

MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN APOYOS AISLADOS Y CORRIDOS

Arq. Vicente Pérez Alamá



PRÓLOGO

Este segundo tomo está dirigido, como el primero, a estudiantes, constructores, maestros, arquitectos e ingenieros en el ejercicio de su profesión; en él se completa todo lo relacionado con los apoyos aislados y corridos (columnas y muros respectivamente).

La obra ofrece un panorama completo de la construcción en el sentido de la estructura propiamente, el sostenimiento de la misma y el proceso constructivo más sencillo y práctico para su ejecución.

Al final de cada capítulo se exponen ejercicios ilustrativos y su solución, para aclarar dudas y ofrecer un mayor entendimiento para el lector; además, considero que el procedimiento adoptado, utilizando los croquis de construcción, ofrecen la expresión más característica y los detalles más típicos.

Deseo sinceramente que la presente publicación sea útil a los procedimientos de construcción, para resolver inquietudes de aquellos que se interesan o conocen de estos problemas.

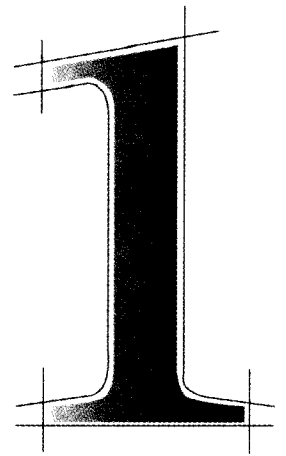
Por último, agradeceré cualquier comentario o críticas constructivas que los lectores hagan, también sugerencias o indicaciones sobre los errores que detecten.

La ayuda, estímulo e inspiración de mi esposa e hijos la hago patente con la seguridad de mi agradecimiento y profundo cariño.

EL AUTOR

ÍNDICE DE CONTENIDO

Prólogo	5
Cap. 1. Apoyos corridos, muros	9
Generalidades, 11. 1.1. Módulo de elasticidad (E), 12. 1.2. Módulo de cortante de la mampostería, 12. 1.3. Fuerza cortante resistida por la mampostería, 19. 1.4. Resistencia a flexocompresión en el plano del muro, 20. 1.5. Mampostería de piedras naturales, 21. 1.6. Mampostería de piedras artificiales, 22. 1.7. Flexocompresión en el plano del muro, 23.	
Cap. 2. Muros de carga	25
Generalidades, 27. 2.1. Muros de piedra, 27. 2.2. Muros de tabique, 37. 2.3. Muros de concreto, 59. 2.4. Muros de sillares, 65. 2.5. Muros de contención o sostenimiento, 68. 2.6. Muros divisorios, 101.	
Cap. 3. Apoyos aislados (columnas)	107
Generalidades, 109. 3.1. Columnas de piedra, 109. 3.2. Columnas de tabique, 113. 3.3. Columna de concreto armado, 117. 3.4. Columnas de madera, 139. 3.5. Columnas de acero, 146.	
Bibliografía	155
Índice analítico	157



APOYOS CORRIDOS, MUROS

GENERALIDADES

El muro es un elemento corrido cuya función principal consiste en organizar un espacio interior o exterior.

Los muros se pueden clasificar en:

1. Muros de carga.
2. Muros de contención o retención.
3. Muros divisorios.

Muros de carga. Se encuentran sometidos básicamente a esfuerzos de compresión; por tanto, para su construcción se requieren materiales resistentes, macizos, duros, capaces de evitar el aplastamiento del muro. Los materiales ideales serán la piedra, el tabique recocido, el concreto armado y los sillares.

Muros divisorios. Son muros destinados a separar o aislar los espacios; por tanto, los materiales que pueden emplearse para su construcción son muy variados, pues un mueble, un vidrio o una sábana desempeñan la función de muro divisorio. Además, pueden cumplir con otros requisitos, como ser incombustibles, contar con aislamiento térmico o acústico, ser resistentes a los golpes o impermeables.

Muros de contención o de retención. Por lo general se encuentran sometidos a esfuerzos horizontales de flexión. Se les destina principalmente para contener empujes de sólidos (tierra), de líquidos (agua) o de aire. Los materiales más recomendables para construirlos son el concreto armado, la piedra y, para los que se someten a empujes de aire, las estructuras metálicas.

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.*¹ señala una serie de disposiciones aplicables al diseño y la construcción de muros formados con piedras naturales o artificiales, macizas o huecas, unidas con un mortero aglutinante. En esas disposiciones se incluyen los muros previamente reforzados con armados, refuerzos verticales (castillos) y horizontales (cadenas o dalas), y los muros con contrafuertes.

En la mampostería, la resistencia a compresión (f_m^*) sobre el área bruta se determinará mediante alguno de los procedimientos que figuran en el *Reglamento* (sección: mampostería), donde la resistencia nominal se calculará con la fórmula (1):

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5 C_m} \quad (1)$$

donde:

$\bar{f}_m$ = promedio de la resistencia de las pilas probadas, corregida por esbeltez, y
 C_m = coeficiente de variación de la resistencia de las pilas (véanse los incisos a, b, c, d y e).

Cuando el muro reciba directamente una carga concentrada, la resistencia al aplastamiento no excederá de:

$$0.6 f_m^*$$

El *Reglamento* considera nula la resistencia de la mampostería a los esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas.

¹Véase "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones, Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", en el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*

1.1. MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)

Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

Cargas de corta duración:

$$E = 800 f_m^*$$

Cargas de larga duración:

$$E = 350 f_m^*$$

Para mampostería de barro y otras piezas que no sean de concreto:

Cargas de corta duración:

$$E = 600 f_m^*$$

Cargas de larga duración:

$$E = 350 f_m^*$$

1.2. MÓDULO DE CORTANTE DE LA MAMPOSTERÍA

Se tomará con un valor de:

$$G = 0.3 E$$

El *Reglamento* considera para el diseño y la construcción de muros, tres métodos o procedimientos:

1. Método simplificado.
2. Método detallado.
3. Método de diseño por valores admisibles.

Método simplificado

Si los muros están contruidos con piezas macizas, éstas deberán tener en su sección transversal un área neta de por lo menos 75 % de su área total. Además, las paredes tendrán un espesor no menor de 2 cm.

En las piezas huecas se considera una sección neta no menor de 45 % del área total, y sus paredes tendrán un espesor no menor de 1.5 cm.

Al diseñarlos para obtener su resistencia en compresión se empleará un valor nominal de la resistencia (f_p^*) respecto a su área bruta. La obtención de su resistencia nominal se determinará con la expresión:

$$f_p^* = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5 C_p} \quad (2)$$

donde:

$\bar{f}_p$ = promedio de la resistencia en compresión de las piezas probadas, y
 C_p = coeficiente de variación de la resistencia. Este coeficiente en ningún caso se considerará menor de 0.15.

El mismo *Reglamento* especifica:

Piezas fabricadas por medios no mecánicos:

$$f_p^* = 0.53\bar{f}_p$$

Fabricadas mecánicamente, sin control de calidad:

$$f_p^* = 0.57\bar{f}_p$$

En el método simplificado se considera que las deformaciones en los extremos superior e inferior del muro, en dirección normal a su plano, estarán restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.

El método no permite excentricidades mayores de $\frac{t^*}{6}$, es decir, entre la carga axial aplicada y el eje centroidal del muro (fig. 1.1).

La relación de la altura con el espesor del muro no será mayor de 20 (fig. 1.2).

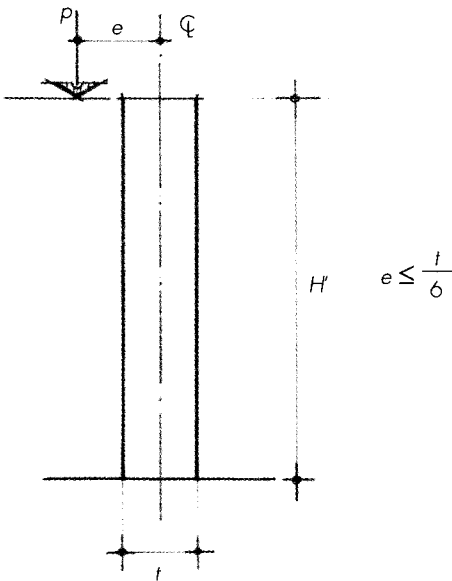


Figura 1.1. Excentricidad con la carga vertical.

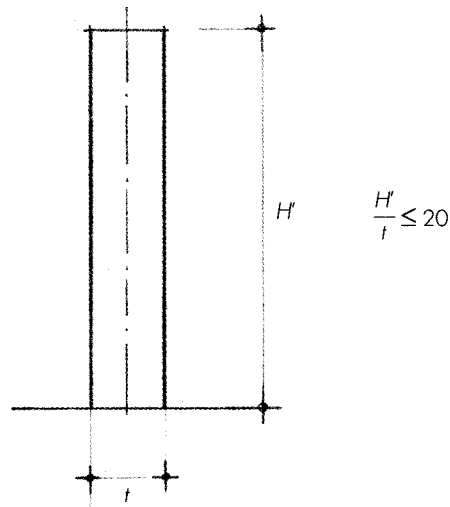


Figura 1.2

El autor ha aplicado con buenos resultados la relación:

$$\frac{H'}{t} \leq 14$$

donde:

t = espesor del muro, y
 H' = altura efectiva del muro.

Cuando el muro se encuentre sometido a cargas verticales, su resistencia se calculará utilizando la expresión:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T \quad (3)$$

Cuando el muro reciba cargas laterales, la fuerza cortante resistente de diseño se calculará con la expresión:

$$V_R = F_R [0.7 v^* A_T] \quad (4)$$

Método detallado

Se aplicará este método cuando se desee realizar un diseño más perfeccionado, más completo. Además, resulta recomendable cuando no se pueden satisfacer los requisitos necesarios para aplicar el método simplificado.

El cálculo de fuerzas internas en el muro se hará por medio de un análisis elástico, en el que se tomará en consideración que las cargas verticales producen en las juntas y en los elementos de piso rotaciones ocasionadas por el aplastamiento del mortero. No hay que olvidar que en la rigidez de los muros que soportan losas de concreto, la junta tiene suficiente rotación, de manera que la rigidez en los muros es nula.

El mismo *Reglamento* especifica que los momentos ocasionados por la excentricidad que trasmite la carga de la losa del piso inmediato superior en los muros extremos se considerarán igual a:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

donde:

- b = longitud de apoyo de una losa soportada por el muro;
- P_R = resistencia de diseño del muro a carga vertical;
- F_R = factor de reducción de resistencia, cuyo valor se considerará igual a 0.6;
- F_E = factor de reducción por esbeltez y excentricidad, con valor de 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieran entre sí más de 50 %, y con valor de 0.6 para muros extremos o claros asimétricos, y también para el caso en que la relación entre cargas vivas y muertas de diseño exceda de 1. Para muros ligados a muros transversales con separación no mayor de 3 m (F_E) se considerará igual a 0.8;
- v = esfuerzo cortante nominal de diseño sobre área bruta (véase la tabla correspondiente a esfuerzo cortante nominal sobre área bruta en el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, y
- A_T = área transversal bruta del muro.

La resistencia del muro a cargas verticales dependerá de su relación de esbeltez, de la excentricidad de la carga con el eje centroidal del muro y de las restricciones respectivas a sus deformaciones laterales.

Su resistencia a cargas verticales se calculará mediante la fórmula 3, mencionada previamente en el método simplificado, pero con las variantes que se indican a continuación:

F_R se considerará como 0.6 cuando se trate de muros confinados o reforzados interiormente, y como 0.3 para muros no reforzados.

F_E se calculará utilizando las fórmulas:

$$F_E = \left(1 - 2 \frac{e'}{t}\right) \quad \text{y} \quad e' = F_a (e_c + e_a)$$

donde:

F_a = factor de incremento de la excentricidad por efecto de esbeltez;

e_c = excentricidad calculada de la carga vertical, y

e_a = excentricidad accidental de la carga vertical.

La excentricidad total será el resultado de tomar en cuenta la excentricidad calculada (e_c) más una accidental (e_a).

Para calcular la excentricidad accidental se aplicará la ecuación:

$$e_a = K \left(t + \frac{H}{10}\right)$$

donde:

K = un coeficiente igual a 1/50 para piezas cuya diferencia no es mayor de 3 % con las nominales, y a 1/30 cuando las piezas difieren en más de 3 % con las nominales.

Ahora bien, la excentricidad se incrementará por un factor (F_a) debido al efecto de esbeltez, que es igual a:

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1 \quad (5)$$

donde:

C_m = factor para calcular los efectos de esbeltez. $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{e_{c1}}{e_{c2}} \geq 0.4$;

P_u = carga axial total multiplicada por el factor de carga;

P_c = carga crítica de pandeo del muro: $P_c = \frac{(\pi)^2 EI}{(H')^2}$; (6)

e_{c1} = excentricidad menor en el extremo del muro, y

e_{c2} = excentricidad mayor en el extremo del muro.

Cuando el muro se flexiona en curvatura simple (fig. 1.3), el resultado $\frac{e_{c1}}{e_{c2}}$ se considerará positivo.

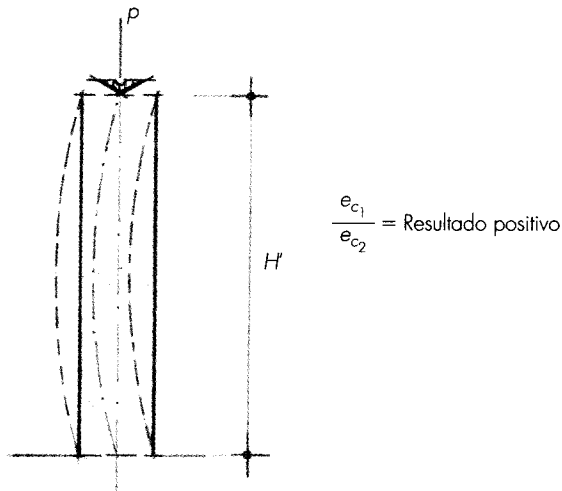


Figura 1.3. El muro se flexiona en curvatura simple.

Cuando el muro se flexiona en curvatura doble (fig. 1.4), el resultado $\frac{e_{c1}}{e_{c2}}$ se considerará negativo.

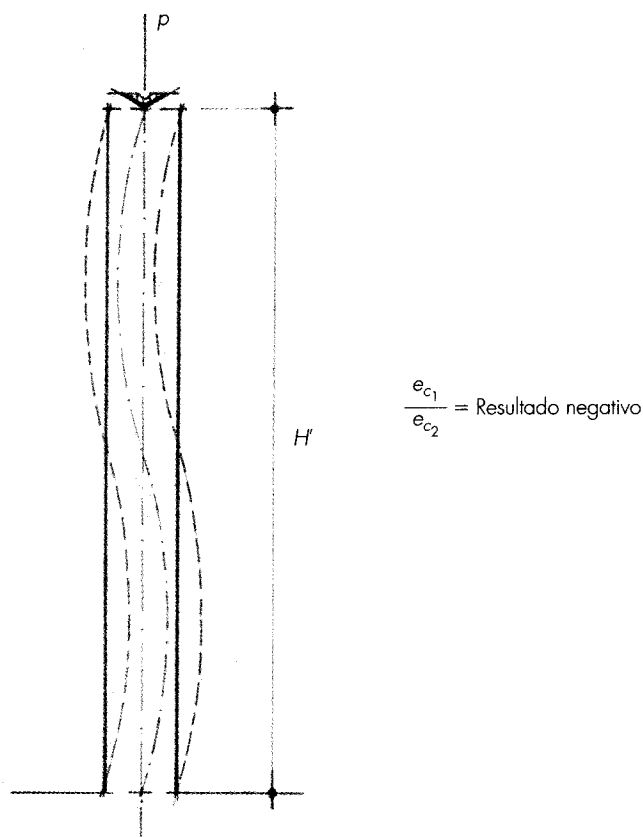


Figura 1.4. El muro se flexiona en curvatura doble.

Cuando se considere la excentricidad accidental en relación con el efecto de cargas laterales uniformemente distribuidas, entonces:

$$C_m = 1$$

La altura efectiva del muro (H') se fijará partiendo de la altura no restringida (H), como se indica a continuación:

$H' = 0.8H$, para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro;
 $H' = H$, para losas que se apoyen en muros extremos;
 $H' = 2H$, para muros libres en uno de sus extremos.

Cuando los extremos del muro se encuentran unidos a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o refuerzos verticales que impiden su deformación lateral, el efecto por esbeltez en el muro se reducirá y su resistencia se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$P_R = P_L + (P_c - P_L)B. \quad (7)$$

donde:

P_R = resistencia de diseño del muro a carga vertical;

- P_c = resistencia de diseño sin tomar en cuenta los efectos de esbeltez:
 $F_a = 1.0$;
 P_L = resistencia calculada tomando en cuenta los efectos de esbeltez (F_a) con la fórmula (5), y
 B = coeficiente que depende de la separación entre los elementos que rigidizan longitudinalmente al muro, de donde obtenemos la tabla 1:

Tabla 1							
L'/H	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.20

Los muros transversales serán efectivos para restringir el desplazamiento lateral solamente cuando su longitud sea seis o más veces el espesor del muro que rigidizan. Asimismo, podrá determinarse la resistencia en flexocompresión cuando la separación del refuerzo vertical en el muro no exceda de seis veces el espesor de éste.

Sin duda, ante la presencia de cargas verticales los castillos y las dalas o cadenas contribuyen a aumentar en 4 kg/cm^2 el esfuerzo resistente en compresión (f_m^*). Cuando un muro se refuerce interiormente se aceptará un incremento de:

$$f_m^* = 50 \%, \text{ pero } \leq 15 \text{ kg/cm}^2$$

Para diseñar un muro sometido a empujes horizontales o a esfuerzos laterales, el *Reglamento* toma en cuenta su estructuración y, según ésta, los clasifica en:

1. *Muros diafragma*. Son aquellos que se encuentran totalmente rodeados por columnas y por vigas de un marco estructural con el fin de rigidizarlos ante fuerzas laterales. Además, cada columna y cada viga deberán ser capaces de resistir un cortante equivalente a la cuarta parte de las fuerzas laterales que actúan sobre el tablero.
2. *Muros confinados*. De acuerdo con el *Reglamento*, son aquellos que se encuentran reforzados con castillos y dalas. Además, deberán cumplir con otros requisitos, como son los siguientes:
 - a) Los refuerzos de concreto verticales u horizontales tendrán una dimensión mínima igual a la del espesor del muro.
 - b) La resistencia del concreto a compresión (f'_c) no será menor de 150 kg/cm^2 , y el acero longitudinal estará formado por lo menos con tres barras (el autor aconseja utilizar cuatro barras), con un área total no menor de $(0.2 f'_c / f_y)$ multiplicada por el área del castillo, debiendo anclar las barras en los elementos que limitan al muro para que éste pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.
 - c) Para los anillos o refuerzo transversal, el área no será menor de $(1000 s / f_y d_c)$, donde (s) es la separación de los anillos y d_c el peralte del castillo. Los anillos no deberán separarse más de $1.5 d_c$ y no rebasarán los 20 cm.
 - d) Se recomienda que en los extremos de los muros se coloque siempre un refuerzo, y también en las partes intermedias, para que en ningún caso la separación entre ellos sea mayor de vez y media su altura, ni mayor de 4 m.
 - e) Deberá colocarse una cadena en todo extremo horizontal del muro. Este requisito puede omitirse cuando el muro se encuentra unido a un elemento

de concreto armado (losa). Es también requisito colocar dalas en el interior del muro, con una separación no mayor de 3 m.

f) Cuando la relación de la altura del muro respecto a su espesor es mayor de 30, se colocarán elementos rígidos que eviten el pandeo del muro ocasionado por cargas laterales.

3. *Muros reforzados interiormente.* En su caso se consideran refuerzos la malla o varillas corrugadas (horizontales o verticales), que se colocan en los huecos de las piezas (fig. 1.5) o en las juntas (fig. 1.6).

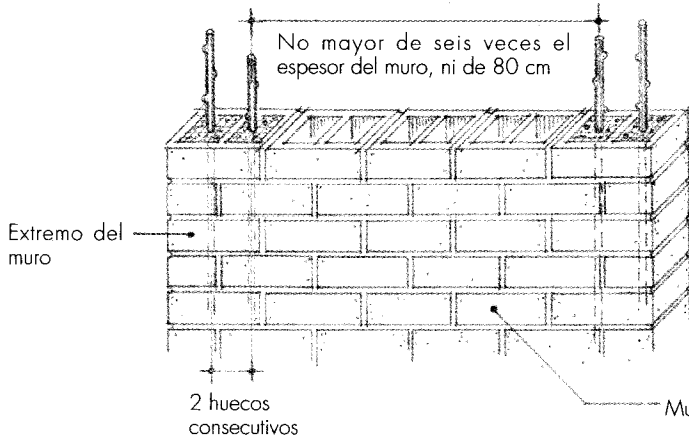


Figura 1.5. Refuerzo vertical.

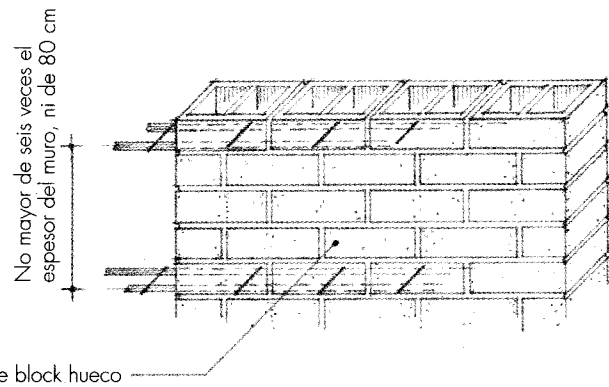


Figura 1.6. Refuerzo horizontal.

Los huecos donde se coloca el acero de refuerzo se podrán colar con el mismo mortero que se utiliza en las juntas o con concreto con resistencia a compresión no menor de 75 kg/cm^2 .

Cada dos huecos consecutivos deberá colocarse por lo menos una varilla de $3/8"$ en todo extremo del muro, en las intersecciones entre ellos o cada 3 m (figs. 1.7, 1.8 y 1.9).

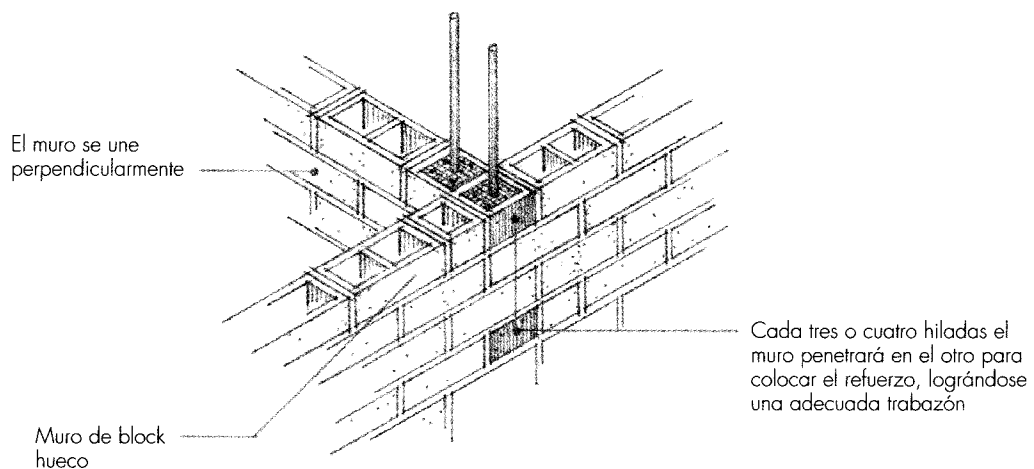


Figura 1.7. Refuerzo vertical en la unión de dos muros a tope.

La suma de la cuantía de acero horizontal (ρ_h) y vertical (ρ_v) en ningún caso será menor de 0.002 y ninguna de ambas cuantías será menor de 0.0007. La cantidad de acero horizontal se calculará como ($\rho_h = A_{sh}/st$), donde (A_{sh}) es la cantidad de acero horizontal colocado en el espesor del muro t , a una separación s . La cantidad de acero vertical se calculará como ($\rho_v = A_{sv}/tL$), donde (A_{sv}) es la cantidad de acero vertical que se colocará en la longitud L del muro.

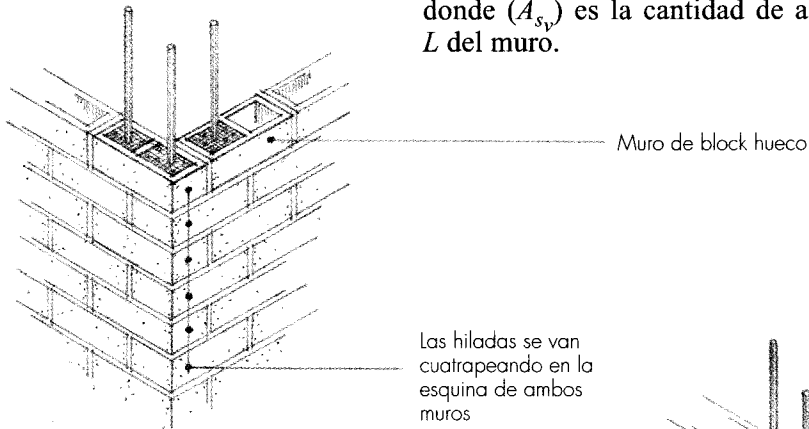


Figura 1.8. Refuerzo vertical en la unión de dos muros en esquina.

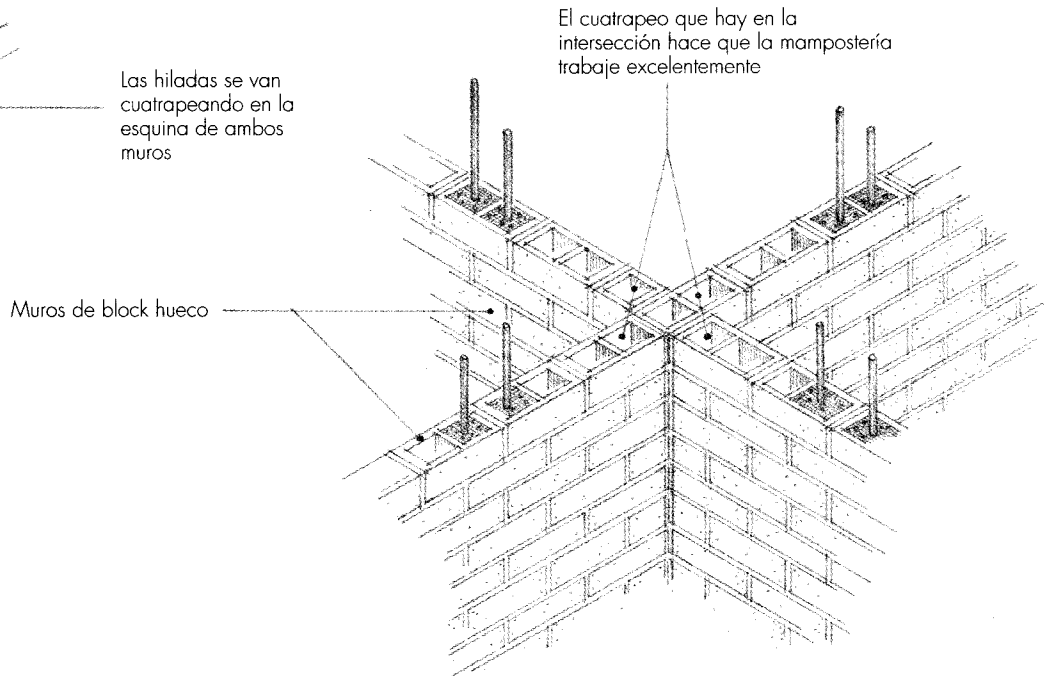


Figura 1.9. En la intersección de muros es aconsejable no colocar el refuerzo de acero, pues es aquí donde mejor trabaja el block cuando hay un adecuado cuatrapeo. Resulta mejor colocar el acero a una separación de dos o tres bloques de la intersección.

4. *Muros no reforzados.* Son aquellos que al no tener el refuerzo necesario no pueden incluirse en ninguna de las categorías que figuran en el reglamento.

1.3. FUERZA CORTANTE RESISTIDA POR LA MAMPOSTERÍA

Se determinará como sigue:

1. Para muros diafragma:

$$V_R = F_R(0.85 v^* A_T)$$

2. Para otros muros:

$$V_R = F_R(0.5 v^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v^* A_T$$

Para v^ se tomará de la tabla "Esfuerzo cortante de diseño para algunos tipos de mampostería sobre área bruta", en "Diseño y construcción de estructuras de mampostería", en el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*

donde:

P = carga vertical que actúa sobre el muro sin multiplicar por el factor de carga, y
 F_R = un factor de reducción que se considerará igual a:

- 0.6 para muros diafragma, muros confinados y muros reforzados interiormente que cumplan con los requisitos ya mencionados.
- 0.4 para muros no confinados ni reforzados.

El mismo *Reglamento* especifica también que no se tomará en cuenta ninguna contribución a la resistencia a fuerza cortante, por la colocación de refuerzos verticales y horizontales.

1.4. RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO

Se calculará para:

1. *Muros sin refuerzos.* Se procederá según la teoría de resistencia de materiales, tomando en cuenta una distribución lineal de los refuerzos en la mampostería. Hay que tener presente que esta última no resiste tensiones y, la falla, tiene lugar cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a (f_m^*) .
2. *Muros con refuerzo interior o exterior.* La carga resistente se verá afectada según la fórmula (7).

Cuando el muro se encuentra sometido a una flexión simple o pura, el momento resistente se calculará aplicando la fórmula (8):

$$M_o = F_R A_s f_y d' \quad (8)$$

Cuando el muro se encuentra sometido únicamente a una carga axial, el momento será modificado de acuerdo con la ecuación (9):

$$M_R = M_o + 0.30 P_u d, \text{ cuando } P_u \leq \frac{P_R}{3}, \text{ y si} \quad (9)$$

$$P_u > \frac{P_R}{3}, \text{ entonces: } M_R = \left(1.5 M_o + 0.15 P_R d\right) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad (10)$$

donde:

P_u = carga axial total de diseño que obra sobre el muro sin ser multiplicada por el factor de carga;

P_R = resistencia de diseño del muro a carga vertical, y

F_R = factor de reducción de resistencia (en este caso igual a 0.6).

Método de diseño por valores admisibles

Este método se basa en criterios optativos, donde la estructura de mampostería se diseña de tal forma que las acciones internas en condiciones de servicio no exceden a

los valores admisibles; es decir, los valores nominales sin multiplicarlos por los factores de carga.

Los valores admisibles corresponden a la combinación de acciones permanentes y de cargas vivas. Cuando éstas se combinan además con la carga accidental, los valores admisibles se incrementarán 30 %.

En las estructuras que deben soportar aglomeración de personas (escuelas, estadios, teatros, auditorios, cines, templos, etc.), así como en las construcciones que deban contener equipo valioso (bibliotecas, museos, etc.) los valores admisibles bajo la combinación de acciones permanentes y de cargas vivas serán del orden de 90 % de los ya indicados.

En este método, el *Reglamento* considera dos mamposterías: la de piedras naturales y la de piedras artificiales.

1.5. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

El *Reglamento* considera las piedras sin labrar, unidas con mortero.

Las piedras empleadas en elementos estructurales cumplirán con las siguientes condiciones:

1. Resistencia mínima a compresión:

Normal a los planos de formación 150 kg/cm²

2. Resistencia mínima a compresión:

Paralela a los planos de formación 100 kg/cm²

No se requiere que las piedras estén labradas (fig. 1.10), pero deberá evitarse el empleo de piedras redondas o de río (fig. 1.11).

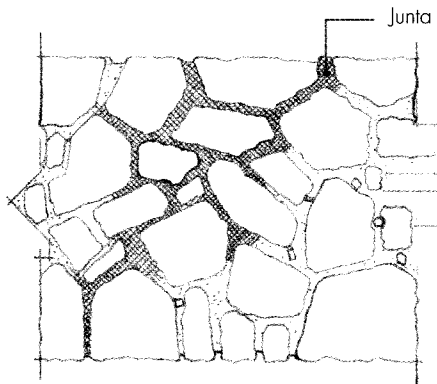


Figura 1.10. Piedra natural sin labrar, con junta de mortero.

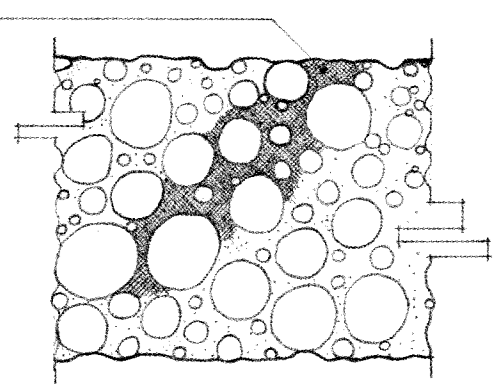


Figura 1.11. Muro de piedra natural redonda, con junta de mortero. La transmisión de cargas no es adecuada; además, se utiliza gran cantidad de mortero en las juntas.

Los morteros que se utilizan en las mamposterías de piedra tendrán una resistencia en compresión y a cortante de:

- Mampostería junteada con mortero, cuya resistencia a compresión es igual o mayor que 50 kg/cm²:

$$f_m^* = 20 \text{ kg/cm}^2; v^* = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

- Mampostería junteada con mortero, cuya resistencia a compresión es menor de 50 kg/cm²:

$$f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2; \quad v^* = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

Los valores anteriores ya se encuentran afectados por un valor de reducción (F_R); por tanto, éste no deberá considerarse nuevamente en las fórmulas de predicción de resistencia. El *Reglamento de Construcciones para el D. F.* especifica al respecto:

“En cada sección se verificará que la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente dada por la fórmula (11):

$$P_R = \left(1 - 2 \frac{e}{t}\right) A_T f_m^* \quad (11)$$

La fórmula (11) es válida cuando la relación entre altura y peralte del elemento de mampostería no excede de 5. La resistencia se considerará igual a 80 % cuando la relación se encuentre entre 5 y 10; cuando la relación exceda de 10, se considerarán los efectos de esbeltez que se especifican para mampostería de piedras artificiales.

La fuerza cortante actuante no excederá de la que se obtenga multiplicando el área de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente, indicado con anterioridad.”

1.6. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS ARTIFICIALES

En condiciones de servicio, la carga vertical admisible se obtendrá aplicando la fórmula (12):

$$P_a = 0.4 F_E f_m^* A_T \quad (12)$$

donde:

P_a = carga axial admisible en el muro;

F_E = factor de reducción por efectos de esbeltez y excentricidad.

El factor de reducción se considerará de 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieran en más de 50 %, y de 0.6 para muros externos o con claros asimétricos.

Se considerará también el valor 0.6 cuando la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño exceda de uno. Para muros que se encuentren ligados a muros transversales espaciados a una distancia no mayor de 3 m, los valores de F_E se considerarán de 0.8 para muros interiores y de 0.7 para los extremos o asimétricos.

Para muros confinados (muros reforzados con castillos y cadenas), la fuerza cortante admisible se calculará mediante la fórmula (13):

$$V_a = 0.3 v^* A_T \quad (13)$$

Para v^ , véase la tabla de “Esfuerzo cortante nominal para algunos tipos de mampostería”, en *Reglamento de Construcciones para el D. F.*

1.7. FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO

Su capacidad se calculará para muros sin refuerzo. Asimismo, cabe suponer que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando en la sección crítica aparece un esfuerzo de compresión igual a f_m^* .

Para flexión simple, el momento admisible (M_{oa}) se calculará utilizando la fórmula (14):

$$M_{oa} = F_R A_s f_s d' \quad (14)$$

donde:

$$F_R = a \ 0.8 \text{ cuando } P_u < \frac{P_R}{3}, \text{ e igual a } 0.6 \text{ cuando } P_u > \frac{P_R}{3};$$

d' = distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro, y

f_s = esfuerzo admisible del acero igual a 50 % f_y .

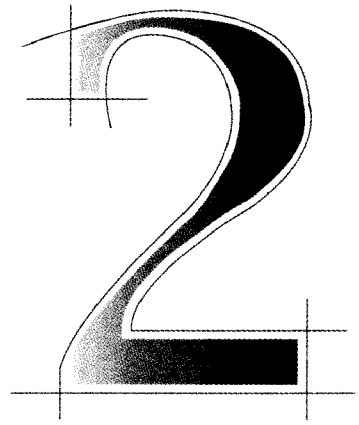
Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento admisible de la sección se modificará según la fórmula (15)

$$M_a = M_{oa} + 0.30 P_u d, \text{ cuando } P_u \leq \frac{P_a}{3} \quad (15)$$

$$\text{Si, } P_u > \frac{P_a}{3}; M_a = \left(1.5 M_{oa} + 0.15 P_u d \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_a} \right) \quad (16)$$

donde:

P_a = carga axial admisible.



MUROS DE CARGA

GENERALIDADES

Como ya se mencionó, los muros de carga se encuentran destinados principalmente a la función de cargar, por tanto, deberán construirse con materiales duros y apoyarse sobre un terreno resistente.

En su construcción se utilizarán materiales que soporten bien los esfuerzos de compresión y aplastamiento: la piedra, el concreto armado, el tabique recocido y los sillares son los más recomendables.

2.1. MUROS DE PIEDRA

La piedra maciza, en sus diferentes clases y formas, será siempre un material recomendable para soportar cargas fuertes.

La piedra podrá tener cantos labrados regulares o cantos labrados irregulares (figs. 2.1 y 2.2, respectivamente). Asimismo, se puede construir un muro de piedra con cantos irregulares sin labrar (fig. 2.3).

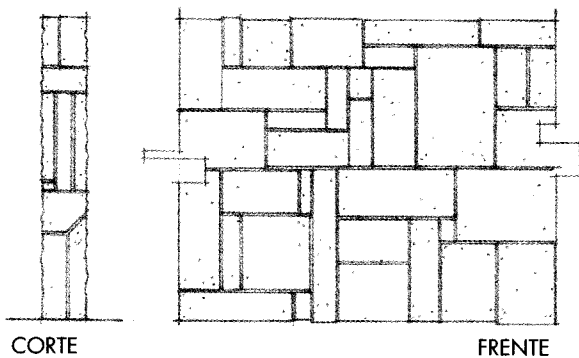


Figura 2.1. Muro de piedra con cantos labrados regulares y juntas prácticamente sin mortero (a hueso).

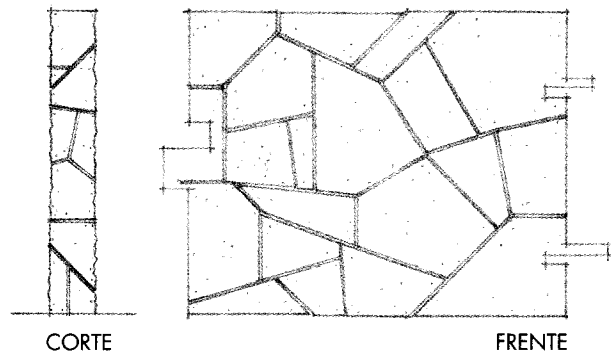


Figura 2.2. Muro de piedra con cantos labrados irregulares y juntas prácticamente sin mortero (a hueso).

Cuando se utiliza junta entre las piedras, no deberá ser exagerada (1 a 2 cm como máximo), pues el elemento más débil es precisamente la junta. En *a* y *b* de la figura

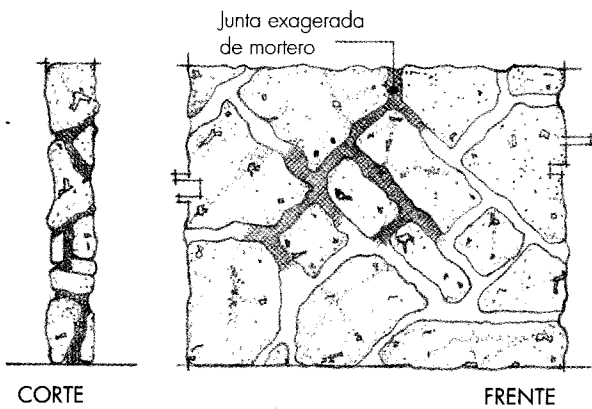


Figura 2.3. Muro de piedra con cantos irregulares sin labrar. Las juntas se encuentran con un buen cuatrapeo, pero su espesor es exagerado.

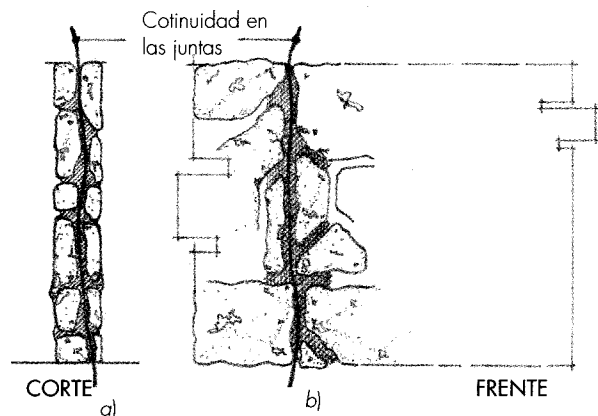


Figura 2.4. En *a* y *b* aparece un muro de piedra con las juntas sin cuatrapear, lo que da por resultado una mampostería incorrecta.

2.4, se muestra la construcción incorrecta de un muro de piedra. La continuidad en las juntas hace que su construcción sea deficiente, pues el resultado será, seguramente, la aparición de cuarteaduras en el muro.

En la construcción se recomienda, en primer lugar, levantar las esquinas, pues éstas nos servirán de guía para colocar los hilos que señalarán la dirección y la verticalidad del muro (fig. 2.5a y b).

Para las juntas, los morteros más recomendados aparecen en la tabla que figura en el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*; "Proporcionamiento para morteros

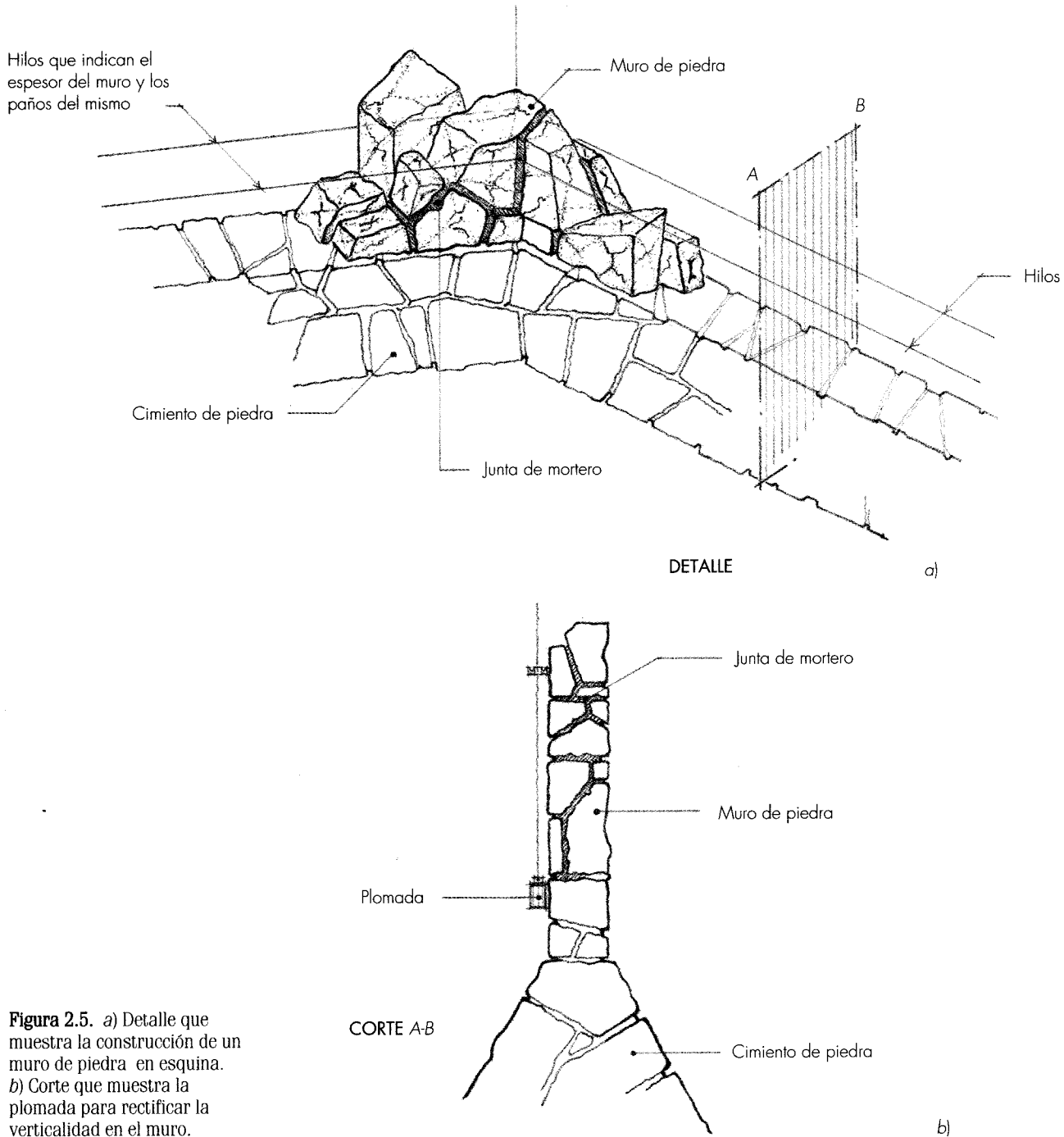


Figura 2.5. a) Detalle que muestra la construcción de un muro de piedra en esquina. b) Corte que muestra la plomada para rectificar la verticalidad en el muro.

en elementos estructurales". No obstante, el autor ha utilizado morteros de cal-arena en proporción de 1:3 y 1:4; de cemento-arena en proporción de 1:5 y 1:6, y también de cemento-cal-arena en proporción 1:1:5 y 1:1:6, con resultados excelentes.

Los muros de piedra podrán construirse con o sin refuerzo. Cuando se utilice acero como refuerzo, podrán usarse varillas horizontales (cadenas o dalas) o verticales (castillos). Veamos:

1. Con refuerzo vertical (castillo) únicamente (fig. 2.6).

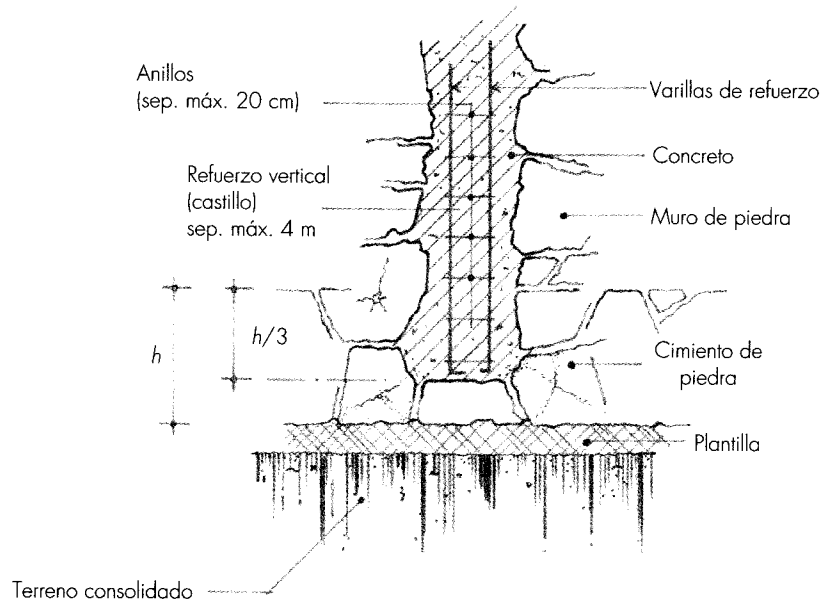


Figura 2.6. Corte longitudinal que muestra el castillo de concreto armado anclado en el cimiento de piedra.

2. Con refuerzo horizontal (cadena o dala) únicamente (fig. 2.7a y b).

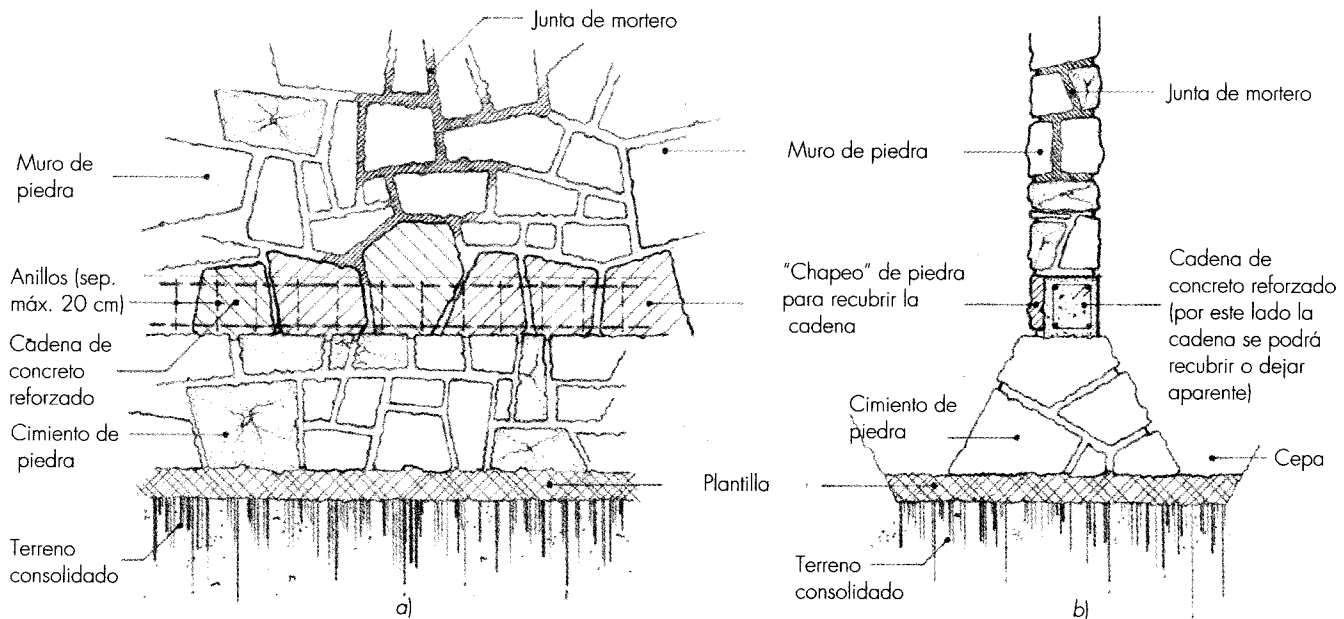


Figura 2.7. a) Corte longitudinal donde se muestra la cadena de concreto armado. Las piezas sombreadas indican un "chapeo" de piedra cuando se desea que el muro ofrezca el aspecto de muro aparente. b) Corte transversal que muestra la cadena recubierta con piedra por un lado, y mostrando por el otro el concreto aparente.

3. Con refuerzo vertical y horizontal (fig. 2.8).

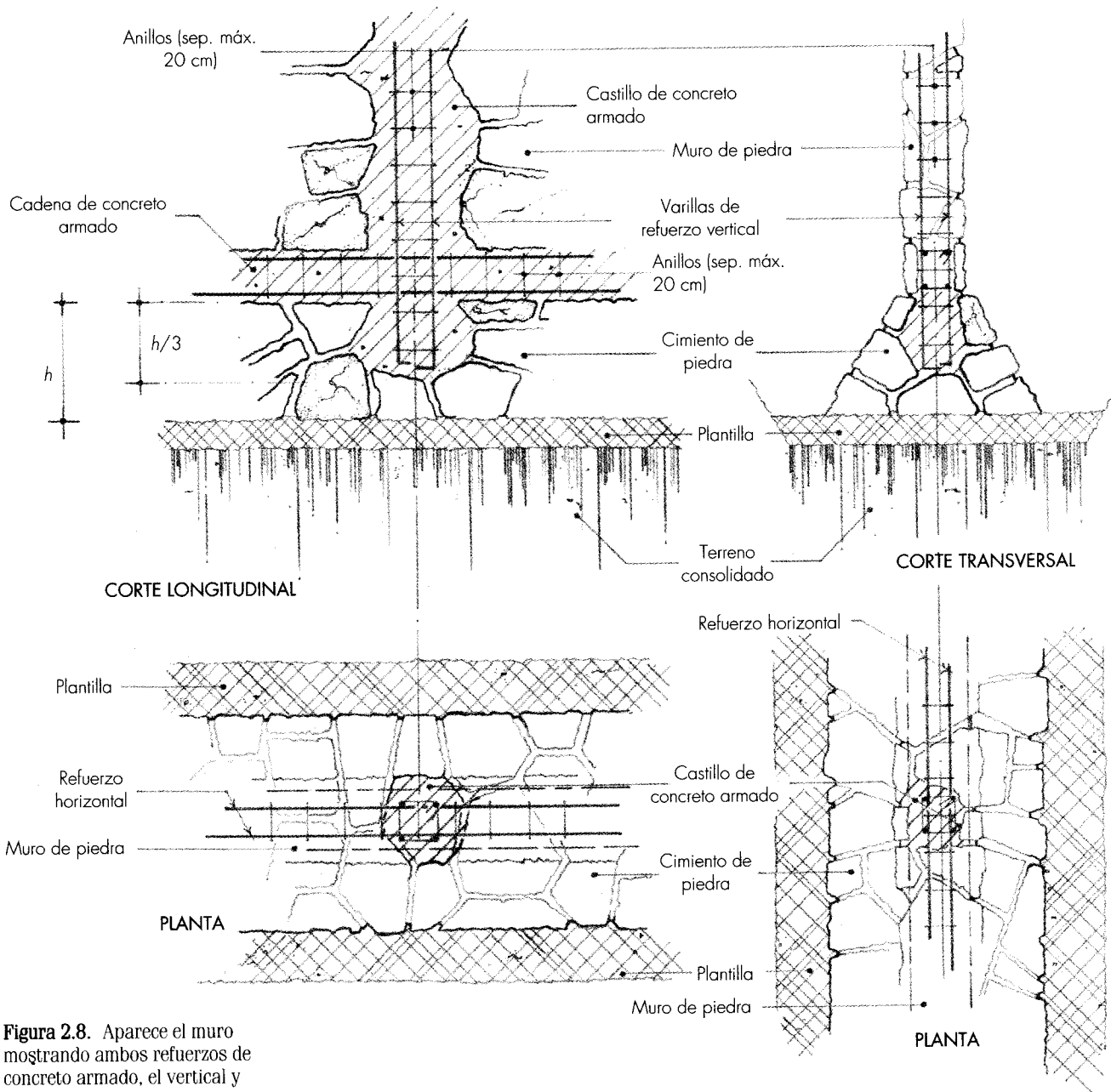


Figura 2.8. Aparece el muro mostrando ambos refuerzos de concreto armado, el vertical y el horizontal.

El refuerzo vertical también podrá construirse sin necesidad de anclarlo al cimiento (fig. 2.9); sin embargo, el autor considera que el anclaje que se muestra en las figuras anteriores proporciona a la estructura una rigidez indudablemente superior.

4. Muro de piedra sin refuerzos, pero cuatrapeando y haciendo que la piedra del cimiento se continúe en la del muro (fig. 2.10).

A continuación se verá un ejemplo donde se aplica cuanto hasta aquí se ha dicho acerca de los muros de piedra.

