N_U aumenta el momento estabilizante.

Hector Gallegos en la bibliografía [4] muestra esquemas de ensayos de flexo-compresión con los que obtiene el diagrama de interacción indicado en la Figura 3-61, en la que P_0 es la carga axial de rotura y M_k es el momento de rotura cuando la carga axial cae en el borde del núcleo central de la sección.

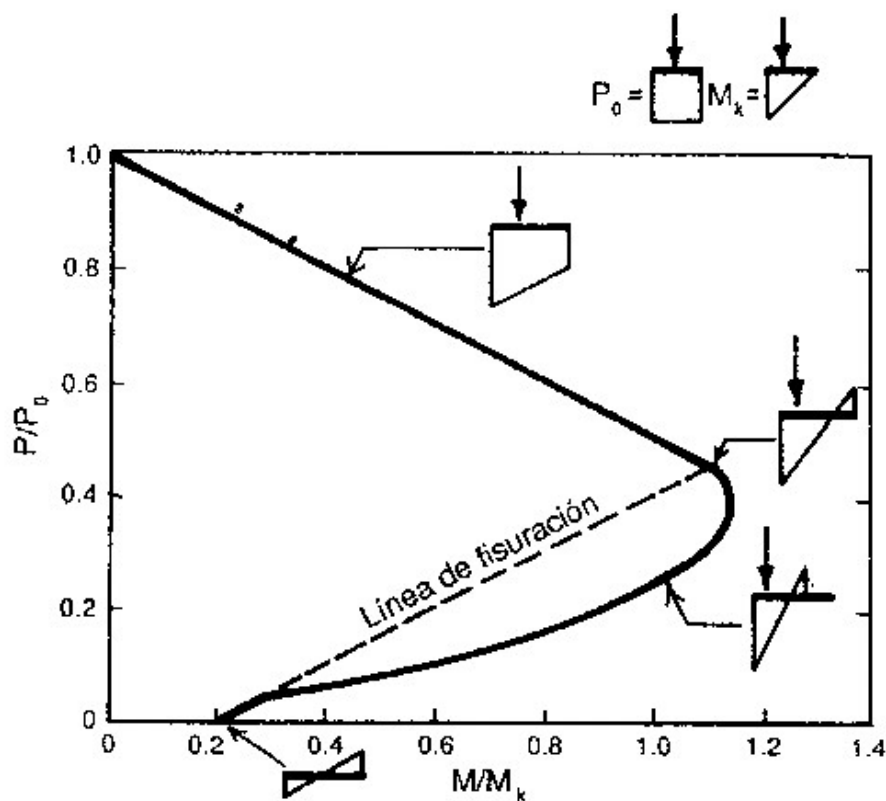


Figura 3-61 – Diagramas de interacción para flexo-compresión.

3.4.3. Métodos de diseños basados en el colapso del muro

3.4.3.1. Método del arco vertical

3.4.3.1.1 Muros sin apoyos verticales

Justo antes de colapsar, un muro con carga lateral tiende a levantar la estructura que está por encima de ella, tal como se muestra en la Figura 3-62.

Un análisis aproximado respecto al colapso de esta estructura se basa en las siguientes hipótesis:

- Se desprecian las deformaciones elásticas (particularmente la de los apoyos del muro).
- La falla ocurre cuando se forma una fisura horizontal en el centro y bordes superior e inferior del muro, generando así una rotación.

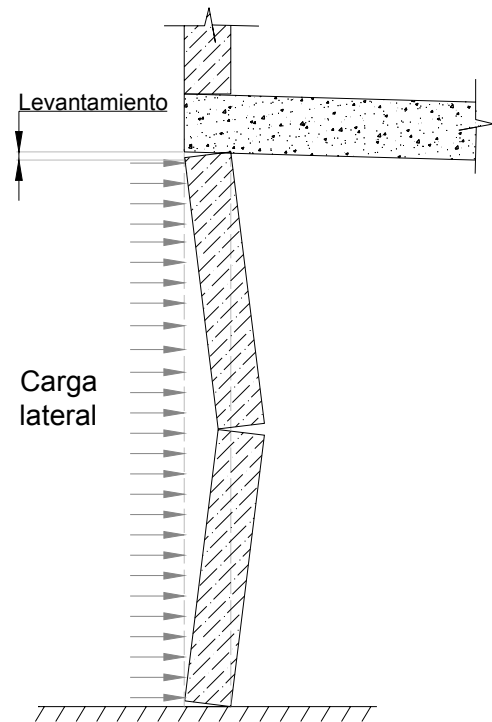


Figura 3-62 – Esquema de colapso por el Método del Arco Vertical.

En la Figura 3-63 se muestra el esquema de cálculo utilizado para este método. Una primera observación es que resulta necesario para el equilibrio que el muro tenga una carga de compresión.