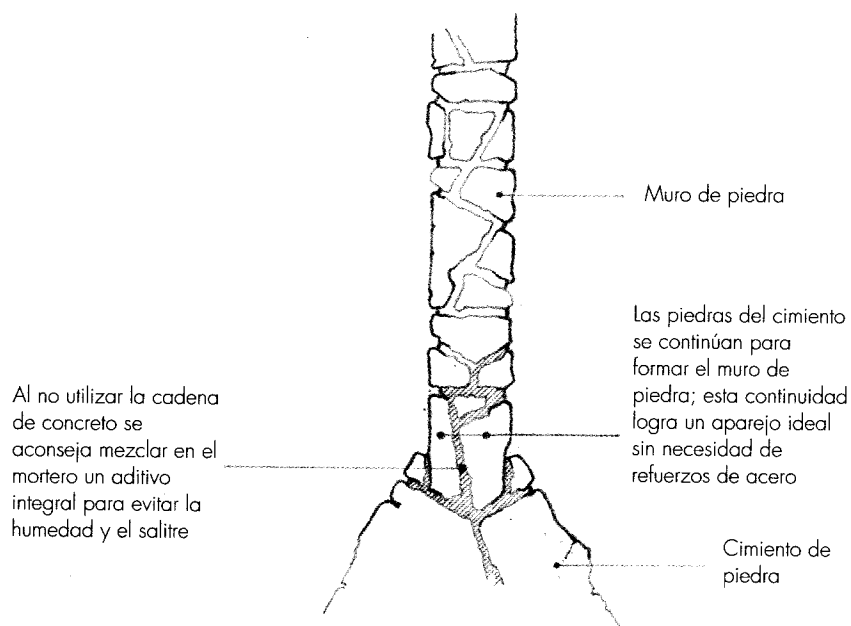
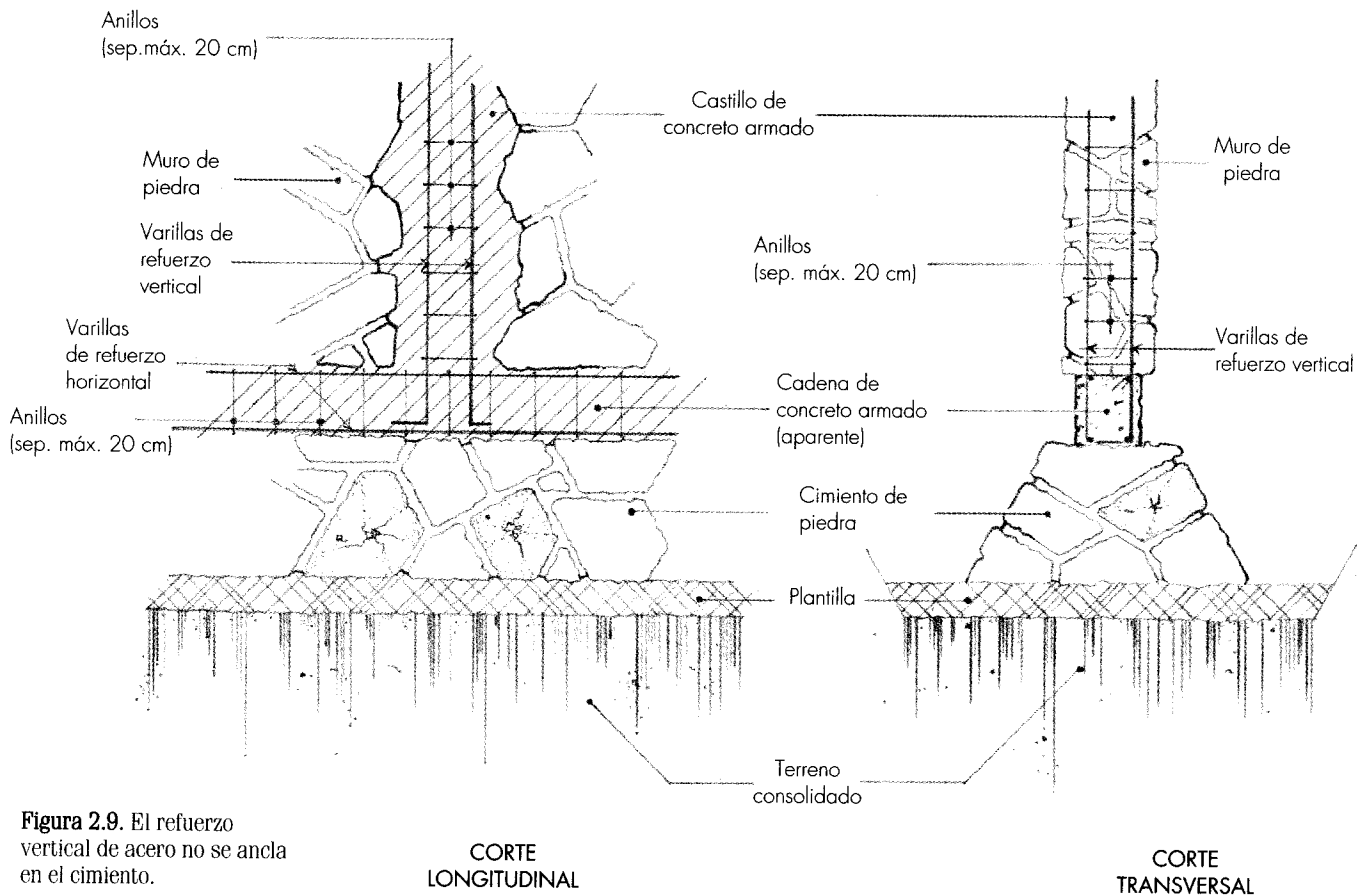


Figura 2.10. Las piedras del muro se encajan y cuatrapean con las del cimiento.

Ejemplo ilustrativo:

Supóngase el muro de piedra natural, sin labrar y unida con mortero, que aparece en la figura 2.11 (eje 1, AC), sometido a cargas permanentes (*CM*) y a cargas vivas (*CV*) usuales. Se desea obtener la resistencia de diseño del muro a carga vertical, y su capacidad de resistencia a flexocompresión. Se trata de una casa habitación de un nivel y azotea.

Para su cálculo se utilizará el “Método detallado de diseño”.

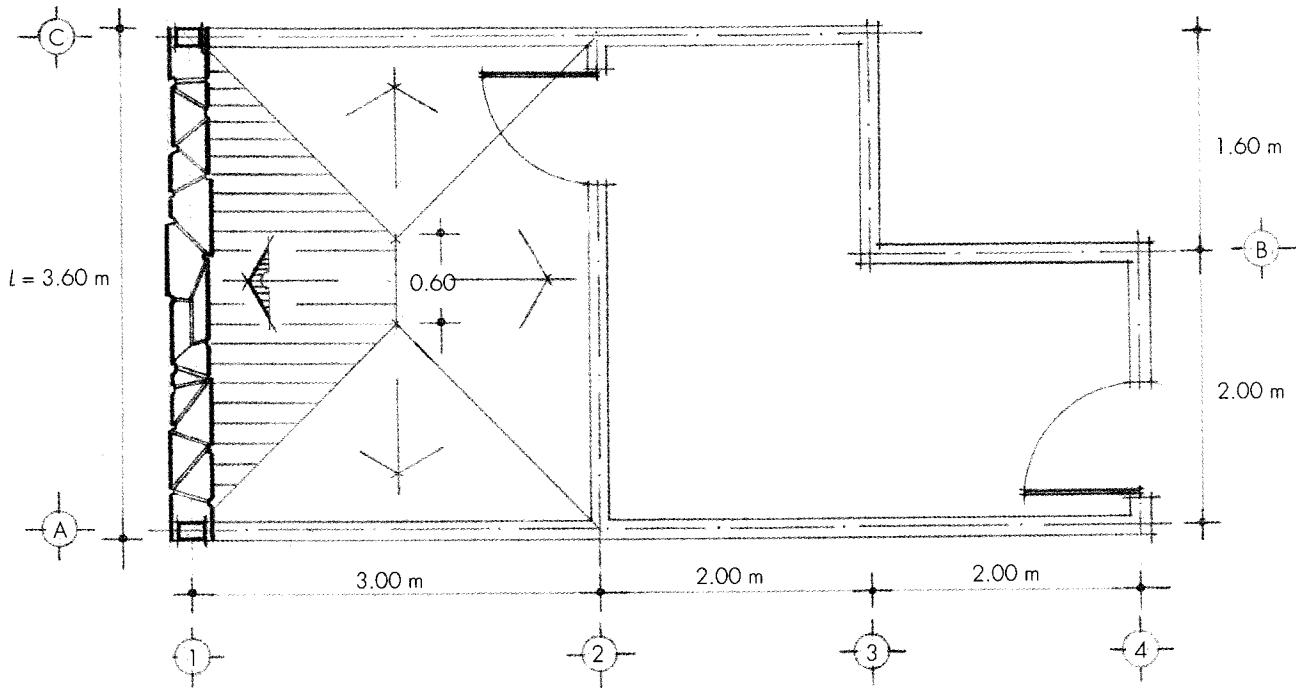


Figura 2.11. Planta.

Datos:

Carga en nivel (1):

Carga muerta = 800 kg/m² (supuesto).

Carga viva = 220 kg/m² (supuesto).

Carga en nivel (azotea):

Carga muerta = 600 kg/m² (supuesto).

Carga viva = 150 kg/m² (supuesto).

Carga en losa (tablero 1) (fig. 2.12):

$CM + CV = 800 + 220 = 1020 \text{ kg/m}^2$. El *Reglamento* indica, para las condiciones del problema, aplicar un factor de carga $F_c = 1.4$:

$$\therefore 1020 \times 1.4 \approx 1430 \text{ kg/m}^2$$

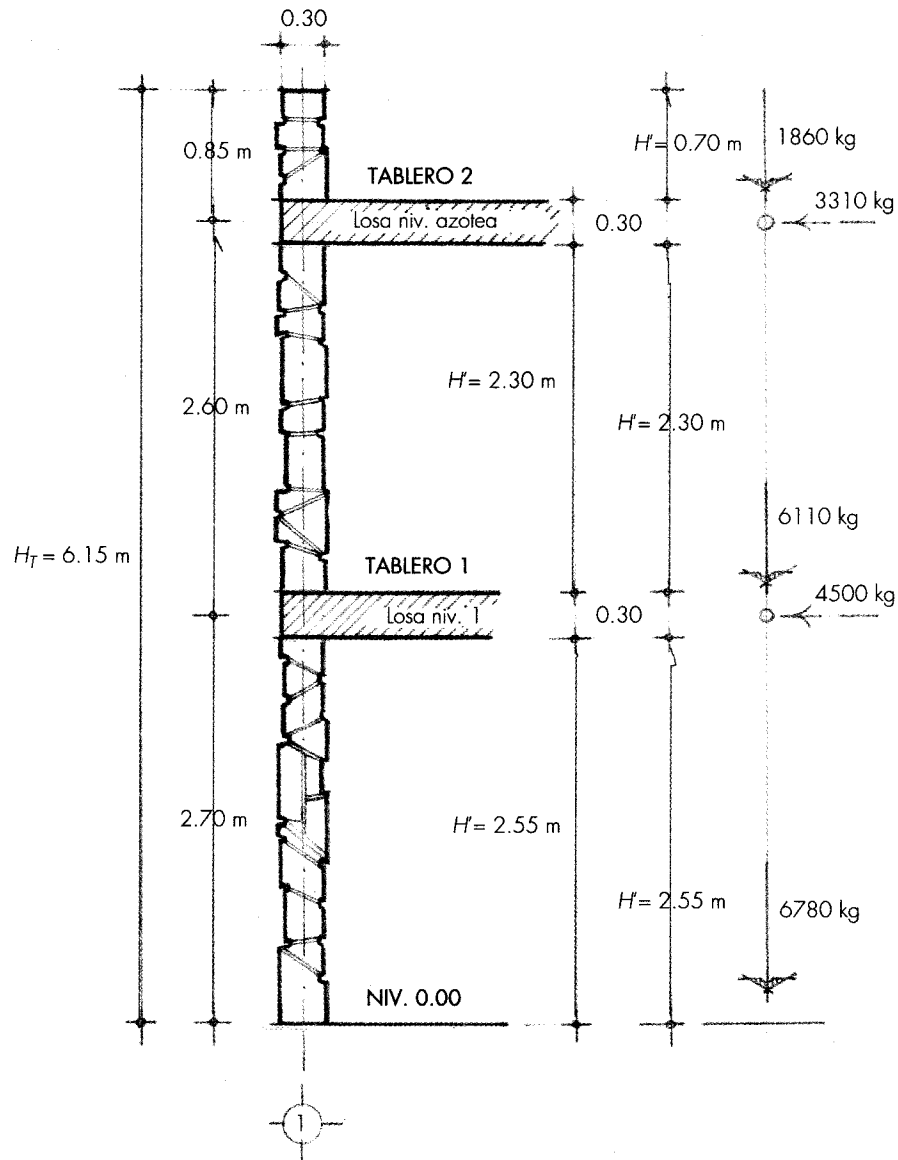


Figura 2.12. Corte.

Área del trapecio:

$$\frac{3.60 + 0.60}{2} (1.50) = 3.15 \text{ m}^2$$

Carga en el trapecio (nivel 1):

$$3.15 \times 1430 \approx 4500 \text{ kg}$$

Carga en losa (tablero 2):

$$CM + CV = 600 + 150 = 750 \text{ kg/m}^2$$

$$\therefore 750 \times 1.4 = 1050 \text{ kg/m}^2$$

Área del trapecio:

$$3.15 \text{ m}^2$$

Carga en trapecio (niv. azotea):

$$3.15 \times 1050 \approx 3310 \text{ kg}$$

Peso del muro (azotea):

$$(0.70 \times 0.30 \times 3.60 \times 2460 \text{ kg/m}^3) \approx 1860 \text{ kg}$$

Peso del muro (niv. 0.00):

$$(2.55 \times 0.30 \times 3.60 \times 2460) \approx 6780 \text{ kg}$$

La aplicación del “Método detallado de diseño” se hizo con base en la resistencia nominal de las piezas y del mortero.

Cálculo de la resistencia del muro (P_R) en la planta baja, aplicando la fórmula (11):

$$P_R = F_R F_E A_T f_m^*; \text{ siendo } F_E = \left(1 - 2 \frac{e'}{t}\right) \text{ y } e' = F_a (e_c + e_a)$$

$\therefore P_R = F_R \left(1 - 2 \frac{e'}{t}\right) A_T f_m^*$, será válida cuando la relación entre la altura del muro y el peralte de su sección no exceda de 5. Si la relación se encuentra entre 5 y 10, la resistencia se considerará igual a 80 % de la calculada con la expresión (11). Veamos:

$$A_T = Lt = 360 \times 30 = 10\,800 \text{ cm}^2$$

A_T = Área bruta del muro.

$$H' = \frac{255}{30} = 8.5$$

$$\therefore 5 < 8.5 < 10.$$

La resistencia del muro será afectada por un factor de reducción de 80 %.

Aunque el muro se encuentra sometido únicamente a cargas muertas y cargas vivas, el *Reglamento* determina una excentricidad (e_c) para los muros extremos, en los términos siguientes: “La carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos transmite una excentricidad que se tomará igual a $e_c = \frac{t}{2} = \frac{b}{3}$,” siendo b la longitud de apoyo de la losa sobre el espesor del muro.

Ahora bien, de la uniformidad de las dimensiones de las piezas dependerá también la excentricidad accidental. Veamos:

$$e_a = K \left(t + \frac{H}{10} \right)$$

donde:

$$e_a = 0.02 \left(30 + \frac{255}{10} \right) = 0.02 (55.5) = 1.11 \text{ cm}$$

K = coeficiente para fijar la excentricidad accidental. Se considerará como 1/50 para piezas que no difieran en sus dimensiones en más de 30 % de las nominales, y de 1/30 cuando no se cumpla lo anterior, y

H = altura no restringida del muro.

$$\therefore K = \frac{1}{50} = 0.02 \text{ y } t = 30 \text{ cm}$$

La excentricidad (e_c) para muros interiores que proporcionen apoyo a losas continuas y que reciban centroidalmente las cargas que bajan de los niveles superiores, se considerará nula ($e_c = 0$), por tanto:

$$e' = F_a (e_c + e_a) = F_a (0 + 1.11) = F_a (1.11)$$

Y aplicando la ecuación (5) tendremos:

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1$$

donde:

$C_m = 1$, al considerar la excentricidad accidental únicamente ante el efecto de cargas laterales, distribuidas uniformemente.

La carga crítica de pandeo se obtendrá con la fórmula (6):

$$P_c = \frac{(\pi)^2 EI}{(H')^2},$$

donde:

E = módulo de elasticidad de la mampostería empleada en el muro.

En el ejemplo que nos ocupa, el *Reglamento de Construcciones para el D. F.* no menciona el módulo de elasticidad para la piedra, sin embargo, se considerará el que corresponde a los bloques de concreto para cargas sostenidas con valor de:

$$E = 250 f_m^*$$

De la "Tabla de resistencia nominal a compresión de la mampostería que aparece en el *Reglamento*, se considerará $f_m^* = 20$ (bloque de concreto tipo pesado y mortero tipo I).

Como el muro está confinado, el *Reglamento* dice que (f_m^*) podrá incrementarse en 4 kg/cm²; por tanto, ($f_m^* = 24$ kg/cm²)

$$\therefore E = 250 f_m^* = 250 \times 24 = 6000 \text{ kg/cm}^2$$

El momento de inercia valdrá (fig. 2.13):

$$I = \frac{L(t)^3}{12} = \frac{360 (30)^3}{12} = \frac{9\,720\,000}{12} = 810\,000 \text{ cm}^4$$

$H' = H = 2.55$ m (cuando se trata de muros extremos donde se apoyan losas).

$$\therefore P_c = \frac{(3.1415)^2 (6000)(810\,000)}{(255)^2} = \frac{47\,960\,000\,000}{65\,000} \approx 737\,800 \text{ kg}$$

$$y \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{737\,800}}, \text{ donde la carga axial total}$$

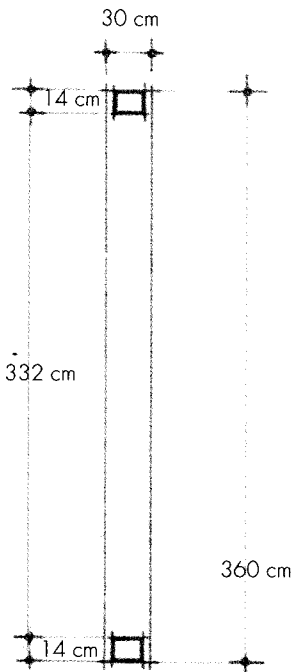


Figura 2.13. Sección transversal bruta.

(P_u) que obra sobre el muro, multiplicada por el factor de carga (F_c), valdría (muro en nivel 0.00):

$$P_u = F_c P = (3310 + 4500) + (1860 + 6110 + 6780) = 22\,560 \text{ (1.4)}$$

Cargas en losa Cargas en muros

$$P_u = 31\,584 \text{ kg}$$

$$y \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{31\,584}{737\,800}} = \frac{1}{1 - 0.043} = \frac{1}{0.957} = 1.045$$

Además:

$$e' = F_a (e_c + e_a) = 1.045 (1.11) \approx 1.16 \text{ cm}$$

$$F_e = \left(1 - 2 \frac{e'}{t}\right) = \left(1 - 2 \frac{1.16}{30}\right) = 1 - 0.077 = 0.923$$

y la resistencia de diseño del muro a carga vertical es de:

$$P_R = F_R F_E A_T f_m^* = 0.8 (0.923) (10\,800) (24) \approx 191\,400 \text{ kg}$$

La resistencia de diseño del muro a carga vertical (P_R) es notablemente mayor que la carga axial total que actúa sobre el muro, multiplicada por el factor de carga, ya que:

$$P_R (191\,400 \text{ kg}) > P_u (31\,584 \text{ kg})$$

Para obtener la resistencia a flexocompresión, cuando exista carga axial sobre el muro, el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, especifica lo siguiente:

“Si la carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga

$(P_u) \leq \frac{P_R}{3}$, se aplicará la fórmula (9); es decir:

$$M_R = M_o + 0.30 P_u d$$

Cuando $P_u > \frac{P_R}{3}$, utilizaremos la fórmula (10). Veamos:

$$\frac{P_R}{3} = \frac{191\,400}{3} = 63\,800 \text{ kg}$$

Y como

$$31\,584 \text{ kg} < 63\,800 \text{ kg} \text{ (se empleará la fórmula 9),}$$

donde:

d = distancia entre el centroide del acero en tensión y el extremo opuesto del muro (fig. 2.14);

d' = distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro, y
 t = espesor del muro.

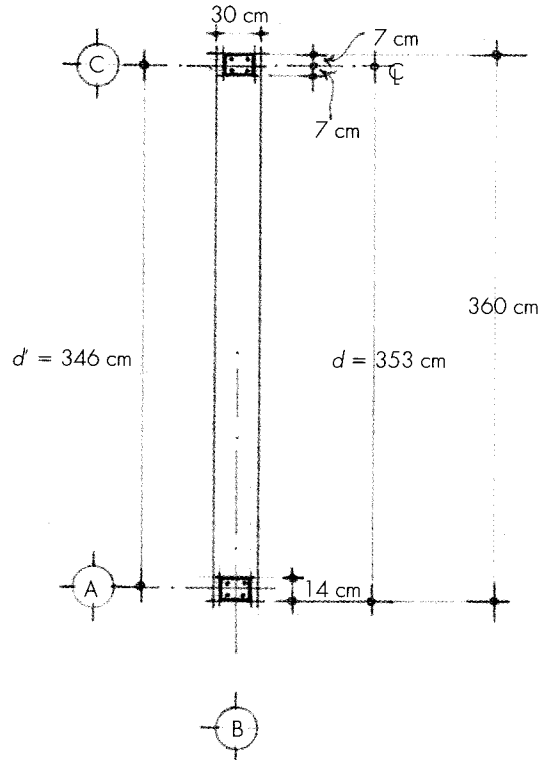


Figura 2.14. Muro de piedra visto en planta.

Para flexión simple o pura, el momento resistente se calculará con la fórmula (14):

$$M_{oa} = F_R A_s f_y d'$$

Para el área de acero, suponemos 4 ϕ # 3;

$$\therefore A_s = 4 (0.71 \text{ cm}^2) = 2.84 \text{ cm}^2 \text{ y } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{oa} = 0.8 (2.84) 4200 (346) \approx 3\,302\,000 \text{ kg cm}$$

$$\begin{aligned} M_R &= 3\,302\,000 + 0.30 (31\,584) (353) \\ &= 3\,302\,000 + 3\,344\,800 = 6\,646\,800 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

En el tramo AC-eje 1, el muro resiste perfectamente a carga vertical; asimismo, el muro se encuentra sobrado para resistir la flexocompresión, pues:

$$M_R (6\,646\,800 \text{ kg cm}) > M_{oa} (3\,302\,000 \text{ kg cm})$$

2.2. MUROS DE TABIQUE

Generalidades

El tabique rojo recocido es seguramente el material más utilizado para muros de carga en virtud de su forma regular, su resistencia y su costo económico, lo que permite emplearlo en construcciones de cualquier clase.

Se fabrica con tierra arcillosa con poco contenido de arena (el exceso de arena provoca que las piezas se deformen y agrieten durante el cocimiento). Primero se moldean y se comprimen para luego someterlos a la cocción. Su elaboración es sencilla; sin embargo, se tomará la precaución de permitir que las piezas tengan un buen secado durante su proceso natural de aireación, de modo que se endurezcan y no se agrieten antes de que se les introduzca en el horno para su cocimiento.

Las medidas originales de los tabiques eran ($7 \times 14 \times 28$ cm), pero en la actualidad los fabricantes han ido disminuyendo esas proporciones hasta en ($5.5 \times 12 \times 25$ cm), utilizando, además, mezclas deficientes que dan como resultado un producto malo y frágil que en muchas ocasiones origina asentamientos y cuarteaduras en la estructura.

A continuación se muestran algunos de los espesores, combinaciones, y cuarteos más comunes en la construcción de muros con tabique de barro recocido (figs. 2.15, 2.16 y 2.17).

Figura 2.15. Tabique colocado al hilo (espesor: 14 cm).

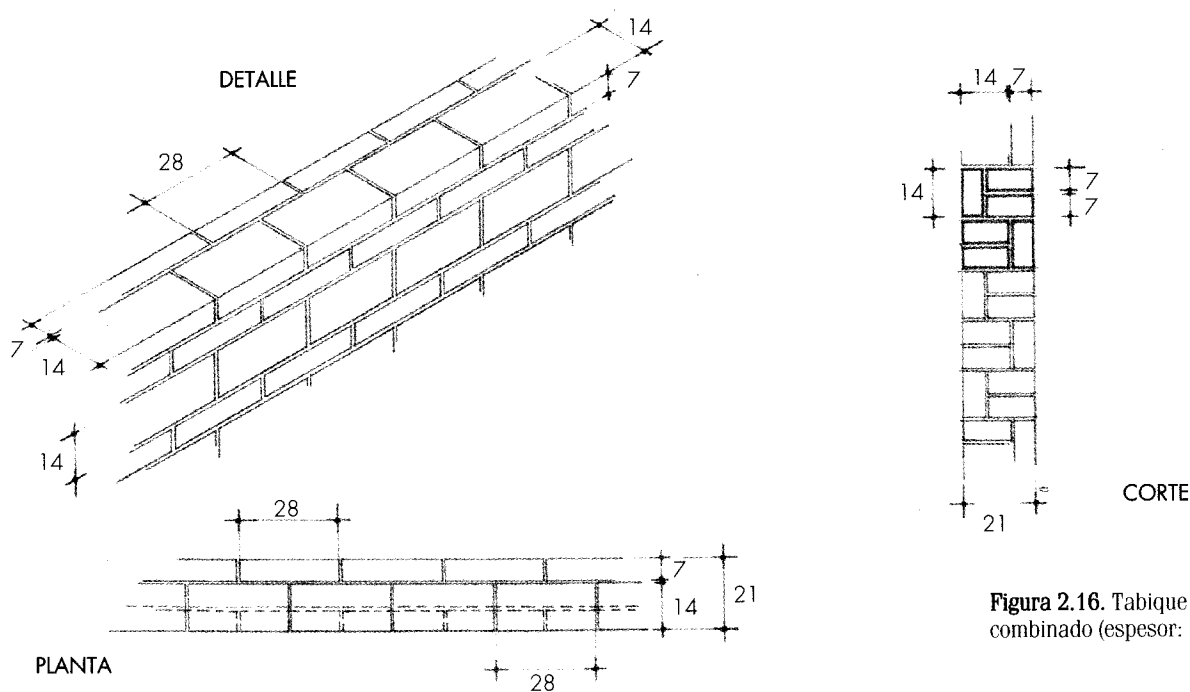
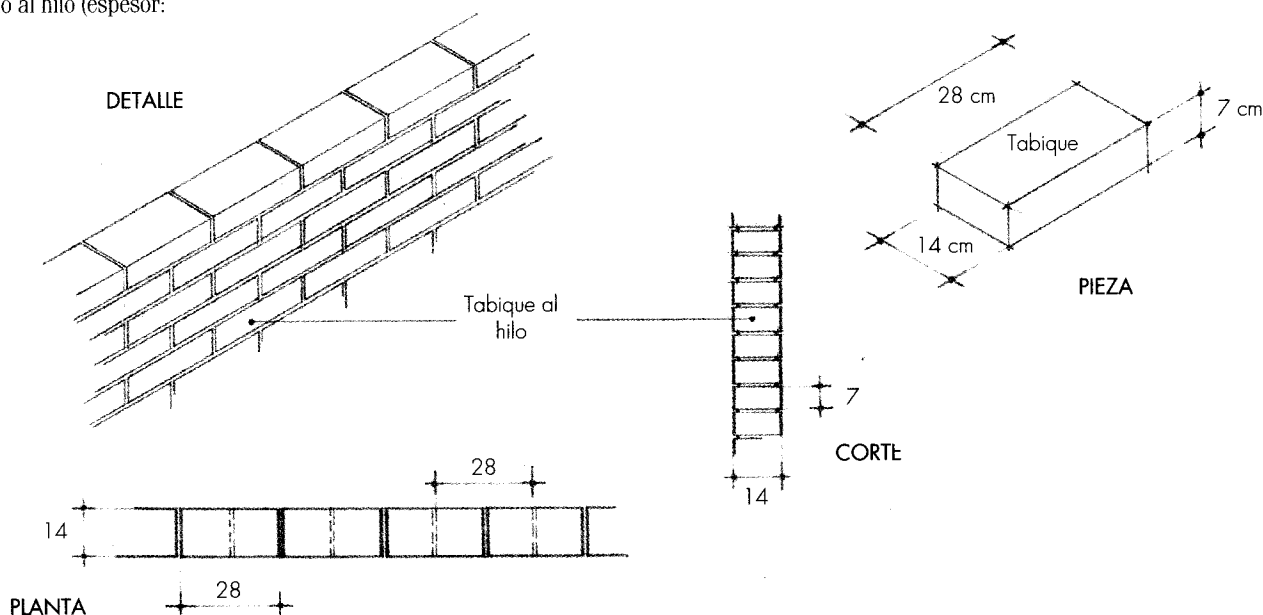


Figura 2.16. Tabique combinado (espesor: 21 cm).

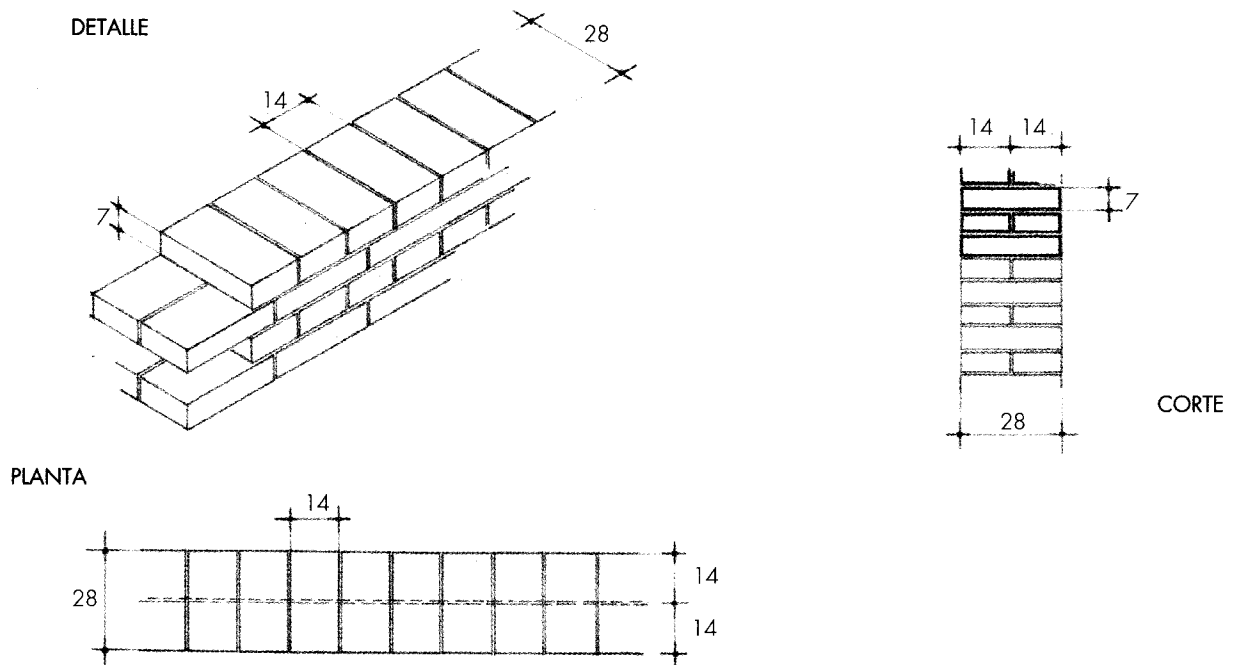


Figura 2.17. Tabique colocado a tizón (espesor: 28 cm).

Los muros de tabique podrán tener 35, 42 o 56 cm de espesor, aunque esos espesores ya no son usuales. No obstante, analizaremos un muro cuyo espesor es de 56 cm (fig. 2.18).

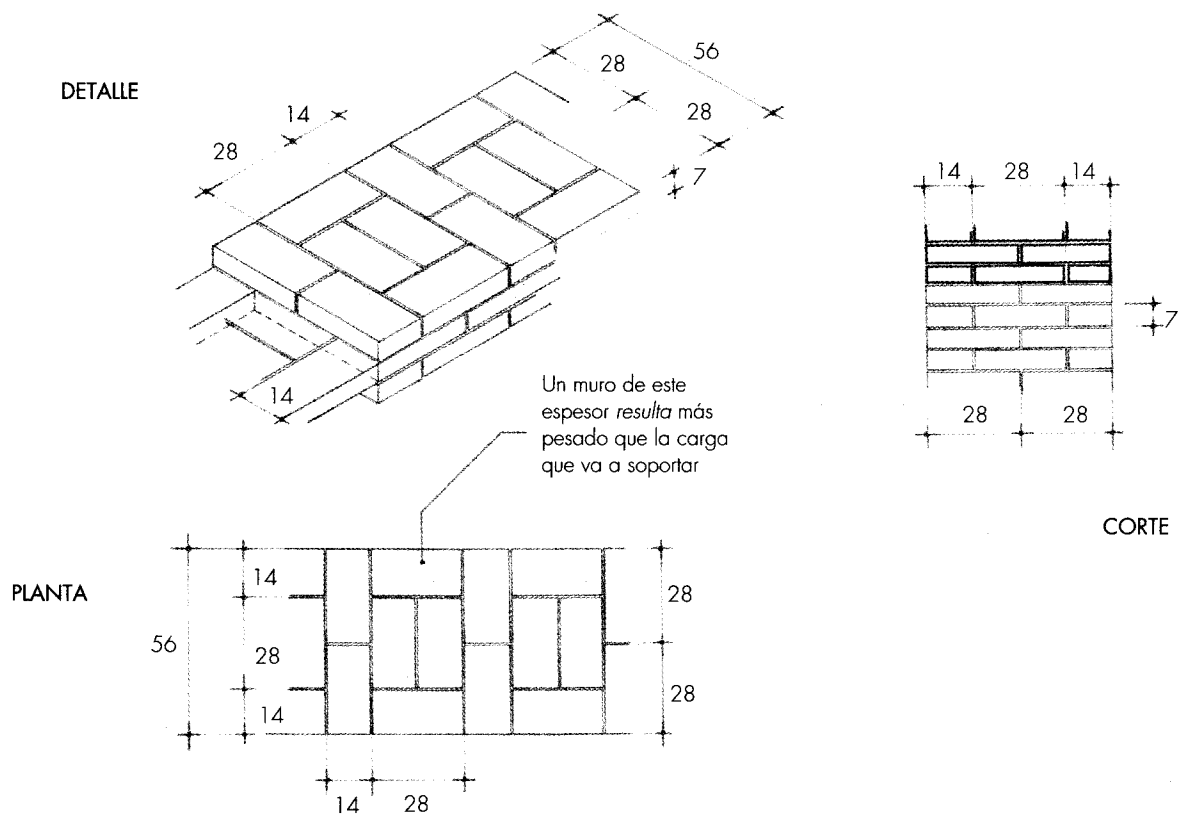


Figura 2.18. Tabique colocado a doble asta (espesor: 56 cm).

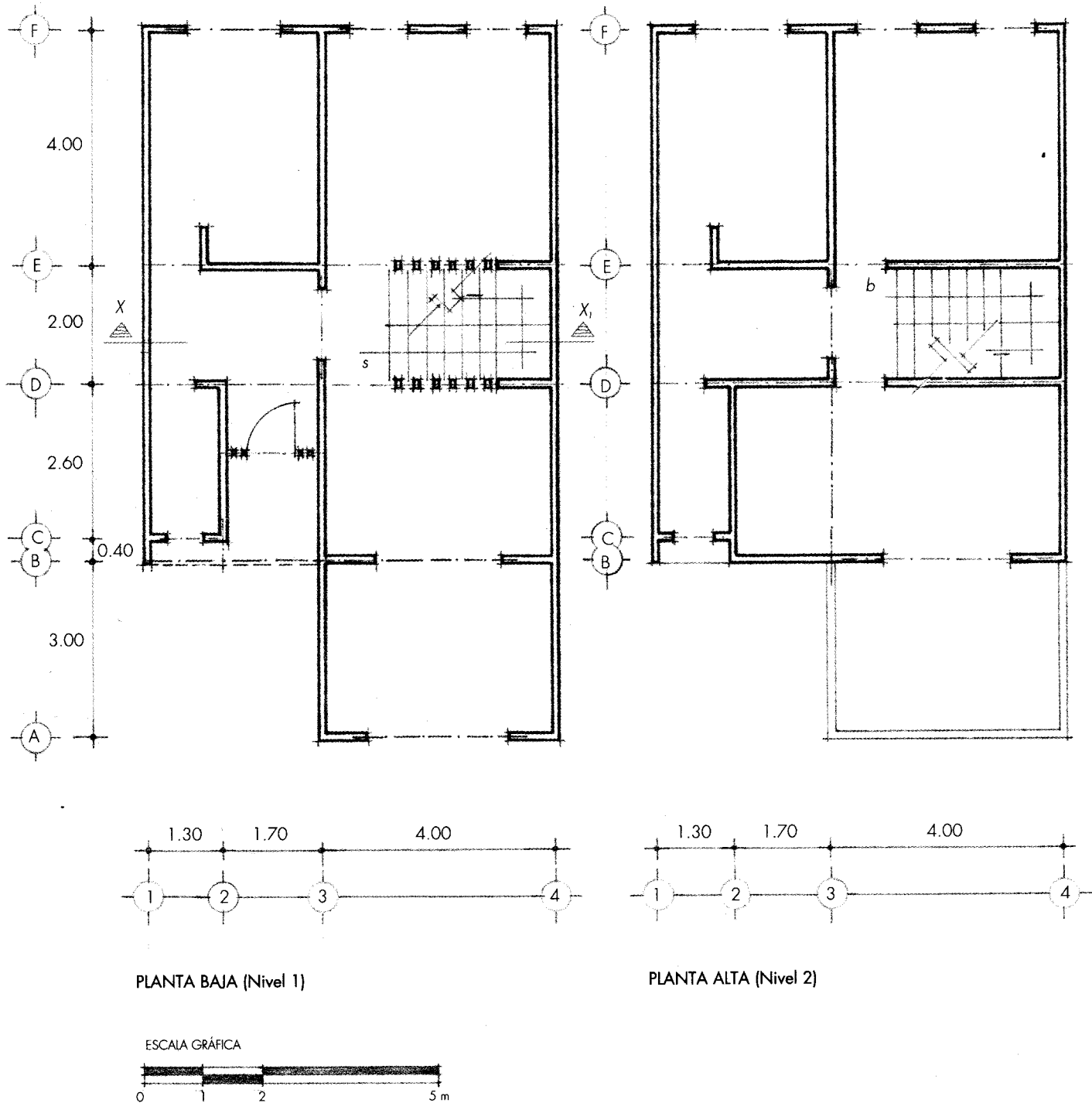
A continuación se presenta un ejemplo ilustrativo, donde se aplica la mampostería de tabique en una construcción con planta baja y planta alta.

Ejemplo ilustrativo:

Se trata de una casa habitación de dos niveles (grupo B), construida con muros de carga de tabique recocido, de 14 cm de espesor, reforzados con castillos y cadenas de concreto armado (fig. 2.19).

El mortero que se utilizará será de cemento-arena, en proporción de 1:4 (tipo I). La construcción se encuentra en el Distrito Federal, dentro de la zona III (terreno arcilloso altamente compresible).

Figura 2.19



Datos:

Para solucionar el problema se aplicará el “Método simplificado” que figura en el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*

Análisis de cargas (fig. 2.20):

Concreto reforzado	2400 kg/m ³
Tabique rojo recocido	1500 kg/m ³
Mortero de cemento-arena	2000 kg/m ³
Mármol	2600 kg/m ³
Madera de encino	1000 kg/m ³
Yeso	1400 kg/m ³
Tezontle	1200 kg/m ³
Ladrillo	1500 kg/m ³

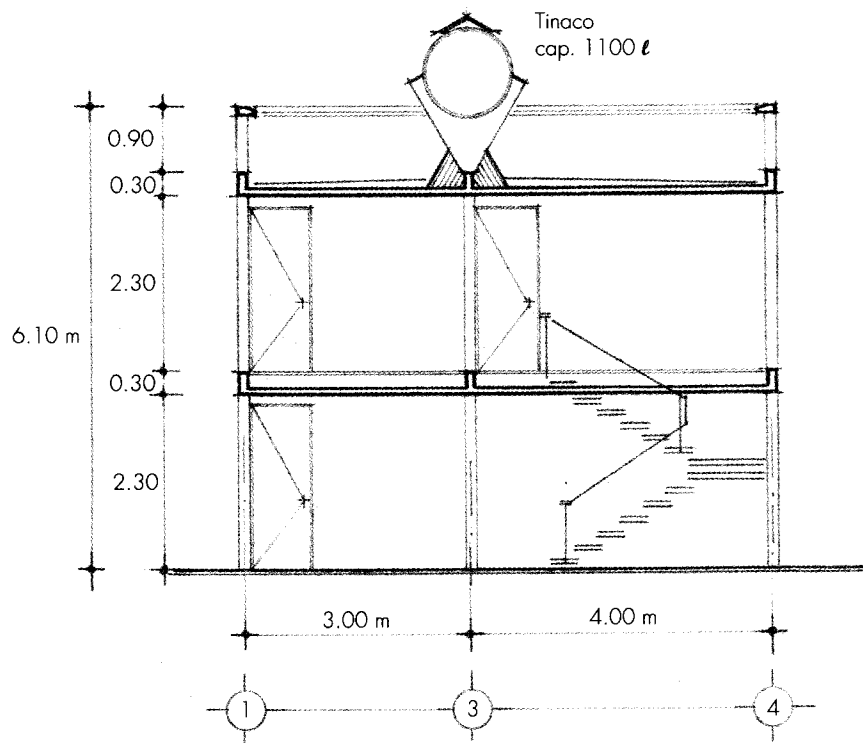


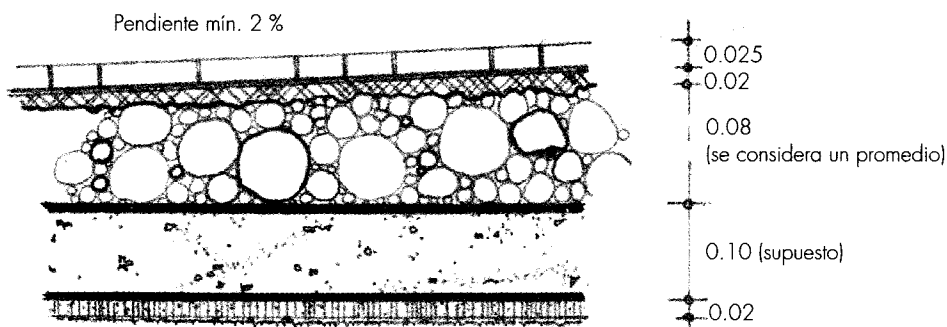
Figura 2.20. Corte transversal $X - X_1$.

Carga por m² en losa de azotea (fig. 2.21):

Enladrillado (0.025 × 1500)	= 38 kg/m ²
Mortero de cemento-arena (0.02 × 2000)	= 40 kg/m ²
Impermeabilizante (se considera)	= 10 kg/m ²
Tezontle (promedio) (0.08 × 1200)	= 96 kg/m ²
Losa de concreto armado (0.10 × 2400)	= 240 kg/m ²
Yeso y tirol (0.02 × 1400)	= 28 kg/m ²

Carga muerta en azotea ≈ 460 kg/m²

Figura 2.21. Losa de azotea.

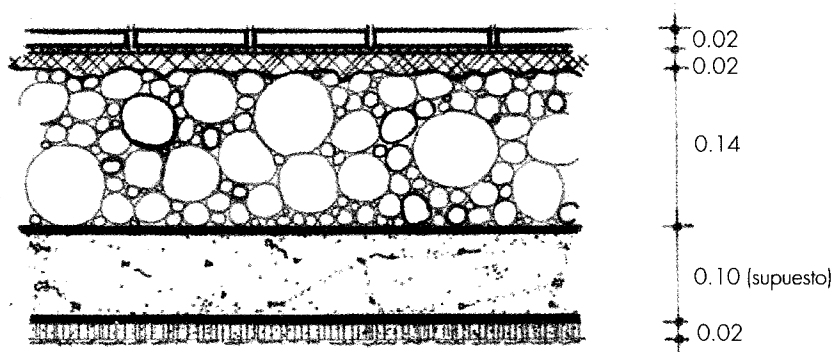


Carga por m^2 en losa de entrepiso (fig. 2.22):

Loseta de mármol (0.02×2600)	= 52 kg/m^2
Mortero de cemento-arena (0.02×2000)	= 40 kg/m^2
Relleno de tezontle (0.14×1200)	= 168 kg/m^2
Losa de concreto armado (0.10×2400)	= 240 kg/m^2
Yeso y tirol (0.02×1400)	= 28 kg/m^2

Carga muerta en entrepiso	$\approx 530 \text{ kg}/\text{m}^2$
---------------------------	-------------------------------------

Figura 2.22. Losa de entrepiso.



Carga por m^2 del tinaco y base en el eje 3, tramo D-E (fig. 2.23):

Agua ($1.00 \times 1100 \ell$)	= 1100 kg
Tinaco	= 100 kg
Base de tabique (0.40×1500)	= 600 kg
Aplanado (0.06×2000)	= 120 kg

1920 kg

Para repartirlo en el tramo D-E, se tiene:

$$\frac{1920 \text{ kg}}{2.00 \text{ m}^2} = 960 \text{ kg}/\text{m}^2$$

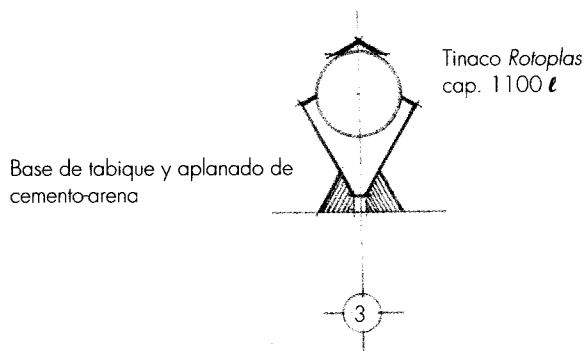


Figura 2.23. Peso de tinaco y base.

Carga por m^2 en rampa de concreto armado y escalones en madera de encino (fig. 2.24):

Madera de encino ($0.05 \times 0.33 \times 0.90 \times 1000$)	= 15 kg
Concreto simple ($0.20 \times 0.14 \times 0.90 \times 2300 \div 2$)	= 30 kg
Loseta prensada ($0.01 \times 0.12 \times 0.90 \times 2200$)	= 3 kg
Concreto armado ($0.09 \times 0.90 \times 0.30 \times 2400$)	= 60 kg
	108 kg

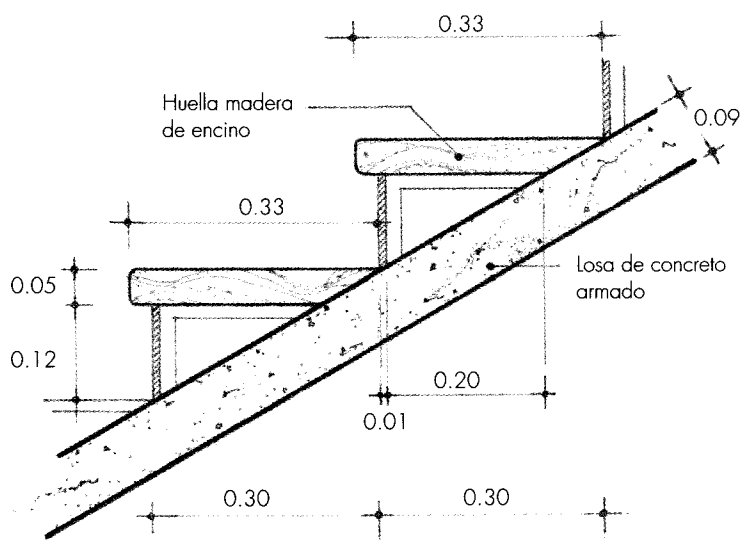


Figura 2.24. Escalera.

Debido a que cada huella es de 33 cm de ancho, se considera que entran 3 piezas por metro; por tanto:

$$108 \times 3 \approx 330 \text{ kg/m}^2$$

Carga por m^2 de muro de tabique, de 0.14 m de espesor, aplanado repellido de cemento-arena por la cara exterior y aplanado de yeso por el interior (fig. 2.25):

Tabique recocido (0.14×1500)	= 210 kg/m^2
Aplanado de yeso (0.015×1400)	= 21 kg/m^2
Aplanado de cemento-arena (0.015×2000)	= 30 kg/m^2
	261 kg/m^2

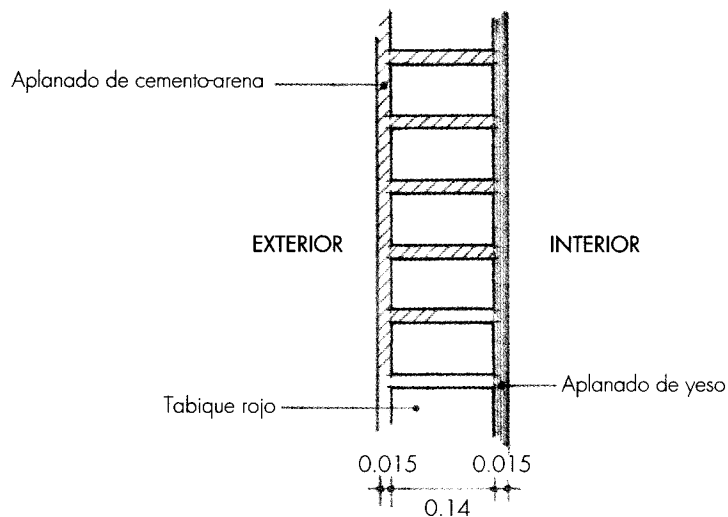


Figura 2.25. Muro de tabique.

Carga por m^2 de muro de tabique, de 0.14 m de espesor, aplanado de yeso por ambos lados (fig. 2.26):

Tabique recocido (0.14×1500)	= 210 kg/m^2
Aplanado de yeso (0.015×1400) (2)	= 42 kg/m^2
	252 kg/m^2

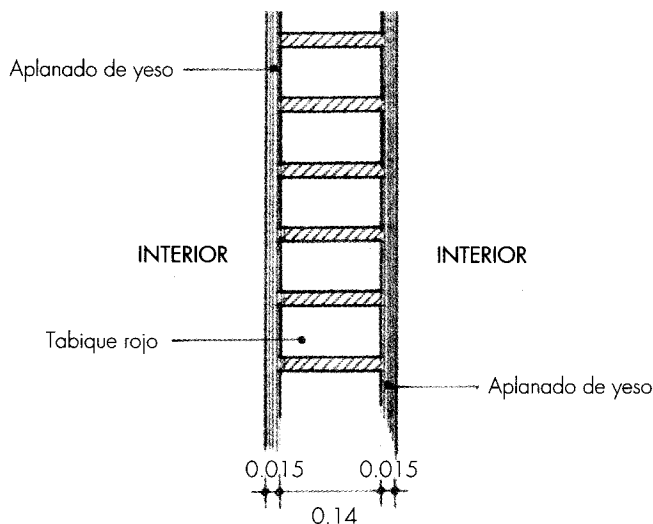


Figura 2.26. Muro de tabique.

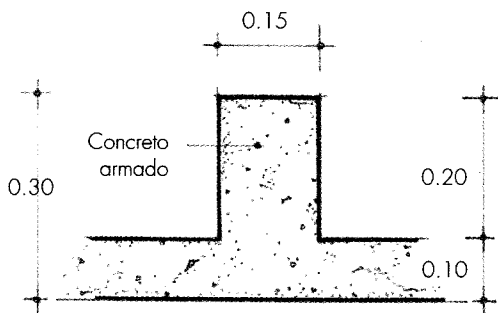


Figura 2.27. Trabe y losa.

Cargas por ml en trabes y cerramientos (fig. 2.27):

Trabe de concreto armado ($0.15 \times 0.30 \times 2400$) = 108 kg/ml

En caso de cerramiento:

Concreto armado ($0.15 \times 0.15 \times 2400$) = 54 kg/ml

Carga por m^2 de pretil de tabique y aplanado de cemento-arena por ambos lados (fig. 2.28):

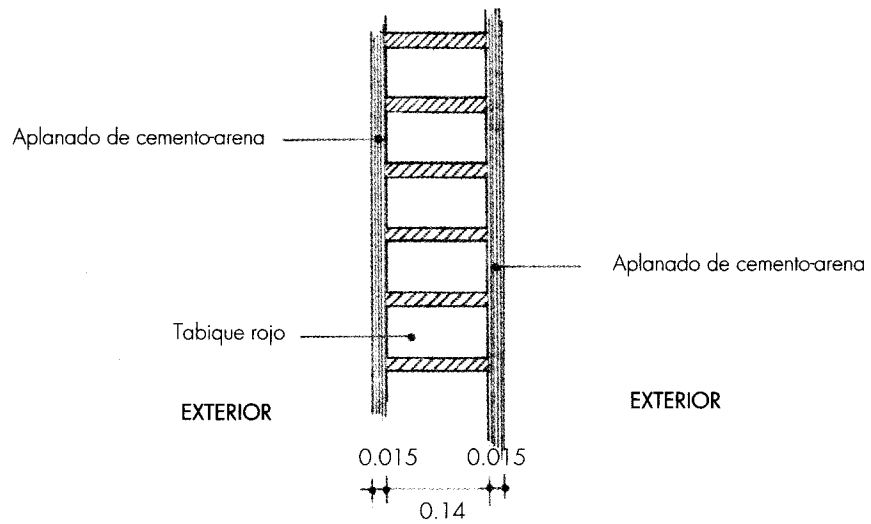


Figura 2.28. Pretil de tabique.

Tabique recocido (0.14×1500)	= 210 kg/m^2
Aplanado de cemento-arena (0.015×2000) (2)	= 60 kg/m^2
	270 kg/m^2

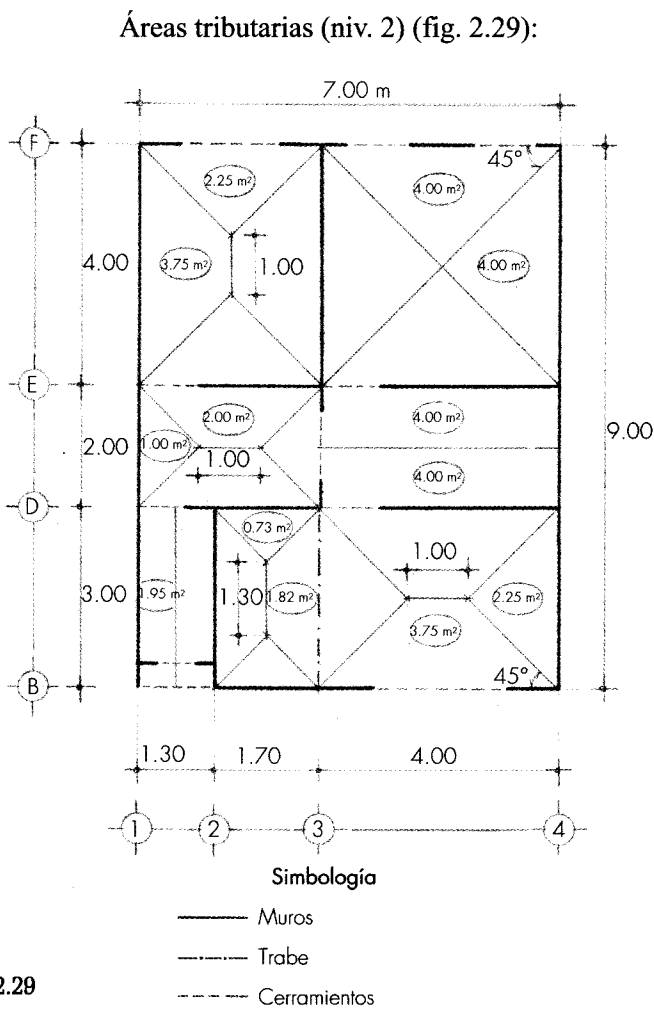


Figura 2.29

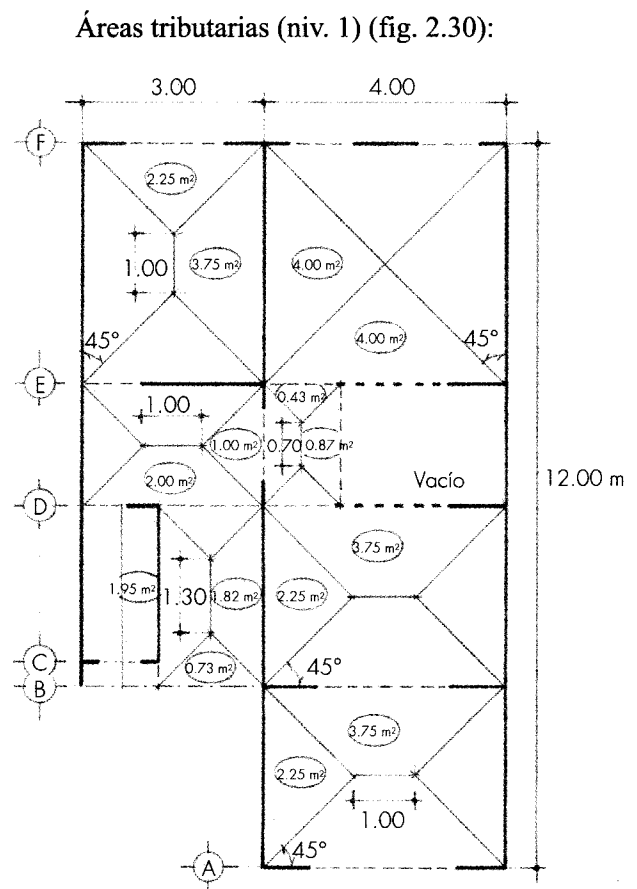


Figura 2.30

Cargas vivas unitarias en kg/m², *Reglamento de Construcciones para el D. F.*
(casa habitación):

Nivel 2 (azotea), pendiente menor de 5 % :

$$W = 15 \text{ kg/m}^2; W_a = 70 \text{ kg/m}^2; W_m = 100 \text{ kg/m}^2$$

Nivel 1 (entrepiso):

$$W = 70 \text{ kg/m}^2; W_a = 90 \text{ kg/m}^2; W_m = 170 \text{ kg/m}^2$$

donde:

W = carga media,

W_a = carga instantánea, viento y sismo,

W_m = carga viva máxima.

Estas cargas vivas se sumarán a las cargas muertas ya conocidas para obtener las cargas totales actuantes en las losas y sobre los muros.