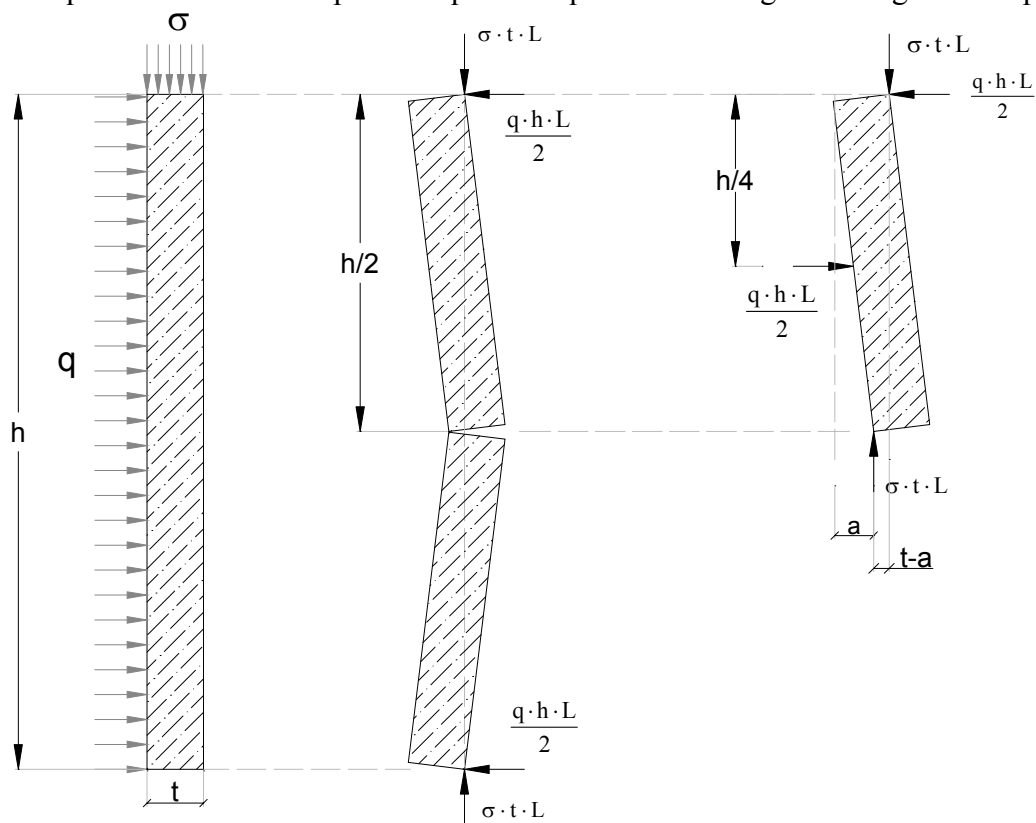


Figura 3-63 – Esquema de cálculo para el método del arco vertical en un muro sin apoyos vertical.

Planteando equilibrio de momentos a la mitad superior del muro se obtiene:

$$\sigma \cdot t \cdot L \cdot (t - a) = \frac{q \cdot h \cdot L}{2} \cdot \frac{h}{4} \quad (3-83)$$

Despejando q se obtiene la Ecuación (3-84):

$$q = 8 \cdot \sigma \cdot \frac{t \cdot (t - a)}{h^2} \quad (3-84)$$

La norma BS permite despreciar “ a ” ($a \approx 0$) cuando $\frac{h}{t} \leq 25$, dado que en muros muy esbeltos el valor de “ a ” en el colapso no es despreciable frente a “ t ”. Si se toma $a = 0$ la carga máxima de viento que puede soportar el muro es la indicada en la Ecuación (3-85):

$$q_{u0} = 8 \cdot \sigma \cdot \frac{t^2}{h^2} \quad (3-85)$$

donde σ es la tensión de compresión del aplicada sobre el muro, t es el espesor del muro y h es la luz libre entre apoyos horizontales. Si el muro es doble y solo uno de ellos está soportando carga vertical, t es el espesor del muro que soporta la carga.

3.4.3.1.2 Muro con apoyos verticales

En los casos en los que además de apoyos horizontales existen apoyos verticales, parte de la carga lateral es llevada por estos últimos. En la Figura 3-64 se muestra el esquema de colapso para el caso de un muro que tiene un solo apoyo vertical y en la Figura 3-65 el caso de un muro con dos apoyos verticales.

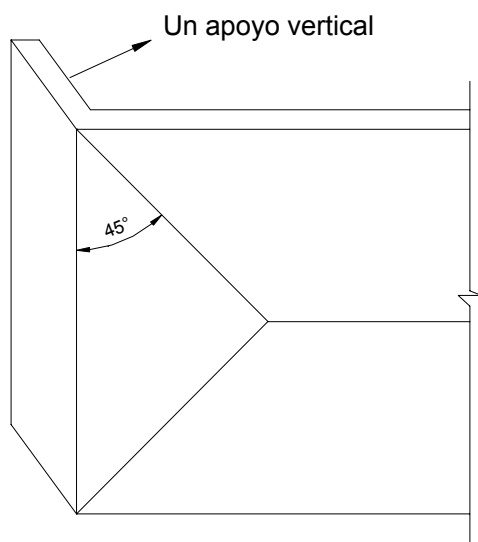


Figura 3-64 – Esquema de colapso simplificado para muros con un apoyo vertical.