Cargas en áreas tributarias iguales (azotea):

Para 4.00 m² $\left\{ \begin{array}{l} W_m = 460 + 100 = 560 \times 4.00 = 2240 \text{ kg} \\ W_a = 460 + 70 = 530 \times 4.00 = 2120 \text{ kg} \end{array} \right.$

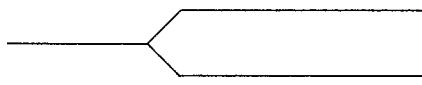
Para 3.75 m² $\left\{ \begin{array}{l} W_m = \text{---} = 560 \times 3.75 = 2100 \text{ kg} \\ W_a = \text{---} = 530 \times 3.75 = 1988 \text{ kg} \end{array} \right.$

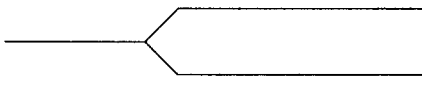
Para 2.25 m² $\left\{ \begin{array}{l} W_m = 560 \times 2.25 = 1260 \text{ kg} \\ W_a = 530 \times 2.25 = 1193 \text{ kg} \end{array} \right.$

Para 2.00 m² $\left\{ \begin{array}{l} W_m = 560 \times 2.00 = 1120 \text{ kg} \\ W_a = 530 \times 2.00 = 1060 \text{ kg} \end{array} \right.$

Para 1.95 m² $\left\{ \begin{array}{l} W_m = 560 \times 1.95 = 1092 \text{ kg} \\ W_a = 530 \times 1.95 = 1034 \text{ kg} \end{array} \right.$

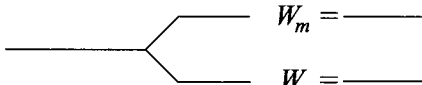
Para 1.82 m² $\left\{ \begin{array}{l} W_m = 560 \times 1.82 = 1020 \text{ kg} \\ W_a = 530 \times 1.82 = 965 \text{ kg} \end{array} \right.$

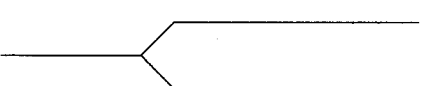
Para 1.00 m²  $W_m = 560 \times 1.00 = 560 \text{ kg}$
 $W_a = 530 \times 1.00 = 530 \text{ kg}$

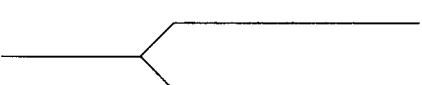
Para 0.73 m²  $W_m = 560 \times 0.73 = 409 \text{ kg}$
 $W_a = 530 \times 0.73 = 387 \text{ kg}$

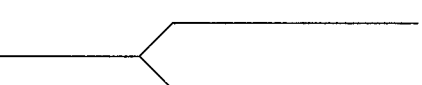
Cargas en áreas tributarias iguales (entrepiso):

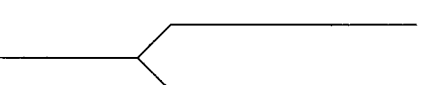
Para 4.00 m²  $W_m = 530 + 170 = 700 \times 4.00 = 2800 \text{ kg}$
 $W_a = 530 + 90 = 620 \times 4.00 = 2480 \text{ kg}$

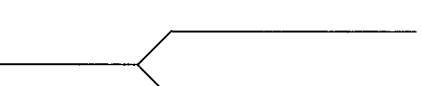
Para 3.75 m²  $W_m = \text{---} = 700 \times 3.75 = 2625 \text{ kg}$
 $W_a = \text{---} = 620 \times 3.75 = 2325 \text{ kg}$

Para 2.25 m²  $W_m = 700 \times 2.25 = 1575 \text{ kg}$
 $W_a = 620 \times 2.25 = 1395 \text{ kg}$

Para 2.00 m²  $W_m = 700 \times 2.00 = 1400 \text{ kg}$
 $W_a = 620 \times 2.00 = 1240 \text{ kg}$

Para 1.95 m²  $W_m = 700 \times 1.95 = 1365 \text{ kg}$
 $W_a = 620 \times 1.95 = 1209 \text{ kg}$

Para 1.82 m²  $W_m = 700 \times 1.82 = 1274 \text{ kg}$
 $W_a = 620 \times 1.82 = 1129 \text{ kg}$

Para 1.00 m²  $W_m = 700 \times 1.00 = 700 \text{ kg}$
 $W_a = 620 \times 1.00 = 620 \text{ kg}$

Para 0.87 y 0.73 m²  $W_m = 700 \times 0.87 = 609 \text{ kg}$
 $W_a = 620 \times 0.87 = 540 \text{ kg}$

Para 0.43 m²  $W_m = 700 \times 0.43 = 301 \text{ kg}$
 $W_a = 620 \times 0.43 = 267 \text{ kg}$

**Carga en muros de planta (niv. 2, azotea),
para diseño por cargas verticales (fig. 2.31).**

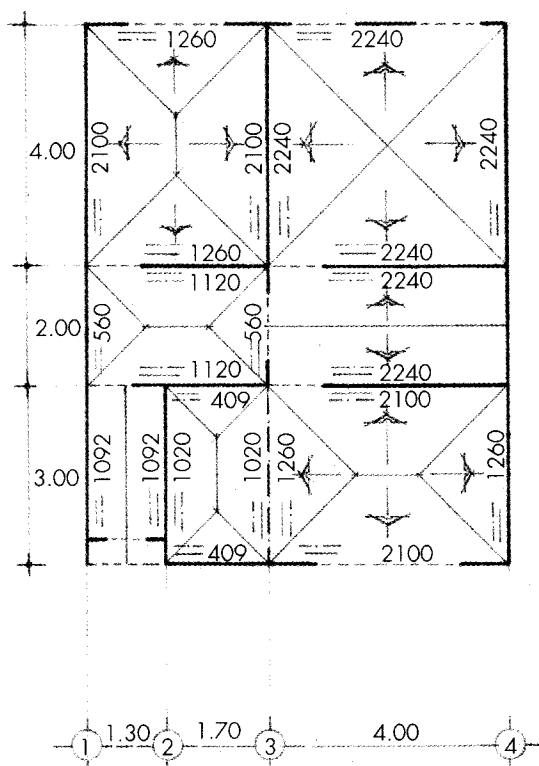


Figura 2.31. Cargas totales actuantes de losa de azotea.

Carga en muros de planta (niv. 1), entrepiso, para diseño por cargas verticales (fig. 2.32).

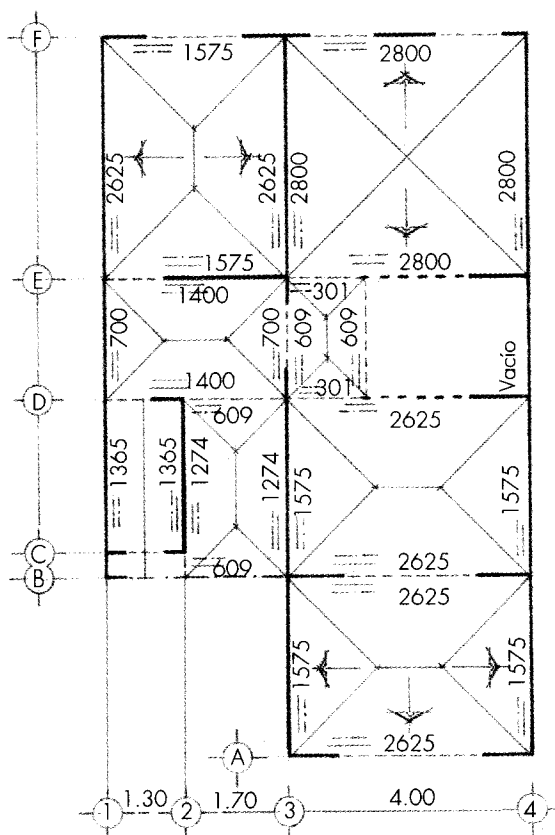


Figura 2.32. Cargas totales actuantes de losa de entrepiso.

A continuación se calcula la longitud de muros en sentido horizontal (dirección X) y en sentido vertical (dirección Y), así como la carga que reciben en ambos niveles:

Tabla 2.1. Nivel 2 (dirección X)

	<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Largo</i>	<i>Alto</i>	m ²	* <i>Peso m²</i> <i>muro</i>	<i>Peso</i> <i>muro</i>	<i>Peso</i> <i>losa</i>	<i>W_{total}</i>
B	(Cerramiento)	1-2	1.30	0.15	—	54	70	—	70
	Pretil	1-3	3.00	1.10	3.30	270	891	—	891
B	Muro	2-3	1.70	2.30	3.91	261	1020	409	1429
	Pretil		4.00	1.10	4.40	270	1188	—	1188
B	Muro	3-4	1.60	2.30	3.68	261	960	2100	3060
B	(Cerramiento)	3-4	2.40	0.15	—	54	130	—	130
	Muro		0.60	2.30	1.38	252	348	—	348
C	Cerramiento	1-2	0.70	0.15	—	54	38	—	38

* En la columna (peso m² muro) se indica también el valor de los cerramientos, aunque éstos están expresados en kg/ml.

D (Cerramiento)	1-2	0.75	0.15	—	54	40	—	40
D Muro	1-2	2.25	2.30	5.18	252	1305	(1120 + 409)	2834 1529
D (Cerramiento)	3-4	0.90	0.15	—	54	49	—	49
D Muro	3-4	3.10	2.30	7.13	252	1797	(2240 + 2100)	6137 4340
E (Cerramiento)	1-3	0.90	0.15	—	54	49	—	49
E Muro	1-3	2.10	2.30	4.83	252	1217	(1260 + 1120)	3597 2380
E (Cerramiento)	3-4	0.90	0.15	—	54	49	—	49
E Muro	3-4	3.10	2.30	7.13	252	1797	(2240 + 2240) 4480	6277
F Muro	1-3	1.40	2.30	3.22	261	840	1260	2100
F (Cerramiento)	1-3	1.60	0.15	—	54	86	—	86
F Muro	3-4	1.80	2.30	4.14	261	1080	2240	3320
F (Cerramiento)	3-4	2.20	0.15	—	54	119	—	119
		36.30						31 811 kg

Tabla 2.2. Nivel 1 (dirección X)

<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Largo</i>	<i>Alto</i>	<i>m²</i>	<i>Peso m² muro</i>	<i>Peso muro</i>	<i>Peso losa</i>	<i>W_{total}</i>
A Muro	3-4	1.60	2.30	3.68	261	960	2625	3585
A (Cerramiento)	3-4	2.40	0.15	—	54	130	—	130
B Trabe	1-3	3.00	0.30	—	108	324	609	933
B Muro	3-4	1.80	2.30	4.14	252	1043	(2625 + 2625) 5250	6293
B (Cerramiento)	3-4	2.20	0.15	—	54	119	—	119
C Muro	1-2	0.60	2.30	1.38	252	348	—	348
C (Cerramiento)	1-2	0.70	0.15	—	54	38	—	38
D (Cerramiento)	1-2	0.75	0.15	—	54	40	—	40
D Muro	1-2	0.55	2.30	1.27	252	320	—	320
D (Cerramiento)	2-3	1.70	0.15	—	252	428	(1400 + 609) 2009	2437
D (Cerramiento)	3-4	1.20	0.15	—	54	65	301	366
D (Elementos verticales y muro)	3-4	2.80	2.30	6.44	252	1623	2625	4248

Tabla 2.2. Nivel 1 (Continuación)

	<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Largo</i>	<i>Alto</i>	<i>m²</i>	<i>Peso m² muro</i>	<i>Peso muro</i>	<i>Peso losa</i>	<i>W_{total}</i>
E	(Cerramiento)	1-3	0.90	0.15	—	54	49	—	49
E	Muro	1-3	2.10	2.30	4.83	252	1217	(1575 + 1400) 2975	4192
E	(Cerramiento)	3-4	1.20	0.15	—	54	65	301	366
E	(Elementos verticales y muro)	3-4	2.80	2.30	6.44	252	1623	2800	4423
F	Muro	1-3	1.40	2.30	3.22	261	840	1575	2415
F	(Cerramiento)	1-3	1.60	0.15	—	54	86	—	86
F	Muro	3-4	1.80	2.30	4.14	261	1080	2800	3880
F	(Cerramiento)	3-4	2.20	0.15	—	54	119	—	119
			33.30						34 387 kg

Tabla 2.3. Nivel 2 (dirección Y)

	<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Largo</i>	<i>Alto</i>	<i>m²</i>	<i>Peso m² muro</i>	<i>Peso muro</i>	<i>Peso losa</i>	<i>W_{total}</i>
1	Pretil	B-D	3.00	1.10	3.30	270	891	—	891
	Muro		3.00	2.30	6.90	261	1800	1092	2892
1	Pretil	D-E	2.00	1.10	2.20	270	594	—	594
	Muro		2.00	2.30	4.60	261	1200	560	1760
1	Pretil	E-F	4.00	1.10	4.40	270	1188	—	1188
	Muro		4.00	2.30	9.20	261	2401	2100	4501
2	Muro	B-D	3.00	2.30	6.90	252	1739	(1092 + 1020) 2112	3851
3	Trabe	B-D	3.00	0.30	—	108	324	(1020 + 1260) 2280	2604
3	Tinaco	D-E	—	—	2.00	960		1920	
	Muro		0.80	2.30	1.84	252	464	560	1024
3	(Cerramiento)	D-E	1.20	0.15	—	54	65	—	65
3	Muro	E-F	4.00	2.30	9.20	252	2318	(2100 + 2240) 4340	6658

4	Pretil	B-D	3.00	1.10	3.30	270	891	—	891
	Muro		3.00	2.30	6.90	261	1800	1260	3060
4	Pretil	D-E	2.00	1.10	2.20	270	594	—	594
	Muro		2.00	2.30	4.60	261	1200	—	1200
4	Pretil	E-F	4.00	1.10	4.40	270	1188	—	1188
	Muro		4.00	2.30	9.20	261	2401	2240	4641
			48.00	39 522 kg					

Tabla 2.4. Nivel 1 (dirección Y)

Tabla 2.4. Nivel 1 (direccion T)										
	Eje	Tramo	Largo	Alto	m ²	Peso m ² muro	Peso muro	Peso losa	W _{total}	
1	Muro	B-D	3.00	2.30	6.90	261	1800	1365	3165	
1	Muro	D-E	2.00	2.30	4.60	261	1200	700	1900	
1	Muro	E-F	4.00	2.30	9.20	261	2401	2625	5026	
2	Muro	C-D	2.60	2.30	5.98	252	1507	(1365 + 1274) 2639	4146	
3	Muro	A-B	3.00	2.30	6.90	261	1800	1575	3375	
3	Muro	B-D	3.00	2.30	6.90	252	1739	(1274 + 1575) 2849	4588	
3	Muro	D-E	0.80	2.30	1.84	252	464	(700 + 609) 1309	1773	
3	(Cerramiento)	D-E	1.20	0.15	—	54	65	—	65	
3	Muro	E-F	4.00	2.30	9.20	252	2318	(2625 + 2800) 5425	7743	
4	Muro	A-B	3.00	2.30	6.90	261	1800	1575	3375	
4	Muro	B-D	3.00	2.30	6.90	261	1800	1575	3375	
4	Muro	D-E	2.00	2.30	4.60	261	1200	—	1200	
4	Escalera		1.50	2.00	3.00	330	990	—	990	
4	Muro	E-F	4.00	2.30	9.20	261	2401	2800	5201	
			37.10							45 922 kg

A continuación se revisará la resistencia a cargas verticales de los muros en planta baja.

Dirección X:

Cargas en nivel 2	31 811 kg
Cargas en nivel 1	34 387 kg
Cargas en muros de planta baja	<u>66 198 kg</u>

Aplicando el factor de carga (F_c) se tiene:

$$P_u = F_c W_T = 1.4 \times 66\,198 \approx 92\,678 \text{ kg}$$

y

$$P_R = F_R F_E A_T f_m^* \quad (3)$$

donde:

F_R = factor de reducción de la resistencia, que se considerará igual a 0.6, y
 F_E = factor de reducción por excentricidad y esbeltez, que se considerará igual a 0.7 para muros interiores y 0.6 para muros exteriores.

Tabla 2.5. Nivel planta alta

Longitud (L_i) en metros		F_E	$L_i \cdot F_E$
Muros exteriores			
Eje			
B	1.70	0.60	1.98
	1.60		
C	0.60	0.60	0.36
F	1.40	0.60	1.92
	1.80		
Suma	7.10		4.26

Tabla 2.6. Nivel planta alta

Longitud (L_i) en metros		F_E	$L_i \cdot F_E$
Muros interiores			
Eje			
D	2.25	0.70	3.75
	3.10		
E	2.10	0.70	3.64
	3.10		
—	—	—	—
Suma	10.55		7.39

Tabla 2.7. Nivel planta baja

Longitud (L_i) en metros		F_E	$L_i \cdot F_E$
Muros exteriores			
Eje			
A	1.60	0.60	0.96
C	0.60	0.60	0.36
	1.40		
F	1.80	0.60	1.92
Suma	5.40		3.24

Tabla 2.8. Nivel planta baja

Longitud (L_i) en metros		F_E	$L_i \cdot F_E$
Muros interiores			
Eje			
B	1.80	0.70	1.26
D	0.60	0.70	0.42
	2.10		
E	3.10	0.70	3.64
Suma	7.60		5.32

Se suman todos los muros en planta baja (interiores y exteriores) para obtener la longitud total. Veamos:

$$5.40 + 7.60 = 13.00 \text{ m}$$

$$\therefore A_T = 13.00 \times 0.14 = 1.82 \text{ m}^2 = 18\,200 \text{ cm}^2$$

$f_m^* = 15 + 4 = 19 \text{ kg/cm}^2$ (recuérdese que para morteros tipo I y muros confinados el *Reglamento de Construcciones para el D. F.* especifica que el esfuerzo resistente en compresión [f_m^*] se podrá incrementar en 4 kg/cm^2).

Finalmente se tendrá

$$P_R = 0.6 \times 0.65 \times 18\,200 \times 19 = 134\,862 \text{ kg} > 92\,678 \text{ kg}$$

En el sentido de las (X) , los muros resisten ampliamente la carga que reciben.

En el sentido de las (Y), se tiene una mayor longitud en los muros de la planta baja (34.40 m); por tanto, su resistencia a carga vertical es también adecuada.

Carga en muros de planta (niv. 2, azotea)
para diseño por sismo (fig. 2.33).

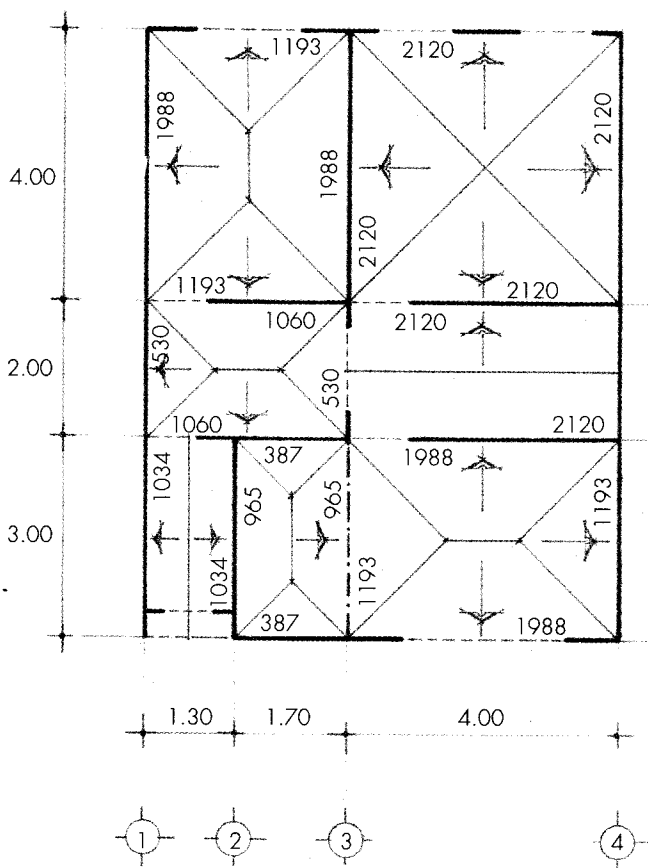


Figura 2.33. Cargas actuantes por sismo.

Carga en muros de planta (niv. 1, entrepiso)
para diseño por sismo (fig. 2.34).

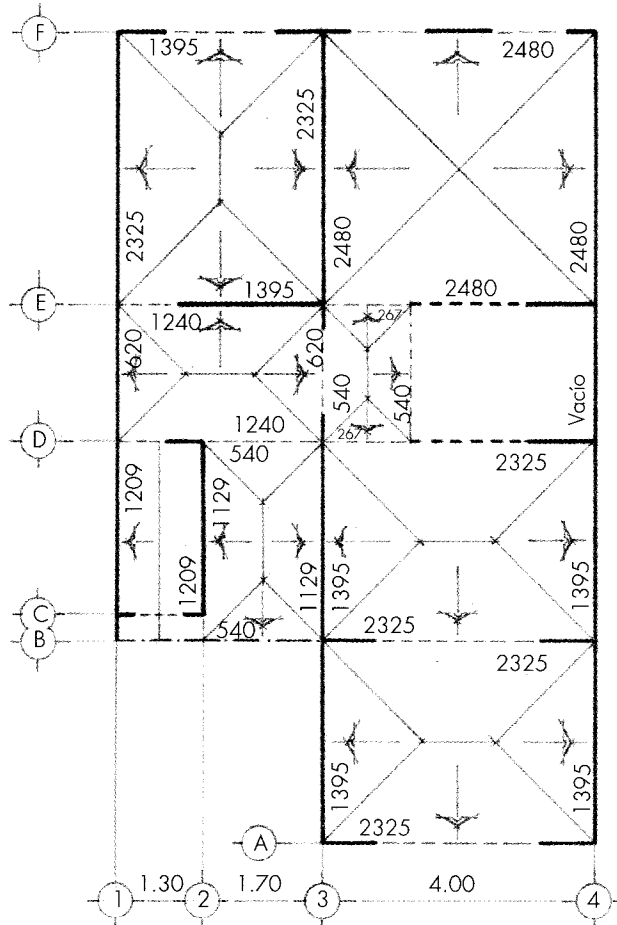


Figura 2.34. Cargas actuantes por sismo.

A continuación calcularemos la longitud de los muros en sentido horizontal (dirección X) y en sentido vertical (dirección Y) en ambos niveles. Veamos:

Tabla 2.9. Nivel 2 (dirección X)

	<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Largo</i>	<i>Alto</i>	m^2	<i>Peso m^2 muro</i>	<i>Peso muro</i>	<i>Peso losa</i>	W_{total}
B	(Cerramiento)	1-2	1.30	0.15	—	54	70	—	70
	Pretil	1-3	3.00	1.10	3.30	270	891	—	891
B	Muro	2-3	1.70	2.30	3.91	261	1020	387	1407
	Pretil	3-4	4.00	1.10	4.40	270	1188	—	1188
B	Muro	3-4	1.60	2.30	3.68	261	960	1988	2948
	(Cerramiento)	3-4	2.40	0.15	—	54	130	—	130
B	Muro	3-4	0.60	2.30	1.38	252	348	—	348
C	(Cerramiento)	1-2	0.70	0.15	—	54	38	—	38
D	(Cerramiento)	1-2	0.75	0.15	—	54	40	—	40
D	Muro	1-3	2.25	2.30	5.18	252	1305	(1060 + 387) 1447	2752
D	(Cerramiento)	3-4	0.90	0.15	—	54	49	—	49
D	Muro	3-4	3.10	2.30	7.13	252	1797	(2120 + 1988) 4108	5905
E	(Cerramiento)	1-3	0.90	0.15	—	54	49	—	49
E	Muro	1-3	2.10	2.30	4.83	252	1217	(1193 + 1060) 2253	3470
E	(Cerramiento)	3-4	0.90	0.15	—	54	49	—	49
E	Muro	3-4	3.10	2.30	7.13	252	1797	(2120 + 2120) 4240	6037
F	Muro	1-3	1.40	2.30	3.22	261	840	1193	2033
F	(Cerramiento)	1-3	1.60	0.15	—	54	86	—	86
F	Muro	3-4	1.80	2.30	4.14	261	1080	2120	3200
F	(Cerramiento)	3-4	2.20	0.15	—	54	119	—	119
			36.30						30 809 kg

Tabla 2.10. Nivel 1 (dirección X)

	<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Largo</i>	<i>Alto</i>	m^2	<i>Peso m^2 muro</i>	<i>Peso muro</i>	<i>Peso losa</i>	W_{total}
A	Muro	3-4	1.60	2.30	3.68	261	960	2325	3285
A	(Cerramiento)	3-4	2.40	0.15	—	54	130	—	130
B	Trabe	1-3	3.00	0.30	—	108	324	540	864
B	Muro	3-4	1.80	2.30	4.14	252	1043	(2325 + 2325) 4650	5693
B	(Cerramiento)	3-4	2.20	0.15	—	54	119	—	119
C	Muro	1-2	0.60	2.30	1.38	252	348	—	348
C	(Cerramiento)	1-2	0.70	0.15	—	54	38	—	38
D	(Cerramiento)	1-2	0.75	0.15	—	54	40	—	40
D	Muro	1-2	0.55	2.30	1.27	252	320	(1240 + 540) 1780	2100

D	(Cerramiento)	2-3	1.70	0.15	—	54	92	—	92
D	(Cerramiento)	3-4	1.20	0.15	—	54	65	267	332
D	(Elementos verticales y muro)	3-4	2.80	2.30	6.44	252	1623	2325	3948
E	(Cerramiento)	1-3	0.90	0.15	—	54	49	—	49
E	Muro	1-3	2.10	2.30	4.83	252	1217	(1395 + 1240)	3852
								2635	
E	(Cerramiento)	3-4	1.20	0.15	—	54	65	267	332
E	(Elementos verticales y muro)	3-4	2.80	2.30	6.44	252	1623	2480	4103
F	Muro	1-3	1.40	2.30	3.22	261	840	1395	2235
F	(Cerramiento)	1-3	1.60	0.15	—	54	86	—	86
F	Muro	3-4	1.80	2.30	4.14	261	1080	2480	3560
F	(Cerramiento)	3-4	2.20	0.15	—	54	119	—	119
			33.30						31 325 kg

Tabla 2.11. Nivel 2 (dirección Y)

	<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Largo</i>	<i>Alto</i>	<i>m²</i>	<i>Peso m² muro</i>	<i>Peso muro</i>	<i>Peso losa</i>	<i>W_{total}</i>
1	Pretil	B-D	3.00	1.10	3.30	270	891	—	891
	Muro		3.00	2.30	6.90	261	1800	1034	2834
1	Pretil	D-E	2.00	1.10	2.20	270	594	—	594
	Muro		2.00	2.30	4.60	261	1200	530	1730
1	Pretil	E-F	4.00	1.10	4.40	270	1188	—	1188
	Muro		4.00	2.30	9.20	261	2401	1988	4389
2	Muro	B-D	3.00	2.30	6.90	252	1739	(1034 + 965)	3738
								1999	
3	Trabe	B-D	3.00	0.30	—	108	324	(965 + 1193)	2482
								2158	
3	Muro	D-E	0.80	2.30	1.84	252	464	560	1024
3	(Cerramiento)	D-E	1.20	0.15	—	54	65	—	65
3	Muro	E-F	4.00	2.30	9.20	252	2318	(1988 + 2120)	6426
								4108	
4	Pretil	B-D	3.00	1.10	3.30	270	891	—	891
	Muro		3.00	2.30	6.90	261	1800	1193	2993
4	Pretil	D-E	2.00	1.10	2.20	270	594	—	594
	Muro		2.00	2.30	4.60	261	1200	—	1200
4	Pretil	E-F	4.00	1.10	4.40	270	1188	—	1188
	Muro		4.00	2.30	9.20	261	2401	2120	4521
			48.00						36 748 kg

Tabla 2.12. Nivel 1 (dirección Y)

	<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Largo</i>	<i>Alto</i>	<i>m²</i>	<i>Peso m² muro</i>	<i>Peso muro</i>	<i>Peso losa</i>	<i>W_{total}</i>
1	Muro	B-D	3.00	2.30	6.90	261	960	1209	2169
1	Muro	D-E	2.00	2.30	4.60	261	1200	620	1820
1	Muro	E-F	4.00	2.30	9.20	261	2401	2325	4726
2	Muro	C-B	2.60	2.30	5.98	252	1507	(1209 + 1129) 2338	3845
3	Muro	A-B	3.00	2.30	6.90	261	1800	1395	3195
3	Muro	B-D	3.00	2.30	6.90	252	1739	(1129 + 1395) 2524	4263
3	Muro	D-E	0.80	2.30	1.84	252	464	(620 + 540) 1160	1160
	(Cerramiento)		1.20	0.15	—	54	65	—	65
3	Muro	E-F	4.00	2.30	9.20	252	2318	(2325 + 2480) 4805	7123
4	Muro	A-B	3.00	2.30	6.90	261	1800	1395	3195
4	Muro	B-D	3.00	2.30	6.90	261	1800	1395	3195
4	Muro	D-E	2.00	2.30	4.60	261	1200	—	1200
4	Muro	E-F	4.00	2.30	9.20	261	2401	2480	4881
			35.60						40 837 kg

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, establece que el método simplificado de diseño sísmico se podrá utilizar cuando se cumpla simultáneamente con los siguientes requisitos:

1. Deberán de existir por lo menos dos muros paralelos que cubran más de 50 % de la longitud de la edificación.
2. Como mínimo, 75 % de la estructura se apoyará en muros de carga que se encuentren unidos entre sí; asimismo, las losas serán resistentes a cortante.
3. Entre la longitud y la anchura del edificio no habrá una relación mayor de 2. De igual manera, entre la altura y la mínima dimensión de la base de la construcción no se excederá de 1.5.
4. En ningún caso la altura del edificio será mayor de 13 m.

Analicemos cada uno de los requisitos establecidos:

1. Los ejes 1, 3 y 4, además de ser paralelos, cubren ampliamente más de 50 % de la longitud.
2. Toda la estructura se encuentra apoyada sobre muros de carga.
Las losas de concreto armado son resistentes a cortante.
3. La longitud del edificio es de 12 m y su anchura es de 7 m; por tanto:

$$\frac{12}{7} = 1.71 < 2$$

Respecto a la altura:

$$\frac{6.1}{7} = 0.87 < 1.5$$

4. La altura del edificio es de 6.10 m < 13 m.

Al cumplirse los cuatro requisitos puede utilizarse el método simplificado de diseño sísmico.

Cálculo del cortante sísmico

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, fija un coeficiente sísmico “c” de reducción por ductilidad, correspondiente al tipo de estructura y a su ubicación. Para nuestro ejemplo, especifica lo siguiente:

Coeficiente sísmico reducido para estructuras del grupo B. “Método simplificado.”

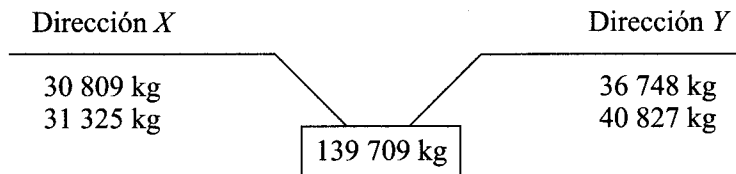
Zona	Muros de piezas macizas (altura de la construcción)
	Entre 4 y 7 metros
III	c = 0.16

Con el coeficiente sísmico calculamos el cortante total sísmico. Veamos:

$$V_{T_s} = cW_{\text{TOTAL}} \text{ (se suman todas las cargas en ambos niveles y en ambos sentidos).}$$

Cargas en planta baja (nivel 0.00)

Cargas en planta baja (nivel 0.00)



$$V_{T_s} = 0.16 \times 139\,709 = 22\,355 \text{ kg} \approx 22.36 \text{ toneladas}$$

El *Reglamento* dice también: “Para combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerará un factor de carga de 1.1 aplicado a todas las acciones que intervengan en la combinación.”

Por lo dicho, se tiene:

$$V_{T_s} = 22.36 \times 1.1 \approx 24.60 \text{ ton}$$

A continuación obtendremos la resistencia a cortante en dirección X, por ser en este sentido donde la edificación se encuentra más desfavorable, pero antes debemos atender a lo que especifica el *Reglamento*, que dice:

Cuando la relación entre la altura del muro y su longitud sea mayor de 1.33, la resistencia del muro deberá reducirse afectándola con el factor $(1.33 L / h)^2$. En efecto, en muros de poca longitud seguramente ocurrirá este fenómeno, siendo por esto que también el *Reglamento* ofrece como opción práctica no tomar en consideración la contribución de aquellos muros cuya relación altura-longitud resulte superior a 1.33. Sin embargo, en este ejemplo se tomará una longitud reducida de muro afectada por el mencionado factor. Veamos:

Tabla 2.19. Nivel planta baja (muros interiores y exteriores) (dirección X)

Eje	L_p en m	*F_i (coeficiente de reducción de muros)	$L_i \cdot F_i$
A	1.60	$\left(1.33 \frac{1.60}{2.30}\right)^2 \approx 0.86$	1.38
B	1.80	$\left(1.33 \frac{1.80}{2.30}\right)^2 \approx 1.00$	1.80
C	0.60	$\left(1.33 \frac{0.60}{2.30}\right)^2 \approx 0.12$	0.07
D	0.55	$\left(1.33 \frac{0.55}{2.30}\right)^2 \approx 0.10$	0.06
D	2.80	$\left(1.33 \frac{2.80}{2.30}\right)^2 \approx 2.62^*$	2.80
E	2.10	$\left(1.33 \frac{2.10}{2.30}\right)^2 \approx 1.47^*$	2.10
E	2.80	$\left(1.33 \frac{2.80}{2.30}\right)^2 \approx 2.62^*$	2.80
F	1.40	$\left(1.33 \frac{1.40}{2.30}\right)^2 \approx 0.65$	0.92
F	1.80	$\left(1.33 \frac{1.80}{2.30}\right)^2 \approx 1.00$	1.80
Suma	15.45		13.73

*El factor (F_i) es un coeficiente de reducción que afecta la longitud del muro en $(1.33 L / h)^2$. Cuando el coeficiente de reducción resulte mayor que la unidad (F_i), se considerará igual a 1.

En efecto, la longitud efectiva de los muros ($L_i = 15.45$ m) quedó reducida a 13.73 m. Resistencia a cortante (dirección X):

Si aplicamos la fórmula (4), se tiene:

$$V_R = F_R(0.7 v^*)A_T \quad (4)$$

El esfuerzo cortante nominal para la mampostería indicada en el *Reglamento*, para tabique de barro recocido y mortero tipo I es igual a $v^* = 3.5$ kg/cm².

$$\therefore V_R = 0.6 \times 0.7 \times 3.5 \times 14 \times 1373 \approx 28\,260 \text{ kg} \approx 28.26 \text{ ton.}$$

Así, cortante sísmico (24.60) < cortante resistente sísmico (28.26), lo que significa que resiste adecuadamente.

En el sentido vertical (Y), la longitud en muros es mayor (35.60), lo que demuestra que hay seguridad contra sismo en esta dirección.

Es recomendable no proyectar muros de pequeña longitud (mochetas), pues éstos estarán más expuestos a daños ocasionados por el sismo. Los muros largos y poco altos resisten mejor los estragos sísmicos.

Los coeficientes de seguridad y el método aplicado cumplirán con los requisitos que especifica el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, en lo referente a que los muros deberán estar confinados; es decir, serán muros reforzados con castillos y dalas.

2.3. MUROS DE CONCRETO

Generalidades

Los muros de concreto reforzado ofrecen ventajas desde cualquier punto de vista, principalmente cuando se les utiliza en construcciones de varios niveles, donde son capaces de absorber en la estructura no sólo cargas verticales fuertes, sino también esfuerzos producidos por el viento o los sismos.

El diseño adecuado de estos muros y su buena ubicación le dará a su estructura una gran rigidez y una capacidad, extraordinaria para soportar la fuerza cortante horizontal.

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.* determina para estos muros la necesidad de calcularlos para esfuerzos de flexocompresión como si fueran columnas, limitándolos a determinadas restricciones dependiendo de si el muro se encuentra o no restringido (fig. 2.35).

Figura 2.35. Tableros restringidos por elementos verticales.

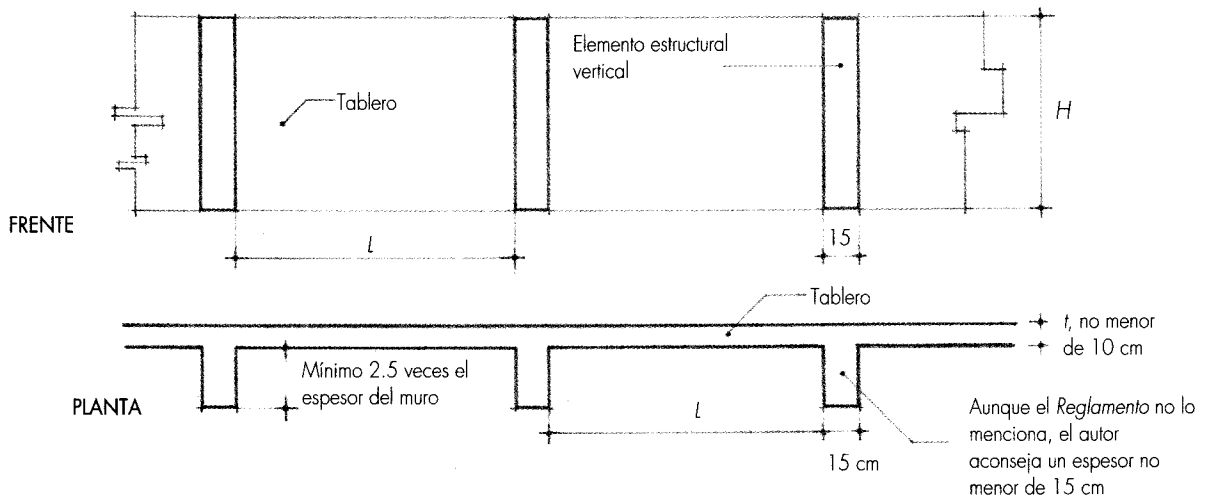
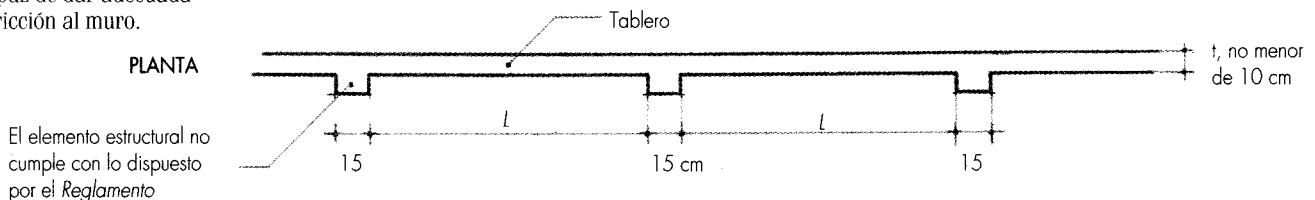


Figura 2.36. El elemento estructural vertical es deficiente y, por lo mismo, incapaz de dar adecuada restricción al muro.

En la figura 2.36 se presenta un muro cuyos tableros no se encuentran restringidos. Veamos:



Cuando la restricción en el muro es adecuada, la longitud efectiva de pandeo (H') se calculará como sigue:

1. $H' = H$, cuando $H/L \leq 0.35$
2. $H' = (1.3 - 0.85 H/L) H$, cuando $3.5 < H/L < 0.8$
3. $H' = L/2$, cuando $H/L \geq 0.8$

siendo H la altura del muro y L la longitud horizontal del tablero.*

*El tablero es una porción de muro limitada por elementos estructurales verticales. El tablero también puede ser todo el muro cuando sólo hay elementos estructurales en los extremos del muro.

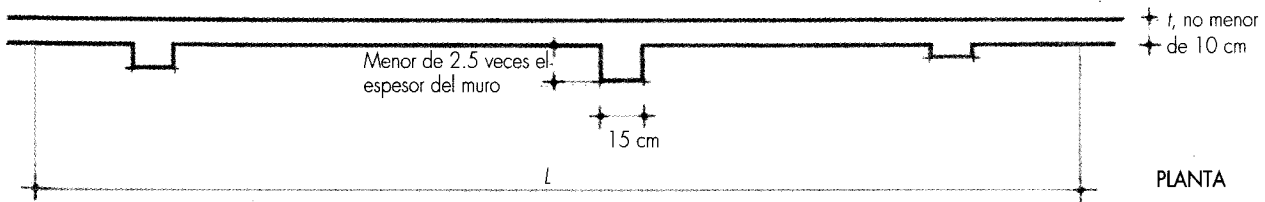
Cuando la restricción del muro no es suficiente, la longitud efectiva de pandeo (H'), se calculará como sigue:

Figura 2.37. El elemento estructural vertical carece de capacidad para proporcionarle al muro una adecuada restricción.

$$a_1) H' = H, \text{ cuando } H/L \leq 0.35$$

$$b_1) H' = 0.215 (H/L + 4.3) H \leq 2H$$

siendo (L), en estos casos, la longitud horizontal del muro (fig. 2.37).



Cuando el muro recibe cargas concentradas, se considerará como ancho efectivo una longitud no mayor que la distancia centro a centro de las cargas (fig. 2.38).

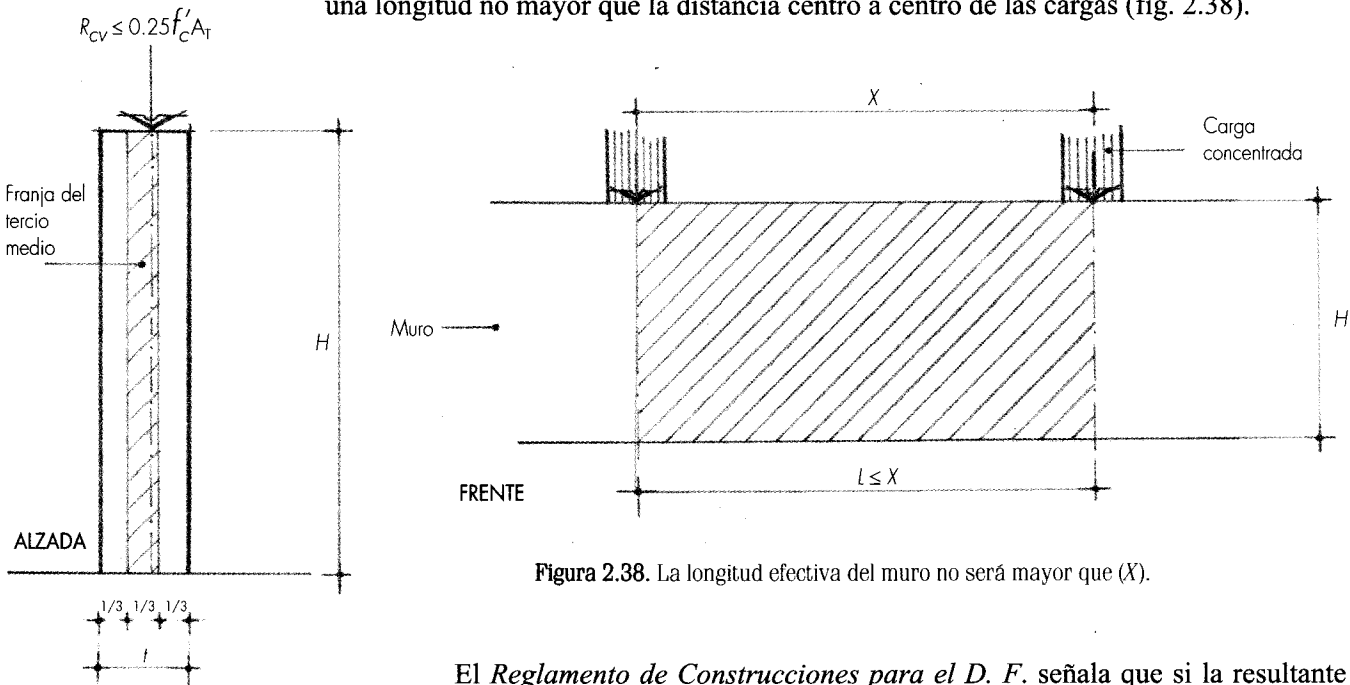


Figura 2.38. La longitud efectiva del muro no será mayor que (X).

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.* señala que si la resultante de cargas verticales (R_{cv}) de diseño cae dentro del tercio medio del espesor del muro, y su magnitud de fuerza no excede de ($0.25 f'_c A_T$) (fig. 2.39), entonces el área mínima de acero en el sentido vertical del muro será de 0.2 % cuando el elemento estructural se encuentra protegido de la intemperie, y de 0.3 % cuando está expuesto a ella o en contacto con el terreno, sin necesidad de restringir el muro contra el pandeo. La separación del refuerzo no excederá de 50 cm ni de 3.5 veces el lado transversal del elemento.

Cuando no se cumple alguna condición de las indicadas anteriormente, el acero mínimo en sentido vertical no será menor de $20/f_y$ ni mayor de 0.06.

En el sentido horizontal, el acero mínimo será el indicado: de 0.2 % y 0.3 %.

Cuando el muro se encuentra sometido a fuerzas horizontales en su plano (y a pequeñas cargas verticales), la relación L_h / t no excederá de 70. Si además actúan cargas verticales de consideración, la relación L_h / t no será mayor de 40 (fig. 2.40) y se aplicará lo indicado en el párrafo referente a restricciones en el muro y a longitud efectiva de pandeo.

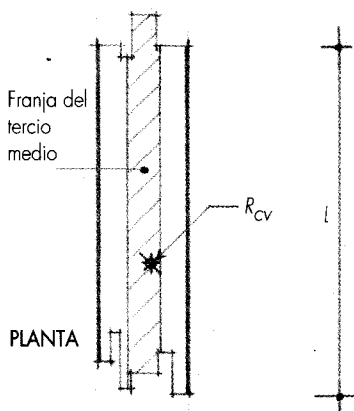
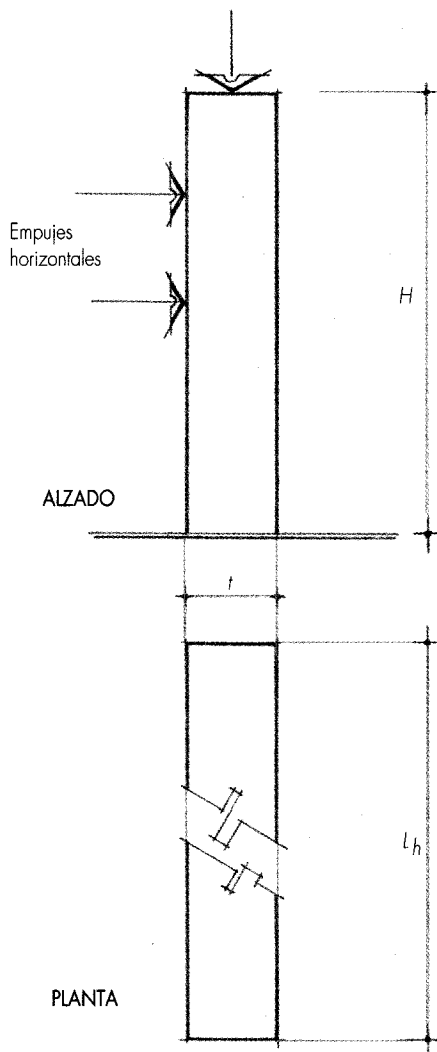


Figura 2.39



El espesor (t) mínimo de estos muros será de 13 cm, y no será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente.

Cuando se trate de edificaciones de poca altura (máximo dos niveles), con altura en el entrepiso no mayor de 3 m, el espesor del muro podrá ser de 10 cm.

1. $L_h / t \leq 70$ (las cargas verticales son pequeñas y prácticamente no se consideran).
2. $L_h / t \leq 40$ (hay cargas horizontales y verticales fuertes y deben considerarse las restricciones y la longitud de pandeo).

Cuando se diseñe por sismo, en los muros que resistan la totalidad de los empujes laterales, el factor de comportamiento sísmico (Q) se considerará igual a 3. Cuando el muro no cuente con elementos de refuerzo en sus orillas se empleará $Q = 2$.

Si las fuerzas laterales son resistidas por losas planas, marcos dúctiles u otras estructuras, el valor de Q se considerará de acuerdo con lo especificado por el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, en el capítulo correspondiente a "Sismo".

Flexión y flexocompresión

La resistencia de un muro sometido a esfuerzos de flexión se obtendrá con la fórmula que proporciona el reglamento, que dice:

$$M_R = F_R A_s f_y z^*, \text{ siempre y cuando la carga vertical de diseño}$$

$$P_u \leq 0.2 F_R t L f'_c, \text{ y se cumpla también que: } A_s / t d < 0.008$$

El valor de z se obtendrá como sigue:

1. $z = 0.8 L$, cuando $\frac{H}{L} \geq 1.0$
2. $z = 0.4 \left(1 + \frac{H}{L} \right) L$, cuando $0.5 < \frac{H}{L} < 1.0$
3. $z = 1.2 H$, cuando $\frac{H}{L} \leq 0.5$

El área de acero en tensión no será menor que:

$$A_{smin.} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} t d$$

El refuerzo para flexión o flexocompresión en la sección de momento máximo dependerá de la relación H/L , en la siguiente forma:

1. Cuando $H/L \leq 1.2$, el refuerzo se prolongará recto y sin reducción alguna en toda la altura del muro. El refuerzo será distribuido en los extremos del muro en anchos iguales a:

$$\left(0.25 - 0.1 \frac{H}{L} \right) L, \text{ medidos desde el borde correspondiente.}$$

* z = brazo del par interno, y
 d = peralte efectivo del muro en dirección de la flexión.

Cada uno de los anchos nunca será mayor que $0.4 H$ (fig. 2.41).

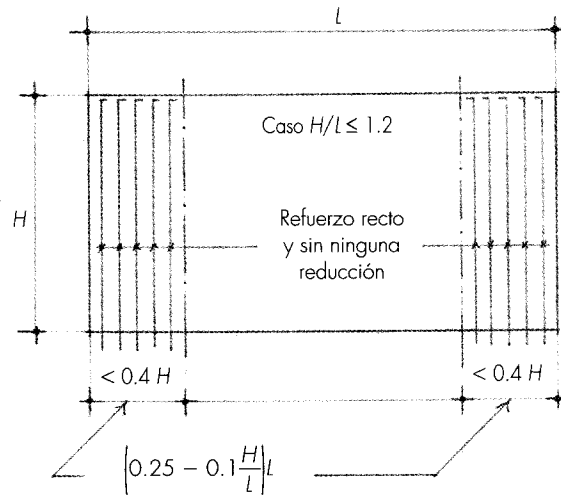


Figura 2.41

2. Cuando la relación $H/L > 1.2$, el refuerzo en los extremos del muro para flexión o flexocompresión se colocará en anchos iguales a $0.15 L$, medidos desde el borde correspondiente (fig. 2.42).

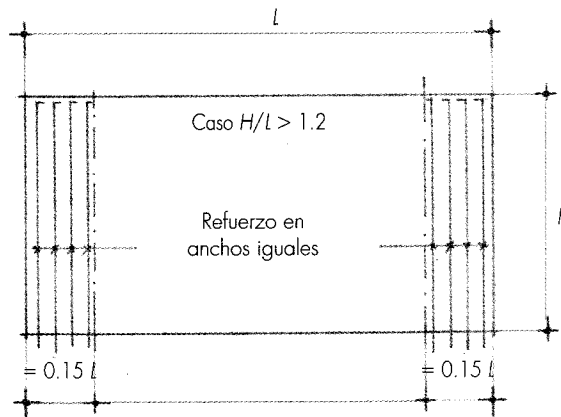


Figura 2.42

Cuando el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de $(0.2 f'_c)$ bajo cargas de diseño, incluyendo el sismo, se colocarán elementos de refuerzo en las orillas del muro.

En zonas donde el máximo esfuerzo de compresión es menor que $0.15 f'_c$ los elementos de refuerzo podrán interrumpirse (fig. 2.43).

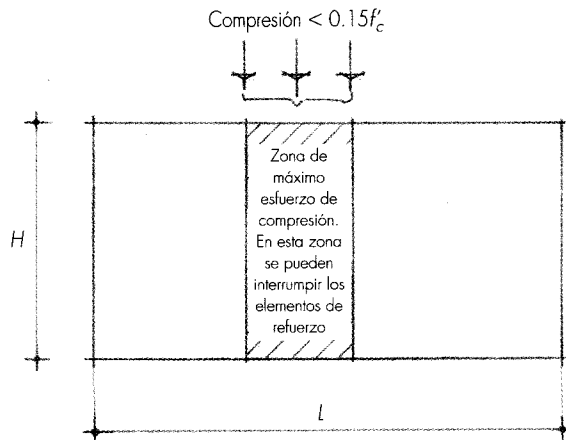


Figura 2.43

Fuerza cortante

La capacidad del concreto para tomar la fuerza cortante (V_{CR}), cuando el muro se encuentra sujeto a fuerzas horizontales, dependerá de la relación H/L . Veamos:

1. Cuando $H/L \leq 1.5$; $V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} tL$
2. Si $H/L \geq 2.0$, V_{CR} dependerá del porcentaje de acero, a saber:

$$\begin{aligned} \text{Si } \rho_s < 0.01 & \therefore V_{CR} = F_R t (0.8 L) (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f_c^*} \\ \text{Si } \rho_s \geq 0.01 & \therefore V_{CR} = 0.5 F_R t (0.8 L) \sqrt{f_c^*} \end{aligned}$$

Cuando H/L se encuentre entre 1.5 y 2.0 se podrá interpolar linealmente. Por lo que se refiere al porcentaje de acero para fuerza cortante, el *Reglamento* determina para el refuerzo horizontal (ρ_h):

$$\rho_h = \frac{V_v - V_{CR}}{F_R f_y dt}$$

Y para el refuerzo vertical (ρ_v):

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

La separación del refuerzo horizontal y vertical se obtendrá como sigue:

$$s_h = \frac{A_{vh}}{\rho_h t} \qquad s_v = \frac{A_{vv}}{\rho_v t}$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de acero horizontal y acero vertical en cada dirección no será menor de 0.0025. Se colocará en dos capas, cada una de ellas próxima a las caras del muro cuando el espesor de éste sea mayor de 15 cm. Cuando el espesor del muro no exceda de 15 cm, el acero se podrá colocar en una capa en el centro del espesor.

El acero se distribuirá en forma uniforme, con una separación no mayor de 35 cm. El *Reglamento de Construcciones para el D. F.* determina que la fuerza cortante de diseño (V_u) en ningún caso será mayor de:

$$V_u \leq 2 F_R L t \sqrt{f_c^*}$$

En lo referente a muros de carga (concreto reforzado), la mayoría de los reglamentos se limitan a dar una serie de restricciones para condicionar las dimensiones de los elementos estructurales, dando por hecho que cuando esas condiciones se cumplen resulta innecesario revisar los efectos por pandeo lateral.

En el ejemplo que a continuación se expone se aplicarán las recomendaciones y las restricciones que proporciona el reglamento para los muros de concreto armado.

* Sea $f_c^* = 0.8 f_c$, para concretos clases 1 y 2.

Ejemplo ilustrativo:

En la figura 2.44 se presenta un muro de concreto reforzado. Diga cuáles serán sus armados y la capacidad máxima de carga en un metro lineal del muro.

Datos:

$$f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2; f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

1. La resultante de cargas verticales (R_{cv}) cae en el tercio medio del espesor del muro (véase fig. 2.44).
2. Para que el muro se considere restringido, el lado del elemento estructural vertical perpendicular al plano del muro no será menor de 2.5 veces el espesor del muro. Veamos:

$$40 \text{ cm} > 2.5 t \quad \therefore 40 > 2.5 \times 15$$

3. Cuando la restricción en el muro es adecuada, la longitud efectiva de pandeo (H') se calculará como sigue:

$$\frac{2.40}{7.20} \approx 0.34 < 0.35 \text{ (véase párrafo de restricción, inciso a)}$$

$$\therefore H' = H$$

4. Como la resultante de cargas verticales (R_{cv}) cae dentro del tercio medio del espesor del muro, a continuación calcularemos la magnitud de fuerza de dicha resultante en una franja de un metro:

$$R_{cv} \leq 0.25 \times 100 \times 15 \times 100 = 37\,500 \text{ kg en 1 m}$$

La carga que recibe el muro (supuesto) es menor que ($0.25 f'_c A_T$); por tanto, el área mínima de acero en el sentido vertical del muro será de 0.3 %, ya que se supone que el muro se encuentra expuesto a la intemperie. Veamos:

$$A_s = 0.003 \times 15 \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2 \quad \text{y,}$$

$$\text{con } \phi \text{ 3/8" se tiene } \frac{4.5}{0.71} \approx 7 \phi \text{ #3@ } \frac{100}{7} \approx 14.3 \text{ cm}$$

La separación del acero no excederá de 50 cm ni de 3.5 veces el lado transversal del elemento,

$$14.3 \text{ cm} < 3.5 \times 15 = 52.5 \text{ cm}$$

En el sentido horizontal del muro, el acero mínimo también será de 0.3 %.

El Reglamento dice también que cuando el espesor del muro no excede de 15 cm, el acero podrá colocarse en el centro del espesor del muro.

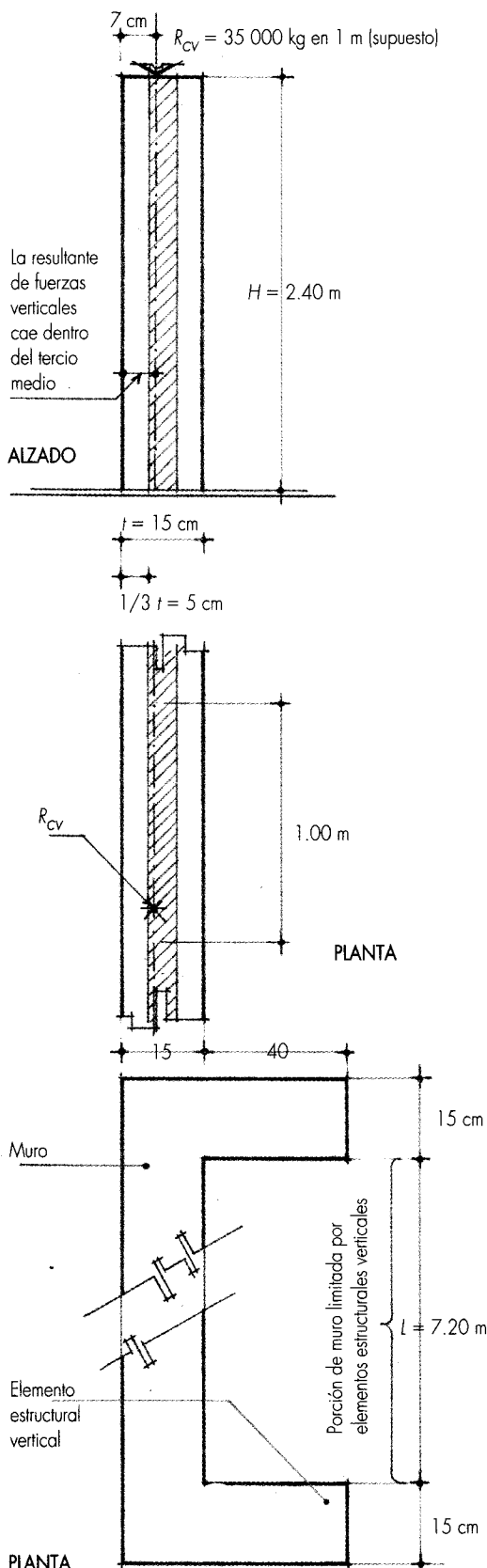


Figura 2.44

En la figura 2.45 se muestran los armados en el muro.