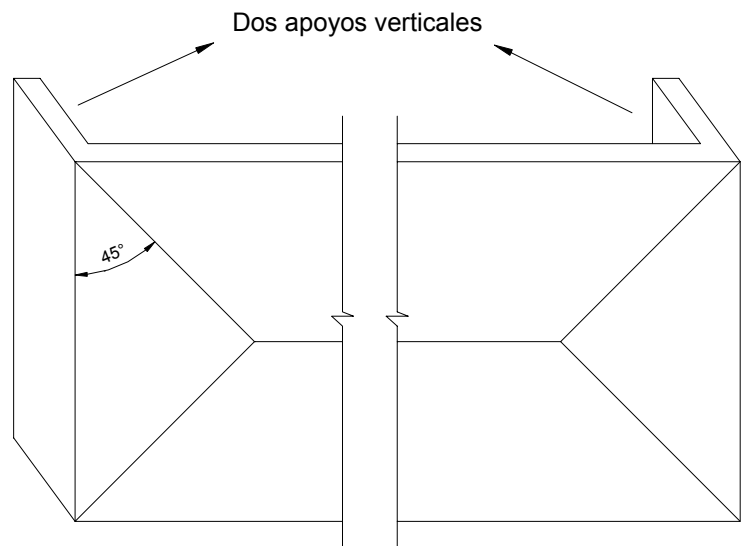


Figura 3-65 – Esquema de colapso simplificado para un muro con dos apoyos verticales.

¹ El subíndice 0 indica que no hay apoyos verticales.

Para analizar la carga última en el caso de un solo apoyo vertical se estudiará la carga máxima en analizando el equilibrio de la mitad superior del muro, en forma análoga a lo realizado en la Figura 3-63. Para realizar el cálculo de la carga generada por el viento sobre la parte superior del muro, se considera la diferencia indicada en la Figura 3-66.

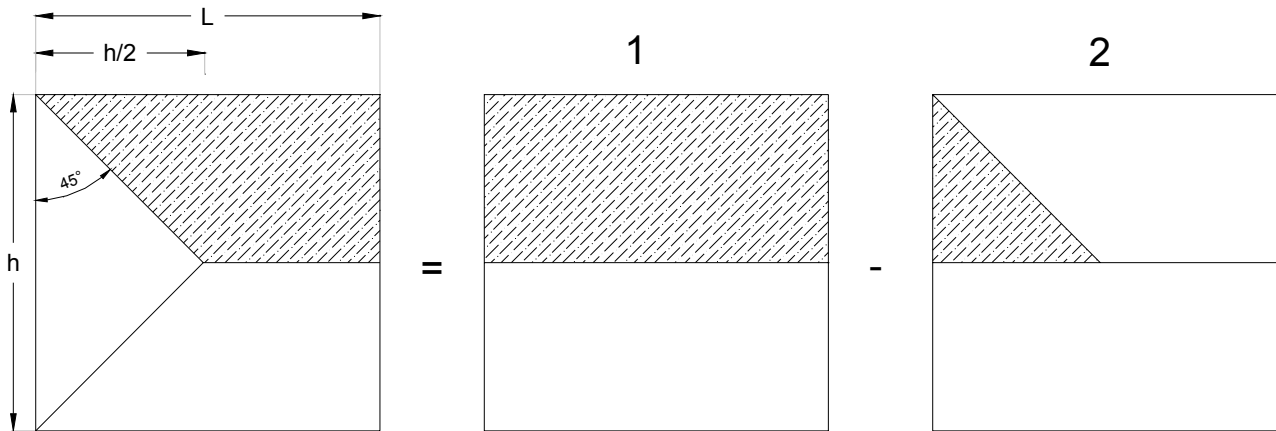


Figura 3-66 – Cálculo de la carga lateral sobre el muro.

La carga resultante en el caso 1 es $q \cdot \frac{h}{2} \cdot L$ y está aplicada a una distancia $\frac{h}{4}$ desde el borde superior. En el caso 2 la resultante es $q \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{q \cdot h^2}{8}$ y está aplicada a una distancia $\frac{2}{3} \cdot \frac{h}{2} = \frac{h}{3}$.

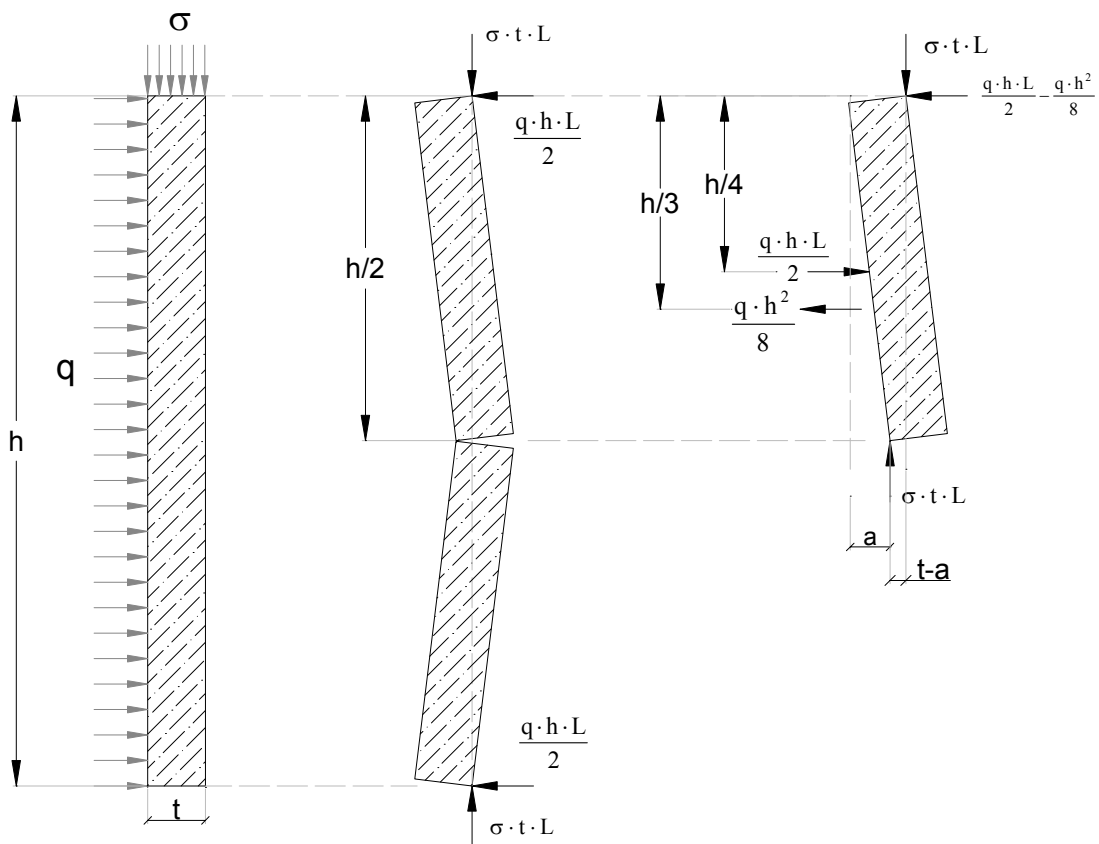


Figura 3-67 – Esquema de cálculo para el método del arco vertical en un muro con un solo apoyo vertical.

Planteando equilibrio de momentos se obtiene:

$$\sigma \cdot t \cdot L \cdot (t - a) = \frac{q \cdot h \cdot L}{2} \cdot \frac{h}{4} - \frac{q \cdot h^2}{8} \cdot \frac{h}{3} \quad (3-86)$$

Agrupando:

$$\sigma \cdot t \cdot L \cdot (t - a) = \frac{q \cdot h^2}{8} \cdot L \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{h}{L}\right) \quad (3-87)$$

Definiendo un parámetro α como la relación largo-alto del muro:

$$\alpha = \frac{L}{h} \quad (3-88)$$

Tomando nuevamente $a = 0$ la carga última para el caso de un muro con un solo soporte vertical está dado por la Ecuación (3-89):

$$q_{u1} = \frac{8 \cdot \sigma \cdot \frac{t^2}{h^2}}{\left(1 - \frac{1}{3 \cdot \alpha}\right)} = \frac{q_{u0}}{\left(1 - \frac{1}{3 \cdot \alpha}\right)} \quad (3-89)$$

Para el caso de un muro con dos apoyos verticales el razonamiento es análogo, solo que hay que restar dos triángulos, por lo que se obtiene en total una carga $\frac{q \cdot h \cdot L}{2}$ aplicada a una distancia $\frac{h}{4}$ del borde superior y otra (opuesta) de $\frac{q \cdot h^2}{4}$ aplicada a una distancia $\frac{h}{3}$.