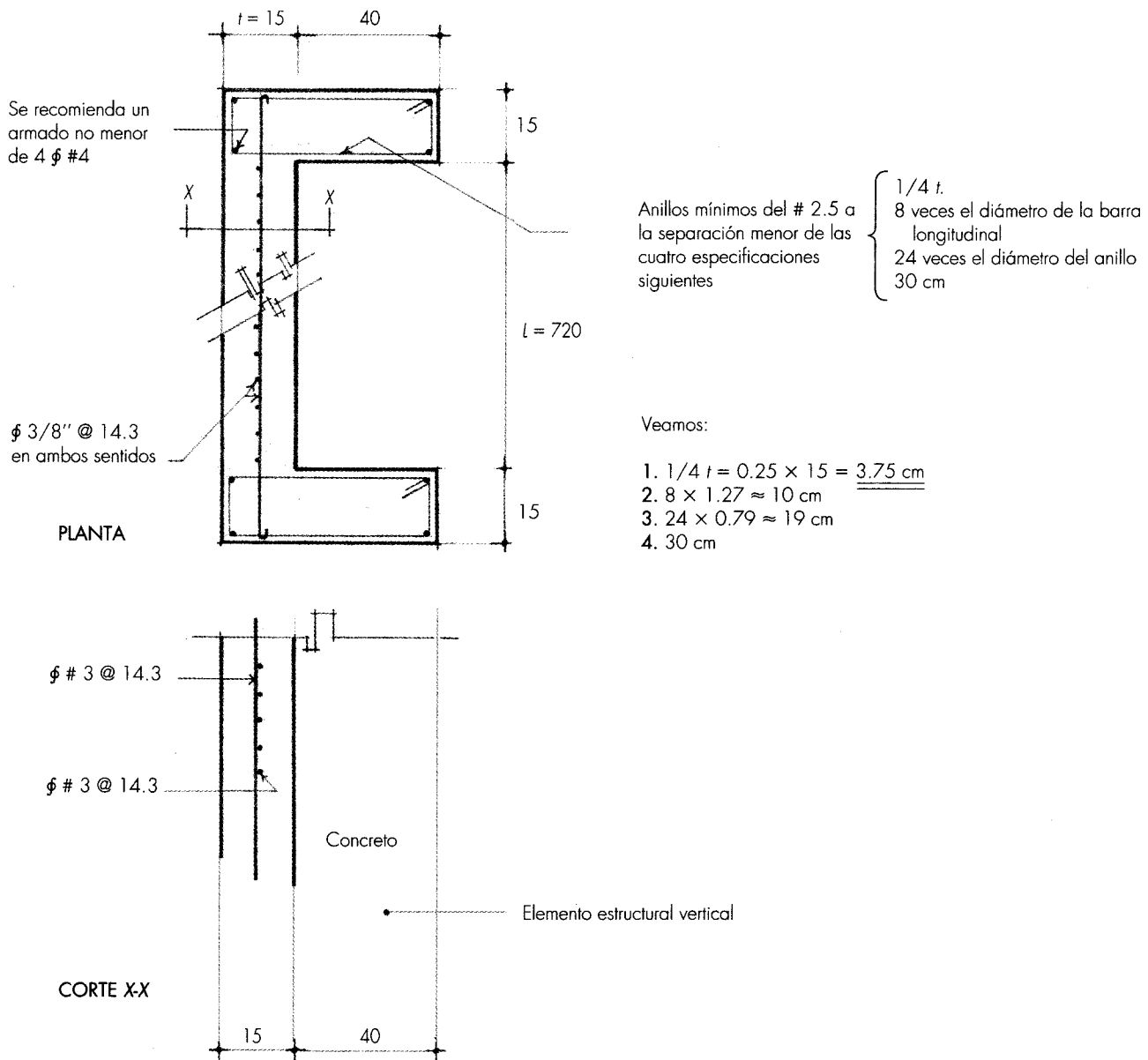


Figura 2.45

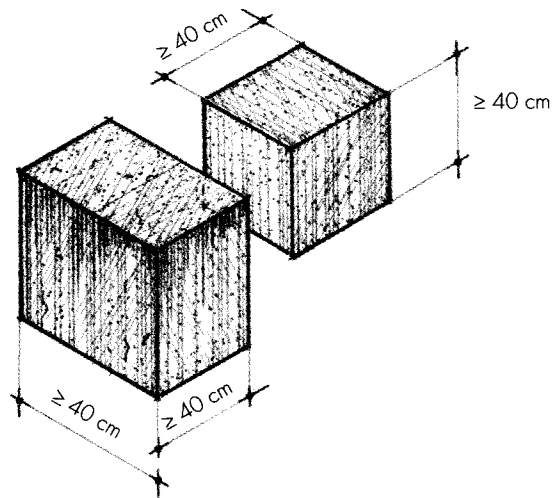
Como ya se mencionó, las dimensiones y los refuerzos en estos muros quedarán condicionados a las limitaciones y las restricciones que especifica el *Reglamento*.

2.4. MUROS DE SILLARES

Generalidades

Un sillar es una piedra de forma regular (por lo general sus lados no son menores de 40 cm) (fig. 2.46), con buena resistencia para soportar esfuerzos de compresión o aplastamiento.

Figura 2.46. Sillares.



La colocación adecuada de cualquier sillar deberá presentar siempre dos lados perpendiculares a la dirección del esfuerzo que debe soportar (fig. 2.47). Asimismo, no habrá continuidad en sus juntas verticales con el fin de lograr un buen cuatrapeo en las piedras del muro (fig. 2.48). Es recomendable que todos los sillares de una misma hilada tengan la misma altura, lográndose con esto un aparejo regular en las piedras y también el adecuado asiento de las mismas (fig. 2.48).

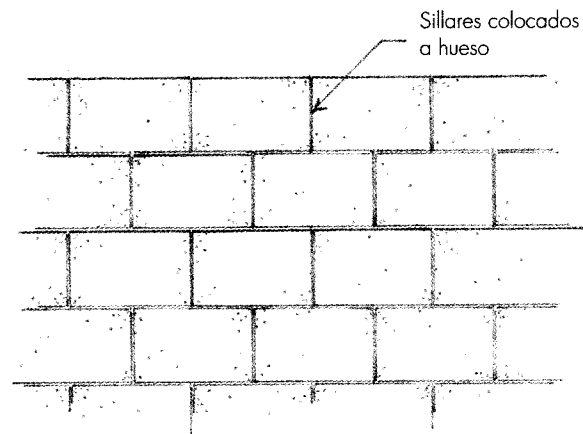
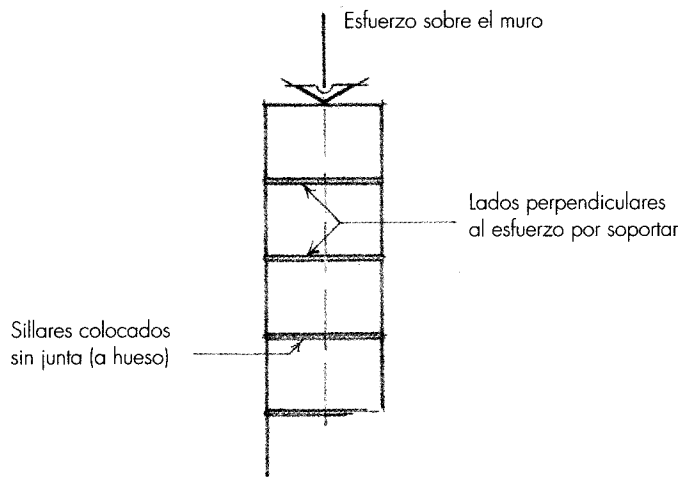


Figura 2.47. Muro visto en corte transversal.

Figura 2.48. Aparejo con piedras regulares, hiladas con la misma altura.

Sin embargo, los sillares de una misma hilada podrán tener altura diferente, presentando así un aparejo irregular; no obstante, trabajará adecuadamente siempre que las piedras tengan sus dos caras perpendiculares al esfuerzo a soportar (fig. 2.49).

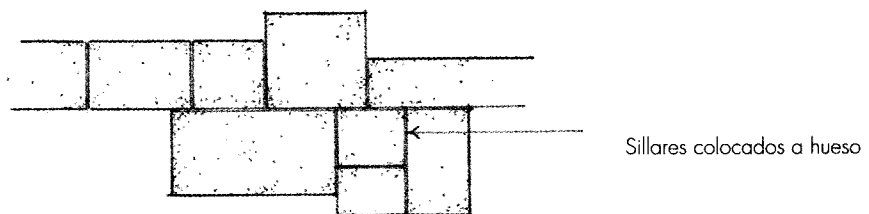


Figura 2.49. Aparejo con piedras regulares, hiladas con diferente altura.

En la construcción de muros con sillares es común el empleo de clavijas o grapas (fig. 2.50, *a* y *b*) en sustitución de las ranuras, sobre todo cuando las piedras se colocan a hueso (fig. 2.51).

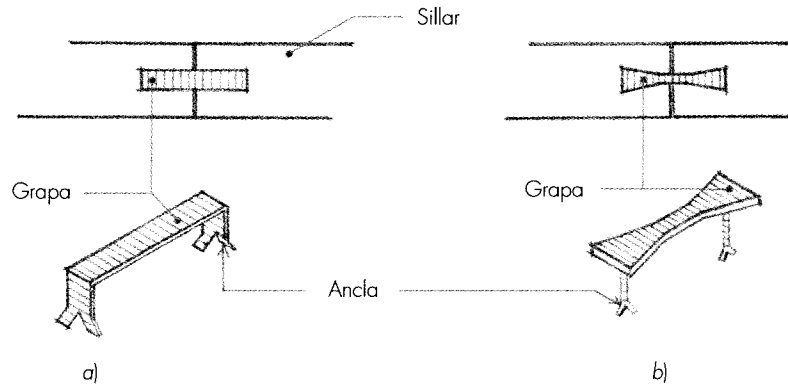


Figura 2.50. Diferentes formas de clavijas o grapas.

Las clavijas o grapas deberán hacerse de bronce o de hierro galvanizado para evitar la oxidación en los herrajes y que se manche la piedra.

En la figura 2.51 se ven diferentes formas de unir los sillares cuando éstos se colocan a hueso. En las juntas se utiliza una mínima cantidad de mortero.

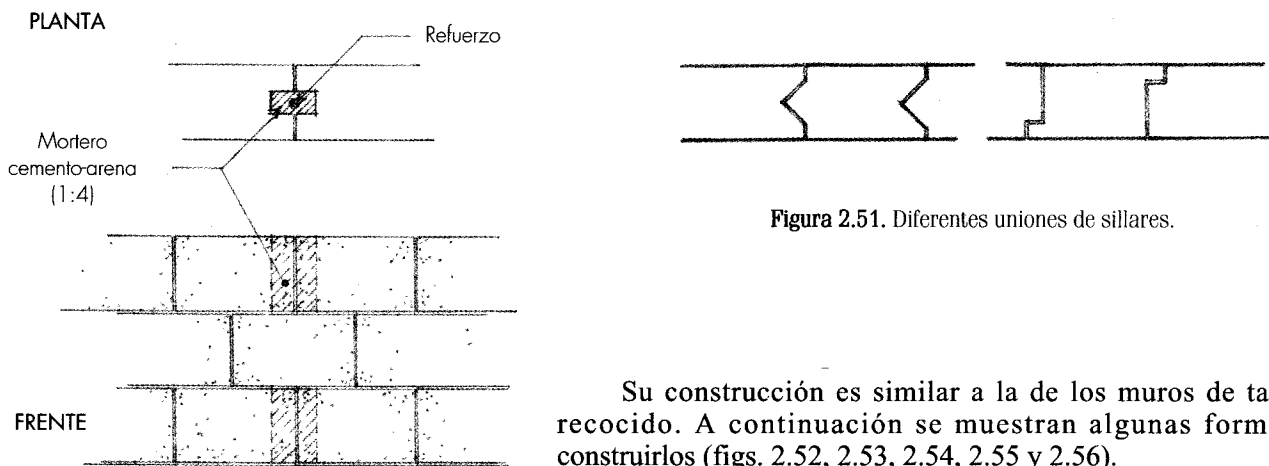


Figura 2.51. Diferentes uniones de sillares.

Su construcción es similar a la de los muros de tabique recocido. A continuación se muestran algunas formas de construirlos (figs. 2.52, 2.53, 2.54, 2.55 y 2.56).

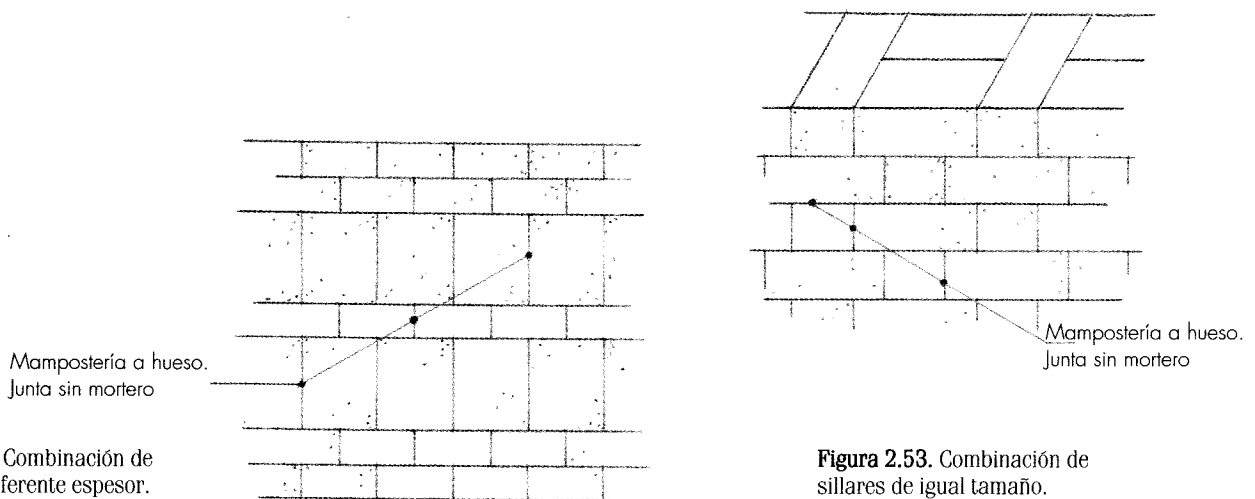


Figura 2.52. Combinación de sillares de diferente espesor.

Figura 2.53. Combinación de sillares de igual tamaño.

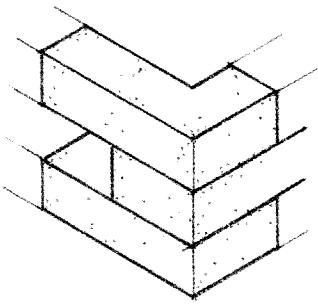


Figura 2.54. Aparejo en esquina (L).

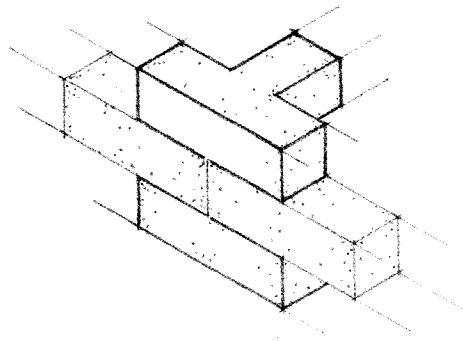


Figura 2.55. Aparejo en T.

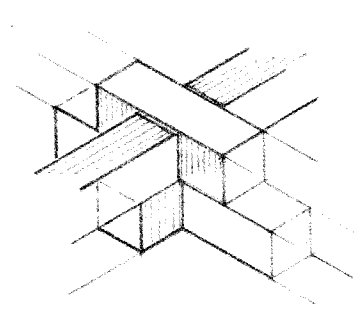


Figura 2.56. Cruce de dos muros; aparejo en cruz.

El cálculo para un muro construido con sillares es idéntico al de los muros de piedra, por tanto, se aplicarán los mismos coeficientes, especificaciones y procedimientos.

2.5. MUROS DE CONTENCIÓN O SOSTENIMIENTO

Generalidades

Su función principal es la de soportar empujes horizontales producidos por sólidos, líquidos o por el viento.

La presión que se ejerce sobre el muro varía según el empuje que sea, de tierra, de agua o de aire; por tanto, analizaremos la construcción del muro para cada uno de estos casos.

Muro de piedra para empujes de tierra

La tierra, al ser contenida, ejercerá una presión sobre el muro de mayor o menor intensidad dependiendo en gran parte del talud natural del material a sostener (fig. 2.57).

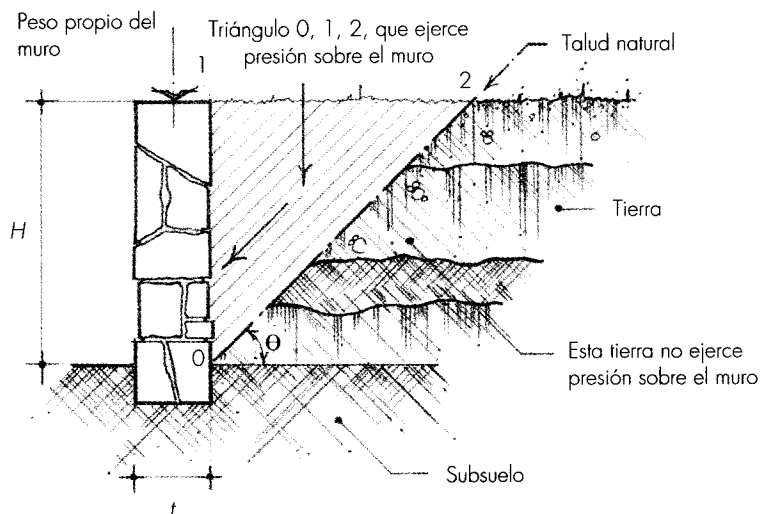


Figura 2.57. Muro de piedra para empujes de tierra.

En efecto, el triángulo (0, 1, 2) sin sobrecarga se deslizará sobre el plano (0, 2), y para evitarlo será necesario oponer una fuerza igual o mayor y contraria.

Cuando el muro se encuentra además sometido a una sobrecarga, en el triángulo de empuje (0, 1, 2) (fig. 2.57) será necesario suponer un incremento en el peso del terreno, o bien, considerar una altura adicional de tierra sobre la parte superior del suelo (fig. 2.58a y b).

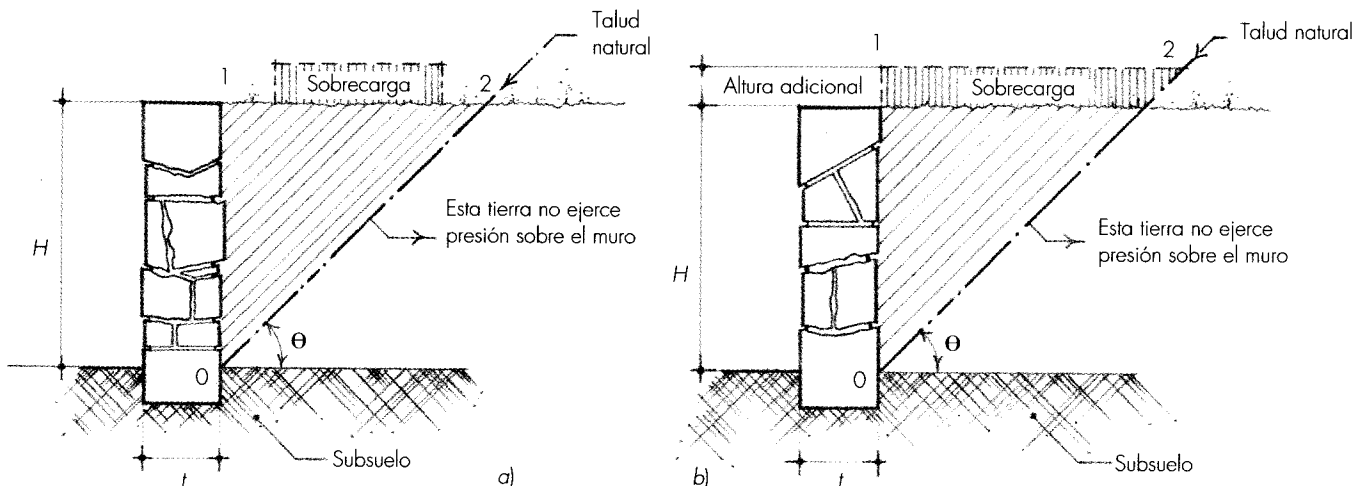


Figura 2.58

Será necesario calcular todo muro de contención para que resista los empujes horizontales que hacen que el muro falle a:

1. Deslizamiento horizontal (fig. 2.59).
2. Volcamiento (fig. 2.60).
3. Flexión (fig. 2.61).
4. Cortante (fig. 2.62).

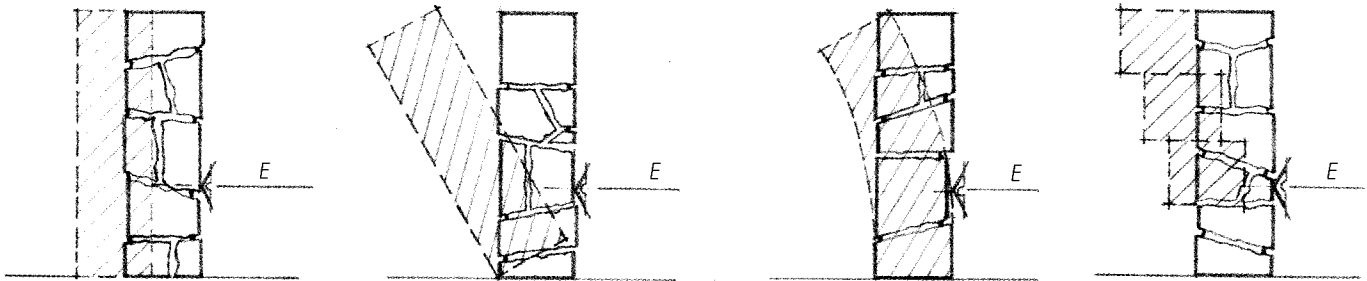
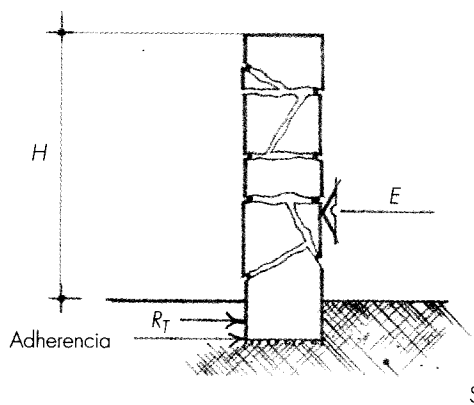


Figura 2.59. Falla por deslizamiento. Figura 2.60. Falla por volcamiento. Figura 2.61. Falla por flexión. Figura 2.62. Falla por cortante.



Para evitar estas fallas será necesario:

1. Para que no se deslice el muro, se puede encajar en el suelo para que la resistencia del terreno y la adherencia con el suelo anulen el empuje E (fig. 2.63).

Figura 2.63

2. Para evitar el volcamiento, es necesario que la resultante de las cargas verticales y horizontales del empuje (E), caiga dentro del tercio medio de la base (fig. 2.64). En algunas ocasiones, la resultante no incide dentro del tercio medio, siendo entonces necesario hacer más grueso el muro, o bien, inclinarlo (figs. 2.65, 2.66, 2.67, 2.68, 2.69 y 2.70).

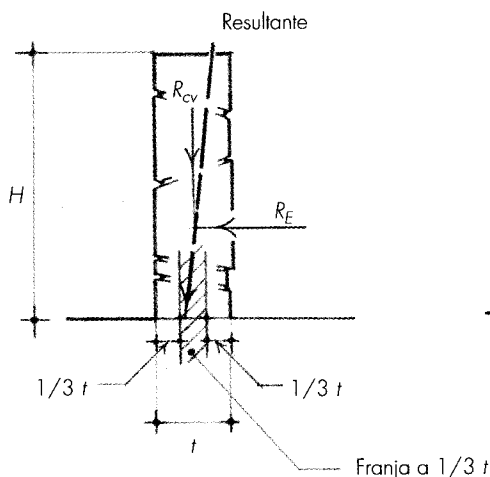


Figura 2.64. La resultante de cargas verticales y horizontales incide dentro del tercio medio.

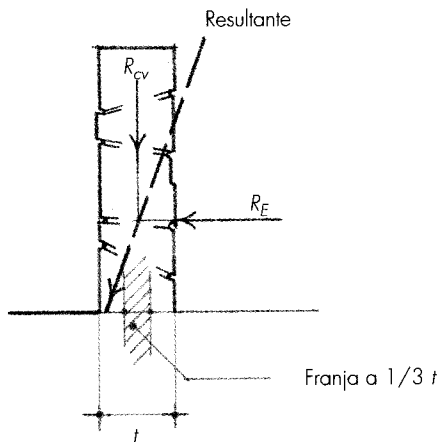


Figura 2.65. La resultante no incide dentro del tercio medio. El muro fallará por volteo.

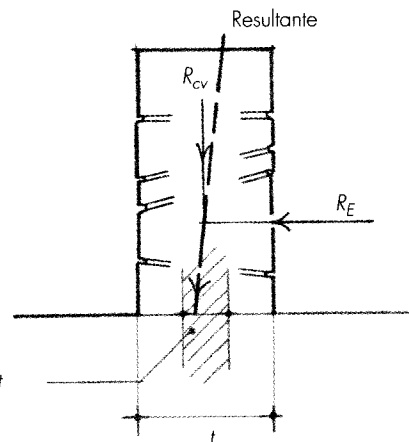


Figura 2.66. El muro se hace más grueso con el fin de lograr que la resultante incida dentro del tercio medio de la base.

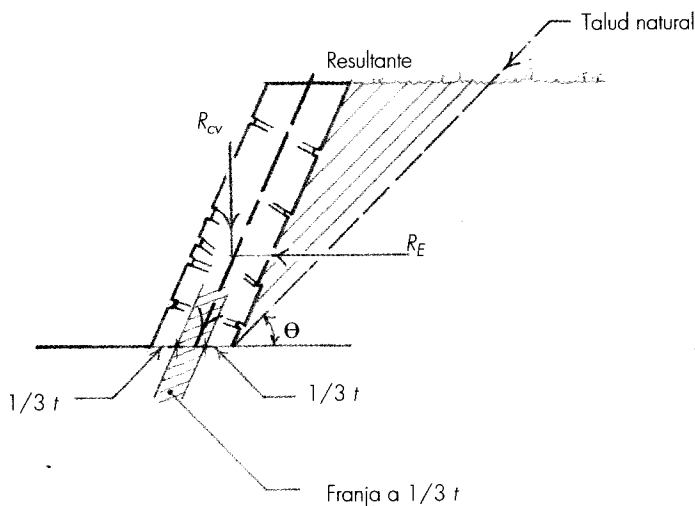


Figura 2.67. Es una buena solución inclinar el muro, pues mientras más nos acerquemos a la inclinación del talud natural, menor será el empuje horizontal (E) sobre el muro.

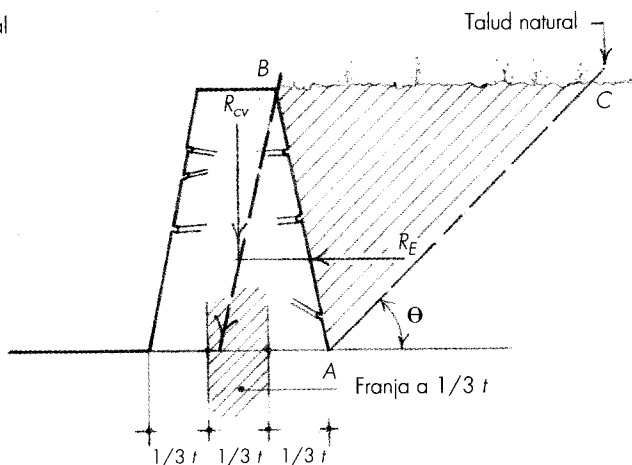


Figura 2.68. La cuña de esfuerzos A, B, C , ejerce sobre el muro una presión mucho mayor que la que se muestra en la figura 2.67.

3. La falla por flexión se evita si se le da al muro un adecuado espesor para que no se doble (fig. 2.69a y b). Como el diagrama de presión es un triángulo con máximo esfuerzo en la base, se puede construir el muro en forma escalonada con mínimo espesor en la parte superior del muro. Veamos:

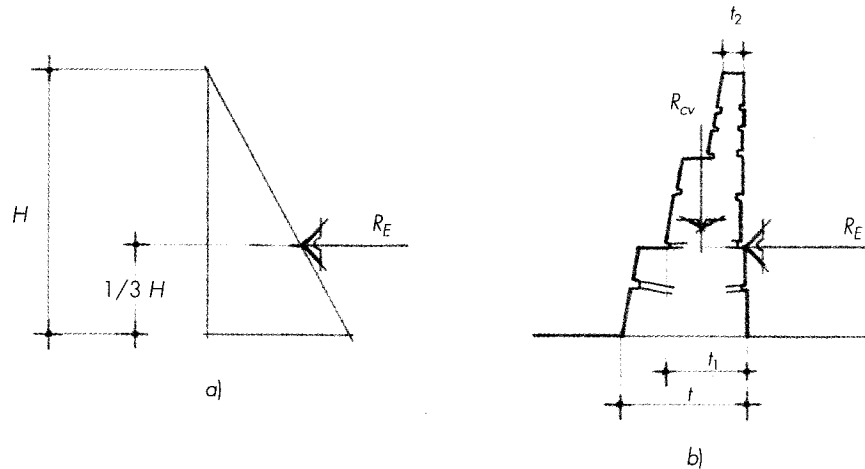


Figura 2.69. a) Diagrama de presión. b) muro de contención escalonado

4. Para que el muro no falle a cortante, se deberá construir con un espesor adecuado, siguiendo el diagrama de presión que se indica en el inciso 3 (fig. 2.70).

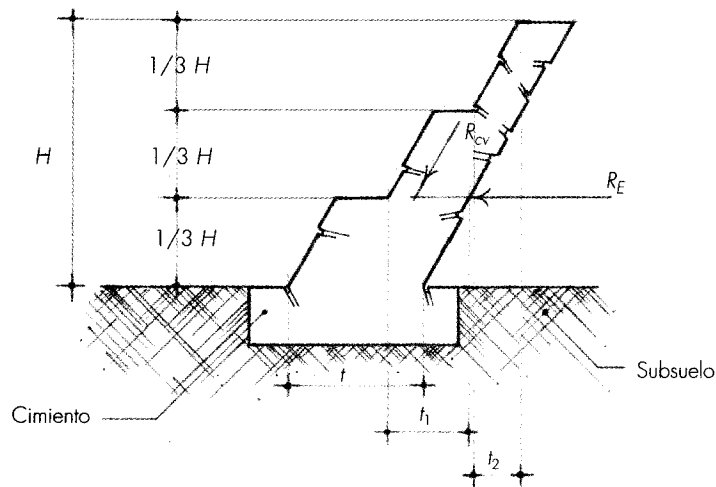


Figura 2.70

El muro que aparece en la figura 2.70 sigue la gráfica del diagrama de presión, dando como resultado la construcción de un muro de contención muy recomendable.

Para construir el muro de contención será necesario, en primer lugar, detener la tierra para evitar deslaves, empleando para ello ataguías (fig. 2.71), o bien, dejando el talud natural del terreno mientras se construye el muro (fig. 2.72).

Cuando un muro de contención se encuentra sometido a empujes de tierra, la resultante de esos empujes se encontrará a $\frac{1}{3} H$ sobre la base del muro. Su valor se obtiene con la fórmula:

$$E = 0.5 H^2 \gamma_t t g^2 \left(45^\circ - \frac{\Theta}{2} \right), \text{ en kg ml}$$

Se puede calcular también con la fórmula dada por Rankine, que dice:

$$E = \frac{1 - \sen \Theta}{1 + \sen \Theta} \cdot \frac{H^2 \gamma_t}{2}$$

donde:

H = altura total del muro;

γ_t = peso volumétrico de la tierra, y

Θ = ángulo de reposo del material a sostener.

Los resultados que se obtienen con ambas fórmulas son prácticamente iguales.

La experiencia nos dice que en un muro de contención de piedra o de tabique no deberán presentarse esfuerzos de tracción (tensiones) en ninguna de las secciones horizontales del muro, y que la compresión máxima no deberá exceder el coeficiente de trabajo para dicha mampostería.* Sin embargo, cuando se utiliza un buen mortero (cemento-arena en proporción 1:4), se podrá aceptar un esfuerzo de tracción no mayor de (1.2 kg/cm²). Recuérdese que el *Reglamento* considera nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión. Hay autores, entre ellos Navier, que dan directamente el espesor del muro aplicando la fórmula:

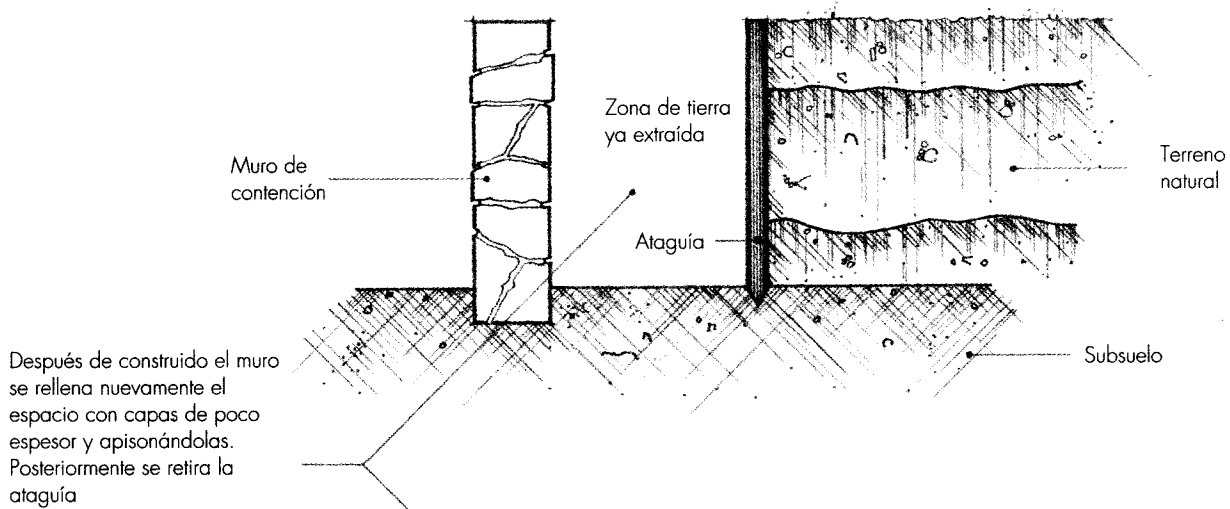


Figura 2.71

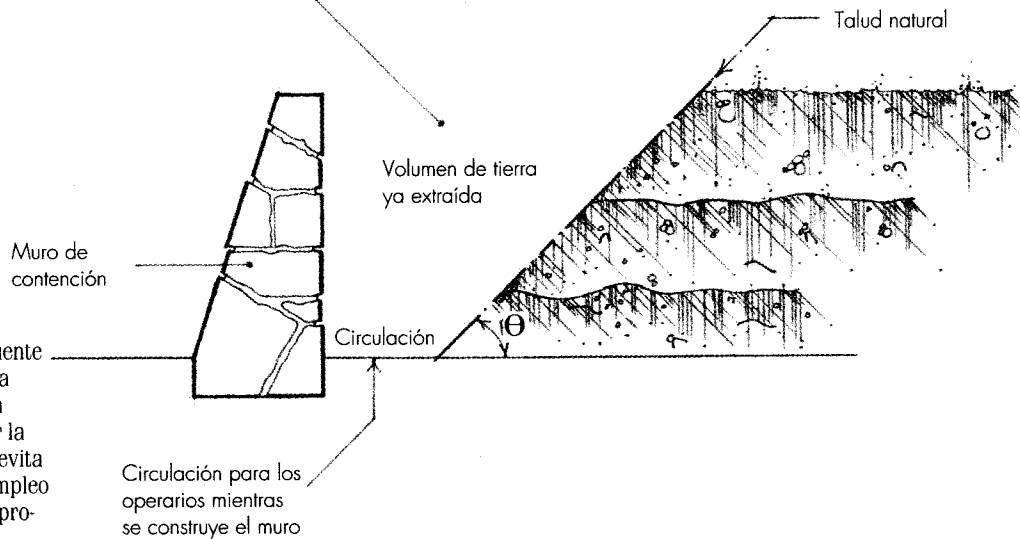


Figura 2.72. Cuando se cuente con espacio suficiente para hacer esta operación, será siempre mejor que utilizar la atagüa, pues con ésta se evita en muchas ocasiones el empleo de gran cantidad de obra provisional.

*Véase "Cargas excéntricas sobre zapatas", en *Materiales y procedimientos de construcción-mecánica de suelos y cimentaciones*, del autor.

$$e_m = 0.6 H \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\Theta}{2} \right) \sqrt{\frac{\gamma_t}{\gamma_m}}$$

para muros con paramentos verticales.

Si el muro se construye con talud, el autor recomienda utilizar la fórmula:

$$e_m = 0.8 H \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\Theta}{2} \right) \sqrt{\frac{\gamma_t}{\gamma_m}}$$

Para un cálculo rápido, el espesor del muro puede obtenerse con la fórmula:

$$e_m = \frac{H}{3}$$

siendo e_m el espesor del muro.

Se recomienda que el muro tenga como mínimo un espesor de 30 cm en su parte superior.

Ejemplo ilustrativo:

Se trata del muro de contención de piedra braza sometido a empujes de tierra, sin sobrecarga, mostrado en la figura 2.73. ¿Qué coeficientes de trabajo se tendrán en la base del muro y a la mitad de la altura?

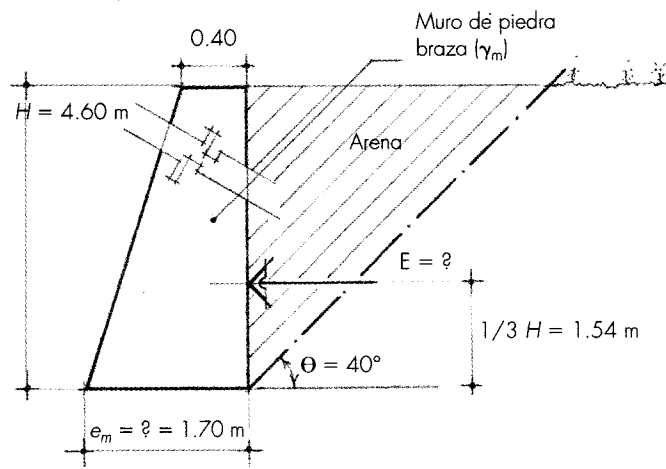


Figura 2.73

Datos:

$H = 4.60 \text{ m}; \gamma_t = 2000 \text{ kg/m}^3$
 $\gamma_m = 2200 \text{ kg/m}^3; \Theta = 40^\circ$
 Mortero cemento-arena (1:4) = 1.2 kg/cm^2
 $R_T = 14\,000 \text{ kg/m}^2 = 1.4 \text{ kg/cm}^2$
 $\mu_{\text{adherencia}} \approx 0.6^*$

*El coeficiente de rozamiento (μ) varía entre 0.70 y 0.40, dependiendo de si se trata de terrenos secos y duros, o blandos y húmedos, respectivamente.

Para obtener el espesor del muro aplicamos la fórmula de Navier:

$$e_m = 0.6 \times 4.60 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) \sqrt{\frac{2000}{2200}} = 2.76 \operatorname{tg} (25^\circ) 0.95 = 1.22 \text{ m}$$

Debido a que suponemos que se trata de un muro con talud, dará mejores resultados aplicar la fórmula que proporciona el autor:

$$e_m = 0.8 \times 4.60 \operatorname{tg} (25^\circ) \sqrt{\frac{2000}{2200}} = 3.68 \times 0.4663 \times 0.95 \approx 1.70 \text{ m (se tomará este espesor).}$$

este espesor).

Cálculo del empuje sobre el muro:

$$E = 0.5 \times 4.60^2 \times 2000 \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 21\,160 \times 0.4663^2 \approx 4592 \text{ kg (en 1.00 m)}$$

Para calcular el peso propio del muro, éste se seccionó en un triángulo (P_1) y un rectángulo (P_2) (fig. 2.74).

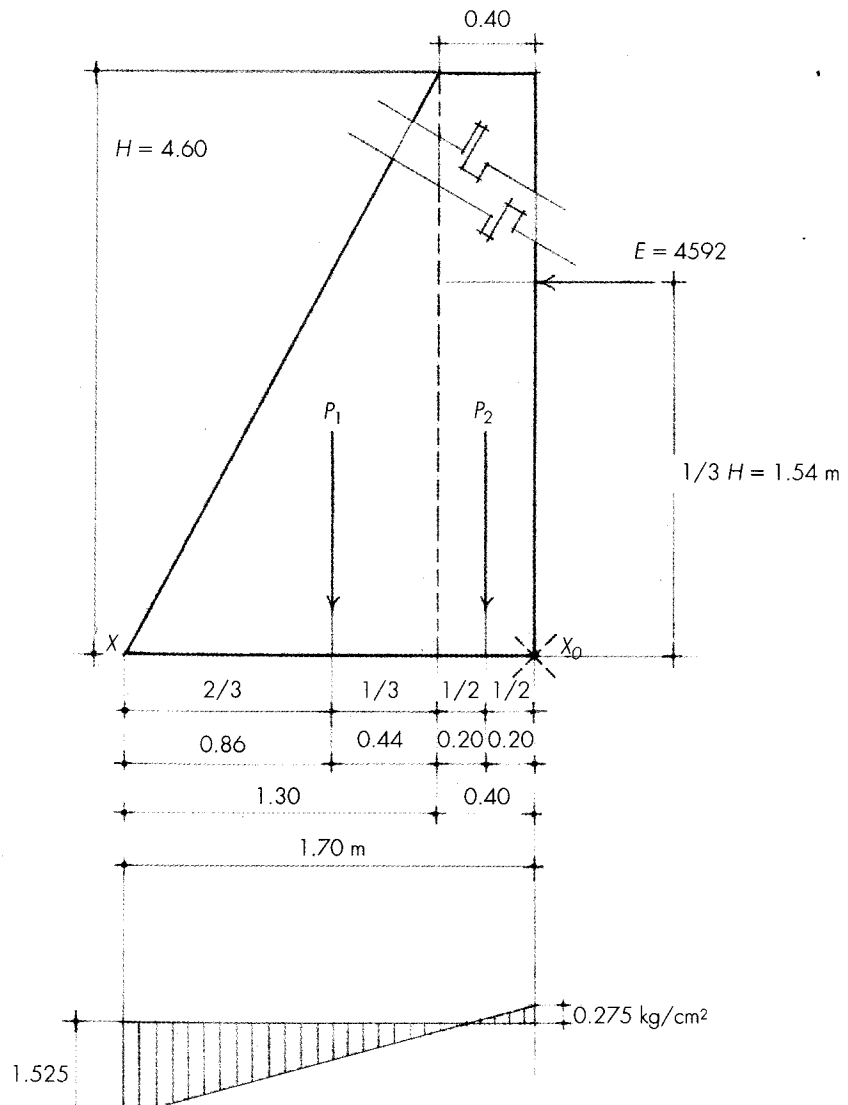


Figura 2.74

Calculamos el peso propio del muro:

$$P_1 = \frac{1.30 \times 4.60}{2} 2200 = 6578 \text{ kg}$$

$$P_2 = 0.40 \times 4.60 \times 2200 = 4048 \text{ kg}$$

$$\underline{\underline{\Sigma P = 10\,626 \text{ kg}}}$$

Al hacer momentos en el punto (X_o) se tiene:

$$\begin{aligned} M_{X_o} &= 4592 \times 1.54 + 6578 \times 0.84 + 4048 \times 0.20 \\ &= 7072 + 5526 + 810 = 13\,408 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Veamos dónde incide la resultante:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma P} = \frac{13\,408}{10\,626} = 1.26 \text{ m, del punto } (X_o) \text{ hacia la izquierda (fig. 2.75).}$$

La resultante incide fuera del tercio medio de la base y el muro falla por volteo. Para evitar esto será necesario aumentar el espesor en la base.

A continuación comprobamos los coeficientes de trabajo y las fatigas máxima y mínima en los puntos extremos de la base (X y X_o):

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\Sigma P}{A} \pm \frac{6(\Sigma P)e}{bh^2} = \frac{10\,626}{100 \times 170} \pm \frac{6 \times 10\,626 \times 41}{100(170)^2} \\ \sigma_{\text{máx.}} &= 0.625 + 0.90 = 1.525 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\text{mín.}} = 0.625 - 0.90 = -0.27 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{0.567}{2} + 0.567 \approx 0.85$$

$$\therefore e = 1.26 - 0.85 = 0.41$$

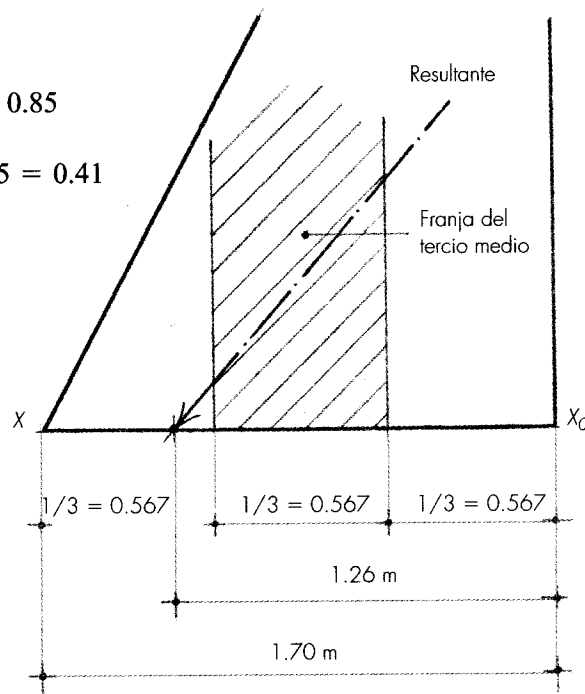


Figura 2.75. La resultante incide fuera del tercio medio de la base.

En el muro aparecen esfuerzos de tracción que lo levantan en el punto (X_o), y lo encajan en el punto (X), ya que la resistencia del terreno tampoco soporta la fatiga de $15\,250 \text{ kg/m}^2$ (1.525 kg/cm^2).

Para evitar el volteo es necesario que la resultante de fuerzas incida dentro del tercio medio de la base, para lo cual necesitamos darle al muro mayor espesor (fig. 2.76).

A continuación se plantea un problema análogo al anterior, esta vez dándole al muro nuevas dimensiones (fig. 2.77).

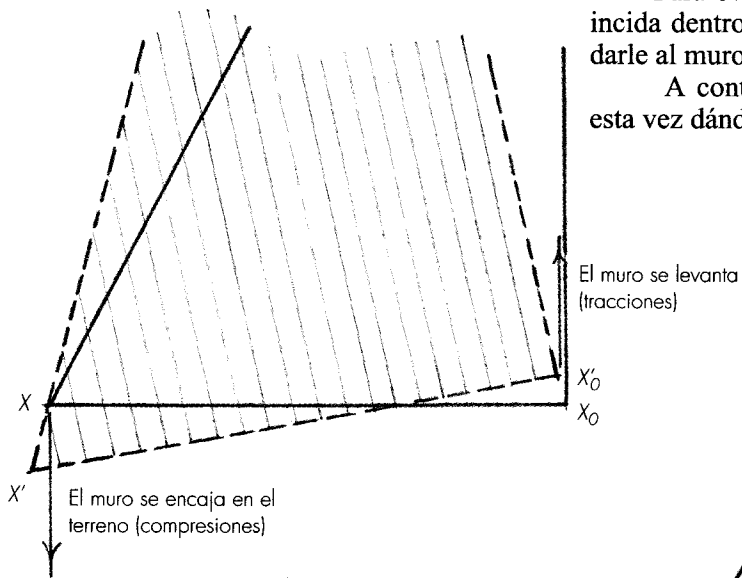


Figura 2.76. El muro falla por volteo.

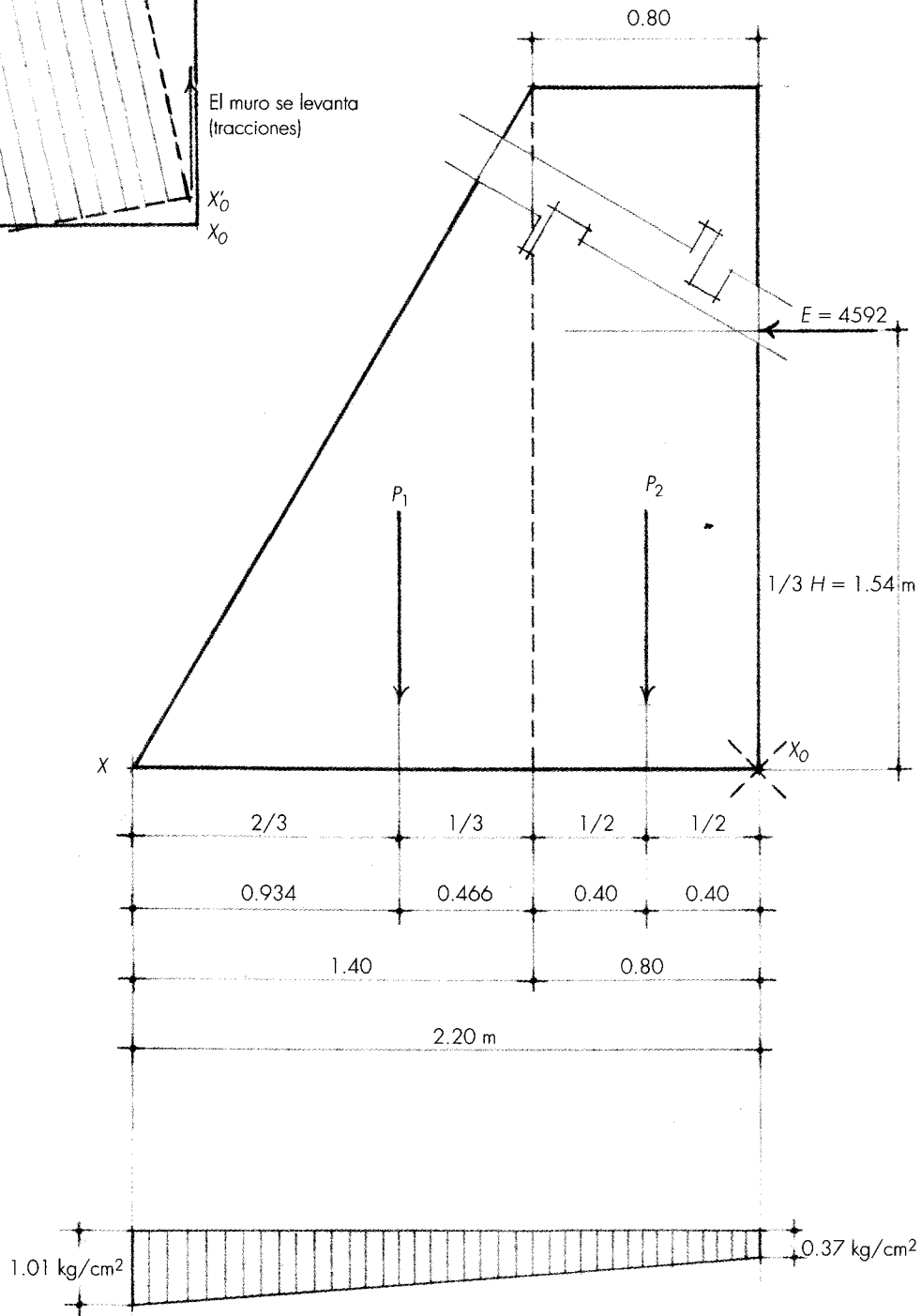


Figura 2.77

Incrementamos el espesor del muro 30 %, aproximadamente, dejándolo en 2.20 m.
Cálculo de empuje (E):

$$E = 4592 \text{ kgm}$$

Cálculo del peso propio del muro:

$$P_1 = \frac{1.40 \times 4.60}{2} 2200 = 7\,084 \text{ kg}$$

$$P_2 = 0.80 \times 4.60 \times 2200 = 8\,096 \text{ kg}$$

$$\underline{\underline{\Sigma P = 15\,180 \text{ kg}}}$$

Hacemos momentos en el punto (X_o)

$$M_{X_o} = 4592 \times 1.54 + 7084 \times 1.266 + 8096 \times 0.40 = 19\,278 \text{ kgm}$$

Posición de la resultante:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma P} = \frac{19\,278}{15\,180} = 1.27 \text{ m}$$

La resultante incide dentro del tercio medio de la base y el muro no falla por volteo (fig. 2.78). A continuación comprobaremos los coeficientes de trabajo y las fatigas máxima y mínima en los extremos de la base (X y X_o).

$$\sigma = \frac{15\,180}{100 \times 220} \pm \frac{6 \times 15\,180 \times 17}{100 (220)^2} = 0.69 \pm 0.32$$

$$\sigma_{\text{máx.}} = 1.01 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\text{mín.}} = 0.37 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia del terreno ($R_T = 1.4 \text{ kg/cm}^2$) soporta adecuadamente las fatigas obtenidas en la base del muro. Veamos:

$$1.01 \text{ kg/cm}^2 < 1.4 \text{ kg/cm}^2 > 0.37 \text{ kg/cm}^2$$

En la figura 2.78 se muestra la posición de la resultante.

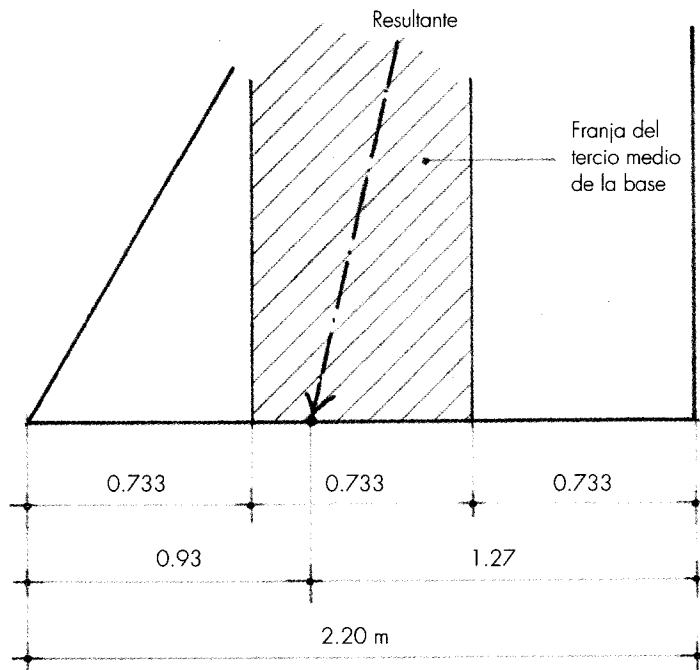


Figura 2.78. La resultante incide dentro del tercio medio de la base. El muro no corre riesgo de volcamiento.

Calcularemos a continuación los coeficientes de trabajo a la mitad de la altura del muro de contención. Primero obtenemos el espesor del muro a la altura de 2.30 desde la base (fig. 2.79).

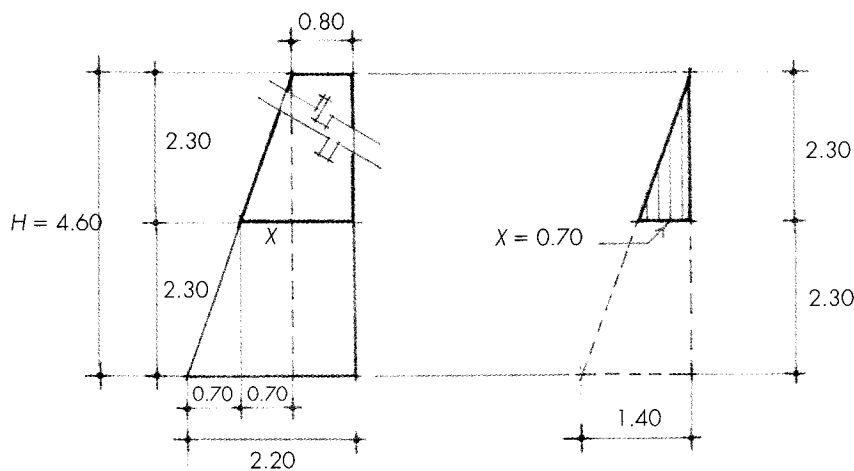


Figura 2.79

En este caso, por encontrarse a la mitad, el valor de (X) será de 0.70 m. En otros casos puede obtenerse por comparación de triángulos. Veamos:

$$\frac{1.40}{X} = \frac{4.60}{2.30} \therefore X = 0.70 \text{ m}$$

Calculamos el empuje (E) sobre el muro:

$$E = 0.5 \times 2.30^2 \times 2000 \times \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right)$$

$$E = 1148 \text{ kg (en 1.00 m)}$$

Peso propio del muro:

$$P_1 = \frac{0.70 \times 2.30}{2} \times 2200 = 1771 \text{ kg}$$

$$P_2 = 0.80 \times 2.30 \times 2200 = 4048 \text{ kg}$$

$$\underline{\underline{\Sigma P = 5819 \text{ kg}}}$$

Al hacer momentos en el punto (X_o) (fig. 2.80) se tiene:

$$\begin{aligned} M_{X_o} &= 1148 \times 0.767 + 1771 \times 1.034 + 4048 \times 0.40 \\ &= 880 + 1831 + 1619 = 4330 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Posición de la resultante:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma P} = \frac{4330}{5819} \approx 0.74 \text{ m}$$

Comprobamos las fatigas máxima y mínima en los extremos de la base (X_o y X) respectivamente:

$$\sigma = \frac{5819}{100 \times 150} \pm \frac{6 \times 5819 \times 1}{100(150)^2} \approx 0.388 \pm 0.016$$

$$\sigma_{\text{máx.}} = 0.404 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\text{mín.}} = 0.372 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia del terreno (1.4 kg/cm^2) soporta sobradamente las fatigas en la base del muro.