Planteando equilibrio de momentos se obtiene:

$$\sigma \cdot t \cdot L \cdot (t - a) = \frac{q \cdot h \cdot L}{2} \cdot \frac{h}{4} - \frac{q \cdot h^2}{4} \cdot \frac{h}{3} \quad (3-90)$$

Repitiendo el razonamiento anterior y tomando $a = 0$ la carga última para el caso de un muro dos apoyos verticales está dado por la Ecuación (3-91):

$$q_{u2} = \frac{q_{u0}}{\left(1 - \frac{2}{3 \cdot \alpha}\right)} \quad (3-91)$$

En la Figura 3-68 se muestra como varía la carga última con la relación largo-alto $\alpha = \left(\frac{L}{h}\right)$. Puede observarse que para valores superiores a $\alpha = 2$ casi no hay diferencia entre la carga última. Esto se explica si concuerda con la hipótesis generalmente utilizada de despreciar los apoyos verticales cuando están muy separados.

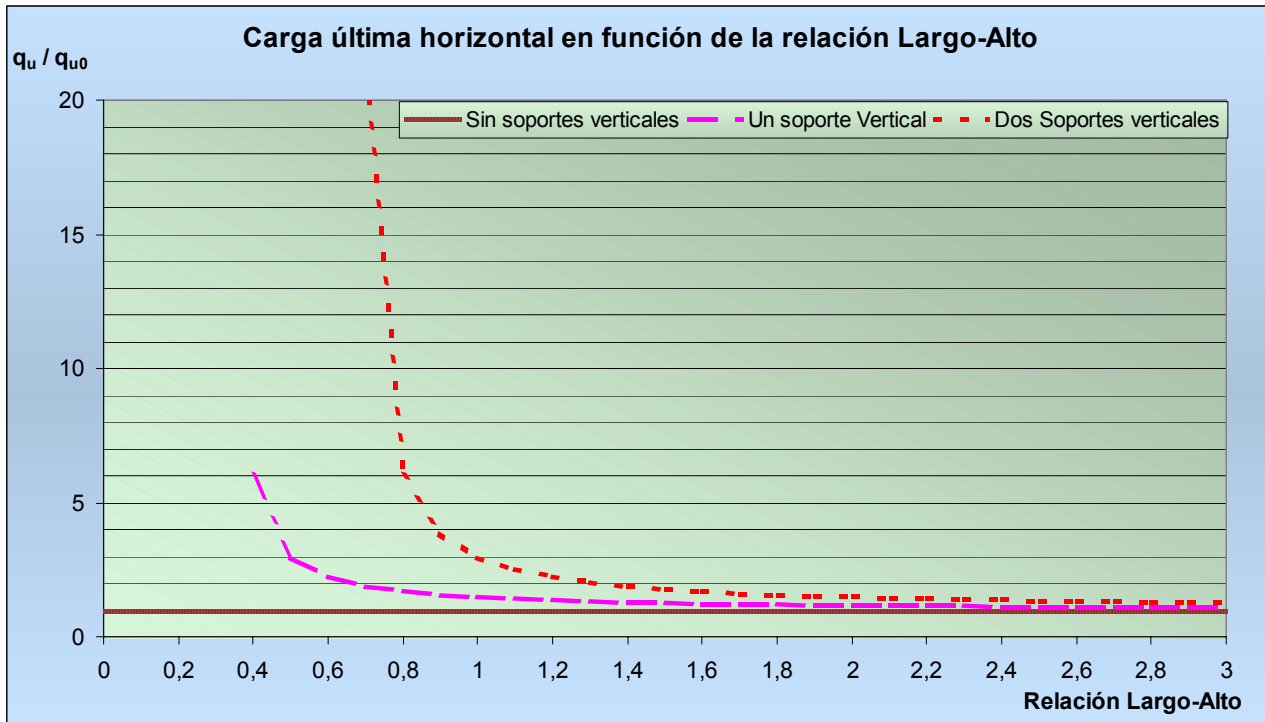


Figura 3-68 – Variación de la carga última con la relación Largo-Alto para diferentes condiciones de borde.

La gráfica anterior aparece indicada en bibliografía [2] y respaldada por algunos ensayos de muros a flexión.

Según los razonamientos antes explicados, la carga de colapso de un muro sometido a esfuerzos laterales y a compresiones es independiente del tipo de material que se utilice. Esto se debe a que en dichos razonamientos se supuso que el muro gira respecto a una recta, por la cual pasa una carga igual a la integral de σ en toda la sección del muro. Es lógico pensar que en estas condiciones va a producirse un efecto de aplastamiento localizado tal como se esquematiza en la Figura 3-69.

Aquí es donde entra en juego el material utilizado, pues el grado de aplastamiento obtenido dependerá de las características resistentes de la mampostería con la que se construyó el muro.