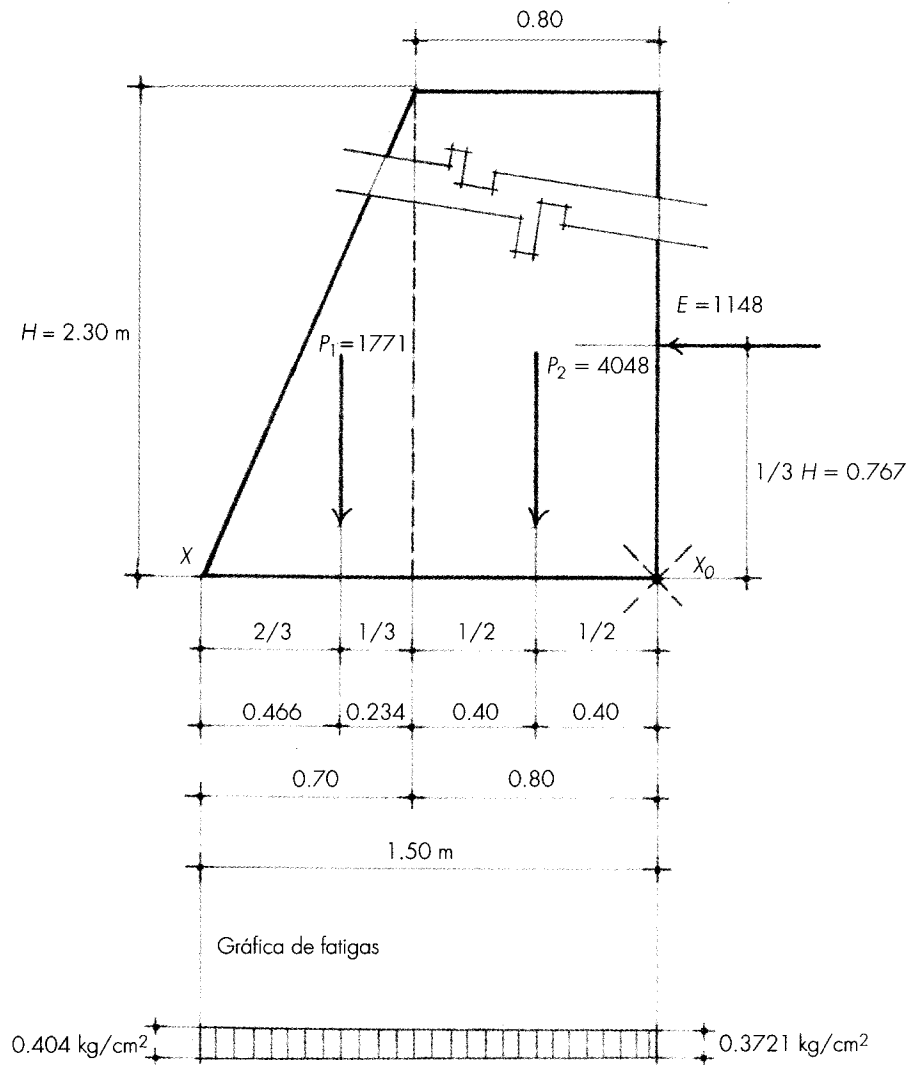


Figura 2.80

El coeficiente de rozamiento (μ) varía entre 0.40 para terrenos blandos y húmedos, y 0.70 para los duros y secos.

Para que el muro no se deslice es necesario que se cumpla la condición:

$$E \leq \mu \sum P$$

$$4592 < 0.6 \times 15\,180 \therefore 4592 < 9108 \text{ (no hay deslizamiento).}$$

En el caso de falla, se puede encajar el muro en el terreno, o bien, construir la base en forma escalonada para lograr una mayor adherencia (figs. 2.81 y 2.82).

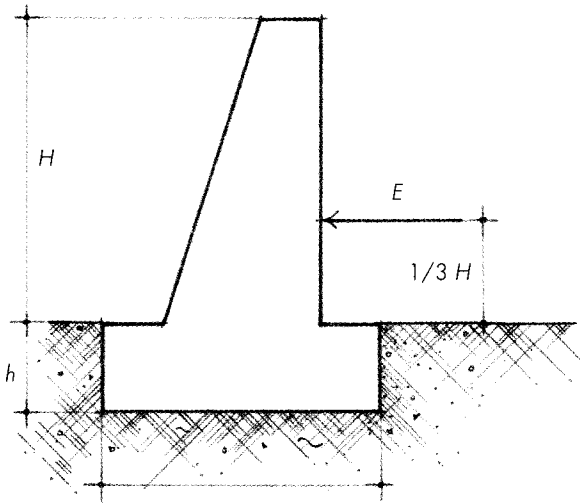


Figura 2.81. En la mayoría de los casos basta con encajarlo.

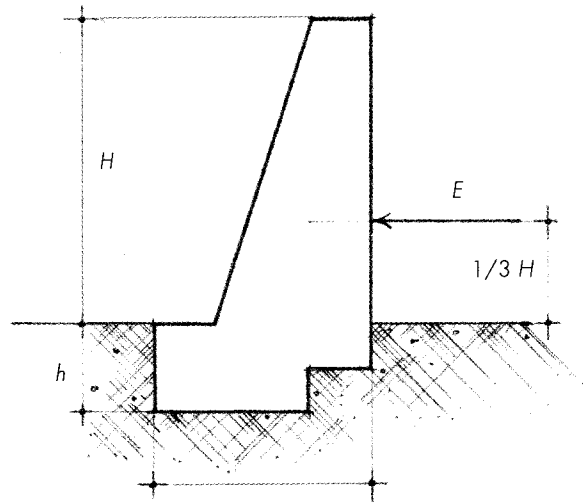


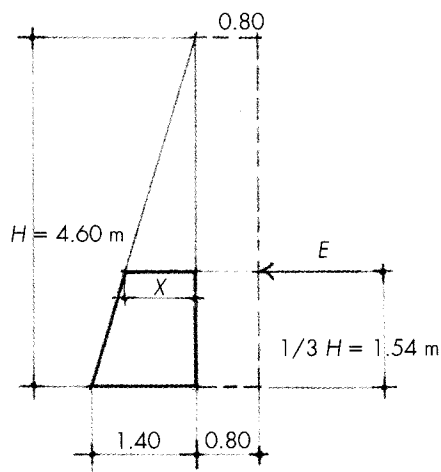
Figura 2.82. Se encajan varios escalones.

A continuación revisaremos el esfuerzo cortante en el plano de máximo empuje (E), es decir, a $H/3 = 1.54$ m, pero antes será necesario obtener las dimensiones del muro en ese plano (fig. 2.83).

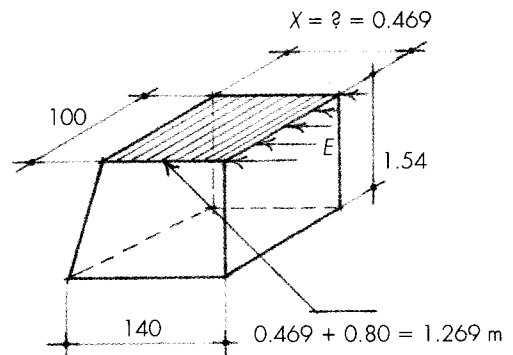
Por comparación de triángulos:

$$\frac{1.40}{X} = \frac{4.60}{1.54} \therefore X = \frac{1.40 \times 1.54}{4.60}$$

$$X = 0.469 \text{ m}$$



a)



b)

Figura 2.83

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, especifica que la mampostería con mortero tipo II (cemento-arena, en proporción 1:4) es capaz de resistir un esfuerzo cortante de:

$$V_a = 0.3 v^* A_T$$

Para nuestro ejemplo:

$$V_a = 0.3 \times 3 \times 126.9 \times 100 = 11\,421 \text{ kg} > E \text{ (el muro no presenta falla a cortante)}$$

donde:

V_a = fuerza cortante admisible;

v^* = esfuerzo cortante nominal de diseño sobre área bruta (para el mortero tipo II vale 3 kg/cm²), y

A_T = área bruta de la sección transversal del muro.

Debido a que el diagrama de presión es un triángulo con máximo esfuerzo en la base y nulo en la parte superior (fig. 2.69a), también el esfuerzo cortante disminuirá a medida que nos alejemos de la base.

Muro de piedra para empuje de líquidos

El muro podrá construirse con piedra o con concreto armado, y en igual forma que los muros que se utilizan para el empuje de sólidos.

Se tendrá especial cuidado al seleccionar el recubrimiento adecuado de sus paredes interiores (fig. 2.84). El recubrimiento será capaz de satisfacer una especificación determinada que requiera que, además de ser impermeable (depósitos de agua), sea también resistente al ataque de un líquido agresivo.

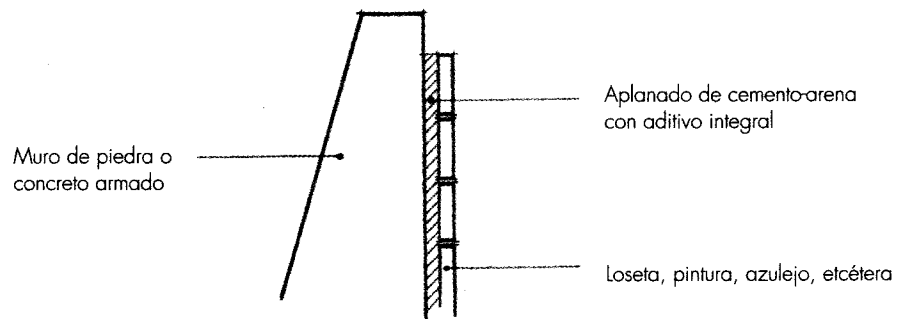


Figura 2.84. Corte transversal de un muro de contención con recubrimientos para empuje de líquidos.

El empuje (E) (fig. 2.85) puede calcularse con la fórmula siguiente:

$$E = \frac{1}{2} H^2 \gamma_e \text{ (en 1.00 ml de muro), la que se encuentra aplicada a una altura sobre la base de } H/3 \text{ (fig. 2.86).}$$

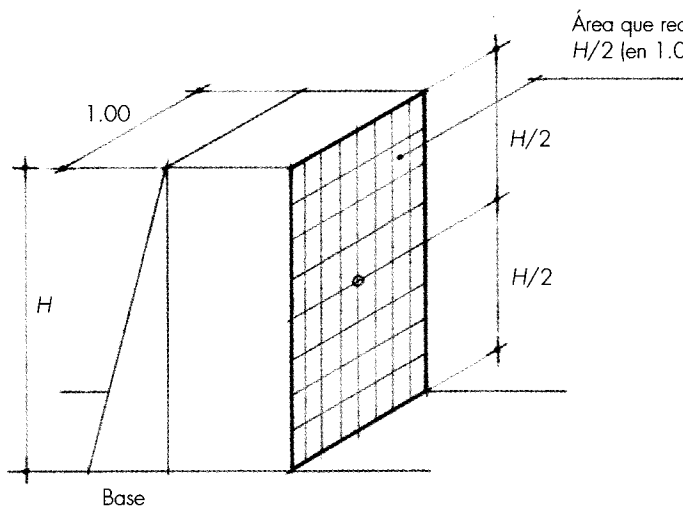


Figura 2.85. Presión que recibe el muro por metro lineal.

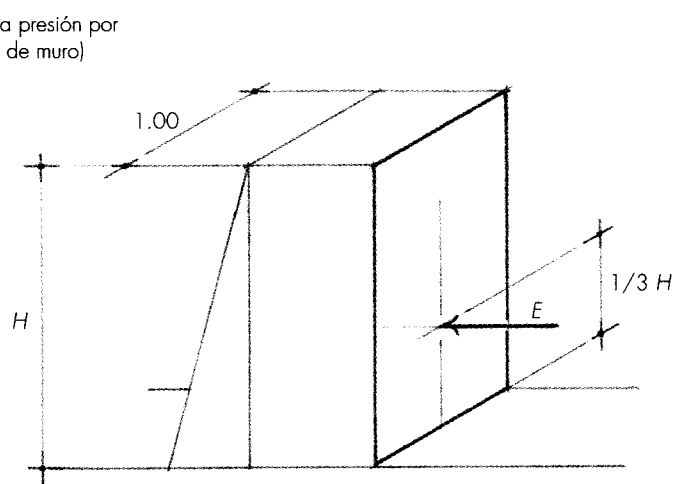


Figura 2.86. Aplicación de la resultante sobre el muro.

En el ejemplo que sigue se analizará un muro de piedra braza para un empuje de agua.

Ejemplo ilustrativo:

Revisar el muro de contención de piedra braza, cuyas dimensiones supuestas son las que se muestran en la figura 2.87. Revisar las fatigas en el plano $(X - X_o)$, y comprobar si el muro resiste el esfuerzo cortante a una distancia de 2.60 m de la base. Verificar que el muro no falle por deslizamiento.

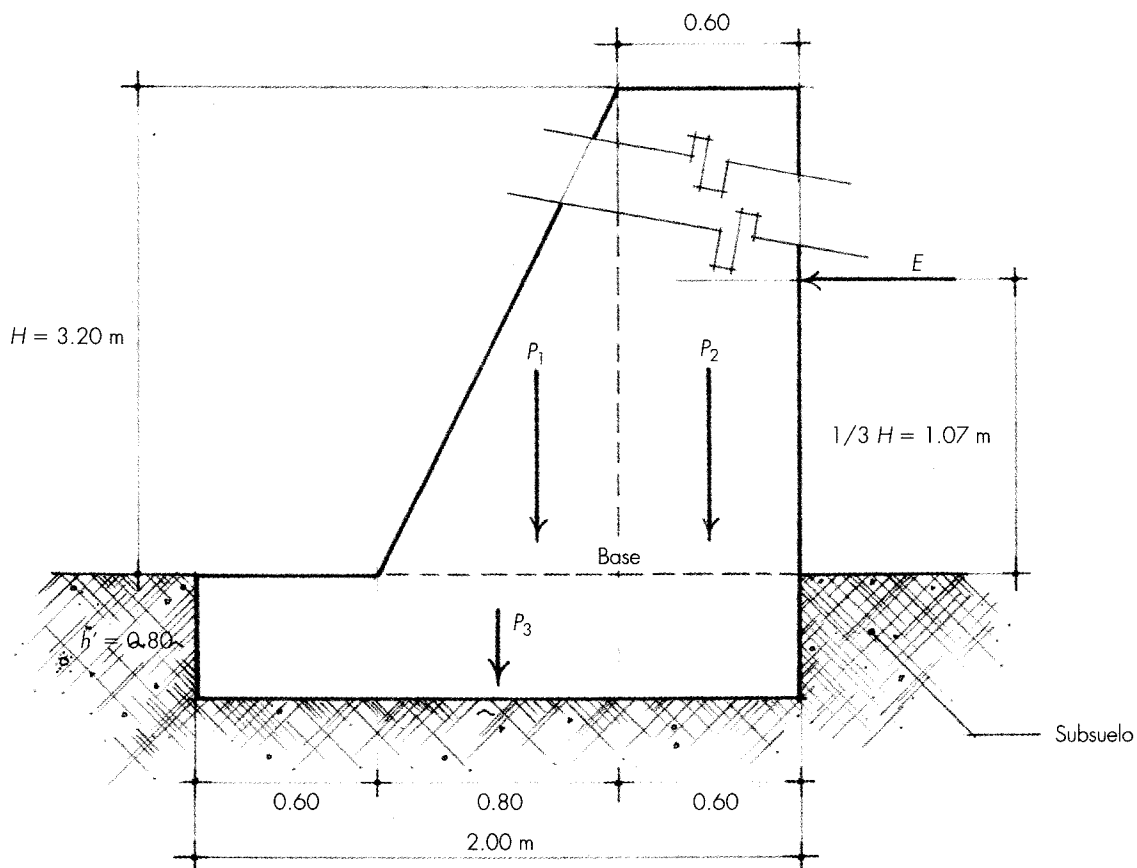


Figura 2.87

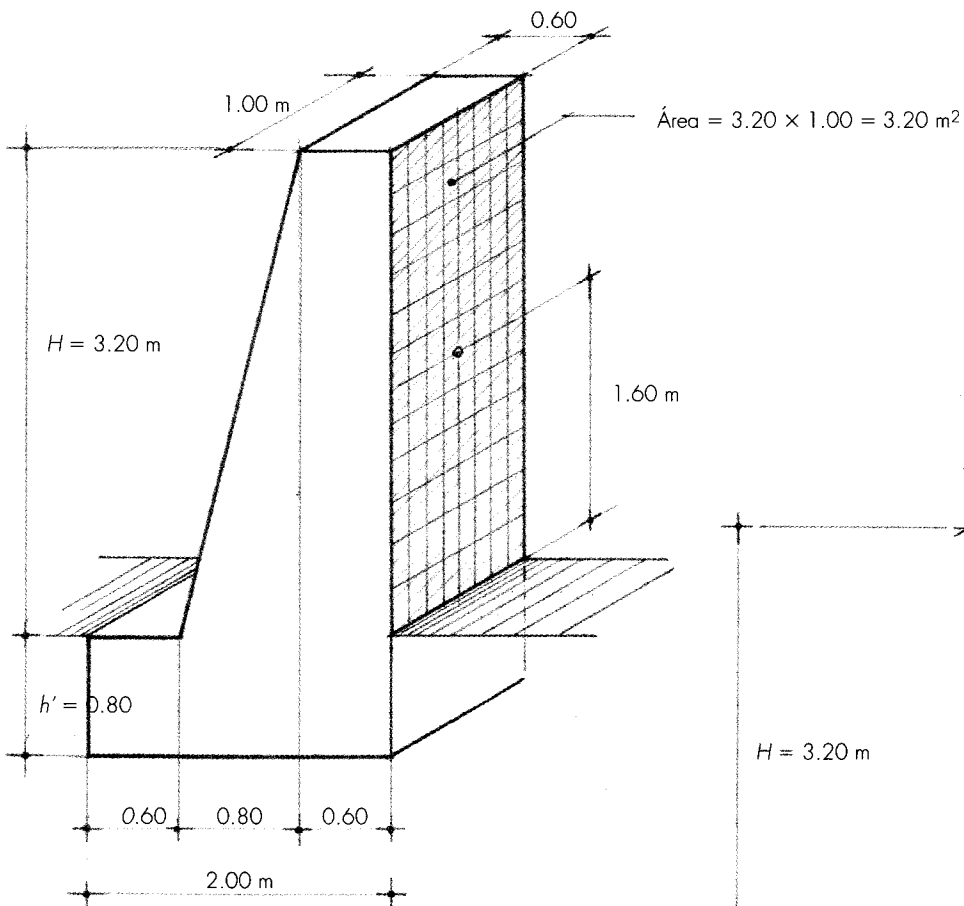


Figura 2.88

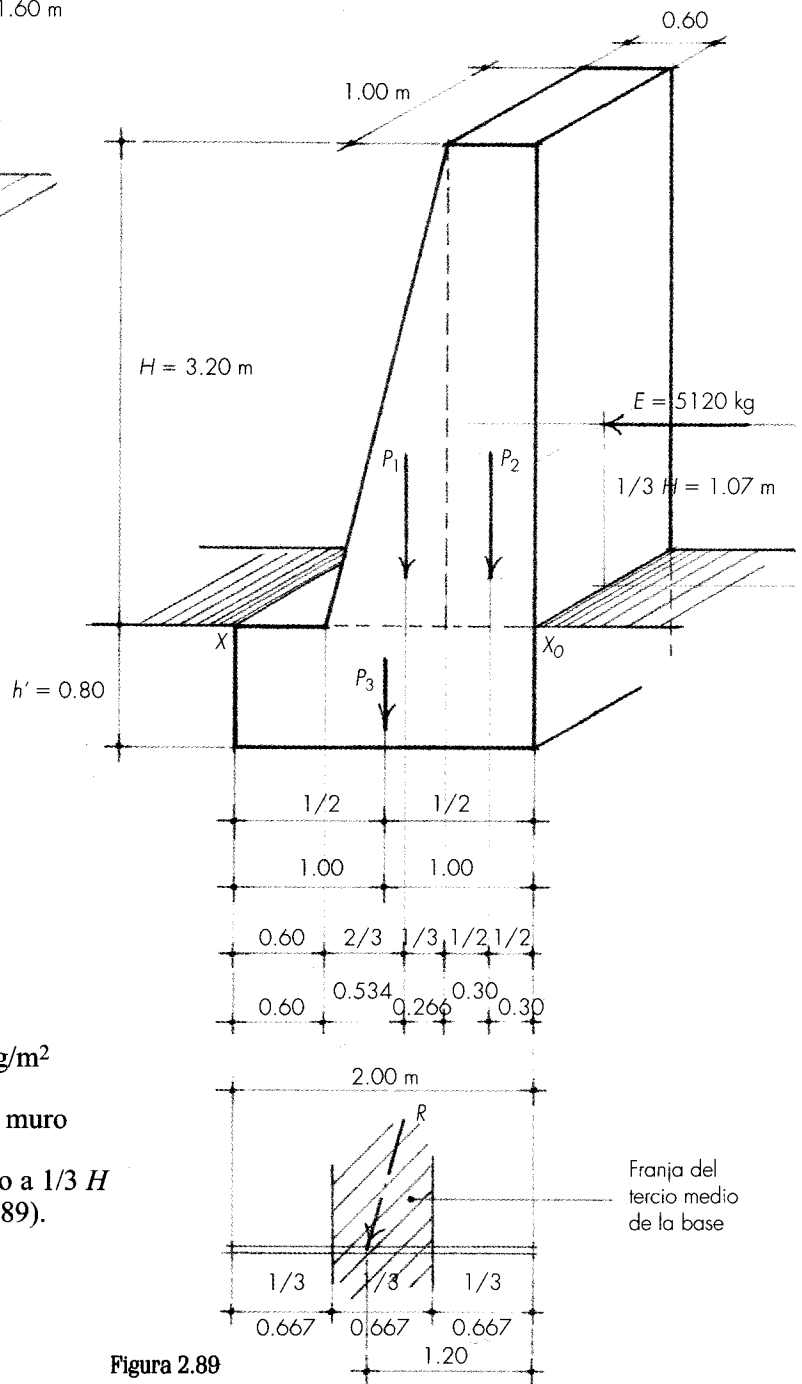


Figura 2.89

Datos:

$H = 3.20 \text{ m}; h' = 0.80 \text{ m}$

Nivel máximo del agua = 3.20 m

Peso del agua = 1000 kg/m^3

$\mu = 0.55$

$\nu^* = 3 \text{ kg/cm}^2; R_T = 1.2 \text{ kg/cm}^2 = 12\,000 \text{ kg/m}^2$

Cálculo del empuje (E) en un metro lineal de muro

$E = 3.20 \times 1.60 \times 1000 = 5120 \text{ kg}$ aplicado a $1/3 H = 3.20/3 = 1.07 \text{ m}$ de la base (figs. 2.87, 2.88 y 2.89).

Calculamos el peso propio del muro en 1.00 ml:

$$P_1 = \frac{0.80 \times 3.20}{2} 2200 = 2816 \text{ kg}$$

$$P_2 = 0.60 \times 3.20 \times 2200 = 4224 \text{ kg}$$

$$P_3 = 0.80 \times 2.00 \times 2200 = 3520 \text{ kg}$$

$$\underline{\underline{\Sigma P = 10\,560 \text{ kg}}}$$

Hacemos momentos en (X_o):

$$M_{X_o} = 5120 \times 1.07 + 2816 \times 0.866 + 4224 \times 0.30 + 3520 \times 1.00$$

$$= 5478 + 2439 + 1267 + 3520 = 12\,704 \text{ kgm}$$

Posición de la resultante:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma P} = \frac{12\,704}{10\,560} = 1.20 \text{ m}$$

La resultante incide dentro del tercio medio de la base y el muro no falla por volteo, figura 2.89.

Por comparación de triángulos obtenemos el espesor del muro a una distancia de 2.60 m de la base (fig. 2.90).

$$\frac{0.80}{X} = \frac{3.20}{0.60} \therefore X = 0.15 \text{ m}$$

$$\therefore 0.15 + 0.60 = 0.75 \text{ m}$$

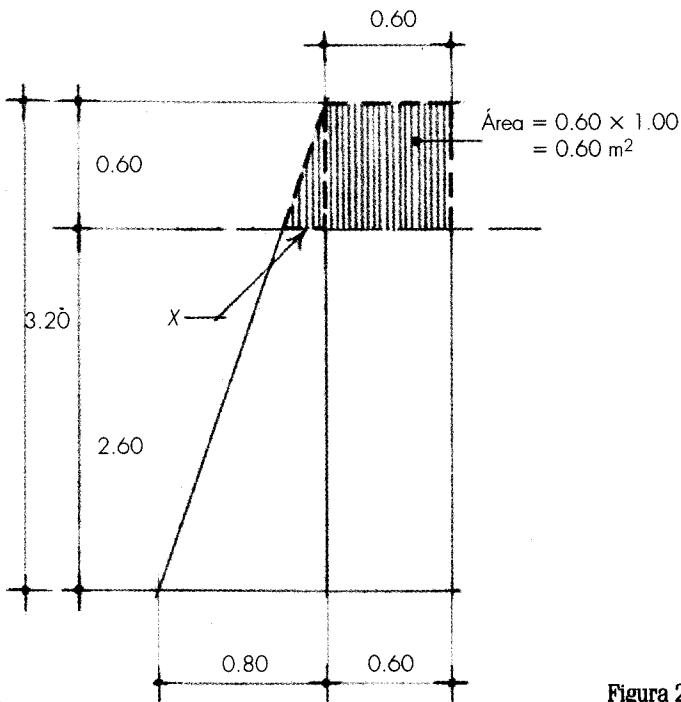
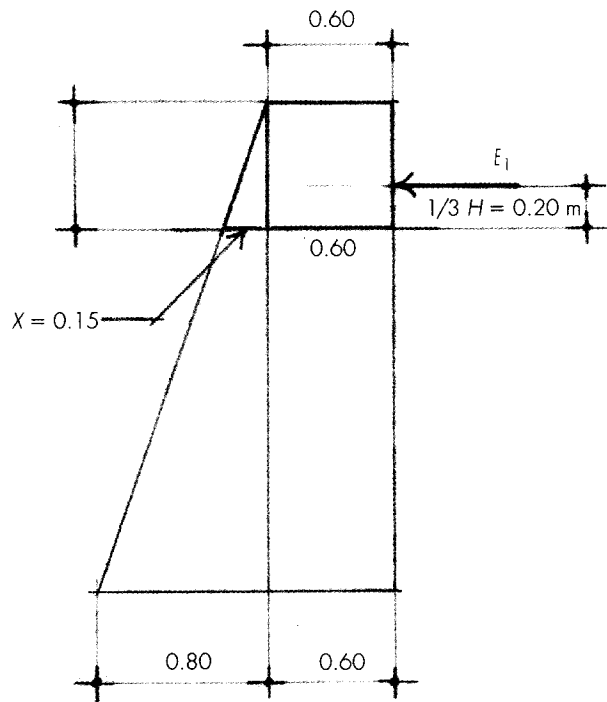


Figura 2.90



Revisamos las fatigas máxima y mínima en la base del muro:

$$\sigma = \frac{10\,560}{100 \times 200} \pm \frac{6 \times 10\,560 \times 20}{100(200)^2} = 0.528 \pm 0.317$$

$$\sigma_{\text{máx.}} = 0.845 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\text{mín.}} = 0.211 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia del terreno (1.2 kg/cm^2) es adecuada en el plano ($X - X_o$) (fig. 2.89).
Revisamos el esfuerzo cortante a una distancia de 2.60 m de la base:

$$V_a = 0.3 v^* A_T = 0.3 \times 3 \times 75 \times 100 = 6750 \text{ kg}$$

El empuje (E_1) en ese nivel vale (fig. 2.90):

$$\text{Área} = 0.60 \times 1.00 = 0.60 \text{ m}^2 \therefore E_1 = 0.60 \times 0.30 \times 1000 = 180 \text{ kg, aplicada a}$$

$$1/3 H_1 = \frac{0.60}{3} = 0.20 \text{ m (fig. 2.90).}$$

Por tanto, $V_a = 6750 \text{ kg} > E_1$ (el muro en ese plano se encuentra en buenas condiciones para resistir el cortante).

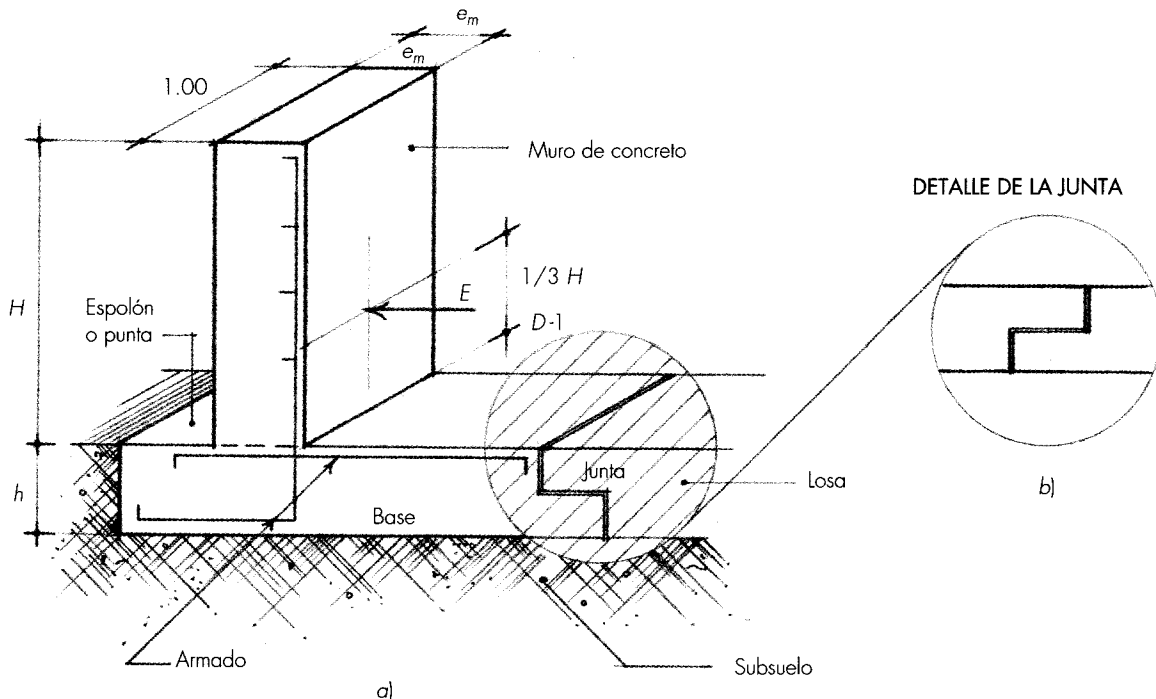
Para que el muro no se deslice será necesario que:

$$E \leq \mu \sum P = 0.55 \times 10\,560 = 5808 \text{ kg} > E \text{ (no hay falla por deslizamiento).}$$

Muro de contención de concreto armado

El más sencillo es el de doble paramento vertical. Cuando el muro se destina para almacenar algún líquido, deberán tomarse especiales cuidados en su construcción con el fin de evitar filtraciones en la junta que se muestra en la figura 2.91.

Figura 2.91



El espesor del muro puede obtenerse con la fórmula siguiente:

$$e_m = H \sqrt{\frac{\gamma_a}{3.5 \gamma_m}}$$

donde:

γ_a = peso volumétrico del líquido.

El muro de concreto reforzado puede construirse de varias formas, como los muros de piedra. En la figura 2.92 se muestra un muro de concreto con doble espolón (uno de ellos encajado en el suelo), lo que ayuda, indudablemente, a contrarrestar el deslizamiento.

El muro de concreto con contrafuerte (interior o exterior) (fig. 2.93) recibe la presión por medio de una losa que a su vez la trasmite al terreno. Los contrafuertes se colocan a distancias de 3 a 4 m.

Estos elementos rigidizan y dan resistencia al muro de contención.

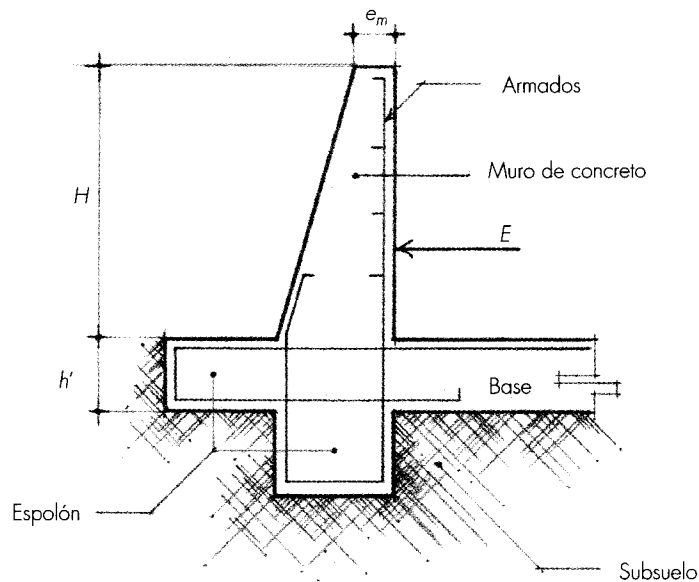


Figura 2.92

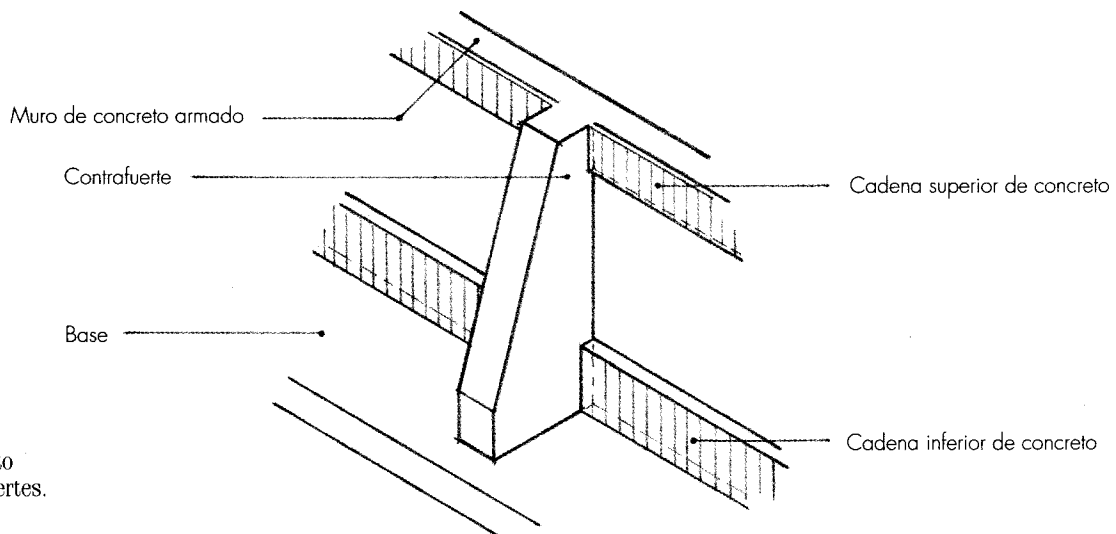


Figura 2.93. Muro de contención de concreto armado con contrafuertes.

En algunas ocasiones el muro tiene que soportar sobrecargas arriba de la superficie del terreno que aumentan el empuje sobre el muro. Cuando esta sobrecarga se encuentra distribuida uniformemente causa un efecto similar al de darle al terreno una altura adicional igual a la sobrecarga dividida por el peso volumétrico del terreno (fig. 2.94).

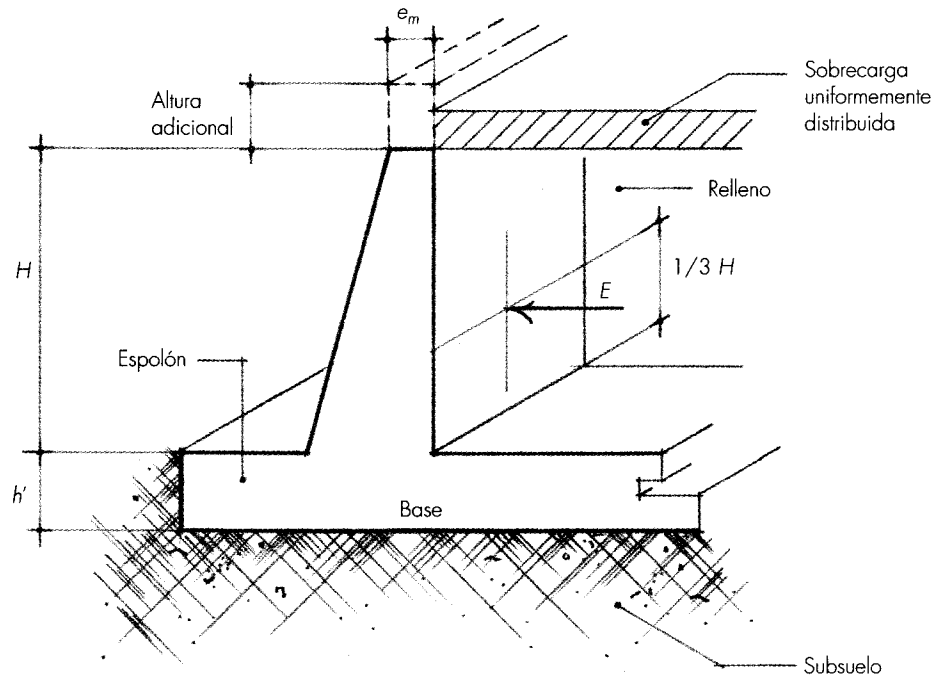


Figura 2.94

Cuando cerca de un muro de contención interviene una sobrecarga, ésta causará un aumento de presión en el triángulo de esfuerzos. En efecto, si un sólido se detiene más allá de su talud natural, éste ejerce una presión sobre el muro, que varía de acuerdo con el tipo de suelo y su ángulo de reposo.

Esa presión representa el coeficiente del empuje activo del suelo, con un valor conservador de entre 25 y 35 % del peso volumétrico del suelo.

Al respecto, Terzaghi y Peck dicen: "Una sobrecarga no causará en los esfuerzos ningún cambio por arriba de una línea que al dar inicio en la carga cruce con una inclinación de 40° el paramento del muro" (fig. 2.95).

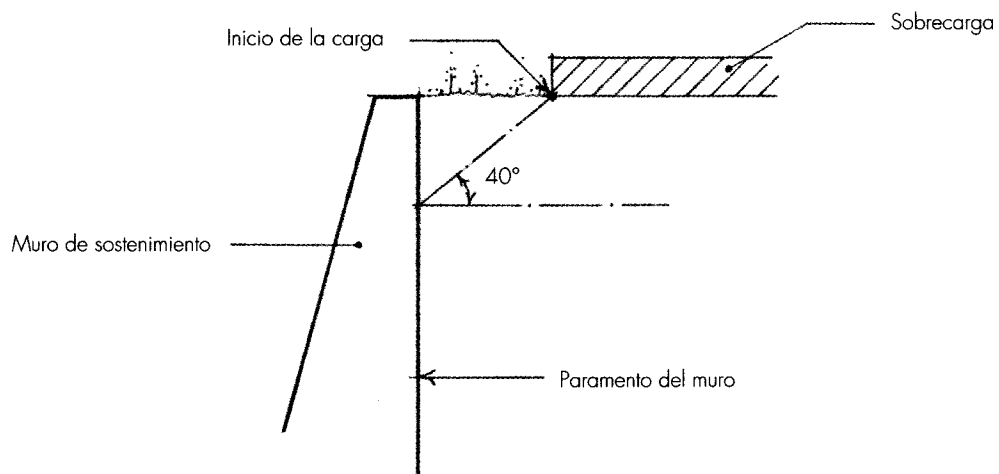


Figura 2.95

A continuación se propone un ejercicio sobre un muro de contención de concreto armado con sobrecarga.

Ejemplo ilustrativo:

Diseñar el muro de contención de concreto armado en cantilever, que aparece en la figura 2.96, para soportar un terraplén de tierra arcillosa seca con sobrecarga. El muro tiene una altura de 4.00 m.

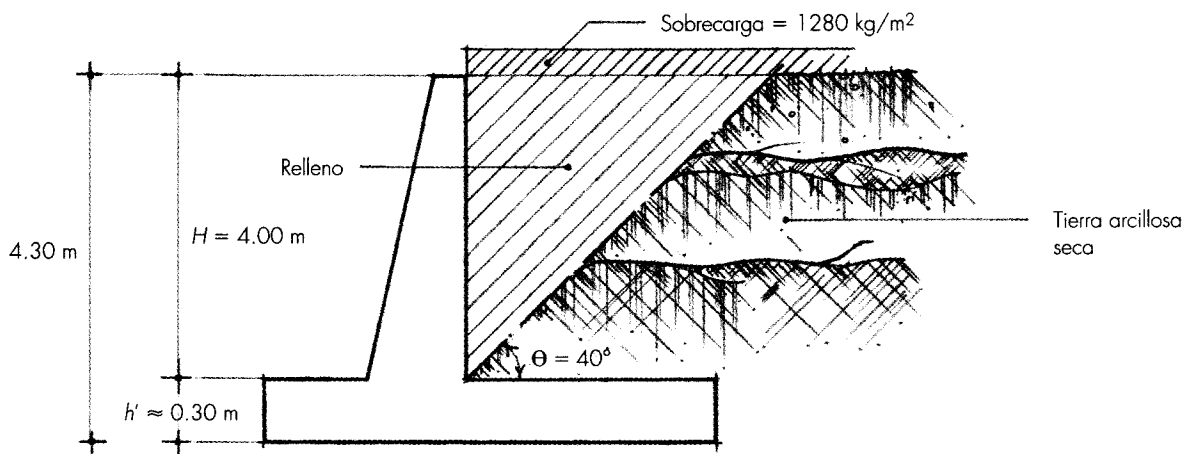


Figura 2.96

Datos:

$$H = 4.00 \text{ m}$$

$$R_T = 12\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_t = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{sobrecarga} = 1280 \text{ kg/m}^2$$

$$\Theta = 40^\circ$$

$$\text{Peso volumétrico equivalente} \approx 30\% \therefore 1600 \times 0.30 = 480 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = 0.60$$

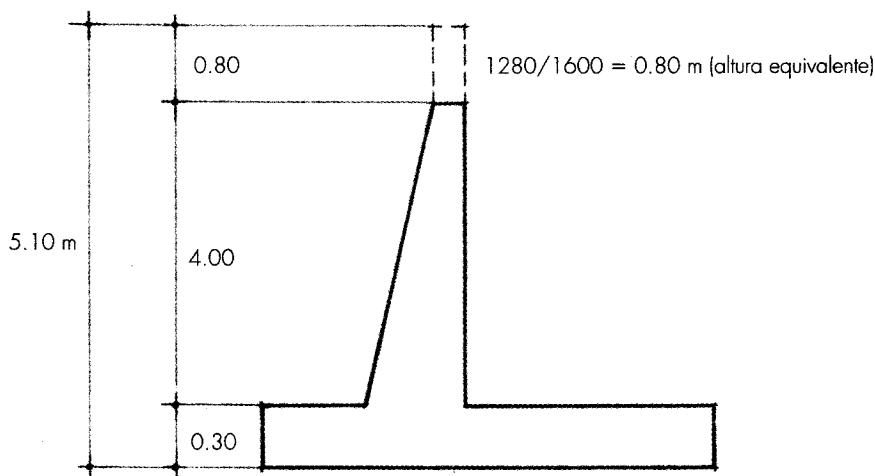


Figura 2.97

A la base del muro se acostumbra darle un espesor que posteriormente se revisa. En nuestro caso, suponemos que es equivalente a 8 % de la altura del muro $\therefore h' = 0.08 \times 4.00 \approx 0.30$ m.

La sobrecarga produce una altura adicional equivalente que se tomará en consideración para la altura total del muro (fig. 2.97).

La sobrecarga es equivalente a una altura adicional de 0.80 m, lo que tiene por consecuencia un aumento en la presión de 480 kg/m^3 (fig. 2.97).

A continuación analizaremos los efectos que causa la sobrecarga en el ejemplo a resolver.

Cálculo de los empujes (E) y (E_1) (fig. 2.98).

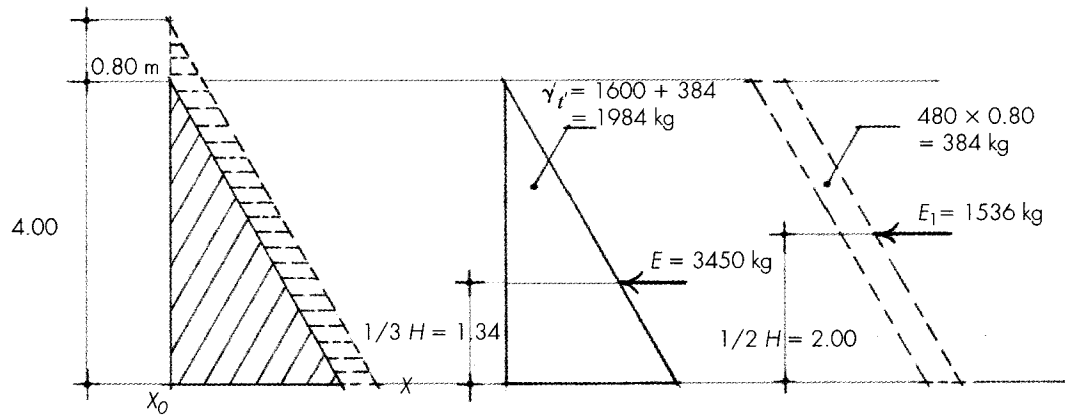


Figura 2.98

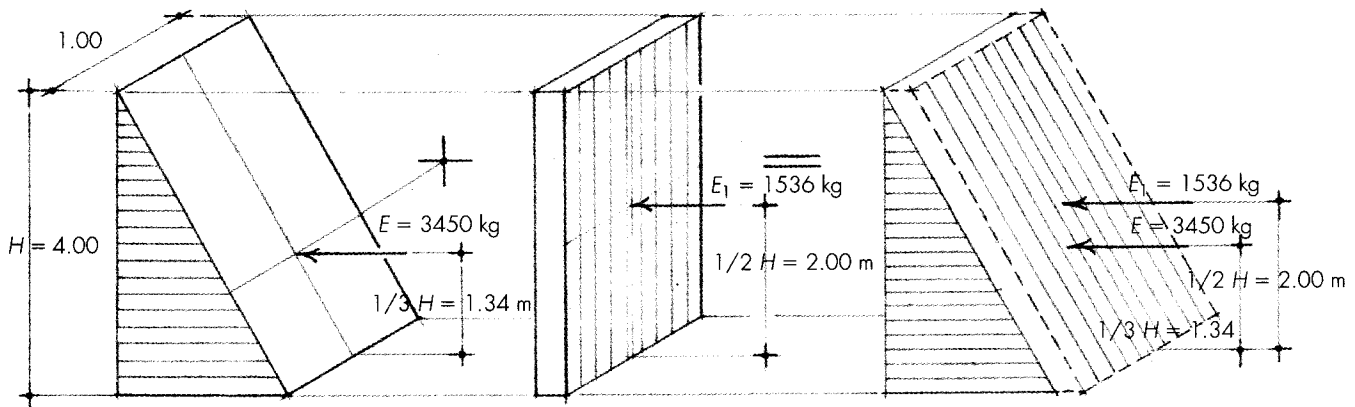


Figura 2.99

$$E = 0.5 H^2 \gamma_t' \tan^2 \left(45^\circ - \frac{40}{2} \right) = 0.5 \times 4^2 \times 1984 \times \tan^2(25^\circ)$$

$$E = 3450 \text{ kg}$$

$$E_1 = 480 \times 0.80 = 384 \text{ kg}$$

Las resultantes (E) y (E_1) se encuentran aplicadas a $1/3 H$ y $1/2 H$ respectivamente (fig. 2.99).

Hacemos momentos en el plano ($X - X_0$), y tenemos:

$$M_{(X-X_0)} = E \cdot 1.34 + E_1(H)(1/2 H) = 3450 \times 1.34 + 384 \times 4.00 \times 2.00$$

$$M_{(X-X_0)} = 4623 + 3072 = 7695 \text{ kgm (en una franja de 1.00 m)}$$

Calculamos ahora el peralte del paramento vertical (pared):

$$d = \sqrt{\frac{M}{Qb}} = \sqrt{\frac{769\,500}{20 \times 100}} = \sqrt{385} \approx 20 \text{ cm}$$

El espesor total del muro en su parte baja será de:

$$t = d + \text{espesor de la varilla} + r = 20.00 + 2.00 + 7.00 \\ t \approx 30 \text{ cm}$$

En la parte superior del muro se dejará un espesor de 20 cm (fig. 2.100).

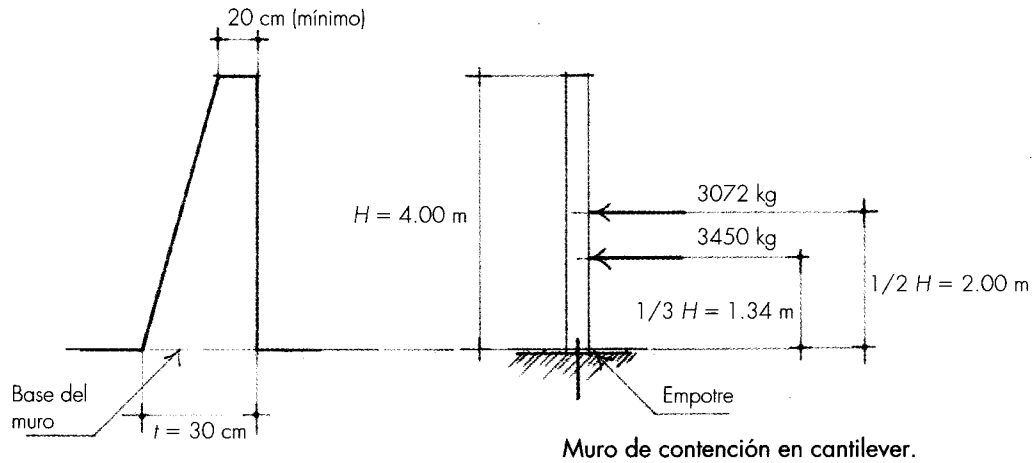


Figura 2.100. A la parte superior del muro se le dará un espesor mínimo de 20 cm.

Como el muro trabaja en cantilever, el esfuerzo cortante será igual a:

$$V = E + E_1 = 3450 + 1536 = 4986 \text{ kg} \\ v = \frac{V}{bd} = \frac{4986}{100 \times 20} \approx 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

El *Reglamento* especifica: “cuando la relación M/Vd sea mayor que 2, la fuerza cortante se valorará de la siguiente manera”:

$$\rho_s < 1 \% \quad ; \quad V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30 \rho_s) \sqrt{f_c^*}$$

$$\rho_s \geq 1 \% \quad ; \quad V_{CR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*}$$

$$\frac{M}{Vd} = \frac{769\,500}{4986 \times 20} \approx 7.72 > 2$$

Si se considera un porcentaje mayor de 1 %, se tendrá:

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 20 \sqrt{200} = 11\,312 \text{ kg} > V$$

Área de acero en el muro (suponemos un $\rho_s = 1.6 \%$):

$$A_{s1} = \rho_s bd = 0.016 \times 100 \times 20 = 32 \text{ cm}^2 \text{ (con 1.6 \% de acero)}$$

$$\text{Con } \phi 8 = \frac{32}{5.07} \approx 7 \phi \#8 @ \frac{100}{7} \approx 15 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje:

$$L_d = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06 d_b f_y \therefore 0.06 \frac{5.07 \times 4200}{\sqrt{250}} \approx 81 \text{ cm}$$

$\therefore 0.006 \times 2.54 \times 4200 = 64 \text{ cm} < 81$ (la longitud de desarrollo es correcta).

Cálculo de la longitud de la base (fig. 2.101):

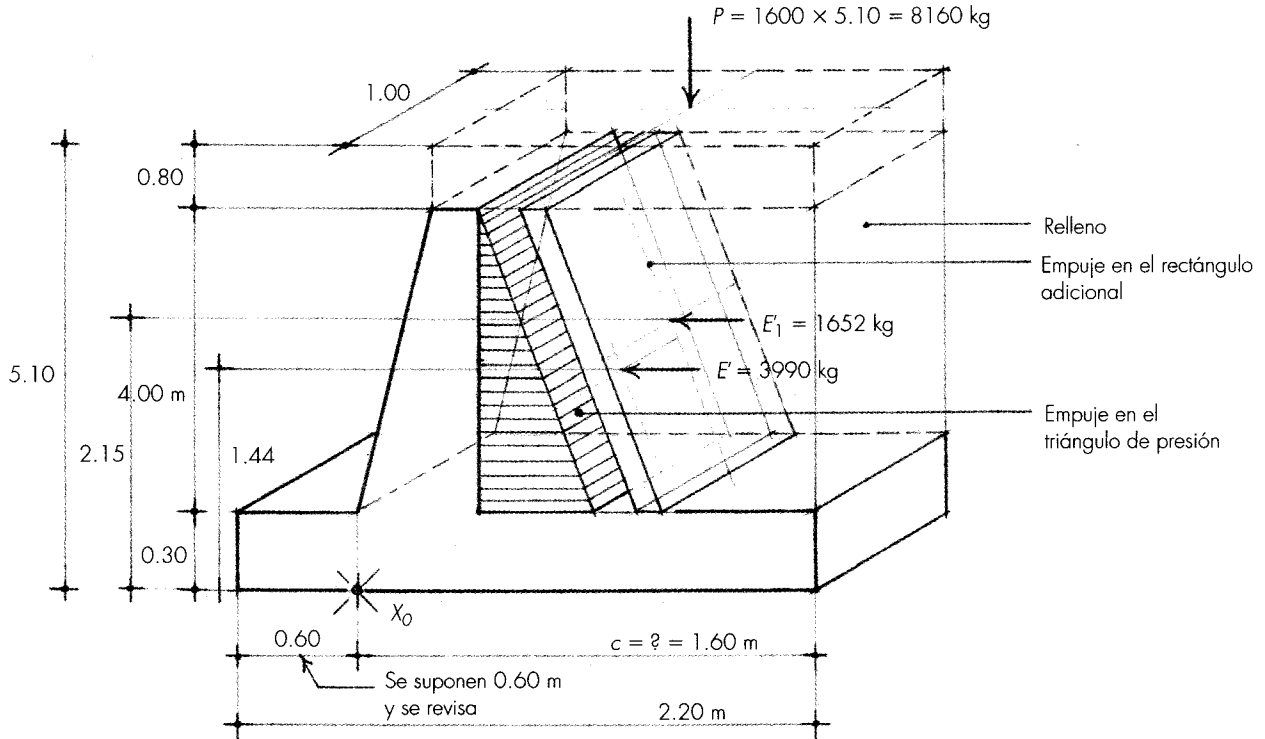


Figura 2.101

$$M_{X_0} = P \cdot c \frac{c}{2} - E'(1.44) - E_1'(2.15)$$

$$E' = 0.5 (4.30)^2 1984 \times \tan^2 (25^\circ) = 3990 \text{ kg}$$

$$E_1' = 384 \times 4.30 = 1652 \text{ kg}$$

$$M_{X_0} = P \cdot c \frac{c}{2} - E' \frac{4.30}{3} - E_1' \frac{4.30}{2} = \frac{8160 (c)^2}{2} - 3990 \times 1.44 - 1652 \times 2.15$$

$$= 4080 (c^2) - 9298 = 0$$

$$c = \sqrt{\frac{9298}{4080}} = 1.51 \text{ m} \approx 1.60 \text{ m}$$

Veamos si el muro no falla por volcamiento (fig. 2.102).