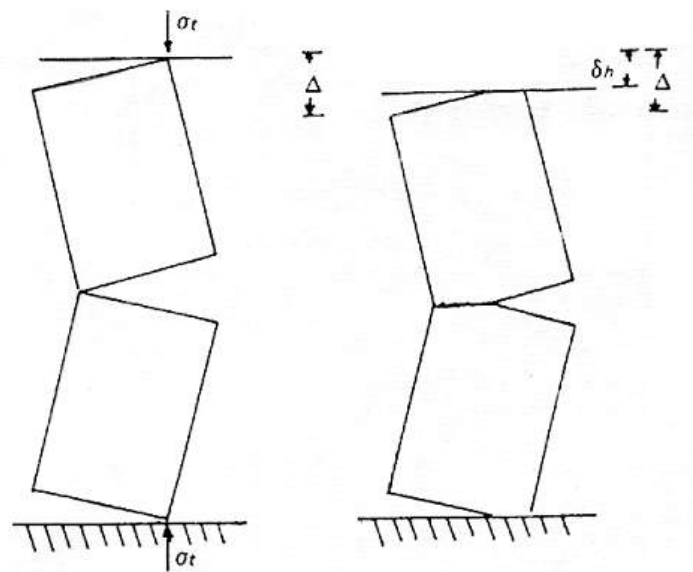


Figura 3-69 – Aplastamiento

En bibliografía [2] se muestra la gráfica indicada en la Figura 3-70 derivada de un análisis analítico en el cual se tiene en cuenta la deformación del muro. Cada curva indicada en dicha gráfica representa un tipo de mampostería distinta, la cual está caracterizada por su resistencia a la compresión.

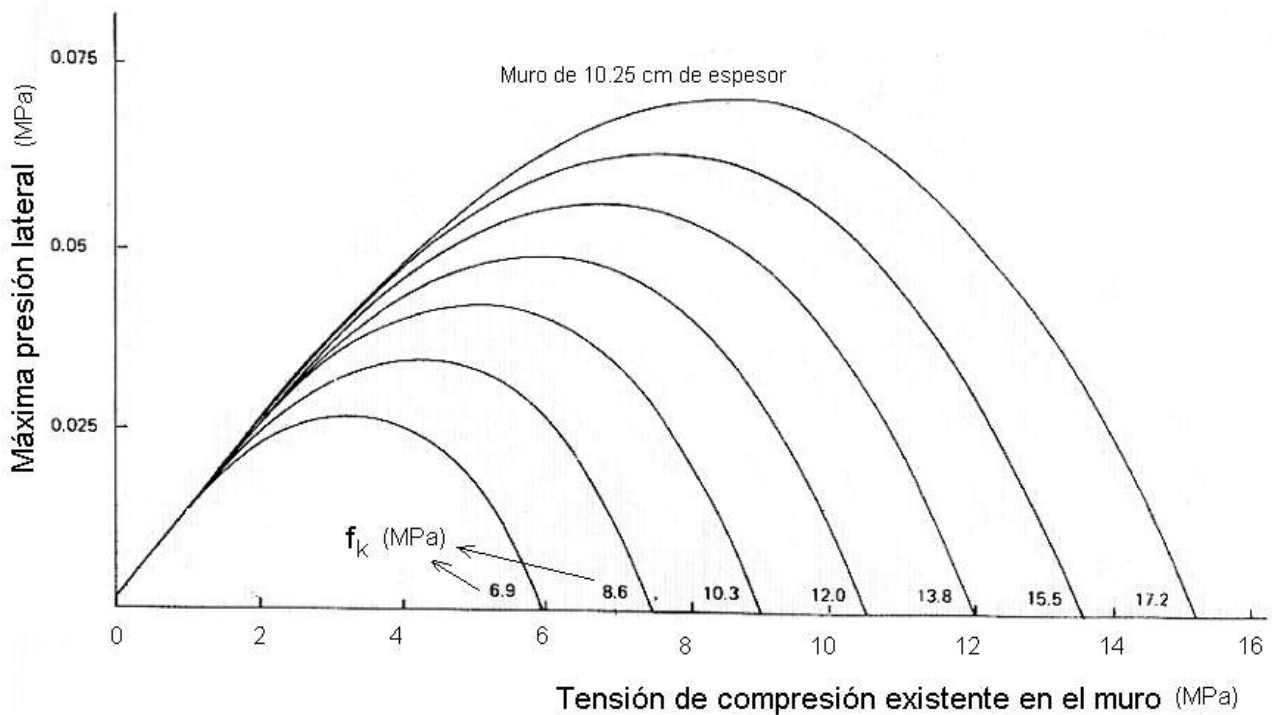


Figura 3-70 – Máxima presión lateral vs. Tensión de compresión para distintos valores de f_k según bibliografía [2]

Como puede observarse en la Figura 3-70, la máxima presión lateral que puede soportar el muro se obtiene cuando la tensión de compresión es aproximadamente la mitad de la resistencia a compresión de la mampostería utilizada.

Otra observación importante que puede realizarse a partir de la gráfica indicada en la Figura 3-70 es que todas las curvas comparten en su tramo inicial una zona recta, y que además para cada tipo de mampostería, la zona recta es alcanzada hasta aproximadamente la cuarta parte de la resistencia a compresión f_k (por ejemplo para $f_k = 6.9\text{MPa}$ la zona recta llega casi hasta 2MPa). Esto es importante pues el método del arco vertical es utilizado para muros que están soportando cargas verticales y el propio método de diseño a compresión del muro, considerando los altos coeficientes de seguridad utilizados para los materiales, hace que prácticamente no se supere esa zona, por lo que la aproximación lineal que puede hacerse al inicio, termina siendo válida en el rango de cargas de compresión que puede admitirse en el diseño.