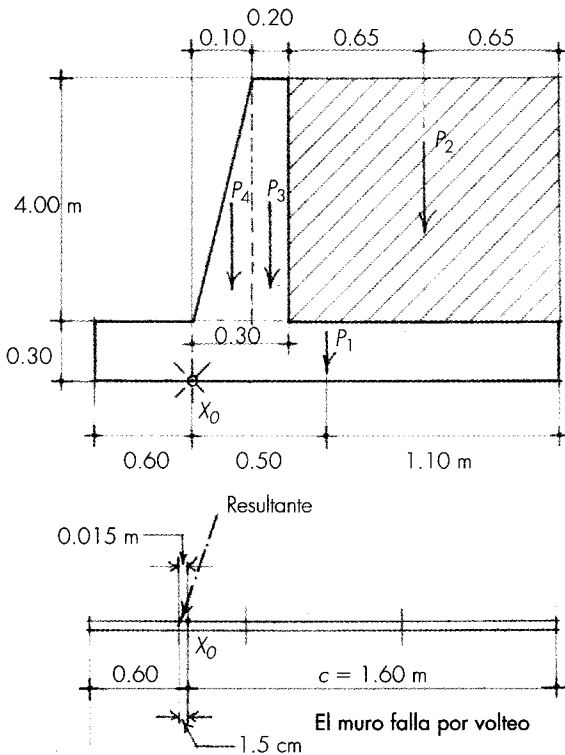


Figura 2.102

Fuerzas Verticales		Distancia	Momentos
$P_1 = 2.20 \times 0.30 \times 2400$	= 1584	0.50	792 kgm
$P_2 = 1.30 \times 4.00 \times 1600$	= 8320	0.95	7904 kgm
$P_3 = 0.20 \times 4.00 \times 2400$	= 1920	0.20	384 kgm
$P_4 = 0.5 \times 0.10 \times 4.00 \times 2400$	= 480	0.07	34 kgm
$\Sigma P_v = 12\,304\text{ kg}$		$\Sigma M_{X_0} = 9114\text{ kgm}$	
Fuerzas horizontales		Distancia	Momentos
$E' = 3990\text{ (-)}$	1.44	-5746 kgm	
$E'_1 = 1652\text{ (-)}$	2.15	-3552 kgm	
$\Sigma P_h = 5642\text{ kg}$		-9298 kgm	
$9114 - 9298 = -184\text{ kgm}$			

Posición de la resultante:

$$\frac{-184}{12\,304} = -0.015 \text{ m (a la izquierda de } X_0\text{)}.$$

Para que la resultante incida dentro del tercio medio de la base, será necesario que:

$$c(1.5) = 2.40 \text{ m}$$

Nuevas dimensiones de la base (fig. 2.103).

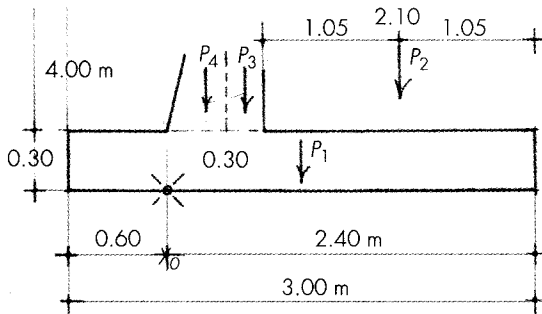


Figura 2.103

Fuerzas Verticales		Distancia	Momentos
$P_1 = 3.00 \times 0.30 \times 2400$	= 2 160	0.90	1 944 kgm
$P_2 = 2.10 \times 4.00 \times 1600$	= 13 440	1.35	18 144 kgm
$P_3 = 0.20 \times 4.00 \times 2400$	= 1 920	0.20	384 kgm
$P_4 = 0.5 \times 4.00 \times 0.10 \times 2400$	= 480	0.07	34 kgm
$\Sigma P_v = 18\,000$ kg		$\Sigma M_{X_0} = 20\,506$ kgm	

Las fuerzas horizontales y los brazos de palanca no sufren cambio, por tanto:

$$20\,506 - 9298 = 11\,208 \text{ kgm} \therefore \frac{11\,208}{18\,000} = 0.62 \text{ m}$$

(a la derecha de X_0) (fig. 2.104).

Obtención de las fatigas máxima y mínima (terreno) (fig. 2.105):

$$\text{Máxima} = \frac{\Sigma P_v}{A} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{3.00} \right) = \frac{18\,000}{3.00 \times 1.00} \left(1 + \frac{6 \times 0.28}{3.00} \right)$$

$$\text{Máx.} = 6000 (1 + 0.56) = 9360 \text{ kg/m}^2$$

Figura 2.104

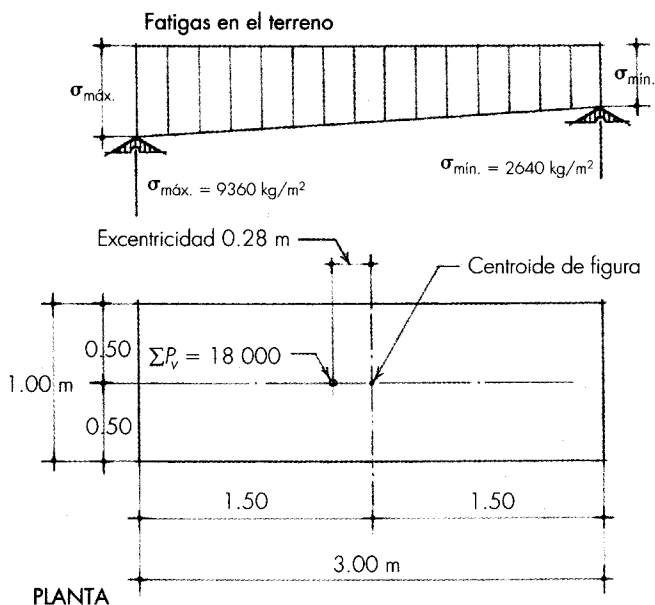
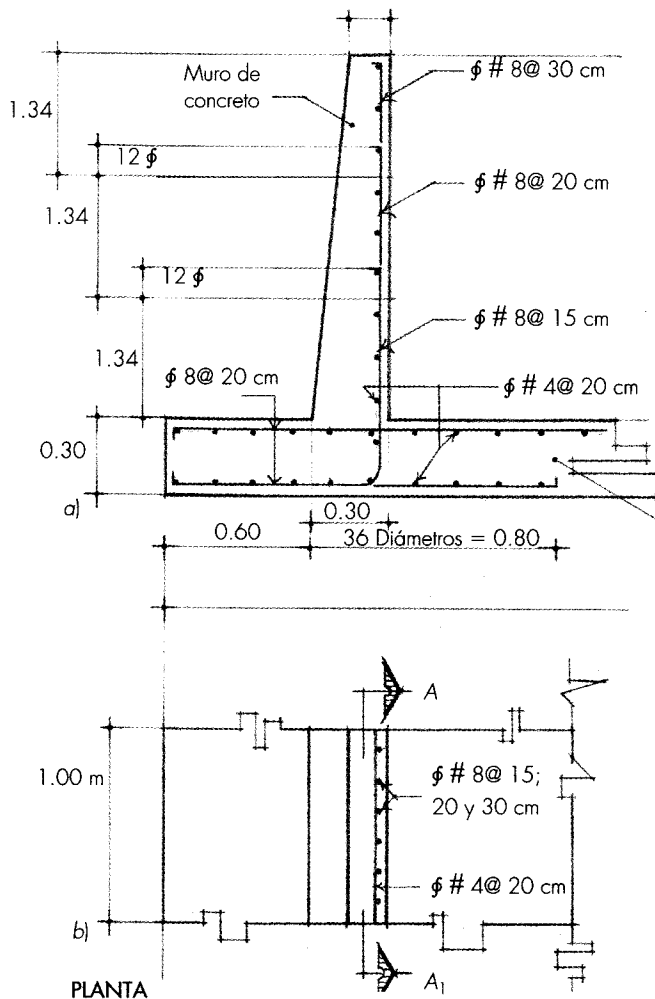


Figura 2.105

Figura 2.107. a) Corte transversal del muro de contención.
b) Muro de contención visto en planta.



$$\text{Mínima} = \frac{\sum P_v}{A} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{3.00} \right) = \frac{18\,000}{3.00 \times 1.00} \left(1 - \frac{6 \times 0.28}{3.00} \right)$$

$$\text{Mín.} = 6000 (1 - 0.56) = 2640 \text{ kg/m}^2$$

La resistencia del terreno ($R_T = 12 \text{ ton/m}^2$) es adecuada.

Deslizamiento:

$$\frac{\sum P_h}{\sum P_v} = \frac{5642}{18\,000} \approx 0.32 < \mu \text{ (no hay falla por deslizamiento).}$$

Cálculo de las áreas de acero

El acero puede reducirse proporcionalmente siguiendo el diagrama triangular de esfuerzos (fig. 2.106). El autor sugiere dividir la altura del muro en tres secciones, partiendo del máximo esfuerzo en la base y terminando en cero, en la parte superior del muro.

Por comparación de triángulos:

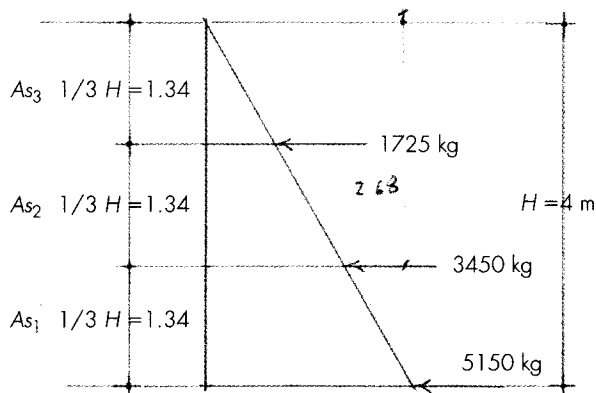


Figura 2.106. Diagrama triangular de esfuerzos

Base de concreto armado

$$\frac{2.68}{4.00} = \frac{3450}{X} \therefore X = \frac{3450 \times 4.00}{2.68} \approx 5150 \text{ kg, y}$$

$$\frac{1.34}{4.00} = \frac{X}{5150} \therefore X = \frac{5150 \times 1.34}{4.00} \approx 1725 \text{ kg}$$

Áreas de acero necesarias:

$$As_1 = 32.00 \text{ cm}^2 = \frac{32.00}{5.07} \approx 7 \text{ } \phi \text{ #8@15 cm}$$

$$As_2 = \frac{32.00 \times 2}{3} = 21.40 \text{ cm}^2 \approx 5 \text{ } \phi \text{ #8@20 cm}$$

$$As_3 = \frac{32.00}{3} = 10.70 \text{ cm}^2 \approx 3 \text{ } \phi \text{ #8@30 cm}$$

La separación de las varillas se ajustó convenientemente para facilitar la colocación de los armados. Obsérvese que arriba de $(1/3 \text{ de } H)$ las varillas se prolongaron 12 diámetros para tener un mejor anclaje (fig. 2.106).

Acero por temperatura

Para muros expuestos a la intemperie o que estén en contacto con el terreno, el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, especifica un refuerzo mínimo de $(0.3 \% bd)$; además, la separación entre las varillas no será mayor de 50 cm (figs. 2.107 y 2.108).

$$A_{st} = 0.003 \times 100 \times 20 = 6.00 \text{ cm}^2 = \frac{6.00}{1.27} \approx 5 \phi \#4 @ 20 \text{ cm}$$

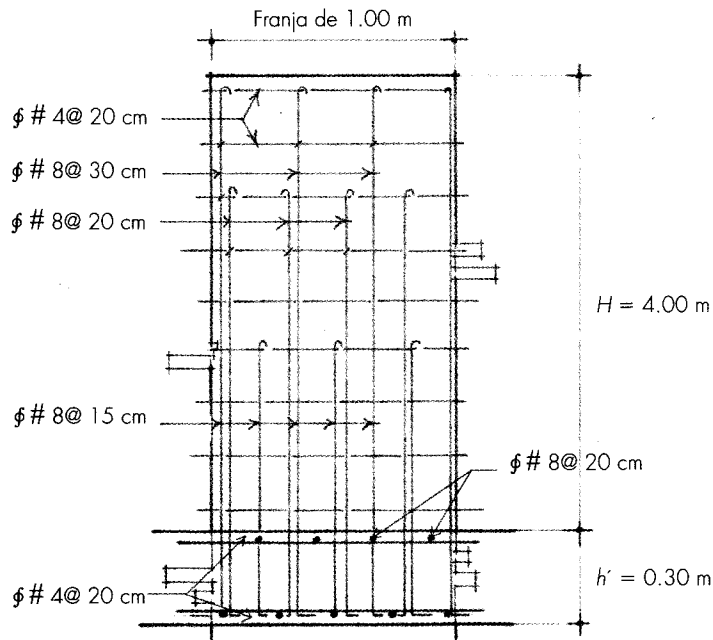


Figura 2.108. Corte frontal A-A1.

Muro de concreto armado para empuje de viento

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, determina la revisión de las fuerzas producidas por el viento que dan origen a empujes de barlovento y succiones de sotavento.

El viento se considera equivalente a una presión (P_v) que actúa perpendicularmente sobre una superficie expuesta. Su intensidad se obtiene con la fórmula:

$$P_v = C_p C_z K p_o$$

donde:

K = factor de corrección que depende de la ubicación y la exposición del predio, y que vale:

1. Dentro de una zona con gran densidad de edificios altos: $K = 0.65$.
2. En zona urbana y con construcciones de baja y mediana altura: $K = 1.00$.
3. En zona de terreno abierto: $K = 1.60$.

C_p = factor de presión que depende de la posición de la superficie expuesta y de la forma de la construcción (véase en el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, la tabla “Diseño por viento”);

p_o = presión de diseño, la cual se considerará igual a 30 kg/m² para estructuras del grupo B, y a 35 kg/m² para las clasificadas dentro del grupo A. (El autor considera bajo el valor que se le da a estas presiones, por lo que recomienda incrementarlas a 40 kg/m² para las del grupo B y a 50 kg/m² para las acciones del grupo A.) Y, por último,

C_z = factor igual a 1.00 para alturas hasta de 10.00 m sobre el nivel del terreno. Cuando la altura sea mayor, se considerará:

$$C_z = \left(\frac{z}{10} \right)^{2/a}$$

donde:

z = altura del área expuesta, y

a = coeficiente que dependerá de la zona de ubicación, con los siguientes valores:

1. Zona A: $a = 3.60$.
2. Zona B: $a = 4.50$.
3. Zona C: $a = 7.00$.

Cuando se trate de paredes aisladas o de anuncios, la fuerza total ejercida sobre ellos se considerará igual a la suma de empujes de donde viene el viento (barlovento) y de las succiones (sotavento). A este fin se aplicará la fórmula:

$$C_p = 1.3 + m/50 < 1.7$$

donde:

m = relación entre lado mayor y lado menor para los anuncios sobre el suelo, y también la relación entre la altura y el ancho para anuncios elevados.

Un anuncio elevado es aquel cuya distancia libre al suelo es mayor que la cuarta parte de su dimensión vertical.

A continuación se analizan los dos casos típicos de muros de sostenimiento: los sometidos a empujes de viento y los sometidos a empujes de sismo.

Muro de contención de concreto armado con contrafuertes

Cuando es posible erigir estos muros con talud o con contrafuertes, sin restricciones impuestas por una construcción vecina, la forma y el proceso para construirlos será idéntica a la que se utiliza para los muros de concreto reforzado o de piedra.

En efecto, para su cálculo se tendrá en cuenta que la resultante del empuje del viento y, en caso de haberlo, el producido por sismo se aplicará en el centro de gravedad de la superficie expuesta (figs. 2.109 y 2.110).

El muro se calculará para los esfuerzos siguientes, de modo que:

1. No se deslice horizontalmente.
2. No se voltee.
3. No se doble o flexione.
4. No se corte.

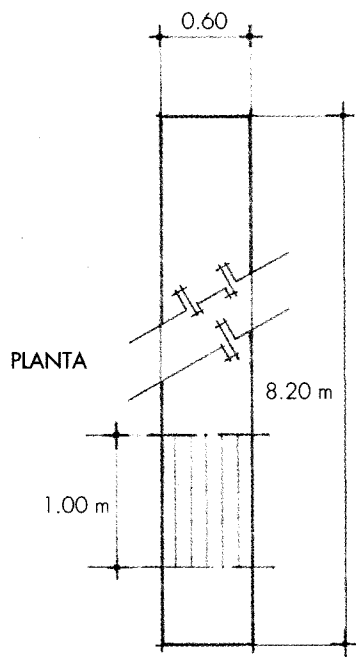
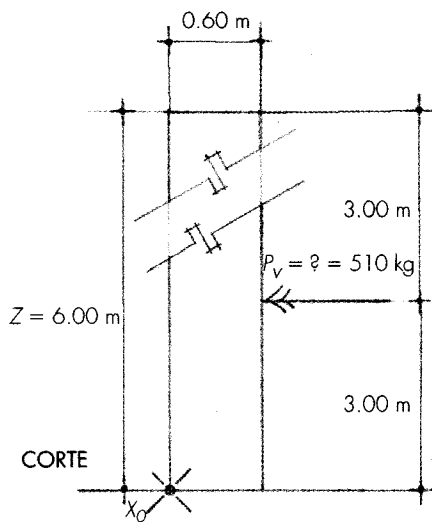


Figura 2.111

Datos:

$$H = Z = 6.00 \text{ m}$$

Espesor del muro = 0.60 m (supuesto)

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_z < 10.00 \text{ m}$$

C_p (el muro se considera aislado)

$$\mu = 0.45$$

$$R_T = 9600 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo del empuje:

$$P_v = C_p C_z K p_o \text{ (el muro se considera aislado)}$$

$$\therefore C_p = 1.3 + m/50 < 1.7 \text{ y } m = \frac{8.20}{6.00} \approx 1.37$$

$$\therefore \frac{1.37}{50} \approx 0.03 \text{ y } C_p = 1.3 + 0.03 = 1.33 < 1.7$$

$C_z = 1$ (el muro tiene una altura menor de 10 m).

$K = 1.6$ (zona C: terreno ubicado en campo abierto).

$p_o = 40 \text{ kg/m}^2$: la estructura es del grupo B y se acepta la presión de diseño asignada (fig. 2.112).

$$P_v = 1.33 \times 1.00 \times 1.6 (40 \times 6.00 \times 1.00) = 510 \text{ kg}$$

Posición de la resultante:

Fuerza	Distancia	Momentos
$0.60 \times 6.00 \times 1.00 \times 2400 = 8640$	0.30	2592
$\Sigma P = 8640$		+ 2592
$(H) = P_v = 510$	3.00	1530
$\Sigma P_v = 510$		$\Sigma M = - 1530$

$$\therefore 2592 - 1530 = 1062 \text{ kgm y } \bar{X} = \frac{1062}{8640} \approx 0.13 \text{ m, a la derecha de } X_o \text{ (fig. 2.113).}$$

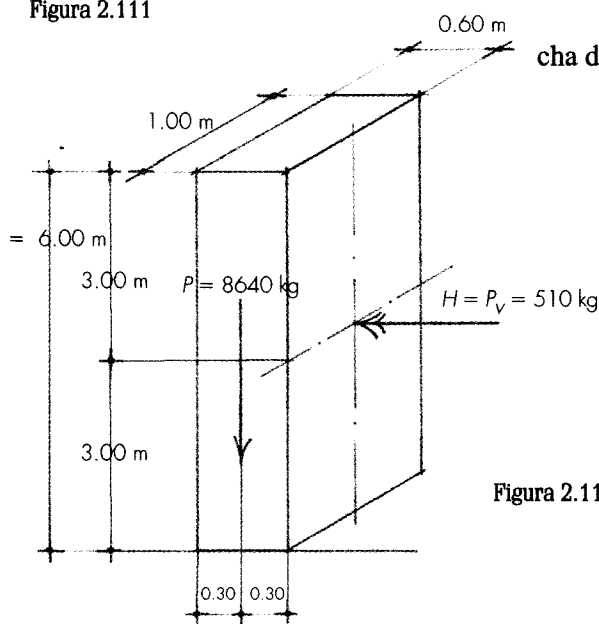


Figura 2.112

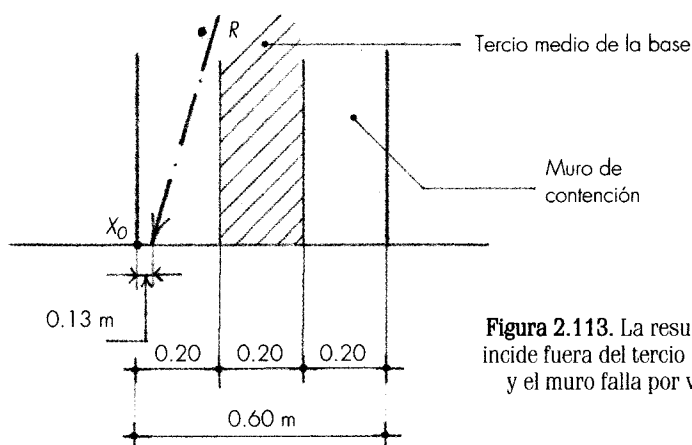


Figura 2.113. La resultante incide fuera del tercio medio y el muro falla por volteo.

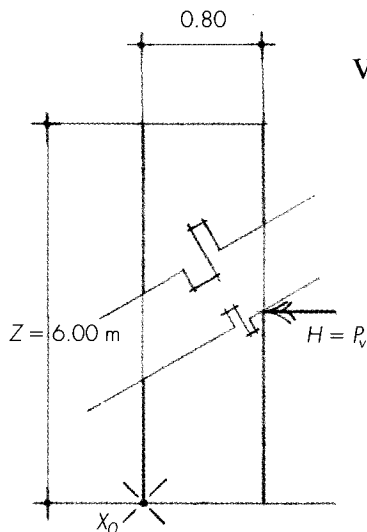


Figura 2.114

Se plantea el mismo problema, sólo que ahora aumentamos el espesor del muro. Veamos la figura 2.114:

El valor del empuje no varía ($P_v = 510 \text{ kg}$) (fig. 2.115).

Fuerza	Distancia	Momentos
$0.80 \times 6.00 \times 1.00 \times 2400 = 11\,520$	0.40	4608
$\Sigma P = 11\,520$		+ 4608
$(H) = P_v = 510$	3.00	1530
$\Sigma P_v = 510$		$\Sigma M = -1530$

$\therefore 4608 - 1530 = 3078 \text{ kgm}$ y $\bar{X} = \frac{3078}{11\,520} \approx 0.27 \text{ m}$, a la derecha de X_o (fig. 2.115).

Posición de la resultante (fig. 2.116).

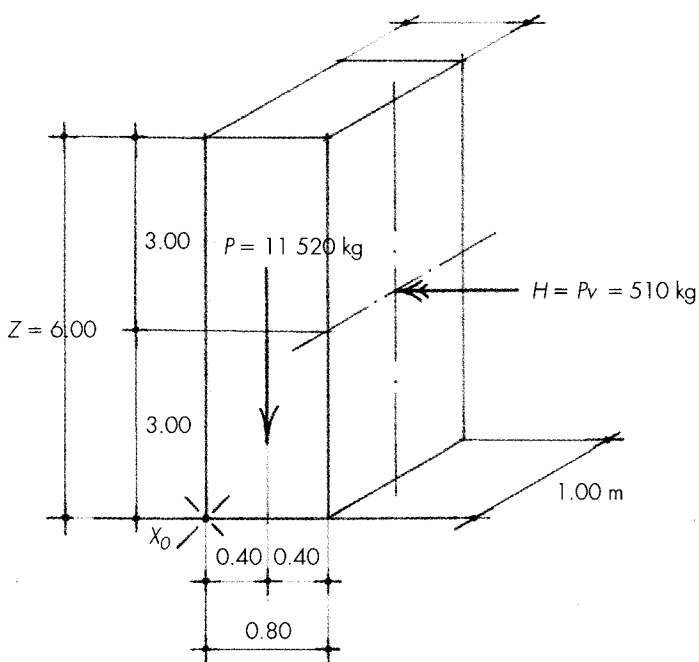


Figura 2.115

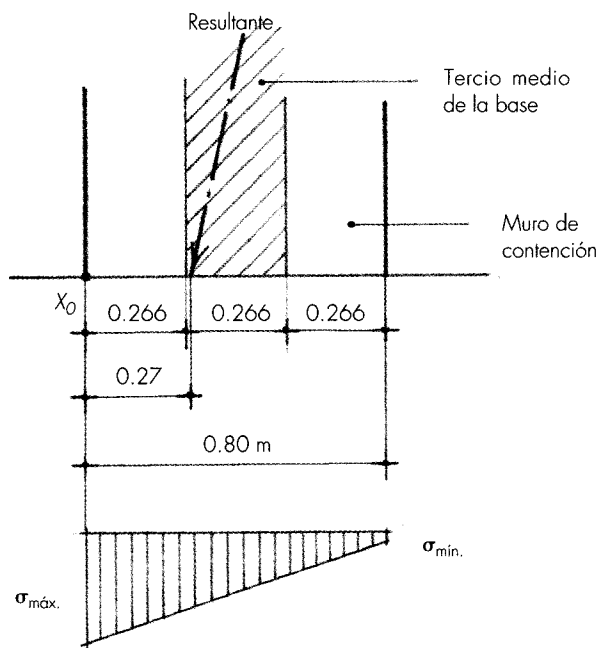
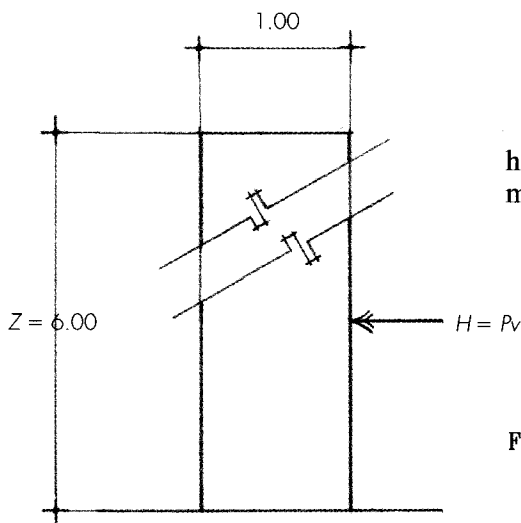


Figura 2.116. La resultante incide dentro del tercio medio y el muro no falla por volteo.



El muro no falla por volcamiento; no obstante, se hará un tercer intento para que la resultante se acerque más al centroide de la base (fig. 2.117).

Figura 2.117

Fuerza	Distancia	Momentos
$1.00 \times 6.00 \times 1.00 \times 2400 = 14\,400$ $\Sigma P = 14\,400$	0.50	7200 +7200
$(H) = P_v = 510$ $\Sigma P_v = 510$	3.00	1530 $\Sigma M = -1530$

$$\therefore 7200 - 1530 = 5670 \text{ kgm y } \bar{X} = \frac{5670}{14\,400} \approx 0.40 \text{ m, a la derecha de } X_o \text{ (fig. 2.118).}$$

Posición de la resultante (fig. 2.119).

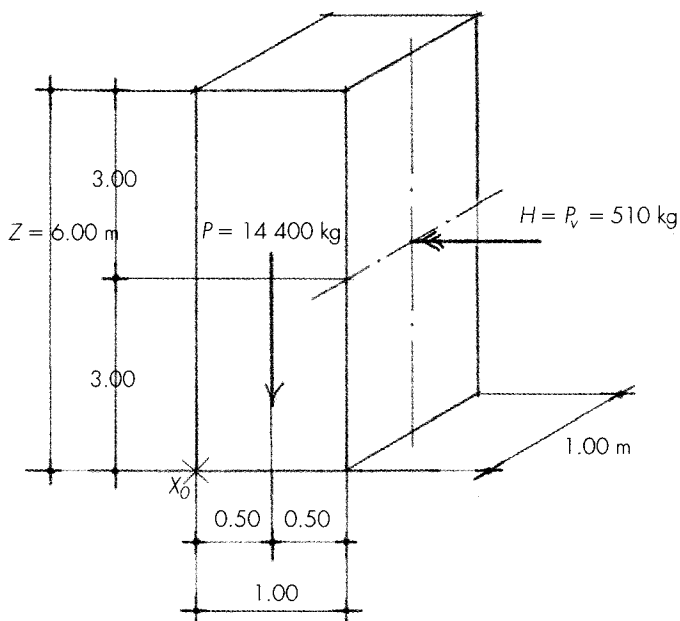


Figura 2.118

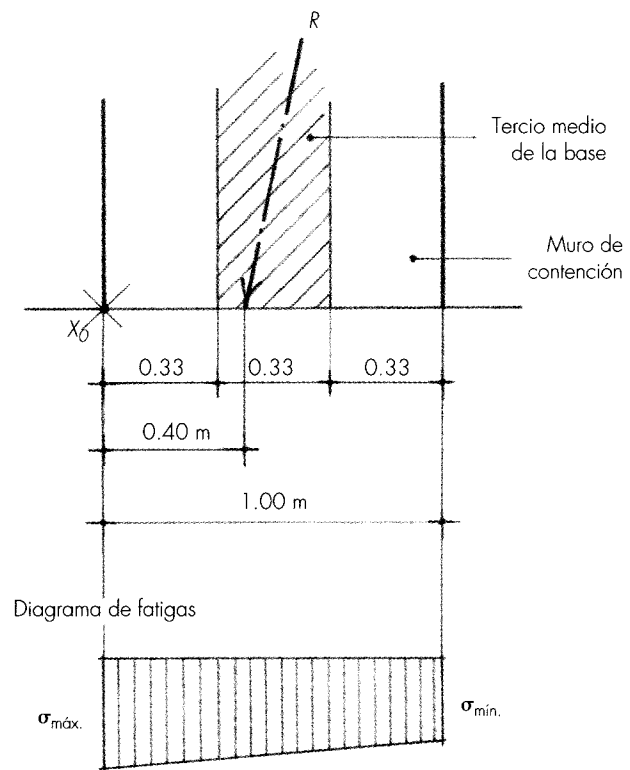


Figura 2.119. No hay falla por volteo.

El muro no falla por volteo, pero requiere un espesor que tal vez haga que deje de ser económico.

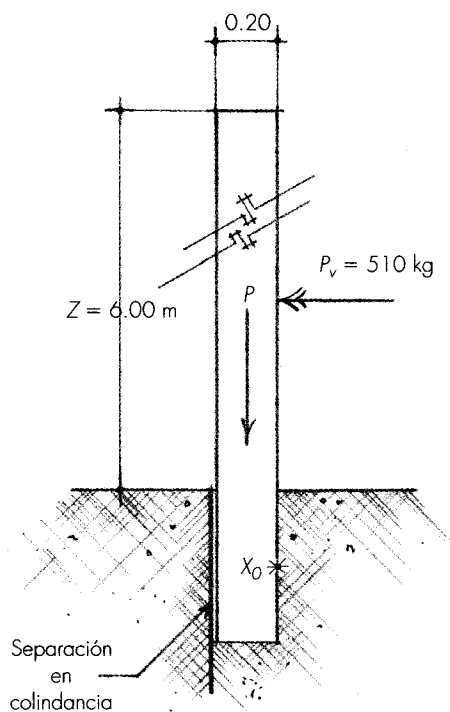
Se revisa el muro contra el deslizamiento:

$$P_v \leq 0.45 P = 0.45 \times 14\,400 = 6480 \text{ kg}$$

$$\therefore 510 \text{ kg} < 6480 \text{ kg (no hay falla por deslizamiento horizontal).}$$

Problema 2:

En este ejemplo se plantea lo mismo que en el problema (1), sólo que ahora el muro irá encajado en el terreno con la finalidad de darle menos espesor.



Las medidas y las condiciones aparecen en la figura 2.120.

Datos:

$$H = Z = 6.00 \text{ m}$$

Espesor del muro = 20 cm (supuesto)

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$C_r < 10.00 \text{ m}$

C_p (el muro se considera aislado)

$$R = 9600 \text{ kg/m}^2$$

$$\mu = 0.45$$

En la figura 2.121 se muestran los momentos que producen las cargas.

El valor del empuje no varía, por tanto:

$$P_v = 510 \text{ kg}$$

$$P = 0.20 \times 7.20 \times 1.00 \times 2400 = 3456 \text{ kg}$$

Se hacen momentos en el punto X_0 , y se tiene:

$$M_{X_o} = 3456 \times 0.10 + 510 \times 3.60 = 346 + 1836 = 2182 \text{ kgm}$$

(momento de volteo).

Para que esté en equilibrio, el momento resistente tendrá que ser igual. Veamos:

$$T = C = \frac{218\,200}{80} \approx 2728 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{218\,200}{2100 \times 0.85 \times 80} = \frac{218\,200}{142\,800} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Con $\phi \#3 = \frac{1.53}{0.71} \approx 3 \phi \#@ 33 \text{ cm/en cada metro de muro, o}$
 $1 \phi \#5$ en cada metro lineal de muro.

Por último, se revisa la compresión que se ejerce sobre el terreno para ver si resiste.

$$1.20 \times 1.00 \times 9600 = 11\,520 \text{ kg} > 2728 \text{ kg}$$

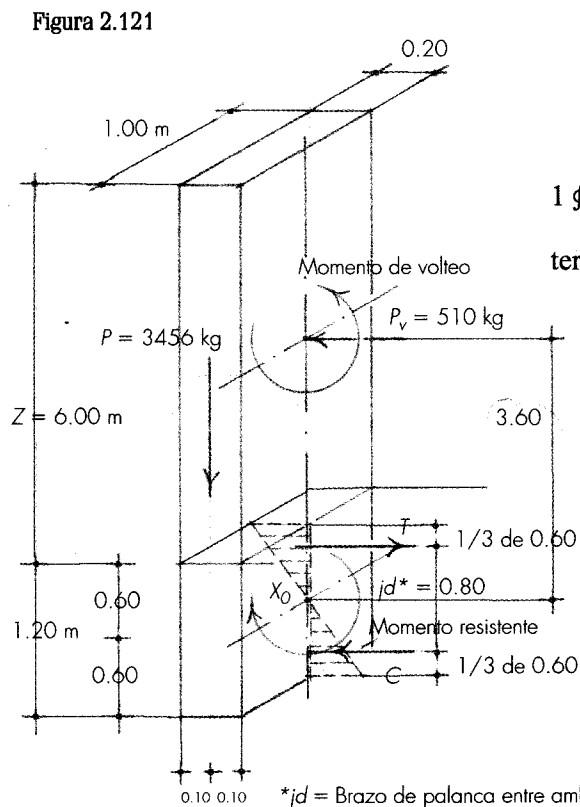
El terreno resiste sobradamente.

El espesor del muro se supuso de 20 cm. Habrá que comprobarlo:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Qb}} = \sqrt{\frac{218\,200}{20 \times 100}} \approx 11 \text{ cm}$$

$$h = d + 1/2 \phi + r = 11 + 0.5 + 2.5 = 14 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

El espesor está correcto.



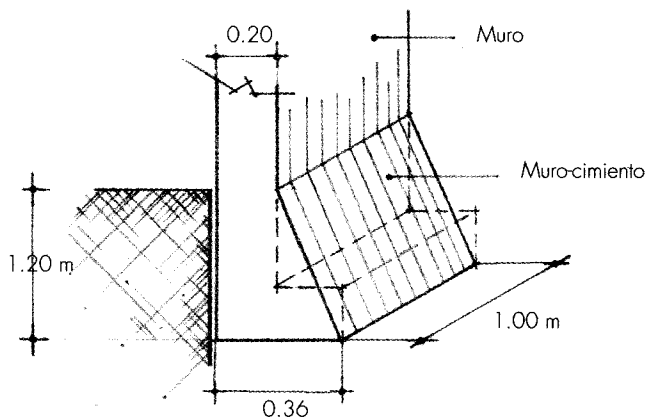


Figura 2.122. El muro-cimiento se puede construir con talud o también en escuadra, como se indica con la línea de trazos.

2.6. MUROS DIVISORIOS

La función principal de estos muros es separar, aislar o dividir un espacio. Los materiales que se utilizan en su construcción son tan variados y cambian con tanta frecuencia que únicamente se considerarán algunos muros que a juicio del autor vale la pena mencionar.

Muro de panel "Covintec"

Se fabrican en forma de una serie de paneles unidos por una estructura tridimensional de acero electrosoldado, en cuyo interior se colocan tiras de poliestireno expandido, el cual, al recubrirse con mortero de cemento-arena, permite obtener un muro de poco espesor, muy ligero y rápido para la construcción. Se fabrica en medidas de 1.22×2.44 m, y en espesores de 5 y 7.5 cm (fig. 2.123).

En la figura 2.124 se muestra el desplante del panel sobre la cadena del cimiento. Las varillas que amarran y fijan el panel pueden quedar ancladas desde un principio,

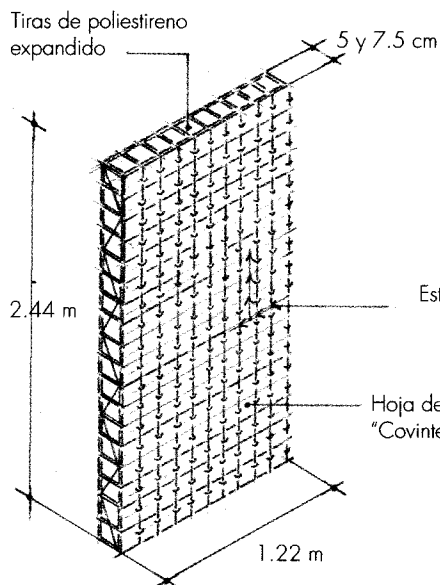


Figura 2.123. Pieza del panel "Covintec" donde se muestran las medidas de fábrica.

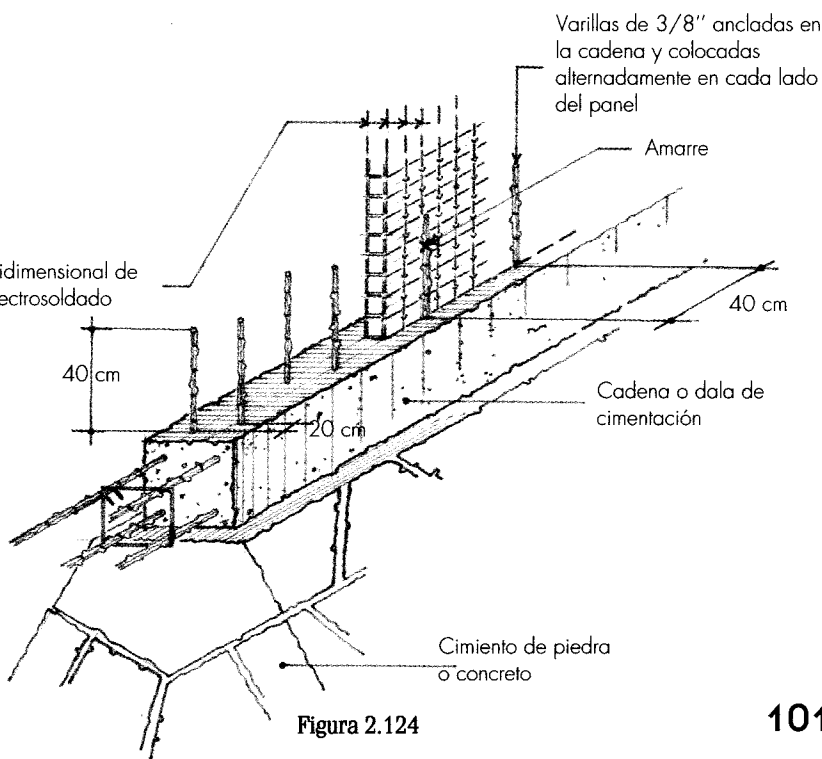


Figura 2.124

El peso del muro más la parte que se encaja (1.20 m) se prolongó conservando el mismo espesor (0.20 m), dando lugar a una presión vertical sobre el suelo que requiere ser analizada:

$$A_z = \frac{P}{R_T} = \frac{3456 \text{ kg}}{9600 \text{ kg/m}^2} = 0.36 \text{ m}^2 > 0.20 \text{ m}^2$$

El muro falla por hundimiento.

Para evitarlo será necesario aumentar la base del muro-cimiento a 0.36 m (fig. 2.122).

pero también se puede taladrar el elemento de concreto para ahogar posteriormente los pedazos de varilla donde se fijará el panel.

En un muro recto, la unión de los paneles se hará con malla por ambos lados (unión recta) del panel, debiendo quedar perfectamente amarrada y fija (fig. 2.125).

Cuando la unión sea en esquina, se usará malla-unión esquinero (zig), colocándola también por ambos lados del panel y amarrándola con alambre recocado (fig. 2.126).

Figura 2.125

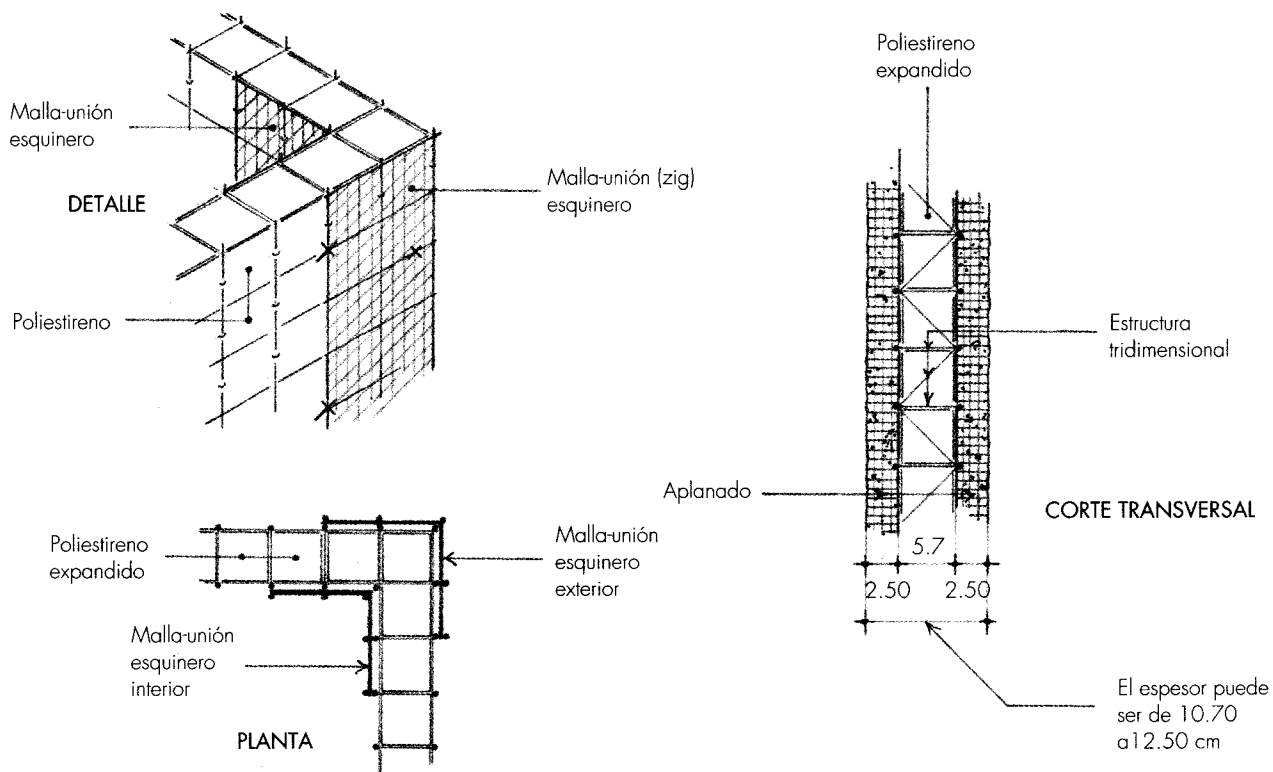
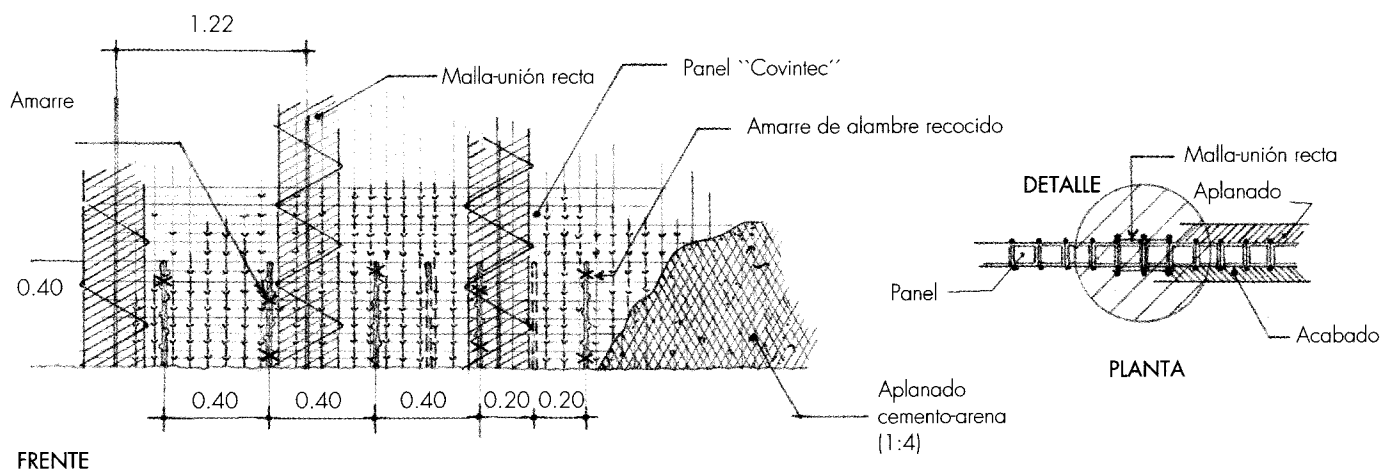


Figura 2.126

Los muros contruidos con panel “Covintec” permiten ahogar en su interior toda clase de instalaciones eléctricas, hidráulicas o sanitarias: basta derretir el poliestireno con un soplete, o bien, quitarlo con una herramienta cortante antes de aplicar el mortero. Cuando por alguna razón se corte la malla del panel, será necesario colocar malla-unión para reforzar la parte que fue cortada.

En los lugares donde haya puertas o ventanas se recortará el panel, reforzando el contorno por ambos lados con malla-unión (zig) (fig. 2.127).

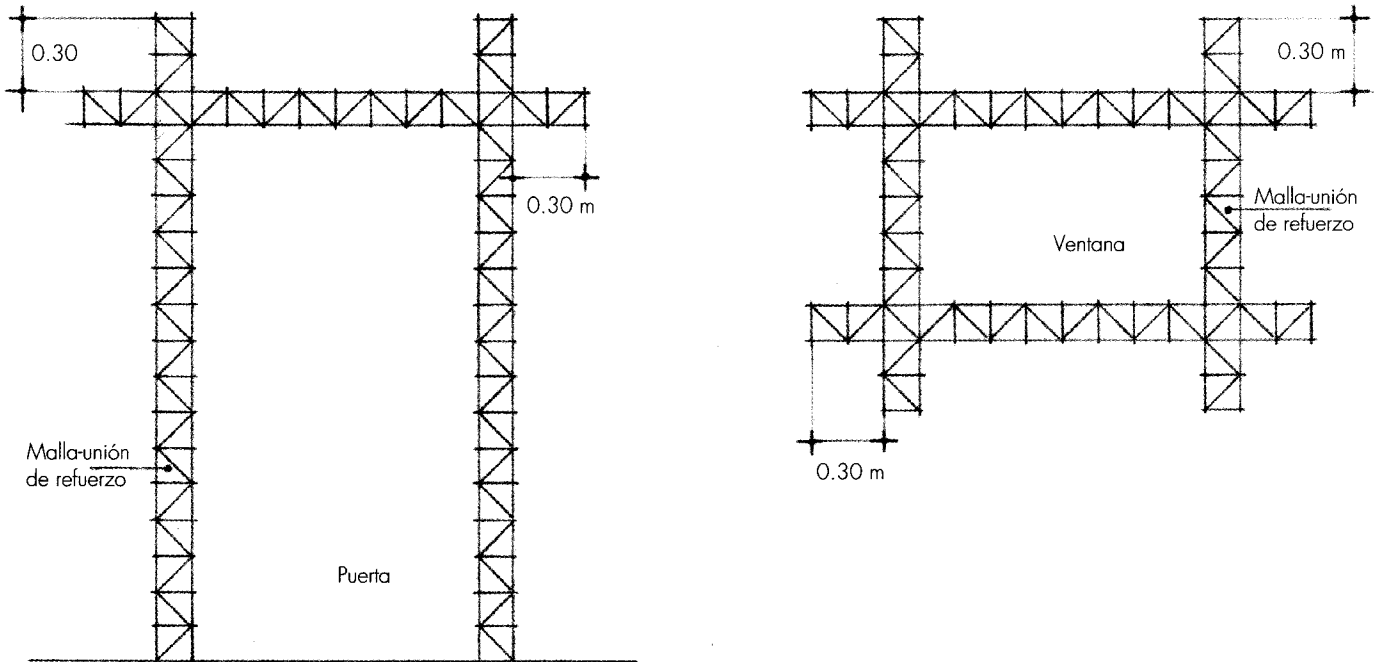


Figura 2.127. Refuerzo con malla-unión en vanos de puertas y de ventanas.

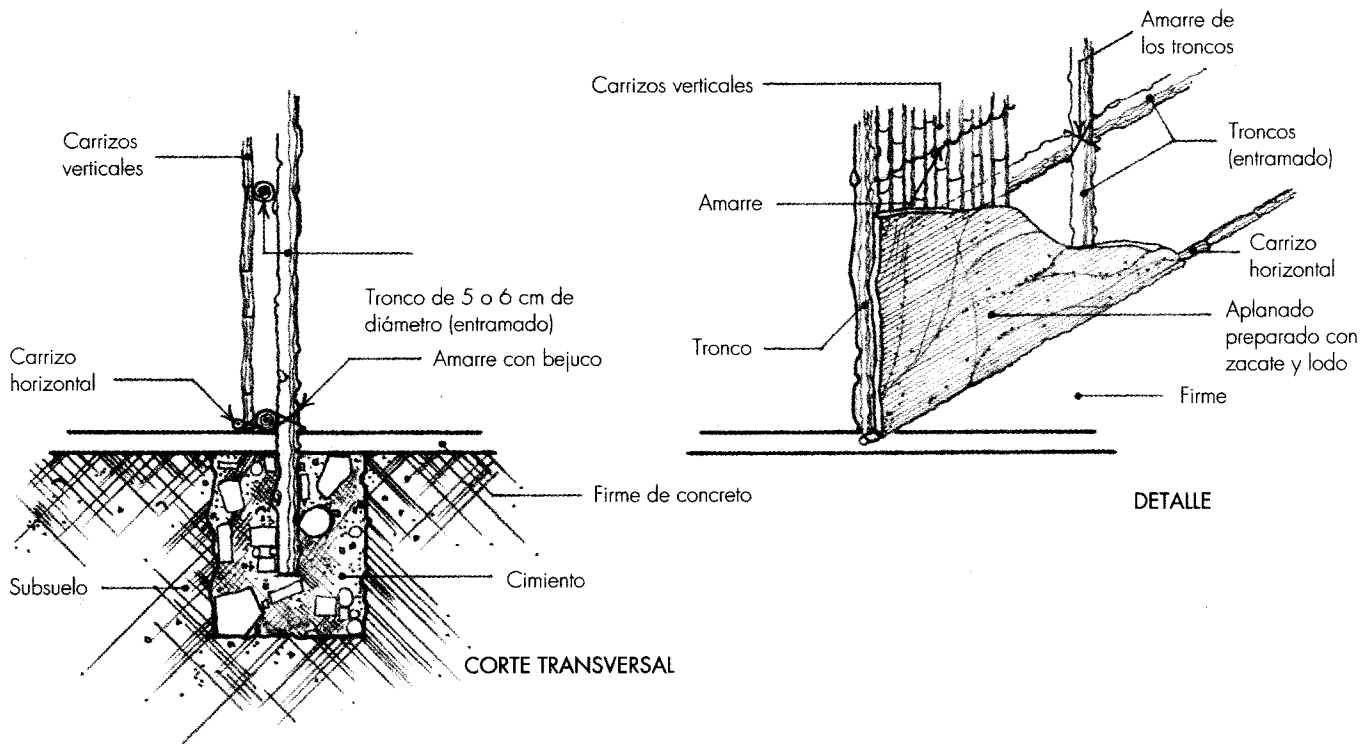
El aplanado deberá prepararse con una mezcla de cemento-arena en proporción 1:4.

Primero se aplicará una capa (que se dejará rugosa) de 1 cm de espesor; al secar ésta se aplicará una segunda capa, hasta alcanzar un espesor de 2.5 cm por lado. La superficie aplanada deberá conservarse hidratada por lo menos durante las primeras 48 horas. Para tener una mayor plasticidad, se le puede agregar a la mezcla cemento-arena con un poco de cal.

Muro de carrizo

Para su construcción se requiere un bastidor o entramado formado con troncos de diámetro pequeño colocados vertical y horizontalmente. Sobre el bastidor se fijarán los carrizos en el sentido vertical, amarrándolos entre sí con alambre recocado o bejuco.

El muro así construido puede terminarse con un aplanado de lodo con zacate, por un lado, por los dos lados, o bien, dejando el carrizo aparente, lo que resulta recomendable para las zonas de clima caluroso (fig. 2.128).



Muro de "Siporex"

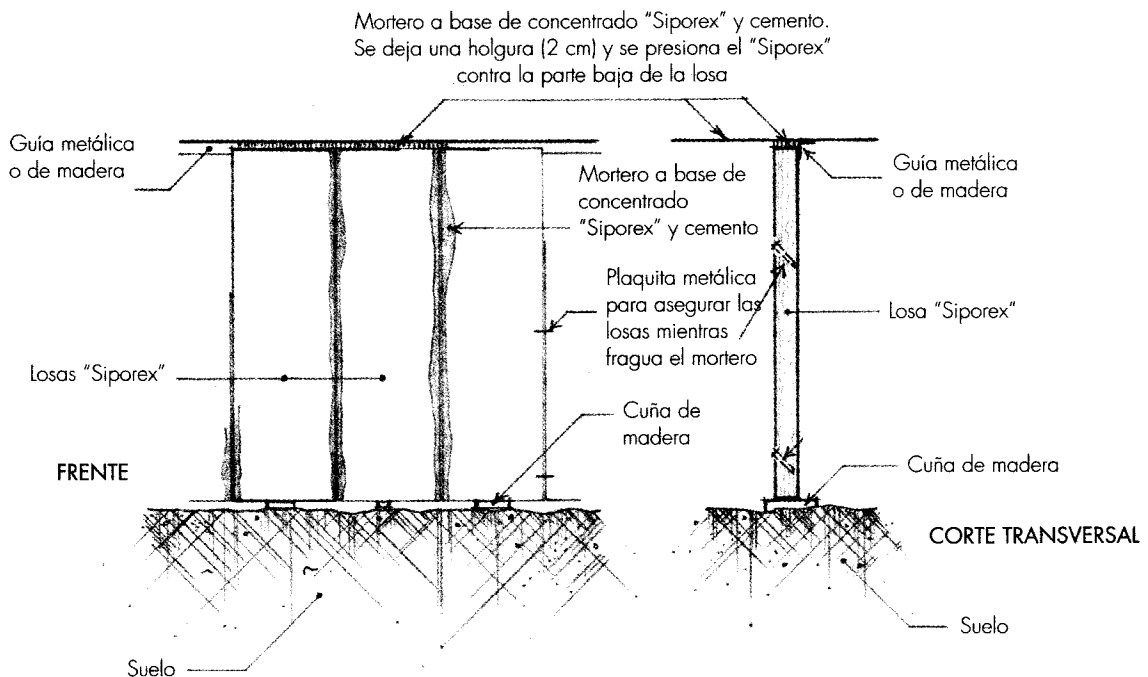
Figura 2.128

El "Siporex" es un concreto ligero en cuya composición intervienen cemento, arena, agua y productos químicos especiales. Pesa 500 kg/m^3 contra los 2400 kg/m^3 de un concreto normal.

Figura 2.129

Se fabrica en placas con longitud de 5.50 m y ancho de 0.50 m; su espesor varía de 7.5 a 20 cm, y se consigue con o sin refuerzo. Se fabrica también en bloques de 25 a 30 cm y con espesor de 7.5 a 30 cm.

Un muro de "Siporex" es rápido para la construcción, además de ser térmico y económico. Se adapta fácilmente, ya que puede cortarse con hacha, aserrarse, clavarse y talararse. Además, es incombustible y muy poco absorbente de agua (fig. 2.129 y 2.130).



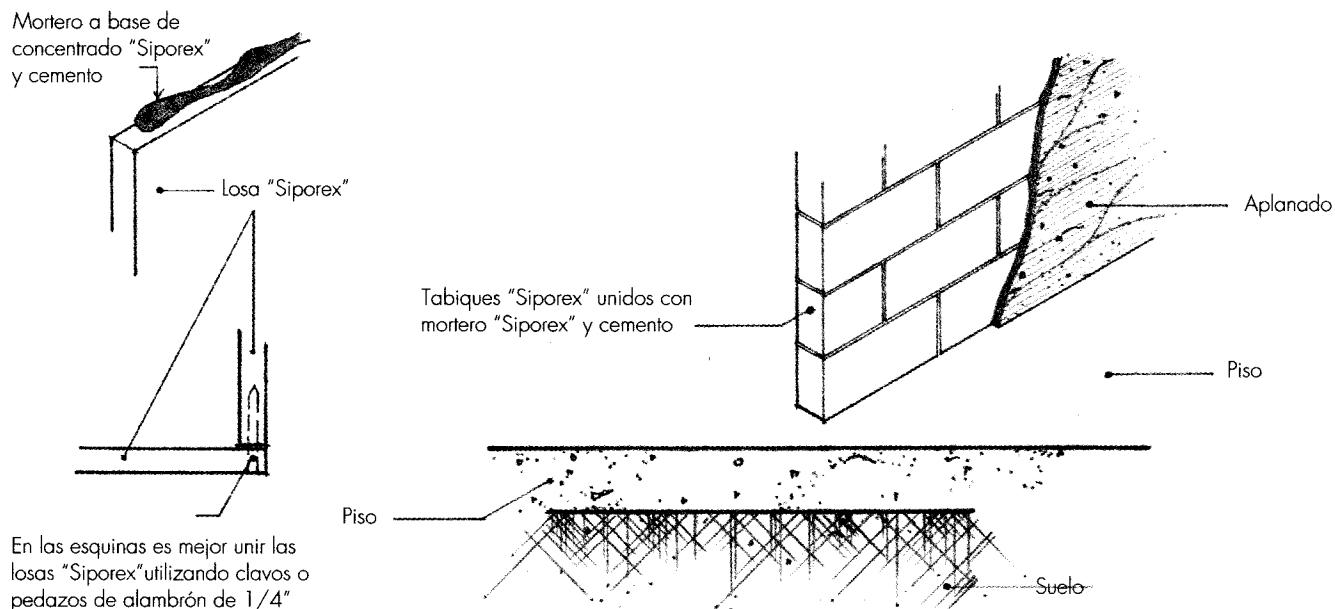


Figura 2.130

En los vanos de puertas y ventanas se trabaja en la misma forma, pero dejando unos cortes en las losas "Siporex" adyacentes al vano, que son las que detienen el cerramiento de "Siporex" (fig. 2.131).

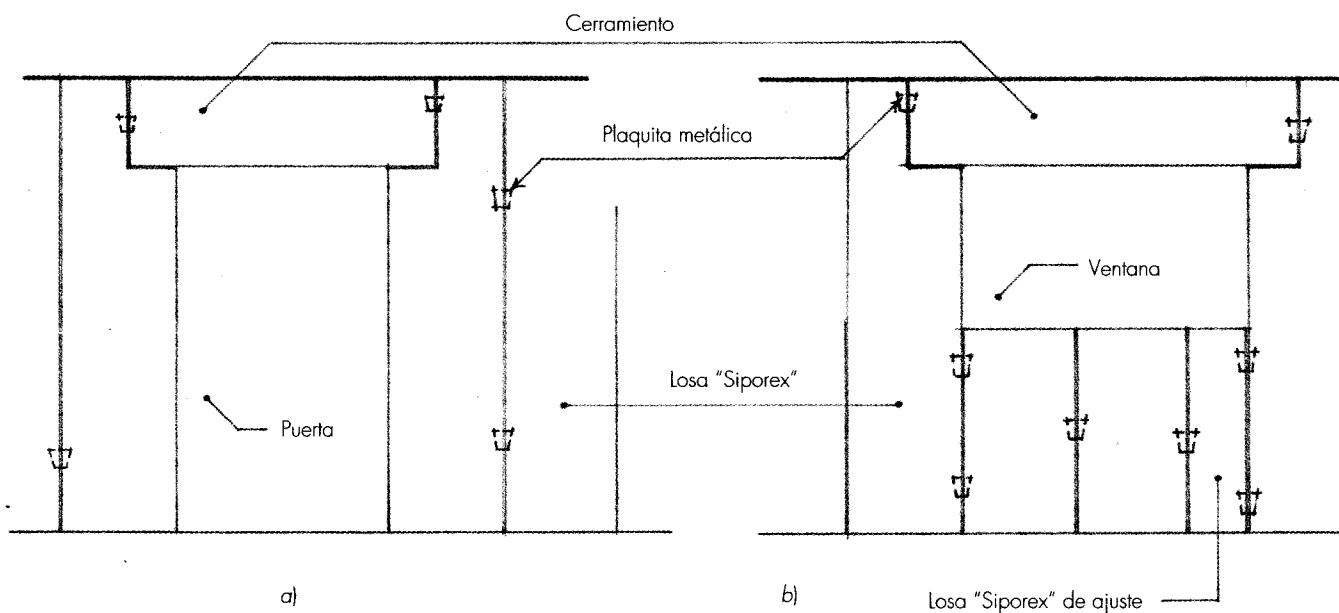
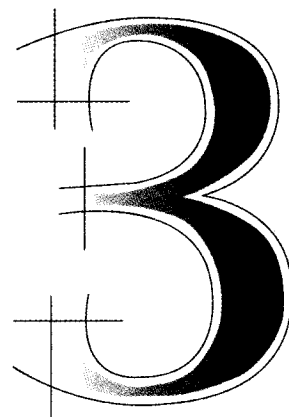


Figura 2.131

Los materiales y los procedimientos empleados en la construcción de muros divisorios son muy variados. Los sistemas constructivos se modernizan y cambian día con día. Por esta razón, cuando sea necesario construir muros divisorios, lo más recomendable es procurarse información actualizada sobre los nuevos materiales.



APOYOS AISLADOS (COLUMNAS)

GENERALIDADES

La columna es un apoyo vertical aislado sometido a esfuerzos longitudinales de compresión y al pandeo. Se utiliza para sostener losas, muros y hasta edificios completos.

Para su estudio, las clasificamos en:

1. Columnas de piedra.
2. Columnas de tabique.
3. Columnas de concreto armado.
4. Columnas de madera.
5. Columnas de acero.

3.1. COLUMNAS DE PIEDRA

Deberá tenerse precaución al seleccionar las piedras, debiendo éstas estar limpias y ser duras, ya que su resistencia a la compresión varía desde los 100 kg/cm^2 para las areniscas blandas, hasta más de 2000 kg/cm^2 para los granitos y los basaltos.

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.* indica que el mortero que se emplee en la mampostería tendrá una resistencia nominal a la compresión de, por lo menos, 15 kg/cm^2 .

Las columnas se dividen para su diseño en columnas cortas y columnas largas. Una columna es corta cuando el flambeo que se produce en ella es insignificante y, además, su capacidad de carga queda gobernada por la resistencia de los materiales empleados y el área de su sección transversal (fig. 3.1).

Se dice que una columna es larga cuando su resistencia se ve afectada por la relación de esbeltez entre su longitud efectiva y el lado menor de su sección transversal, el cual tiende a hacer fallar la columna por flambeo (fig. 3.2).

Figura 3.1. Columna corta, de piedra, con carga axial.

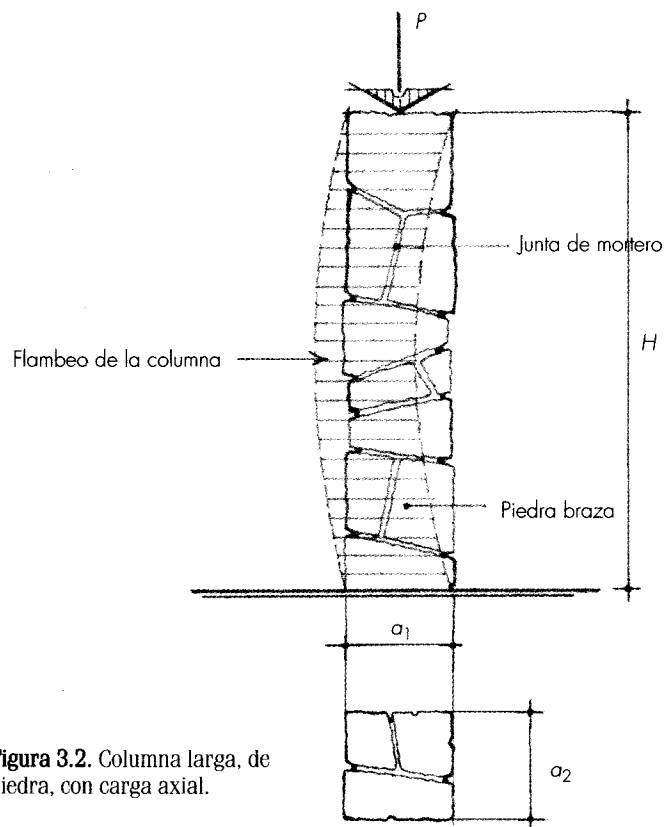
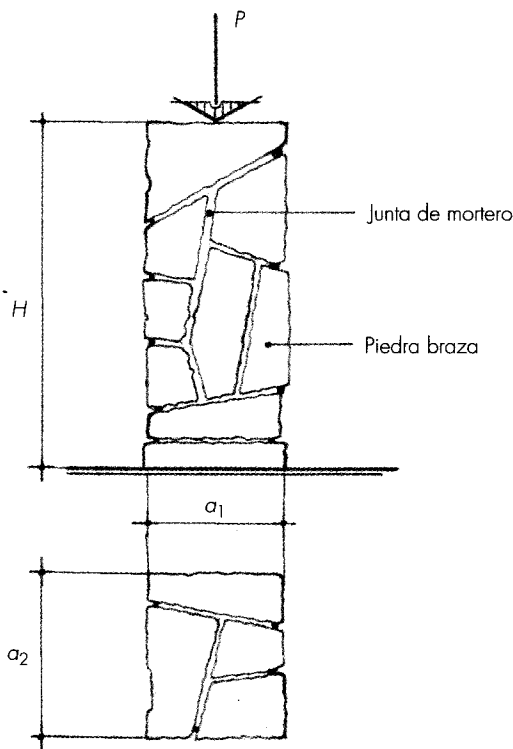


Figura 3.2. Columna larga, de piedra, con carga axial.

Para las columnas de mampostería (piedra o tabique), el autor recomienda considerar las siguientes relaciones de esbeltez:

$$\frac{H}{a_1} \leq 12 \text{ (columna corta)}$$

$$\frac{H}{a_1} > 12 \text{ (columna larga)}$$

Se sabe que la piedra está capacitada para soportar fuertes compresiones; pero ni la piedra ni el mortero son capaces de absorber tensiones; por tanto, las columnas de piedra se diseñarán únicamente para soportar esfuerzos de compresión (fig. 3.3).

Para estos esfuerzos de compresión la excentricidad de la carga sobre la columna será, como máximo, de 1/3 de la sección, con el fin de evitar que en ella se presenten tensiones (fig. 3.4).

Es recomendable que la sección de la columna tenga como mínimo 30 cm por lado; pero, siempre que sea posible, será mejor darle 40 cm. Es igualmente aconsejable continuar el cuatrapeo de la piedra desde el cimiento (fig. 3.5).

Cuando se requiera darle a la columna una mayor resistencia y, además, sea necesario que la viga o trabe quede empotrada en la columna, se dejará en el centro de la misma un hueco, el cual se reforzará con varillas para, después, vaciarle el concreto (fig. 3.6).

Para su diseño, se aplicará la fórmula siguiente:

$$P = A f_b^*$$

donde:

P = carga axial admisible;

A = área bruta de la sección transversal, y

f_b^* = resistencia nominal de diseño del mortero en compresión.

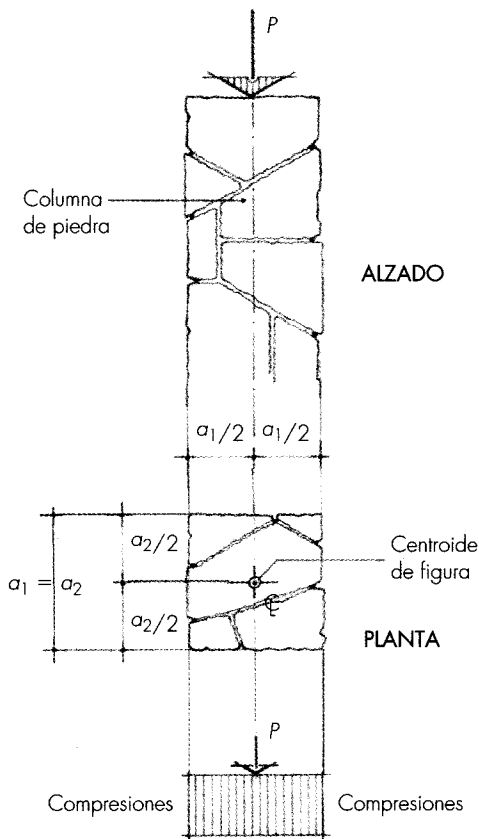


Figura 3.3. En la columna no se presenta ninguna excentricidad; por tanto, las compresiones son iguales en ambos lados de la columna.

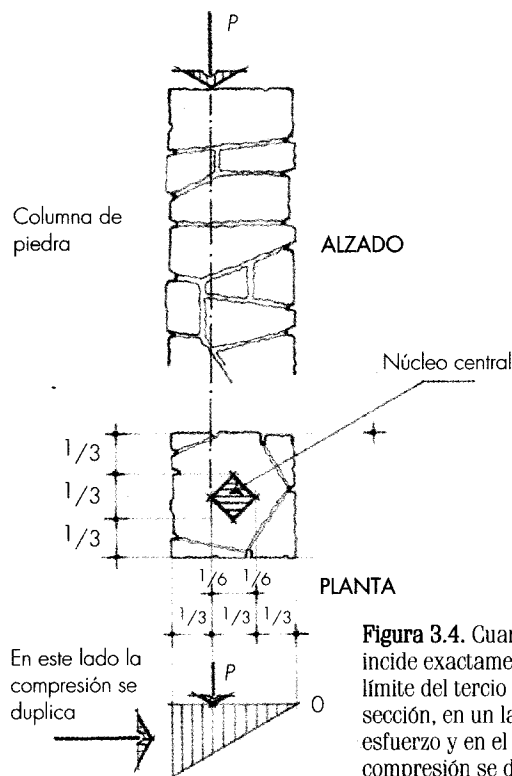


Figura 3.4. Cuando la carga incide exactamente en el límite del tercio medio de la sección, en un lado no hay esfuerzo y en el otro la compresión se duplica.

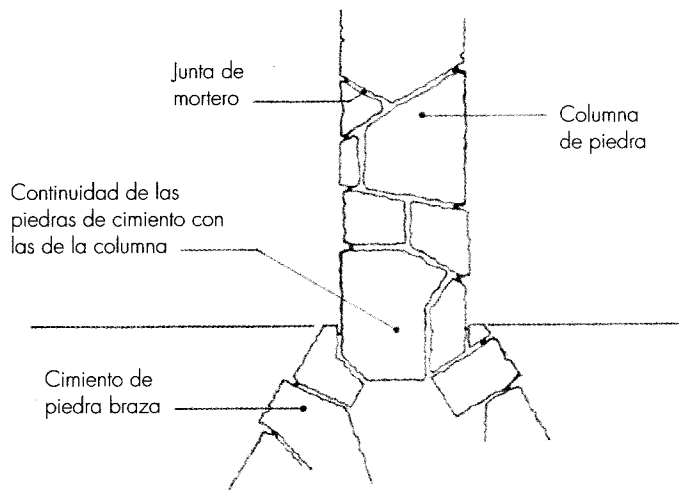


Figura 3.5

Figura 3.6. Las varillas se deben empotrar por lo menos 40 cm.

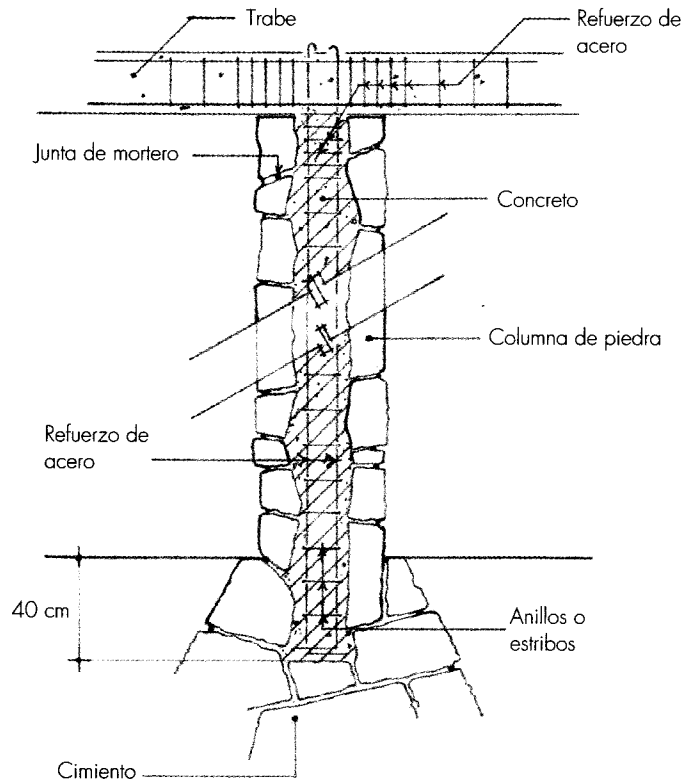
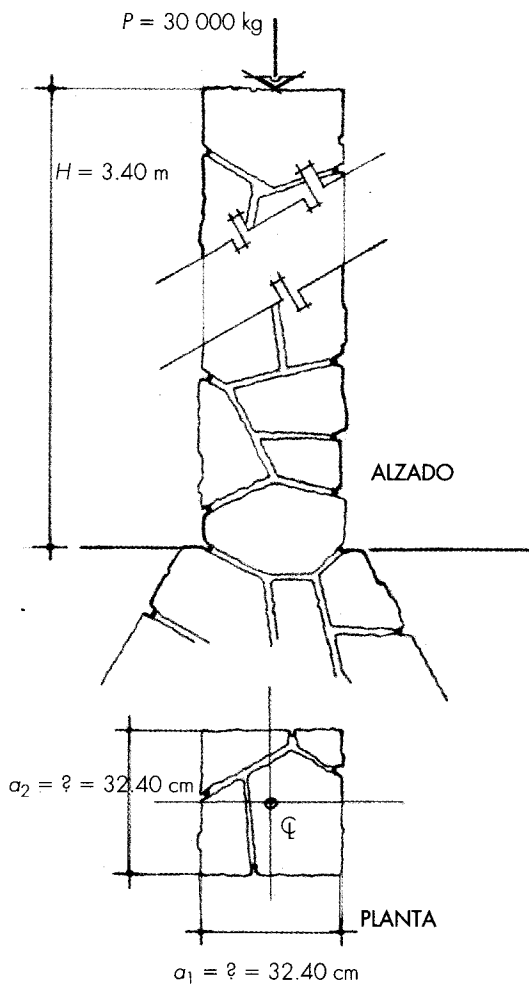


Figura 3.7



La resistencia obtenida con la expresión anterior será afectada por el factor de reducción (F_R), que se considerará igual a 0.7 para las mamposterías con relación de esbeltez igual o menor de 12. Para mayores relaciones de esbeltez se aconseja considerar $F_R = 0.6$.

Ejemplo:

Se tiene la columna de piedra braza mostrada en la figura 3.7. ¿Qué sección transversal se necesita para soportar una carga axial de 42 000 kg?

Se utilizará un mortero tipo III (1:1:3) = 40 kg/cm². Se supone que $F_c = 1.4$.

Se aplica el factor de carga (F_c) = 30 000 × 1.4 = 42 000 kg.

$$\text{Si } P = A f_b^* \therefore A = \frac{P}{f_b^*} = \frac{42\,000}{40} = 1050 \text{ cm}^2$$

Si suponemos que la columna es cuadrada, entonces tendremos:

$$a_1 = a_2 = \sqrt{1050} = 32.40 \text{ cm}$$

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{3.40}{0.324} = 10.49 < 12 \text{ (columna corta).}$$

Al aplicar el factor de reducción de resistencia por compresión o aplastamiento, obtendremos:

$$42\,000 \times 0.7 = 29\,400 \text{ kg}$$

Si se le resta su peso propio, la columna soporta únicamente:

$$P_{\text{propio}} = 0.324^2 \times 2200 \times 3.40 \approx 785 \text{ kg}$$

$\therefore$ Capacidad de carga neta de la columna = $29\,400 - 785 = 28\,615 \text{ kg}$.

Ejemplo:

Se trata de resolver la columna del ejemplo anterior, sólo que ahora tendrá una longitud libre de 6.60 m (fig. 3.8).

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{6.60}{0.324} \approx 20.4 > 12 \text{ (columna larga).}$$

Al aplicar el factor de reducción (0.6) por compresión o aplastamiento, tenemos:

$$42\,000 \times 0.6 = 25\,200 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio de la columna} = 0.324^2 \times 2200 \times 6.60 \approx 1525 \text{ kg.}$$

$$\text{Capacidad de carga neta de la columna} = 25\,200 - 1525 = 23\,675 \text{ kg.}$$

Como puede observarse, a mayor longitud en la columna su resistencia disminuye considerablemente.

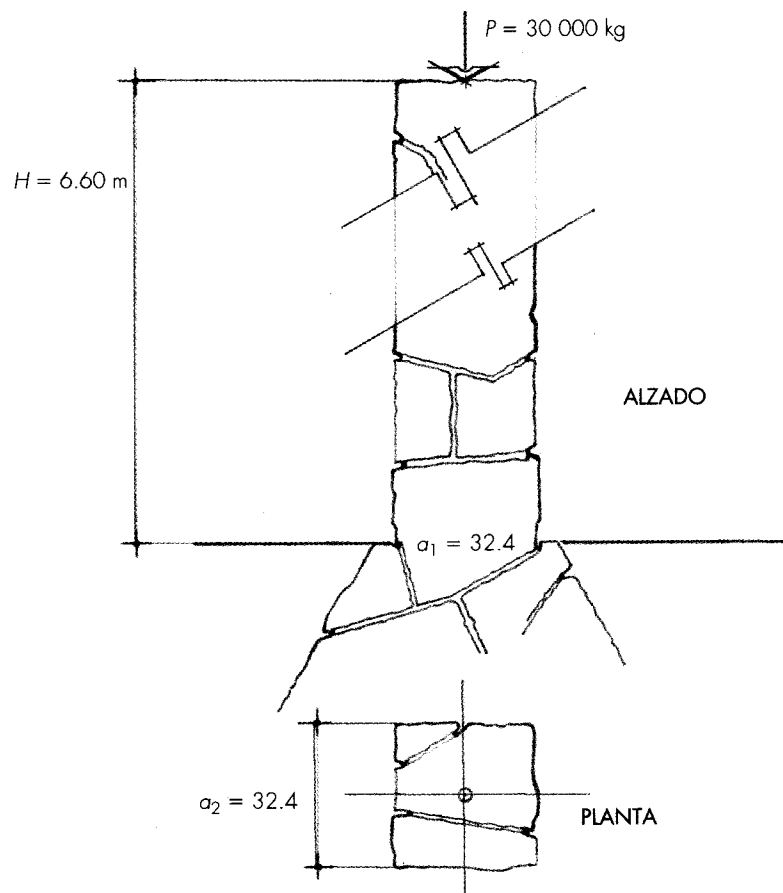


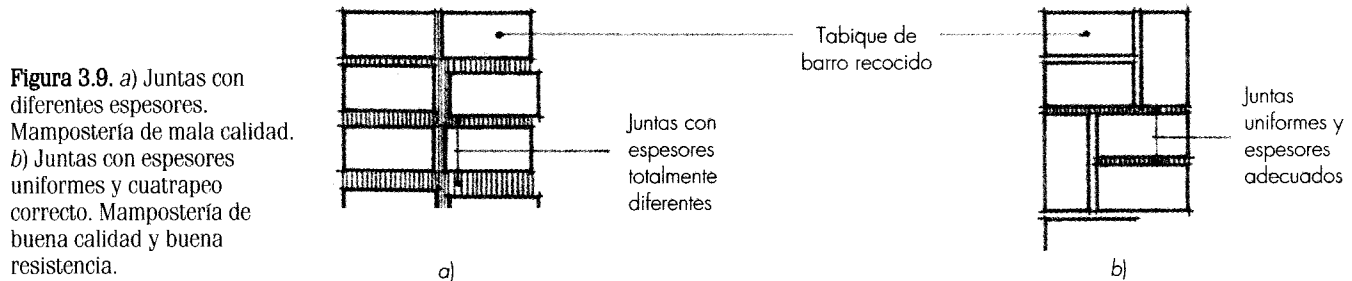
Figura 3.8

3.2. COLUMNAS DE TABIQUE

El tabique recocido es un material de barro común con poco contenido de arena, lo cual ayuda a evitar que durante su cocimiento se agriete o se deforme.

Sus dimensiones teóricas son $7 \times 14 \times 28$ cm, aunque en realidad sus medidas son más pequeñas.

Antes de ser colocados, los tabiques deberán mojarse adecuadamente con el fin de evitar que absorban el agua del mortero, lo que ocasionaría que la junta se volviera terrosa y sin adherencia. Además, también se recomienda que esa junta no tenga un espesor mayor de 1.5 cm, pues cuando las juntas son muy gruesas ello es señal de una mampostería mal ejecutada y con baja resistencia. Las piezas se colocarán buscando siempre el correcto cuatrapeo entre ellas (fig. 3.9).



Los morteros más utilizados son el de cal-arena (1:4) o el de cemento-arena (1:6). También se emplea el de cemento-cal-arena (1:4:8).

A continuación se muestra la mampostería de algunas columnas y pilastras que se emplean más comúnmente en la construcción (figs. 3.10 a 3.13).

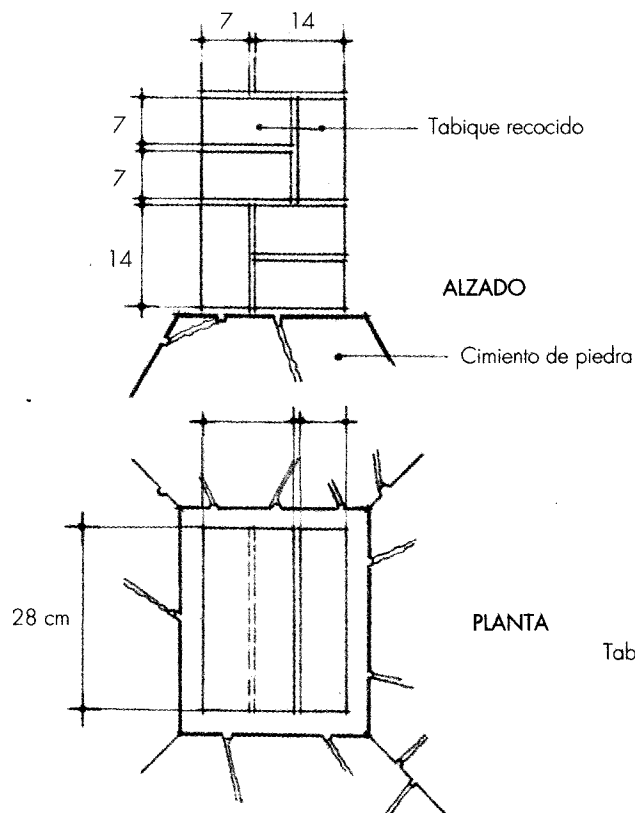
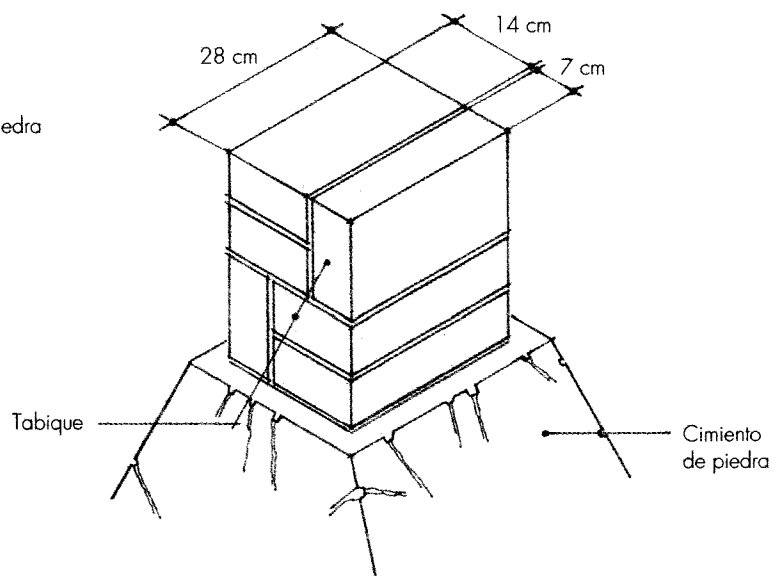


Figura 3.10. Columna de tabique (21×28 cm).



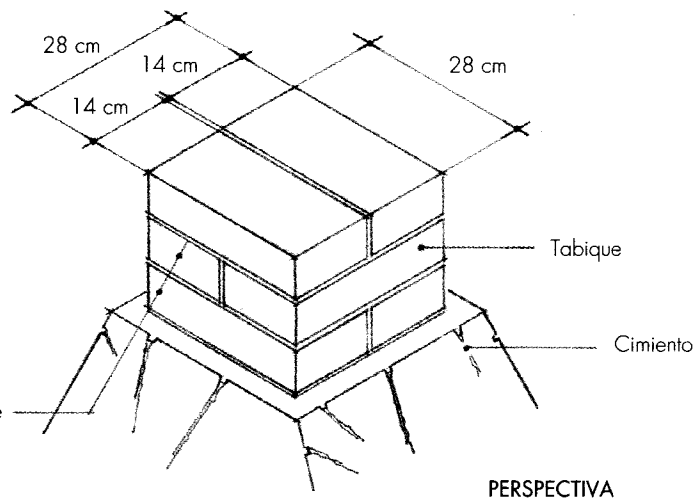
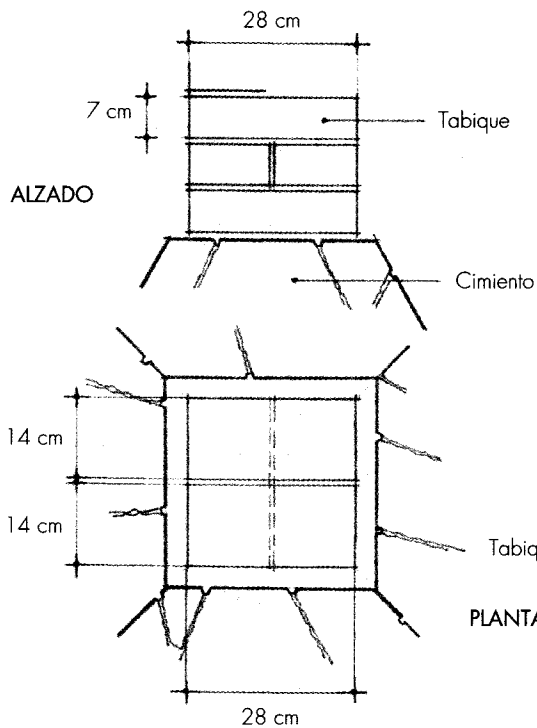


Figura 3.11. Columna de tabique (28 × 28 cm).

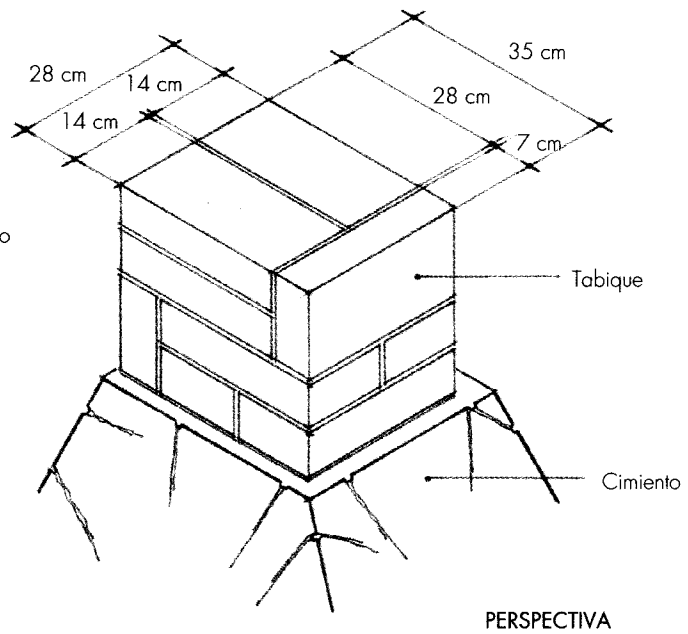
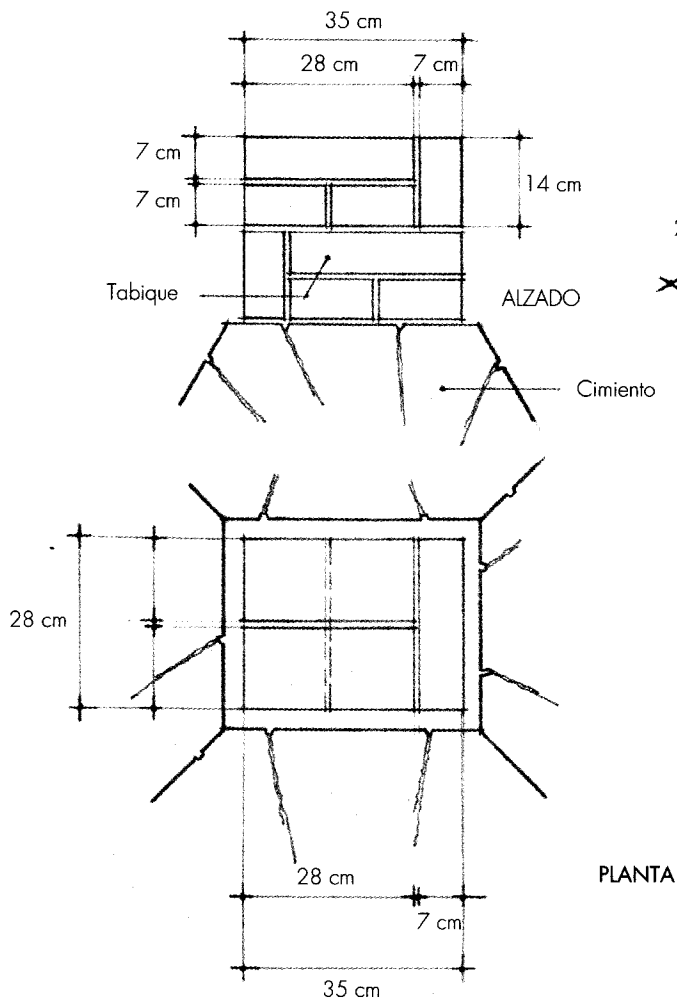
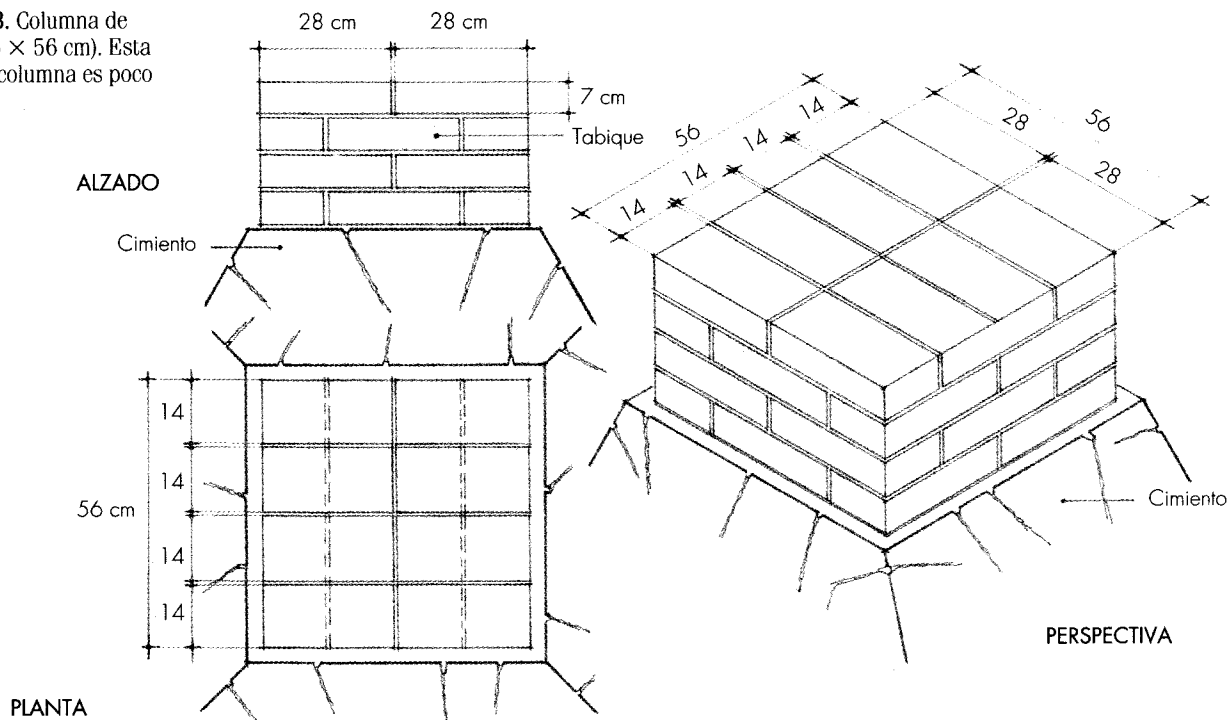


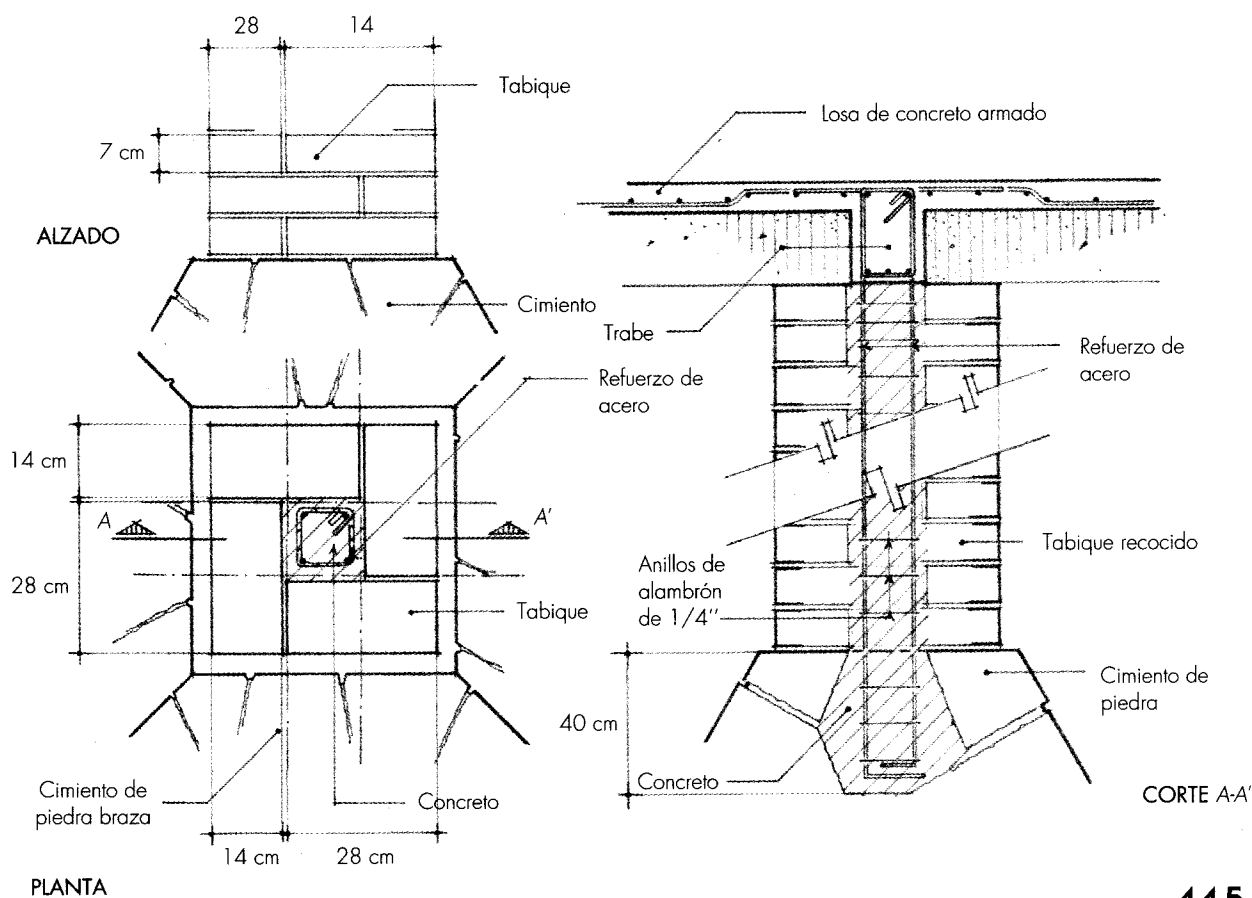
Figura 3.12. Columna de tabique (28 × 35 cm).

Figura 3.13. Columna de tabique (56 × 56 cm). Esta sección de columna es poco usual.



Cuando se requiere un empotramiento de la columna con la trabe, la losa u otro elemento estructural, se deja en el centro de la columna un refuerzo de acero (figs. 3.14 y 3.15).

Figura 3.14



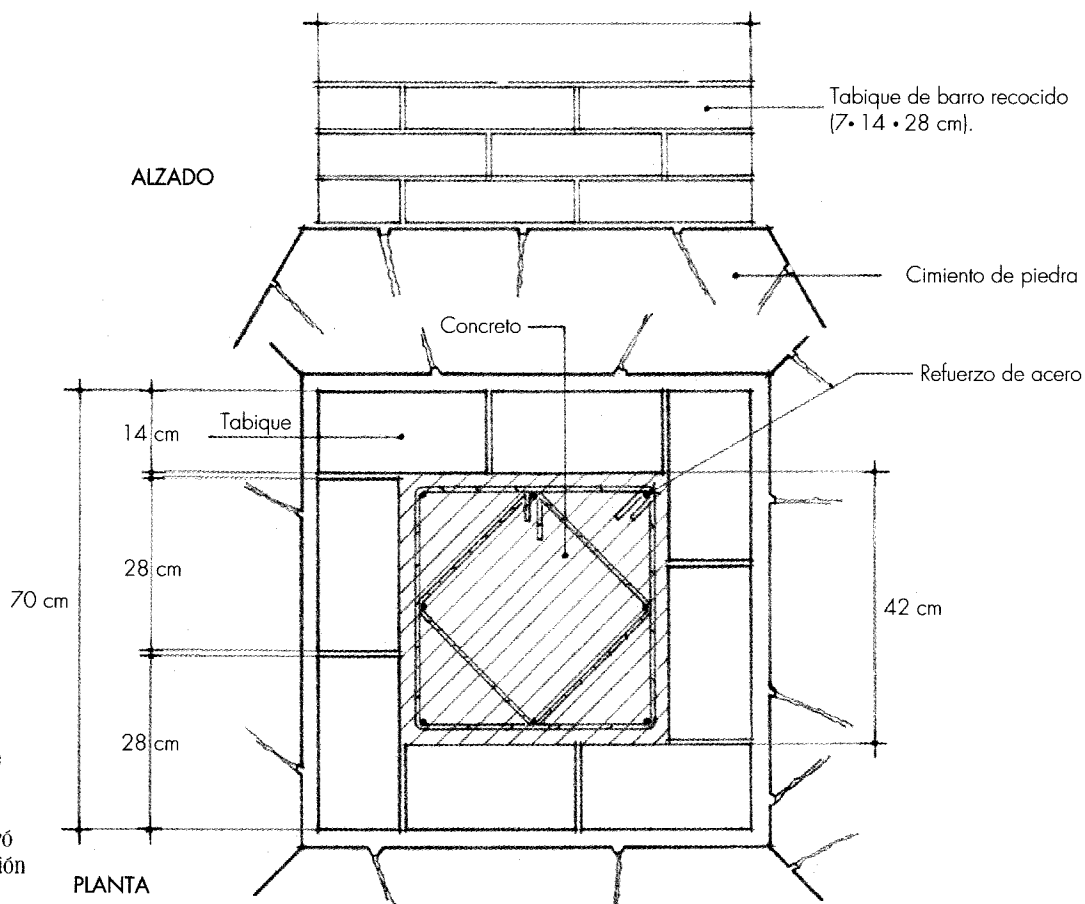


Figura 3.15. La columna de esta figura se construye siguiendo el mismo procedimiento que se mostró en la figura 3.14. Esta sección de columna es poco usual.

Para calcular una columna de tabique de barro recocido, se utilizará la misma fórmula que se aplicó en las columnas de piedra. Veamos:

$$P = Af_b^*$$

En las columnas de tabique se aplicará el mismo factor de reducción de resistencia (F_R) por esbeltez que vimos en las columnas de piedra.

Ejemplo:

En la figura 3.16 se muestra la columna de tabique con sección de 28×35 cm.

1. ¿Qué capacidad de carga neta soportará la columna si utilizamos un mortero tipo II?
2. Si la carga se aumenta a 20 000 kg y se conserva la misma sección, ¿qué resistencia deberá tener el mortero para soportarla?

Resistencia del mortero tipo II = 15 kg/cm²

$$1. P = Af_b^* = 28 \times 35 \times 15 = 14\,700 \text{ kg.}$$

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{420}{28} = 15 > 12 \text{ (columna larga).}$$

$$\therefore 14\,700 \times 0.6 (F_R) = 8820 \text{ kg.}$$

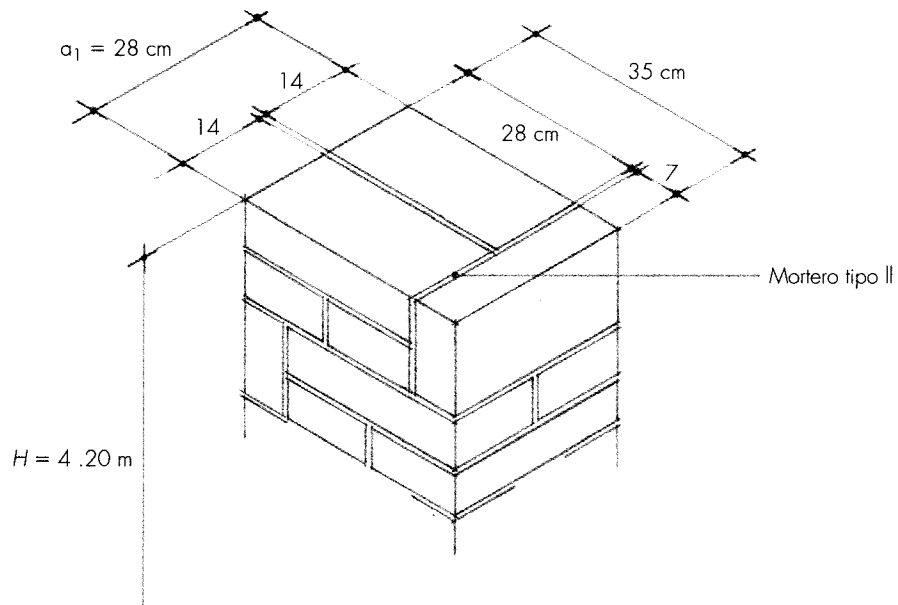


Figura 3.16

Peso propio de la columna = $0.28 \times 0.35 \times 1500 \times 4.20 \approx 620 \text{ kg}$

Capacidad de carga neta de la columna = $8820 - 620 = 8200 \text{ kg}$

Al aumentar la carga a 20 000 kg, se obtiene:

$$2. f_b^* = \frac{P}{A} = \frac{20\,000}{28 \times 35} = \frac{20\,000}{980} = 20.40 \text{ kg/cm}^2$$

El mortero se tendrá que enriquecer con cemento-cal para dar la resistencia requerida.

3.3. COLUMNA DE CONCRETO ARMADO

Como ya se señaló, las columnas son elementos estructurales aislados en los que actúan fuerzas longitudinales apreciables.

Se clasifican en columnas estribadas (cuadradas o rectangulares) y zunchadas (circulares).

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, las analiza desde diferentes puntos de vista:

1. Por la posición de la carga.
2. Por la forma de estar armadas.
3. Por su longitud y fijación de sus extremos.

Por la *posición de la carga* las clasificamos en columnas con carga axial y columnas con carga excéntrica (figs. 3.17 y 3.18).

Es poco probable que una columna se encuentre sometida únicamente a esfuerzos de compresión (carga axial), pues los elementos estructurales que concurren en ella causan excentricidades que producen momentos de flexión (fig. 3.19).

Al respecto, el *Reglamento de Construcciones para el D. F.* especifica lo siguiente: La excentricidad de diseño no será menor de $0.05 h \geq 2 \text{ cm}$, siendo (h) la dimensión de la sección en el sentido que se considera la flexión" (fig. 3.20).

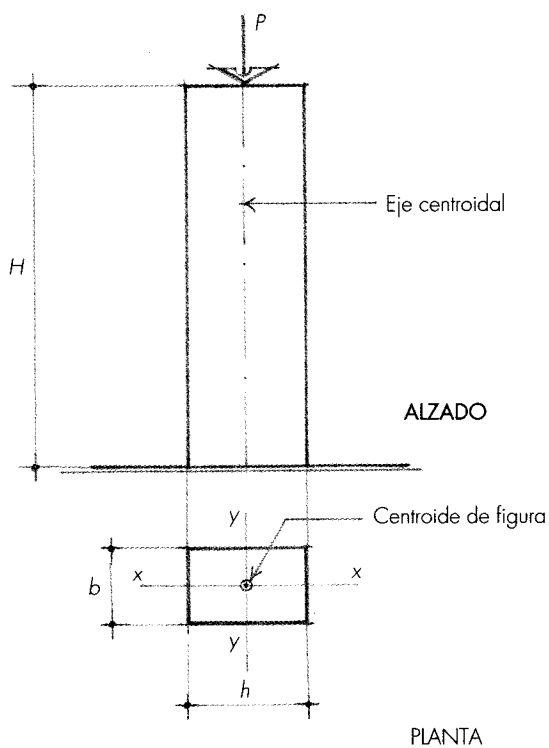


Figura 3.17. Columna con carga axial.

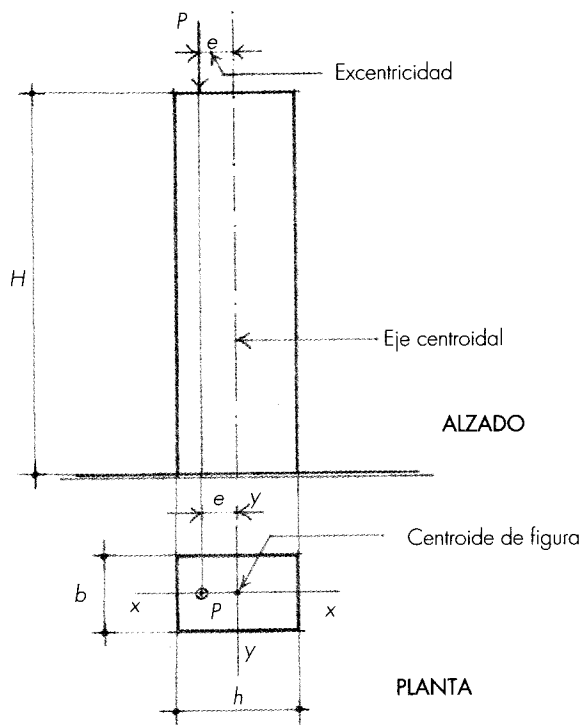


Figura 3.18. Columna con carga excéntrica.

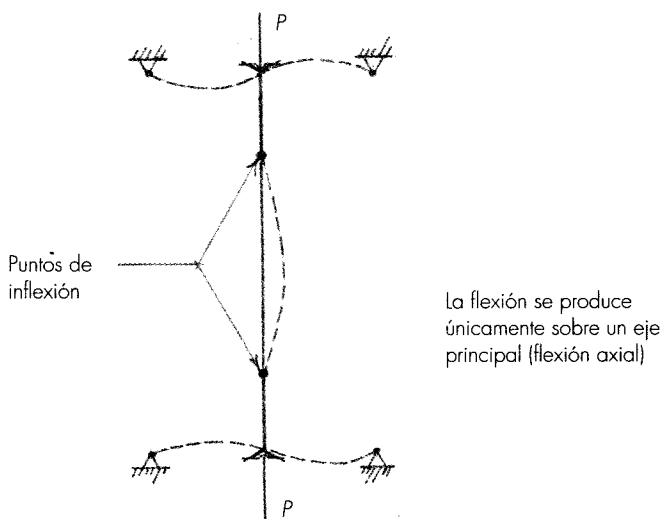


Figura 3.19. Ambos extremos están restringidos elásticamente.

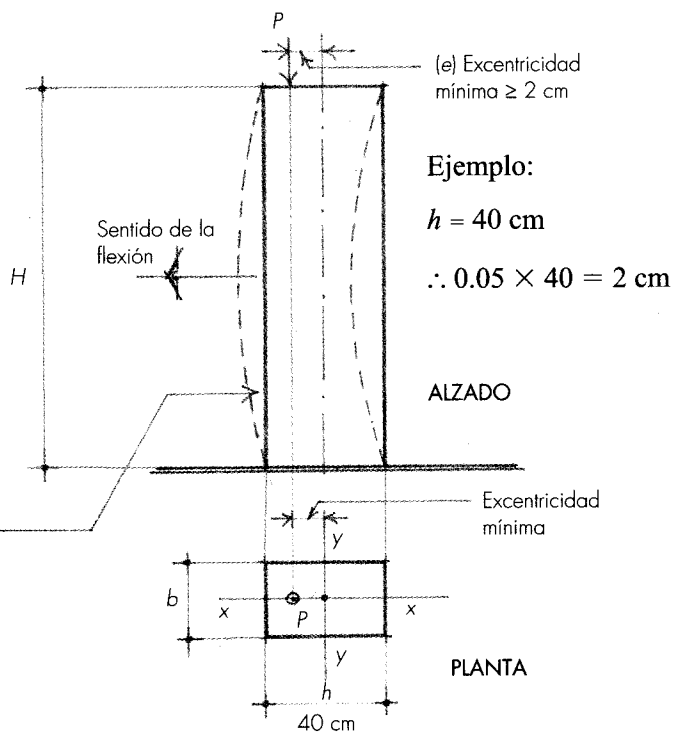


Figura 3.20

La carga axial admisible de trabajo (P_a) para una columna estribada, se obtiene aplicando la expresión:

$$P_a = 0.22 A_g f'_c + 0.30 A_{s_t} f_y$$

Para las columnas circulares o zunchadas se aplicará la expresión:

$$P_a = 0.25 A_g f'_c + 0.40 A_{s_t} f_y$$

Cuando se quiere obtener la resistencia última (P_u) de una columna cargada axialmente, la fórmula a utilizar es la misma para las columnas estribadas que para las zunchadas, y el cálculo se efectuará utilizando la siguiente expresión:

$$P_u = 0.85 f'_c [A_g - A_{s_t}] + A_{s_t} f_y$$

El *Reglamento de Construcciones* especifica que la resistencia última se debe reducir aún más aplicándole a la fórmula un factor de reducción ($F_R = 0.70$) para las columnas estribadas, y de ($F_R = 0.75$) para las zunchadas. Finalmente, la expresión anterior queda como sigue:

$$P_u = F_R [0.85 f'_c (A_g - A_{s_t}) + A_{s_t} f_y]$$

donde:

A_g = área total de la sección transversal en cm^2 ;

A_{s_t} = área del refuerzo longitudinal en cm^2 (fig. 3.21), y

f_y = límite de fluencia del acero; se considerará $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$.

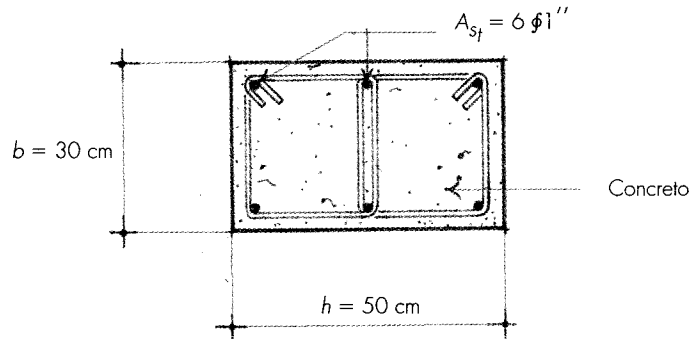


Figura 3.21

Ejemplo:

Sección transversal = $30 \times 50 \text{ cm}$.

Refuerzo longitudinal (A_{s_t}) = $6 \phi 1''$.

$$\therefore A_{s_t} = 6 \times 5.07 = 30.42 \text{ cm}^2$$

Por tanto, el área neta de concreto (A_c)* valdrá:

$$A_c = A_g - A_{s_t} \approx (30 \times 50) - 30.42 = 1469.58 \text{ cm}^2$$

*El autor aconseja que se debe tomar en cuenta esta consideración, sobre todo cuando se trate de columnas fuertemente armadas. Cuando la columna lleva poco refuerzo longitudinal, la capacidad de carga última sufre poca variación, se reste o no A_{s_t} .

Cuando una columna se encuentre sometida a esfuerzos combinados de carga axial y de flexión con una excentricidad pequeña ($e/h \leq 2/3$), se aplicará la fórmula que proporciona el *Reglamento* del ACI, a saber:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

donde:

- f_a = esfuerzo axial unitario = carga axial entre el área bruta de la sección (A_g);
- F_a = esfuerzo axial unitario admisible = $0.8 [0.22 f'_c + f_s \rho_g]$, siendo (ρ_g) la relación del área transversal de las varillas longitudinales con el área bruta (A_g) de la sección transversal de la columna;
- f_b = esfuerzo unitario de tracción = momento de flexión entre el módulo de sección del área transformada, y
- F_b = esfuerzo admisible de flexión = $0.45 f'_c$.

En algunas ocasiones, en la columna se produce una flexión biaxial debido a que la resultante de cargas incide fuera de los ejes principales. Además, cuando esa resultante pasa fuera del centro del cortante se produce en la pieza un esfuerzo de torsión. Por esta razón la columna puede encontrarse sometida a una flexión biaxial sin torsión, o bien, a una flexión biaxial con torsión.*

Por sus *armados*, las columnas se clasifican en columnas estribadas y en columnas circulares o zunchadas.

Las estribadas (cuadradas o rectangulares) deberán contar como mínimo con 4 ϕ 5/8", y las zunchadas con 6 ϕ 5/8" (figs. 3.22 y 3.23).

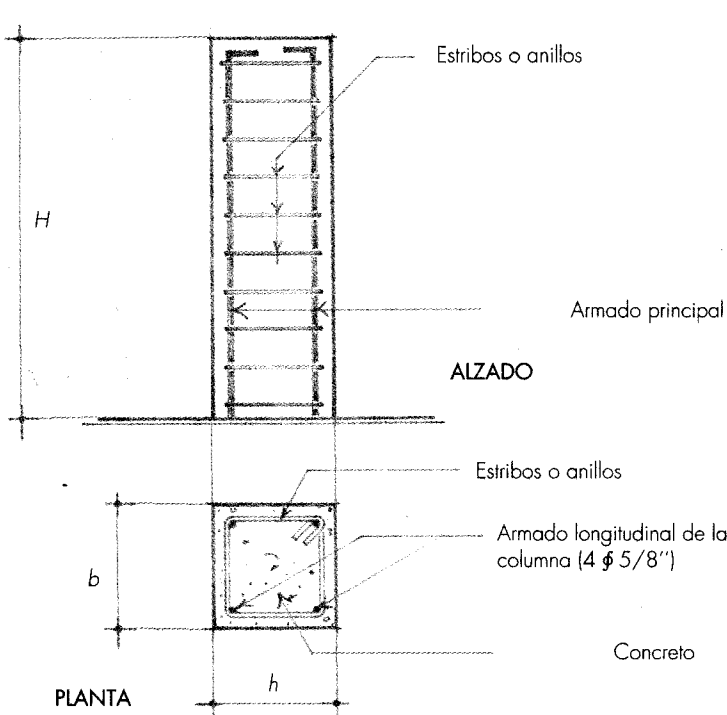


Figura 3.22. Columna estribada.