3.4.3.2. Método del arco horizontal

Para el caso de muros con mínima carga axial pero construidos entre soportes rígidos, existe un método de diseño basado en la hipótesis de que bajo cargas laterales, se forma un arco horizontal que transmite las cargas por compresión, tal como se muestra en la Figura 3-71.

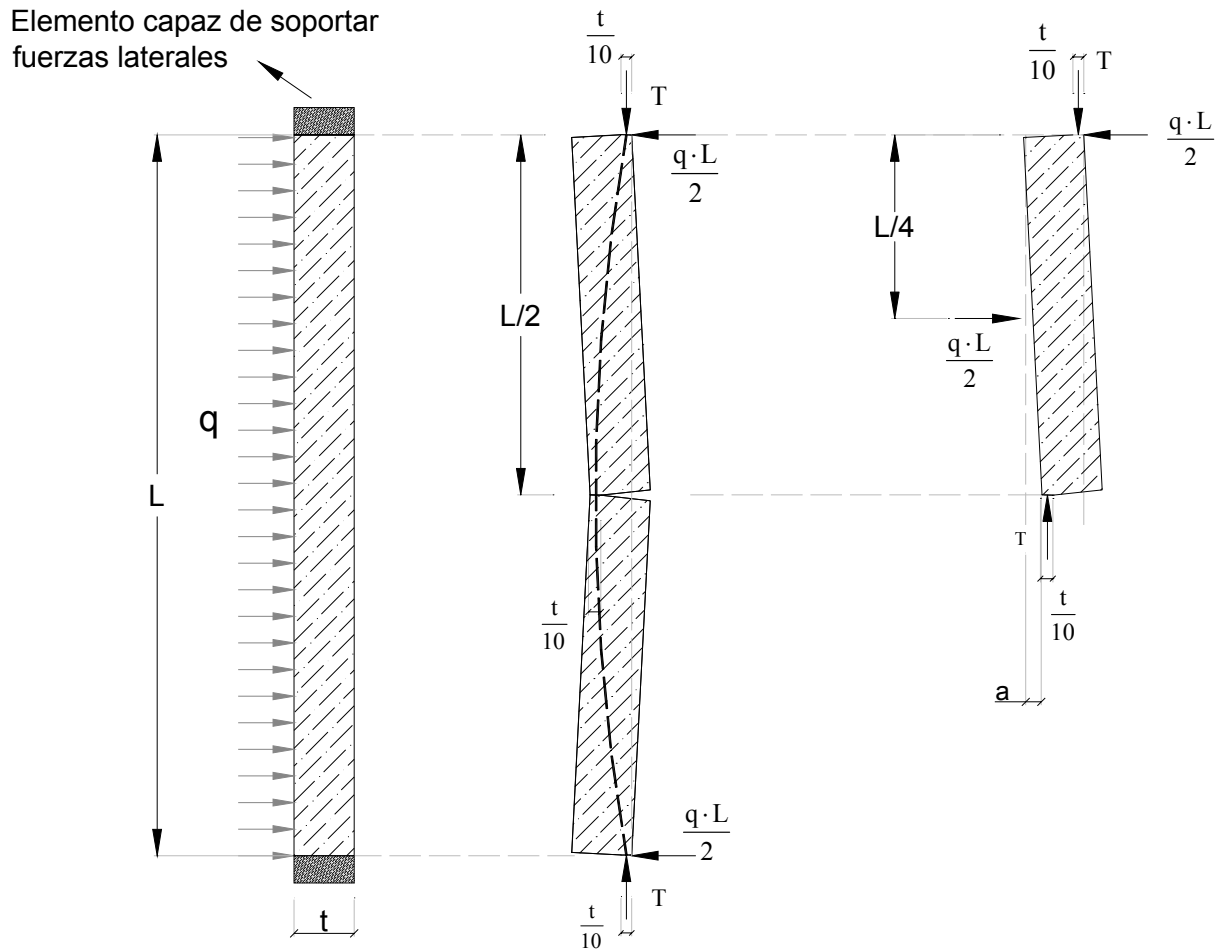


Figura 3-71 – Esquema de cálculo para el método del arco horizontal.

Este método asume que hay un aplastamiento en los bordes laterales y en el centro del muro, cuyo espesor es $\frac{t}{10}$ y en el que se genera una tensión de compresión uniforme de valor $\sigma = 1.5 \cdot \frac{f_k}{\gamma_m}$ (se considera aquí ya el factor de seguridad parcial de los materiales γ_m) pues se plantea una condición de diseño en lugar de una de colapso). La resultante de compresión generada en el arco está dada por la Ecuación (3-92):

$$T = \frac{3}{20} \cdot \frac{f_k \cdot t}{\gamma_m} \tag{3-92}$$

Resulta crítico en este método tener apoyos laterales que sean capaces de soportar la directa fuerza T sin tener deformaciones excesivas. Si esto no ocurriese el método queda completamente invalidado.

Para que haya equilibrio de momentos en el sector de muro aislado en la Figura 3-71 se debe cumplir:

$$T \cdot \left(t - a - \frac{t}{20} - \frac{t}{20} \right) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} \tag{3-93}$$

Considerando $a \approx 0$ se tiene:

$$T \cdot \frac{9 \cdot t}{10} = q \cdot \frac{L^2}{8} \tag{3-94}$$

Si se sustituye en la Ecuación (3-94) el valor de T indicado en la Ecuación (3-92) se obtiene:

$$\frac{27}{200} \cdot \frac{f_k \cdot t^2}{\gamma_m} = q \cdot \frac{L^2}{8} \tag{3-95}$$

Si se despeja q en la Ecuación (3-95) se obtiene la carga lateral máxima admisible en el diseño:

$$q = \frac{108}{100} \cdot \frac{f_k}{\gamma_m} \cdot \left(\frac{t}{L}\right)^2 \tag{3-96}$$

La norma BS ignora el coeficiente $\frac{108}{100}$ por lo que establece la carga de diseño según la Ecuación (3-97):

$$q = \frac{f_k}{\gamma_m} \cdot \left(\frac{t}{L}\right)^2 \tag{3-97}$$

La restricción para poder tomar $a = 0$ es, análogamente al método del arco vertical, $\frac{L}{t} \leq 25$.

En la Figura 3-72 se muestra un ejemplo de muro en el cual se puede utilizar el método del arco horizontal para verificar cuando el mismo se encuentra sometido a cargas laterales (extraído de bibliografía [3])



Figura 3-72

Otro ejemplo extraído de bibliografía [3] es el muro continuo indicado en la Figura 3-73.

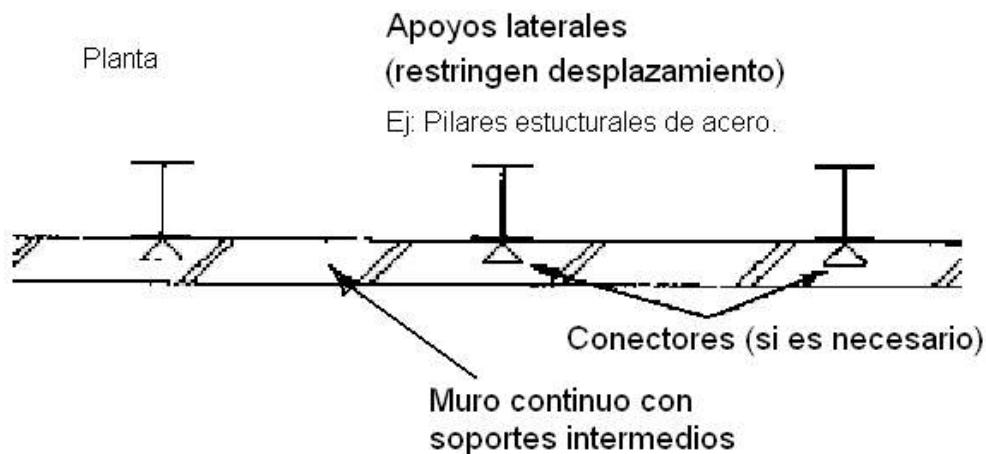


Figura 3-73

4. BIBLIOGRAFÍA

- [1] - “**Recomendaciones para la construcción en Mampostería Estructural en Uruguay**, Parte 1 – Mampostería simple”, Primera versión 1998. I.E.T., Universidad de la república Oriental del Uruguay.
- [2] - “**Load Bearing Brickwork Design**”
A.W. Hendry, B. P. Sinha, S. R. Davies
University of Edinburgh
Ellis Horwood Series in Civil Engineering
Halsted Press: a division of John Wiley & Sons
ISBN 0-745-0183-1987
- [3] - “**Structural Masonry Designers’ Manual**”
W. G. Curtin, G. Shaw, J. K. Beck, W. A. Bray
Granada
ISBN 0-246-11208-5-1982
- [4] - “**Albañilería Estructural**”
Héctor Gallegos
Fondo Editorial de la Pontífica Universidad Católica del Perú
Library of Congress TA 670-1989.
- [5] - Norma Británica BS 5628 ‘**Code of practice for Structural use of masonry**’.
- [6] - BS 3921 ‘**Specification for Clay bricks and blocks**’.
- [7] – “**An aproximate method for analysing composite wall/beams**”
S.R. Davies & A..E. Ahmed, University of Edinburgh.