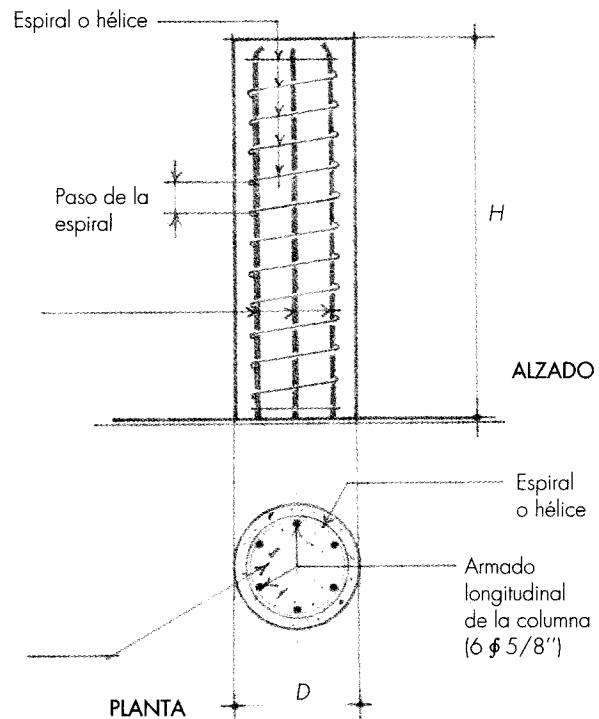
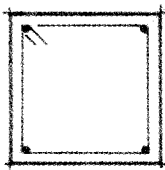


Figura 3.23. Columna zunchada.

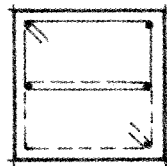
*Para mayor información sobre flexión biaxial y torsión, cfr. *Diseño y cálculo de estructuras de concreto reforzado*, cap. 9, del autor.

El lado menor para las columnas estribadas será de 20 cm, y el diámetro mínimo para las zunchadas será de 25 cm. Se recomienda que las columnas estribadas cuenten con una sección transversal mínima de 750 cm².

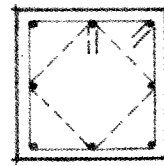
A continuación se presenta la forma de armar una columna estribada con diferente número de varillas longitudinales (figs. 3.24 a la 3.30).



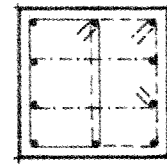
4 ϕ + 1 estribo



6 ϕ + 2 estribos

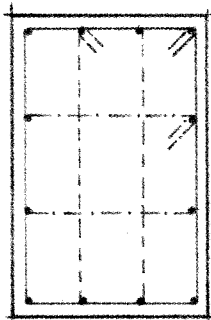


8 ϕ + 2 estribos

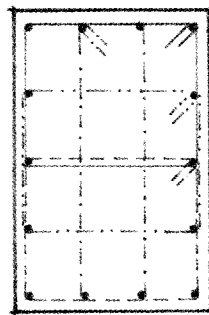


10 ϕ + 3 estribos

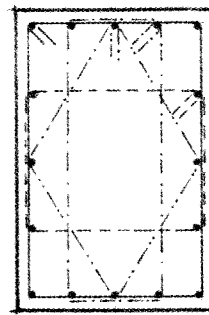
Figura 3.24. Columnas con 4 ϕ ; 6 ϕ ; 8 ϕ y 10 varillas.



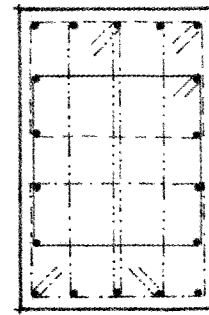
12 ϕ + 3 estribos



14 ϕ + 4 estribos

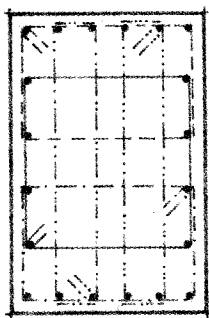


16 ϕ + 4 estribos



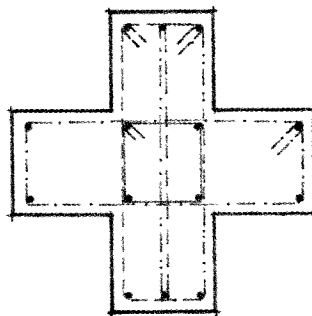
18 ϕ + 5 estribos

Figura 3.25. Columnas con 12 ϕ ; 14 ϕ ; 16 ϕ y 18 varillas.



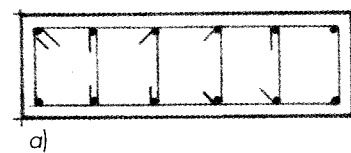
20 ϕ + 5 estribos

Figura 3.26. Columna con 20 varillas.



14 ϕ + 4 estribos

Figura 3.27. Columna en forma de cruz.



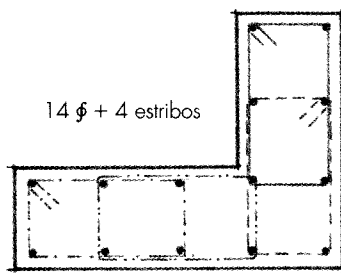
a)



b)

12 ϕ + 3 estribos

Figura 3.28. Columna en forma de muro. La forma de armado que aparece en b es más rígida.



14 ϕ + 4 estribos

Figura 3.29. Columna en esquina.

8 paquetes de varillas + 4 estribos

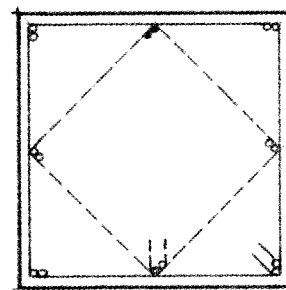


Figura 3.30. Columna armada con paquetes de varillas y estribos.

El *Reglamento* sólo permite formar paquetes de dos varillas cada uno. El traslape de varillas longitudinales se permitirá únicamente en la mitad de la longitud del elemento, teniendo la precaución de hacer las uniones con varillas alternadas, con un traslape de 30 cm cuando estén soldadas, o de 60 cm cuando estén simplemente amarradas (fig. 3.31).

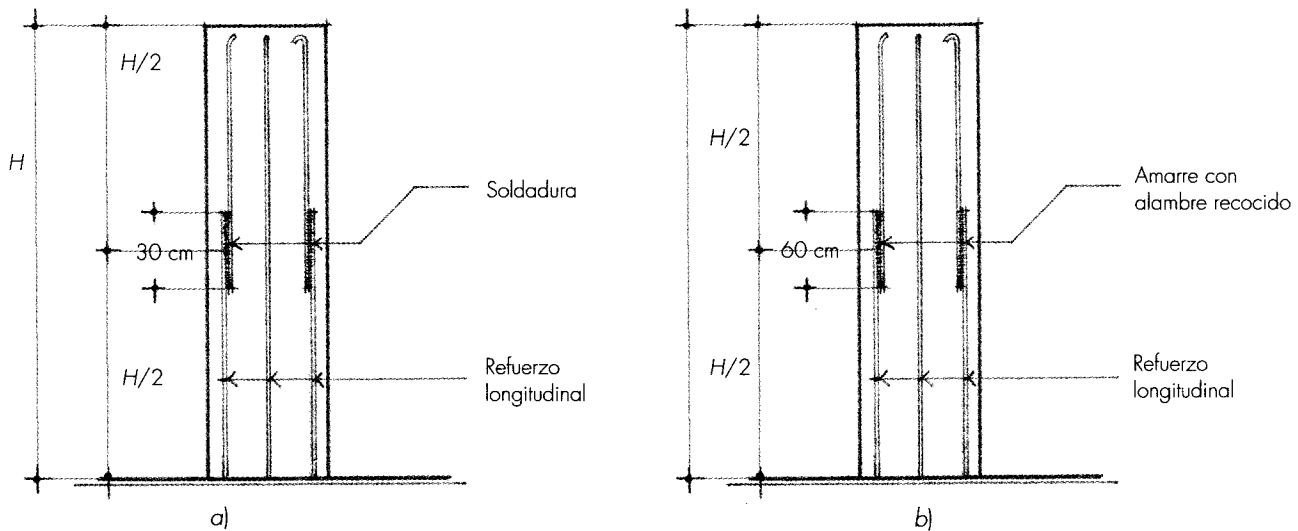


Figura 3.31. a) Varillas soldadas con 30 cm de traslape. b) Varillas amarradas con 60 cm de traslape.

Cuando una columna se encuentre sujeta a flexocompresión, las dimensiones de su sección estarán de acuerdo para resistir la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. El factor de resistencia (F_R) afectará tanto a la carga axial como su resistencia a la flexión.

Cuando $P_u > A_g f'_c / 10$, el lado menor de la columna será de 30 cm y el área bruta de la sección transversal (A_g) no será menor que $P_u / 0.5 f'_c$.

En cuanto al refuerzo longitudinal de acero, el *Reglamento* dice:

La relación entre el área del refuerzo vertical y el área de su sección transversal no será menor de $20/f_y$, ni menor de 1 %, ni tampoco mayor de 8 %. Además, el número de barras longitudinales será de 4 para las columnas estriadas y de 6 para las circulares o zunchadas, véanse las figs. 3.22 y 3.23.

Se recomienda que el diámetro de las varillas longitudinales no sea menor de $5/8"$.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales estarán restringidas contra el pandeo de las varillas por medio de estribos o zunchos a la separación menor de las tres especificaciones siguientes:

1. Cuarenta y ocho veces el diámetro del estribo. El diámetro no será menor de $1/4"$.*
2. $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diámetro de la barra más delgada del paquete.
3. La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación de los estribos se reducirá a la mitad de la menor especificación antes indicada, en una longitud no menor de:

*Cuando las varillas longitudinales tengan un diámetro mayor de $5/8"$ hasta $1"$, se recomienda utilizar estribos de $5/16"$; entre $1"$ y $1 1/4"$ se recomienda utilizar estribos de $3/8"$. Si las varillas longitudinales son mayores de $1 1/4"$ se usarán estribos de $1/2"$.

1. Lado mayor de la columna.
2. $1/6$ de la altura libre de la columna.
3. 60 cm.

Arriba y abajo de la unión de cada columna con travesos o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección (fig. 3.32). Cuando se trate de columnas en planta baja, este refuerzo se prolongará hasta la mitad de la columna y se continuará dentro de la cimentación a una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa (fig. 3.33).

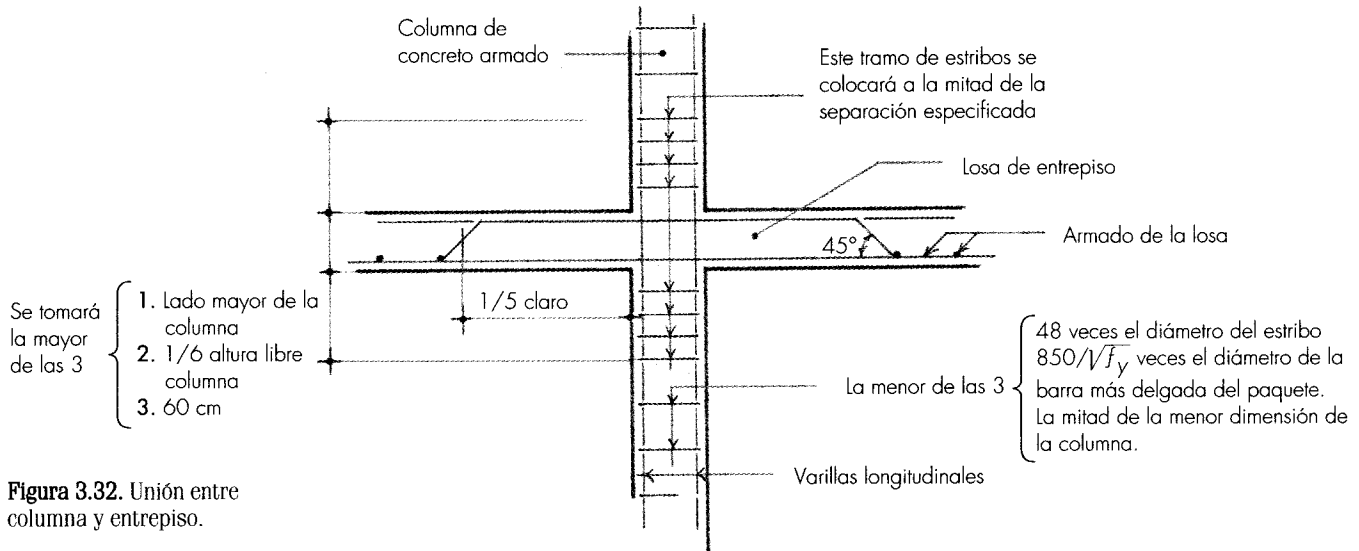


Figura 3.32. Unión entre columna y entrepiso.

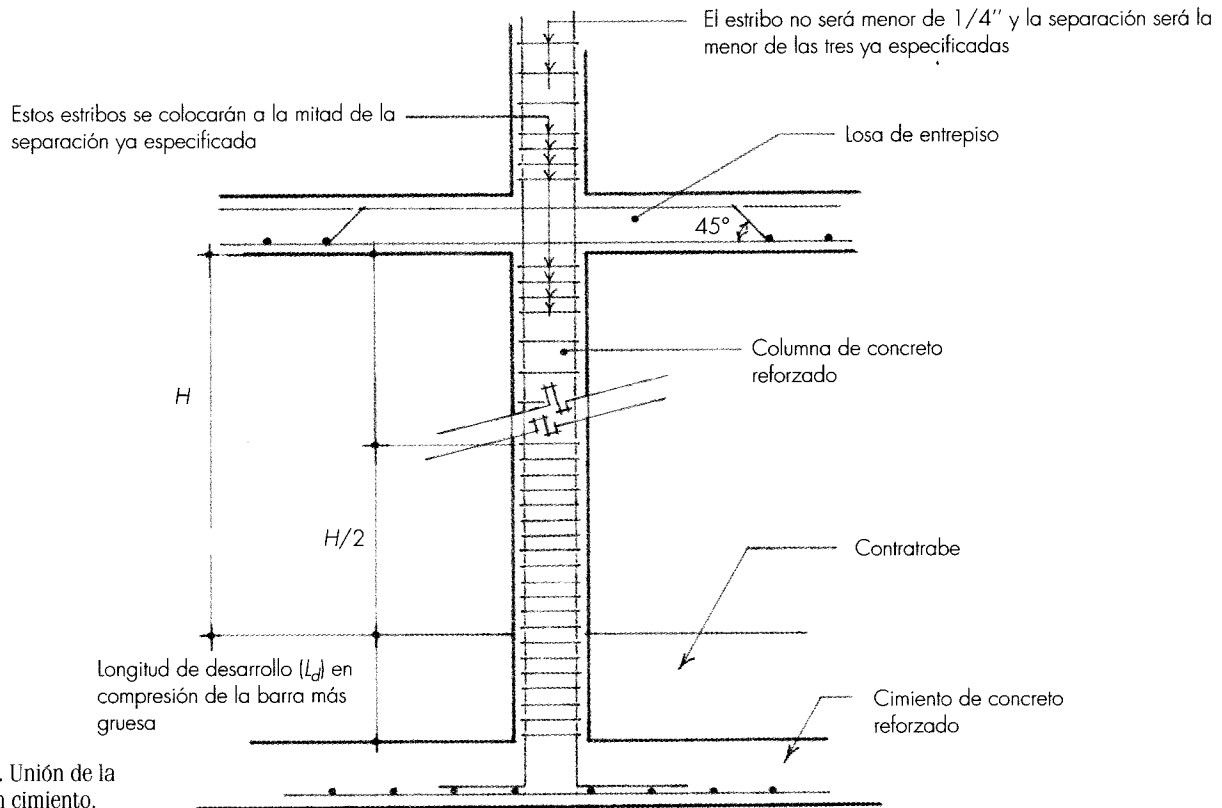


Figura 3.33. Unión de la columna con cimiento.

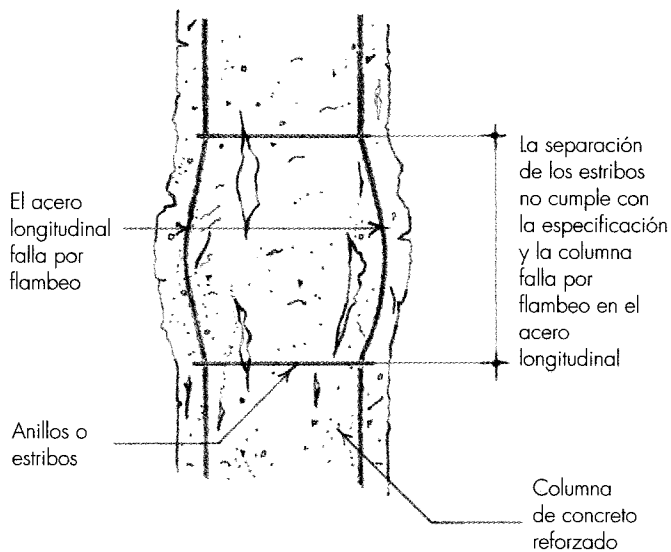


Figura 3.34. Las varillas longitudinales se flambéan y fracturan el concreto de la columna. Puede producirse un colapso súbito.

La función principal de estos refuerzos transversales o espirales es evitar el flambéo del acero longitudinal (fig. 3.34).

Para una columna zunchada, el refuerzo transversal será una hélice continua de paso constante. Su porcentaje volumétrico (ρ') no será menor de:

$$\rho' \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}, \text{ ni de } 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

donde:

A_c = área transversal del núcleo hasta la circunferencia exterior de la hélice.

La distancia libre entre dos vueltas consecutivas no será menor de una vez y media el tamaño máximo del agregado grueso ni mayor de 7 cm (fig. 3.35).

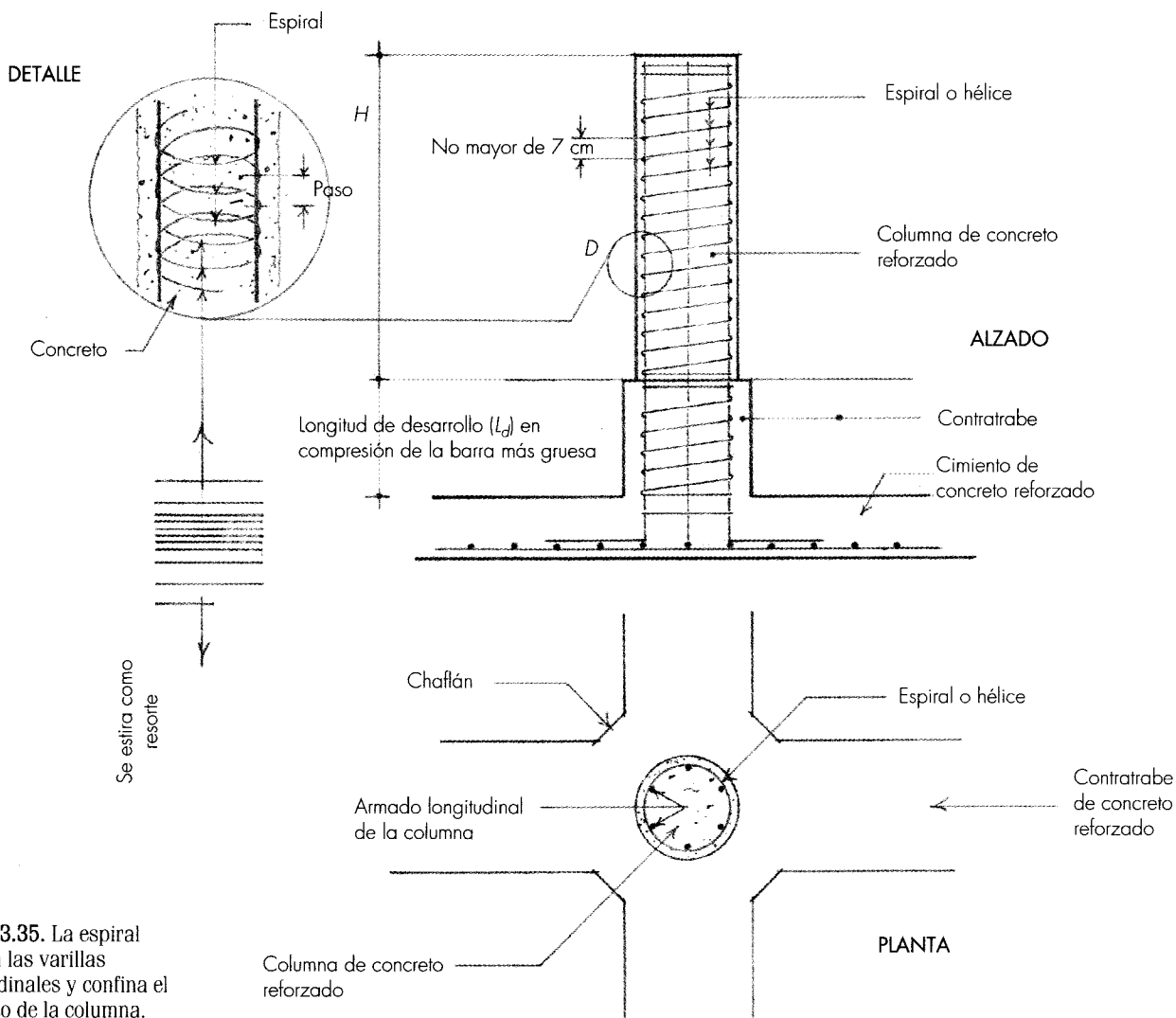


Figura 3.35. La espiral amarra las varillas longitudinales y confina el concreto de la columna.

Por su *longitud y fijación de los extremos*. El *Reglamento de Construcciones para el D. F.*, dice al respecto: “La relación entre su altura libre y el lado menor de la columna no excederá de 15; es necesario también, que entre el lado mayor y el menor de la columna no exceda de 4” (véase fig. 3.36).

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{H}{b_{\min.}} \leq 15$$

también que:

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

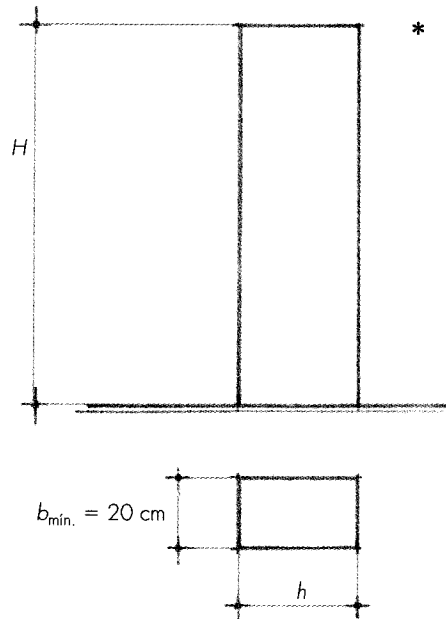


Figura 3.36

El *Reglamento* del ACI (American Concrete Institute) es más elástico en cuanto a la relación de esbeltez, y considera para las columnas cortas una relación de:

$$\frac{h}{b} \leq 10$$

y mayor de 10 para las largas. El mismo *Reglamento* aplica, para las columnas largas, una reducción de la carga admisible de P_a a P'_a , aplicando la expresión:

$$P'_a \leq P \left[1.30 - \frac{0.03 H}{b_{\min.}} \right]$$

La longitud efectiva (H_e) dependerá de las condiciones de empotramiento en los extremos de la columna. En efecto, dicho empotramiento cambia la longitud efectiva, la modifica y la afecta. En las figuras 3.37 y 3.38 se presentan los valores del factor (K), el cual toma en cuenta la restricción lateral y rotacional en los extremos de la columna. En la siguiente tabla se muestran las variantes, muy acentuadas, que dependen de las condiciones de los extremos de la columna y que influyen muy notoriamente en el flambeo del elemento.

*Se recomienda respetar estas limitaciones cuando la carga axial de diseño (P_u), sea igual o menor que $A_g f'_{c/10}$.

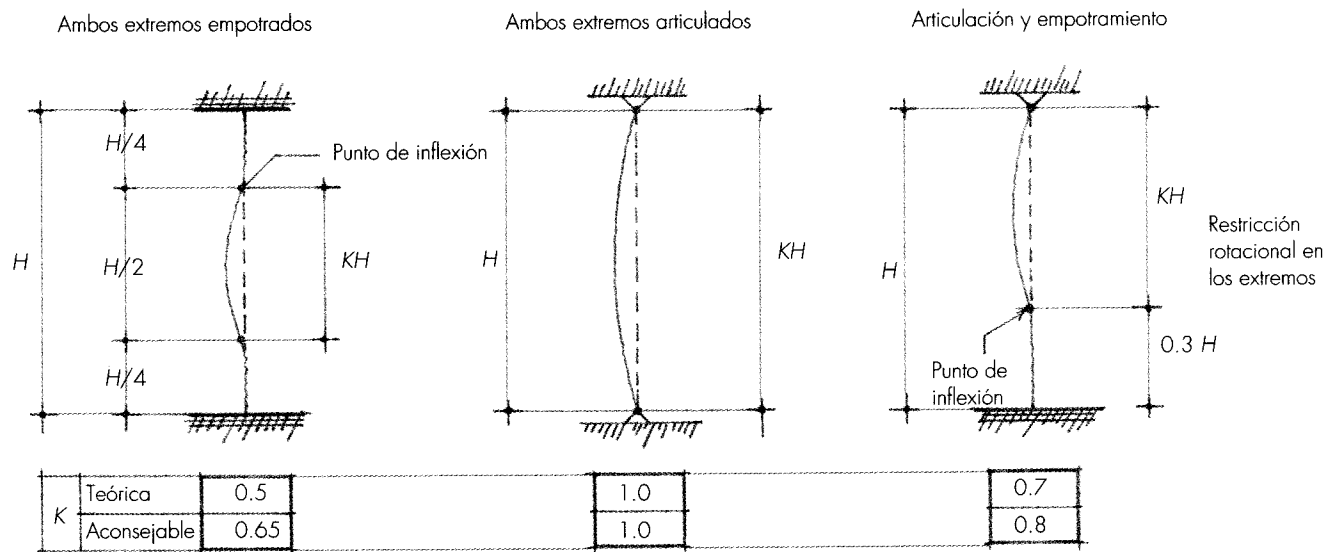


Figura 3.37. Longitud de pandeo efectiva (H_e). Columnas con desplazamiento lateral restringido.

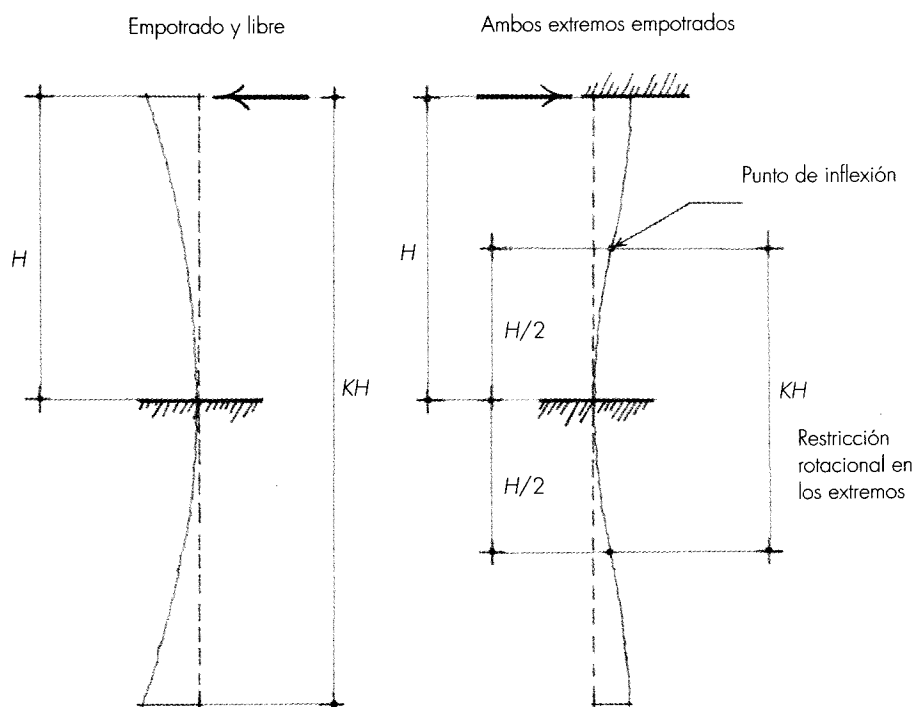


Figura 3.38. Longitud de pandeo efectiva (H_e). Columnas con desplazamiento lateral no restringido.

Para construirlas utilizamos cimbras que, por lo general, son de madera, metálicas o de cartón. Esta última es muy recomendable cuando se trata de una columna circular.

Cimbra de madera. La madera es un material económico y fácil de adaptar a cualquier forma. En la figura 3.39 se muestran los armados de la columna antes de colocar la cimbra (fig. 3.40).

Figura 3.39. Antes de colocar la cimbra se revisarán el acero longitudinal y el refuerzo transversal, cuidando que no haya anillos doblados ni varillas torcidas. Todas las varillas con los estribos estarán amarrados con alambre recocido.

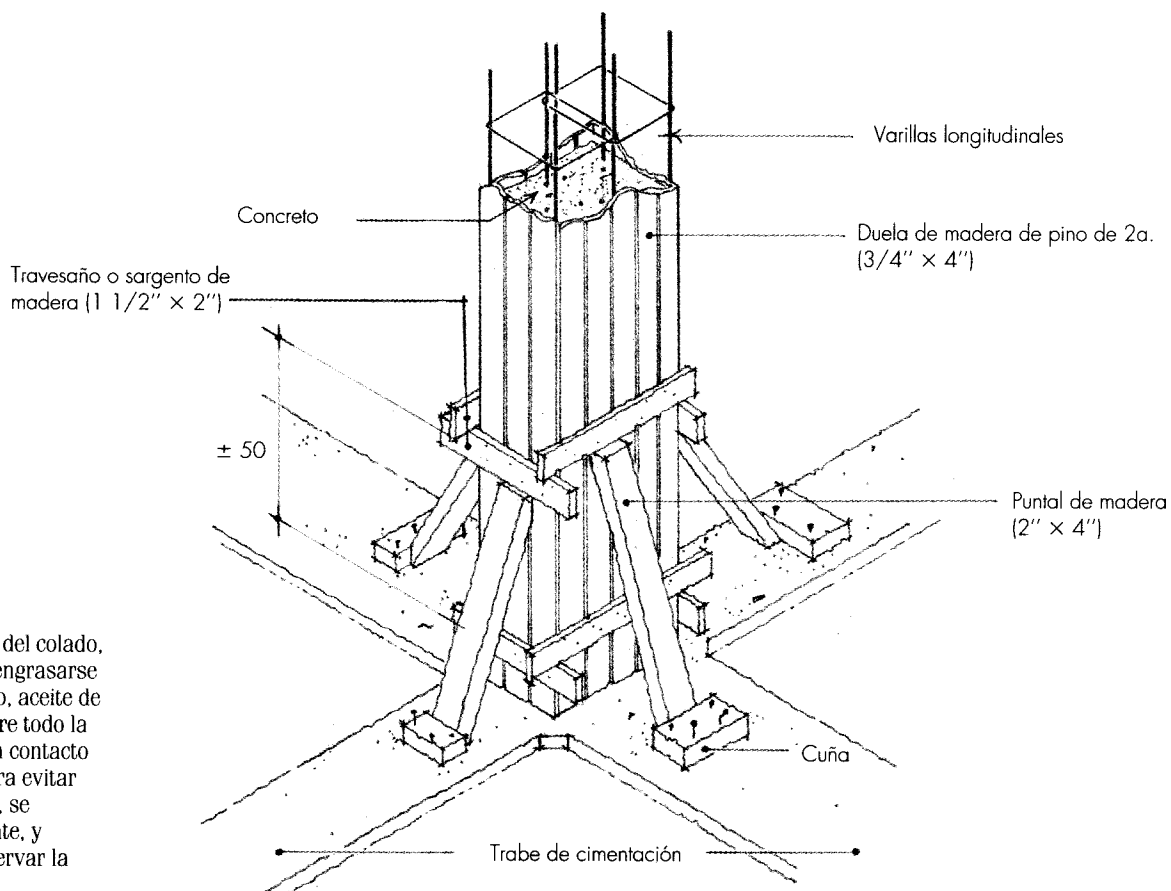
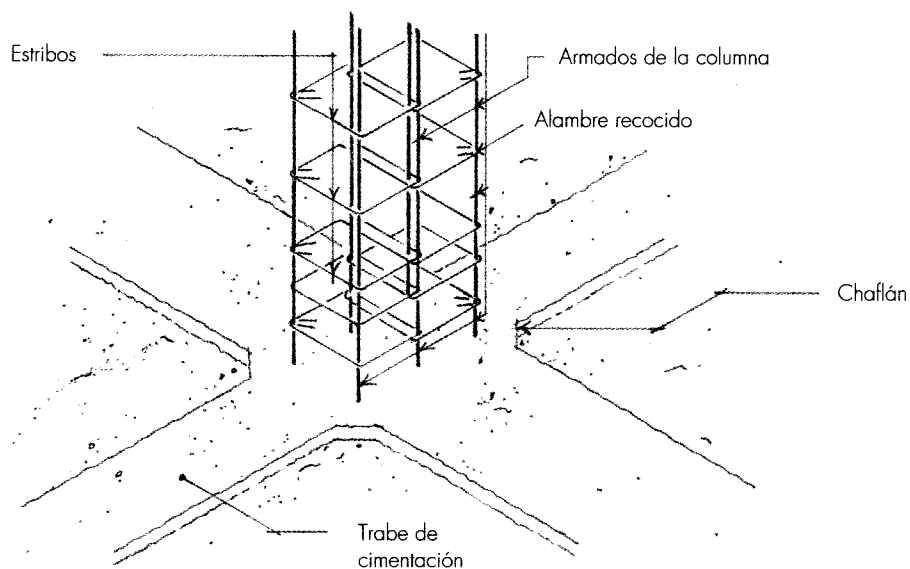


Figura 3.40. Antes del colado, la madera deberá engrasarse con aceite quemado, aceite de linaza o diesel, sobre todo la parte que estará en contacto con el concreto, para evitar que se adhiera a él, se descimbre fácilmente, y también para conservar la madera.

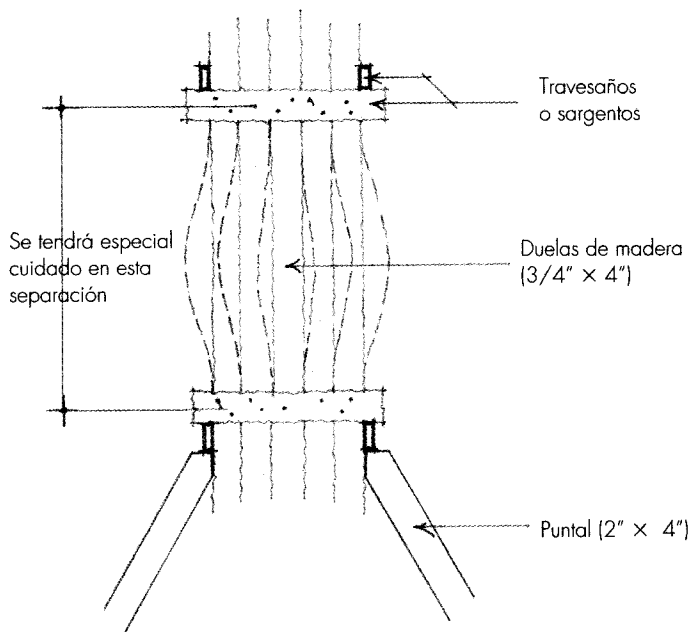


Figura 3.41

Para una columna circular, la cimbra de madera resulta tardada de trabajar y costosa, sin ofrecer, en cambio, ventaja alguna. Por eso, para estos casos lo más recomendable es la cimbra de cartón Kraft (sonotubo); no obstante, presentamos la cimbra de madera para una columna circular (fig. 3.42).

Antes de vaciar el concreto, la cimbra deberá estar perfectamente plomeada y mojada en su interior; las varillas tendrán su adecuada separación con respecto a la cimbra (normalmente se dejan 3 cm entre el acero y el molde). Cuando se utilice vibrador, el vaciado del concreto se puede hacer en forma continua, pero no será así cuando se utilice una varilla para picarlo, siendo necesario en estos casos vaciar el concreto en pequeñas tandas mientras se efectúa el picado; además, se procurará hacer un buen colado para evitar que éste quede con oquedades. Una columna es un elemento estructural muy importante que requiere un procedimiento constructivo de excelente calidad.

La colocación de los travesaños o sargentos a lo largo de la cimbra, así como la adecuada distancia entre ellos, desempeñan un papel muy importante para lograr dicha excelencia (fig. 3.41).

Una separación exagerada entre los travesaños ocasiona que el concreto ejerza una presión sobre la cimbra, haciendo que se pandee y que el concreto se salga entre las duelas (fig. 3.41).*

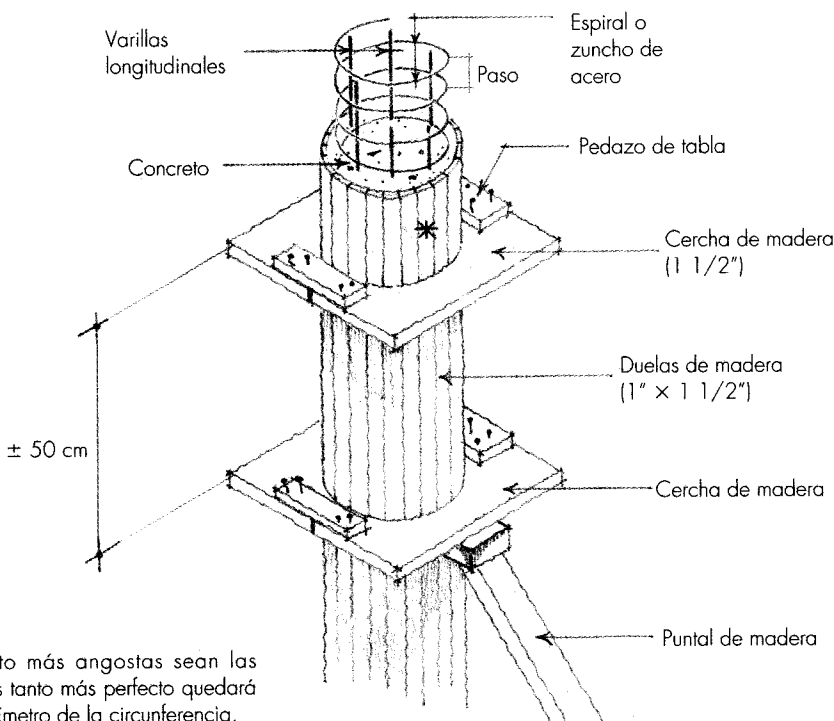


Figura 3.42. Columna circular o zunchada.

*Cuanto más angostas sean las duelas tanto más perfecto quedará el perímetro de la circunferencia.

*El autor recomienda menor separación entre los travesaños mientras mayor sea el espesor de la columna, con el fin de evitar el flambeo en la cimbra.

Cimbra metálica. Ésta es rápida de trabajar, facilita el cimbrado y es muy durable, pero, por lo mismo, muy costosa. Las cimbras metálicas se recomiendan en aquellos lugares donde predomina el trabajo en serie, pues estos moldes no ofrecen la gran flexibilidad de formas y variedad de tamaños que las cimbras de madera permiten adoptar.

En la figura 3.43 se muestra la cimbra metálica para una columna cuadrada o rectangular.

En la figura 3.44 se muestra la cimbra metálica para una columna circular de concreto armado. En ella se aprecia la poca elasticidad que ofrece para cambiar las dimensiones del diámetro de la columna.

Cimbra de cartón (sonotubo). Esta cimbra es ideal para colar columnas circulares de concreto armado, pues el sonotubo ofrece una gran diversidad de diámetros interiores (desde 2.5 cm hasta 100 cm), y una longitud de 6.10 m, pero se puede fabricar con una longitud mayor.

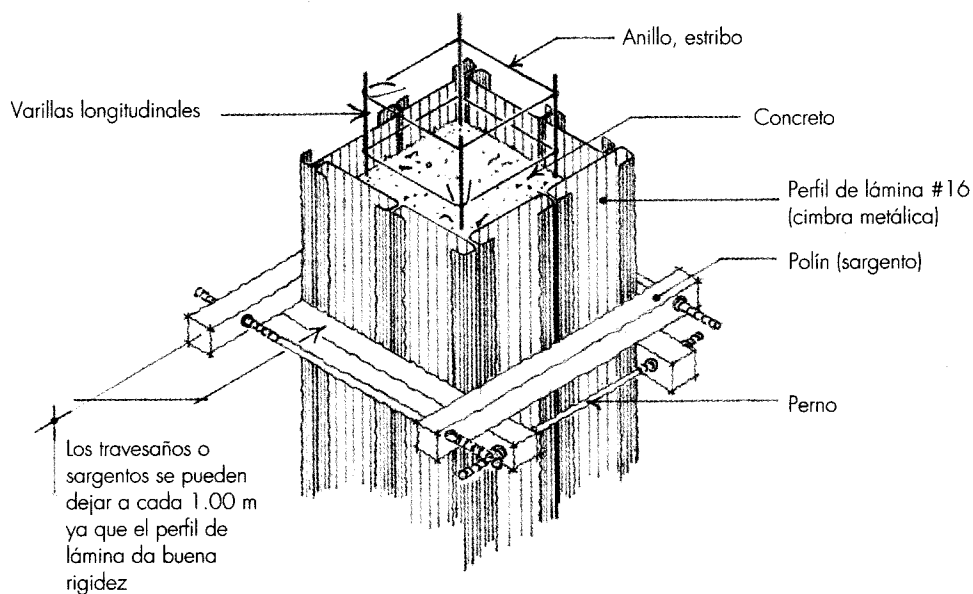


Figura 3.43. Cuando las medidas en las columnas son iguales, las cimbras metálicas justifican su costo por la gran rapidez en su montaje y la conservación de la misma.

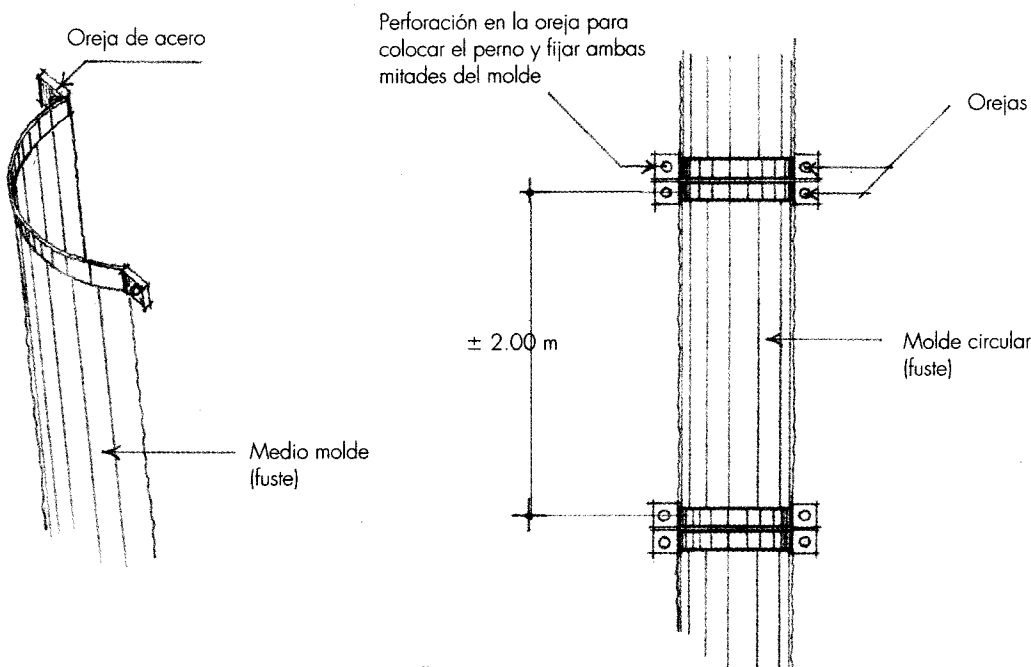


Figura 3.44

El sonotubo es un cartón Kraft que resiste bien el golpe, la humedad y la presión del concreto durante el vaciado y fraguado del mismo, ya que el espesor de sus paredes aumenta a medida que se incrementa el diámetro del sonotubo (fig. 3.45).

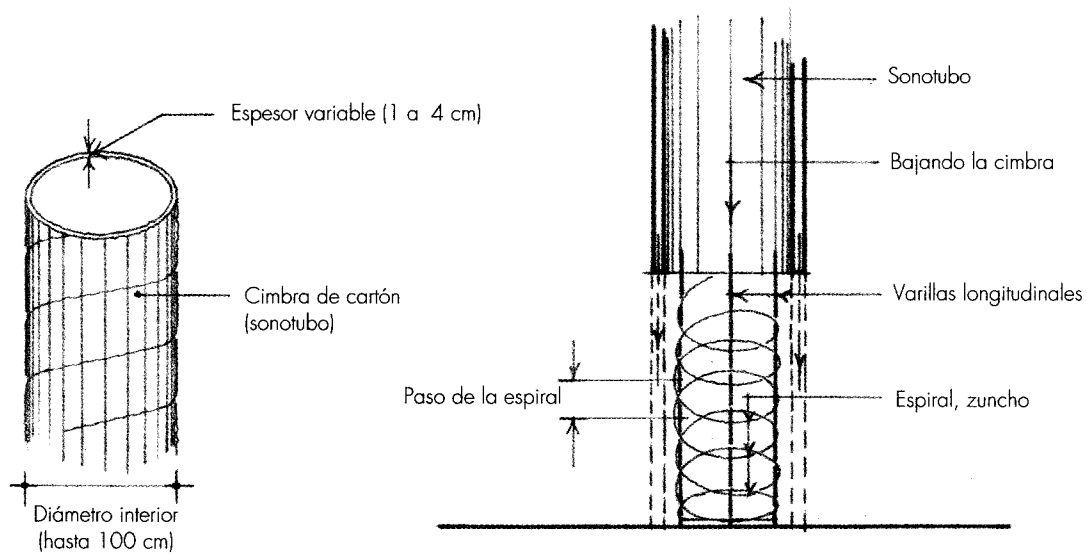


Figura 3.45. Una vez revisados los armados en la columna, se procede a bajar el sonotubo.

En la figura 3.46 se muestra la cimbra sostenida por los puntales y plomeada debidamente antes de vaciar el concreto.

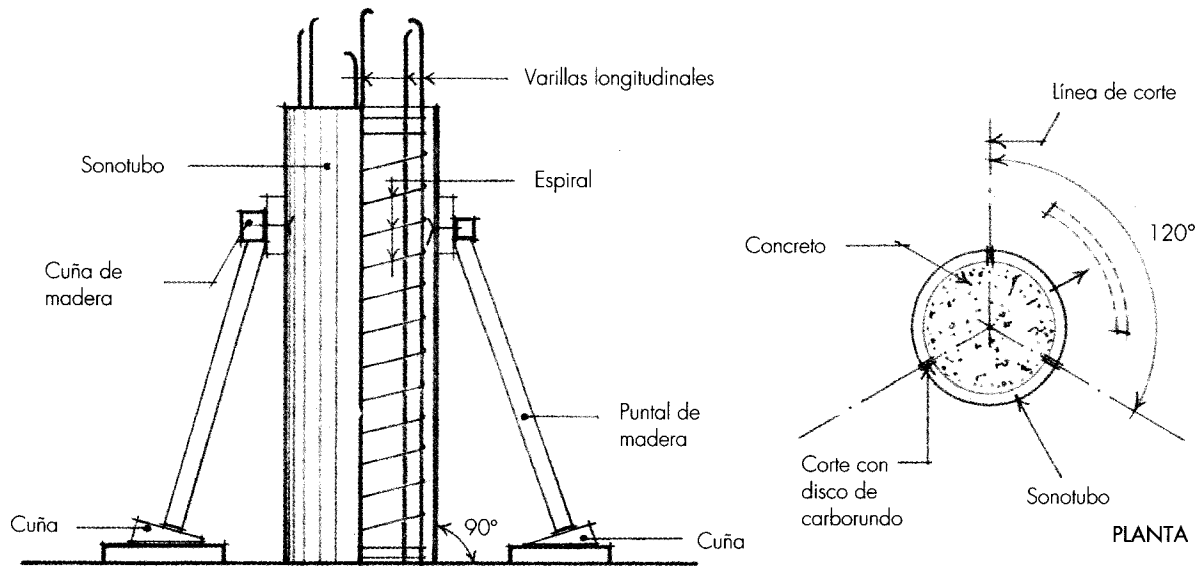
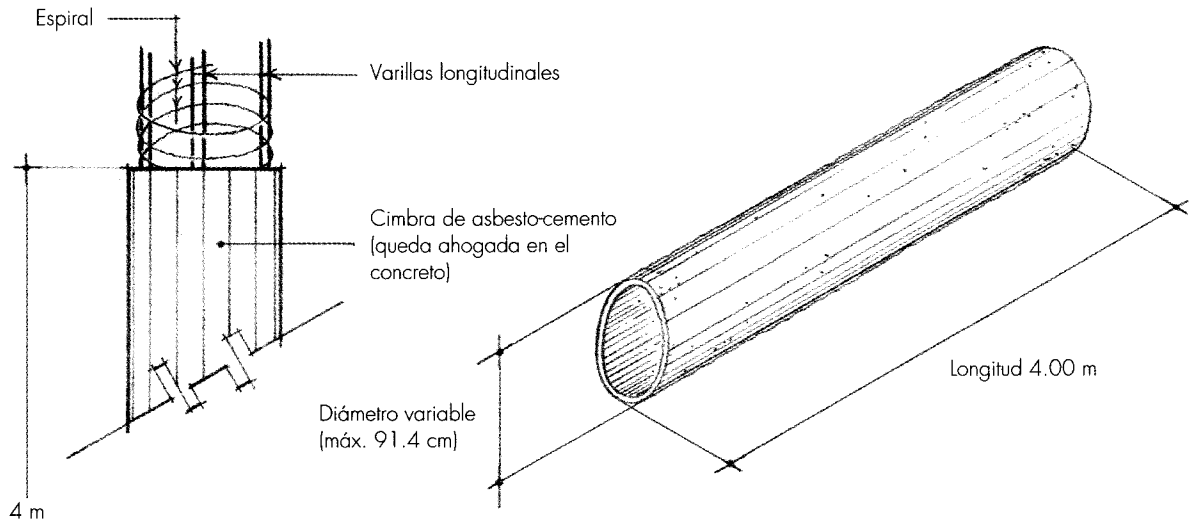


Figura 3.46

Una vez que se ha fraguado el concreto, y efectuado un adecuado "curado", se corta el sonotubo en tres partes (ángulos de 120°) con disco de carborundo graduado al espesor de la pared del sonotubo para no dañar el concreto.

En algunas ocasiones se utiliza también la cimbra de asbesto-cemento, cuyo procedimiento constructivo en el vaciado del concreto es muy parecido al del sonotubo, con la diferencia de que la cimbra de asbesto es permanente y se queda ahogada en el concreto (fig. 3.47).

La longitud de los tubos para todos los diámetros es de 4 m, y el diámetro varía desde 3" (7.6 cm) hasta 36" (91.4 cm). Se puede cortar con sierra o con serrote.

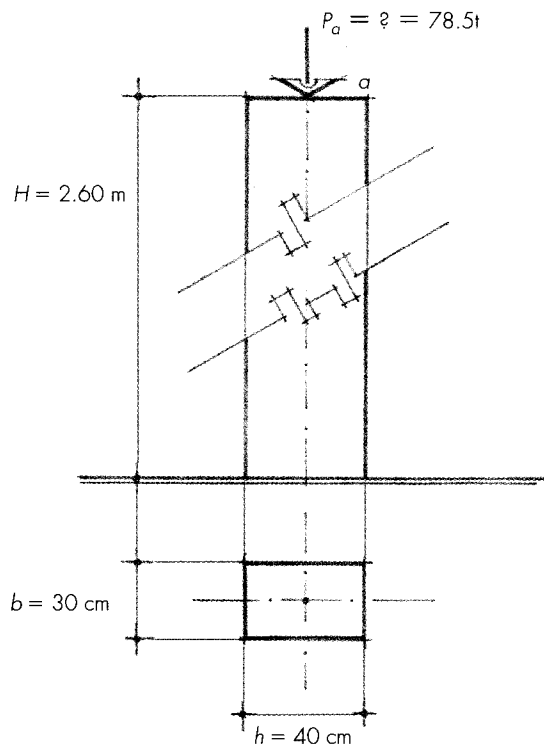


Ejemplo:

Figura 3.47. La cimbra de asbesto-cemento resiste bien la presión del concreto durante el vaciado y el fraguado del mismo.

Se tiene una columna de concreto, reforzada con carga axial de 30×40 cm y una longitud de 2.60 m. Se supone que el porcentaje de acero respecto a la sección transversal de concreto es de 1.70 %, aproximadamente (fig. 3.48). Ambos extremos van articulados.

¿Qué carga admisible y resistencia última es capaz de soportar la columna?



Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \rho_s &= 1.7 \% \end{aligned}$$

Figura 3.48

Veamos si la columna es corta o larga:

$$\frac{H}{b} = \frac{2.60}{0.30} \approx 8.67 < 10 \text{ (columna corta).}$$

Obtenemos el área de acero en la columna:

$$A_{s_t} = \rho_s A_g = 0.017 \times 30 \times 40 = 20.40 \text{ cm}^2$$

Con varillas del # 8 se tiene: $\frac{20.40}{5.07} \approx 4\phi 1''$

Carga admisible (P_a) en la columna:

$$\begin{aligned} P_a &= 0.22 A_g f'_c + 0.30 A_{s_t} f_y \dots \\ &= 0.22 \times 30 \times 40 \times 200 + 0.30 \times 20.40 \times 4200 \\ &= 52\,800 \text{ kg (concreto)} + 25\,700 \text{ kg (acero)} \\ \therefore P_a &= 78\,500 \text{ kg (carga admisible).} \end{aligned}$$

La resistencia última en la columna será de:

$$\begin{aligned} P_u &= F_R [0.85 f'_c (A_g - A_{s_t}) + A_{s_t} f_y \dots] \\ &= 0.70 [0.85 \times 200 (30 \times 40 - 20.40) \\ &\quad + 20.40 \times 4200] \\ &= 0.70 [170 (1179.60)] + 85\,680 \\ &= 0.70 [200\,530] + 85\,680 \\ &\approx 226\,000 \text{ kg (resistencia última).} \end{aligned}$$

En la figura 3.49 se muestra la resistencia última de la columna.

Los estribos se suponen de 1/4" y se colocarán a la separación menor de las tres especificaciones siguientes:

a) $48 \times 0.64 \approx 30 \text{ cm.}$

b) $\frac{850}{\sqrt{4200}} \approx 13 \times 2.54 \approx 33 \text{ cm.}$

c) $0.5 \times 30 = 15 \text{ cm.}$ Se colocarán a 15 cm (fig. 3.50).

Como se trata de una columna en planta baja, el refuerzo transversal se continuará hasta la mitad de su longitud, y se prolongará dentro de la cimentación una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa (fig. 3.51).

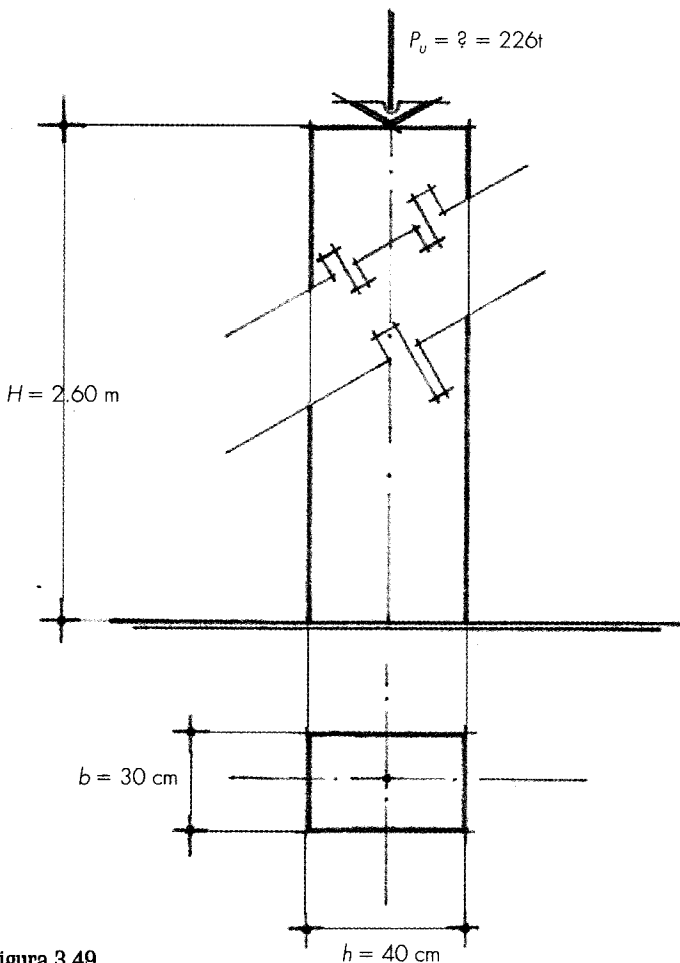


Figura 3.49

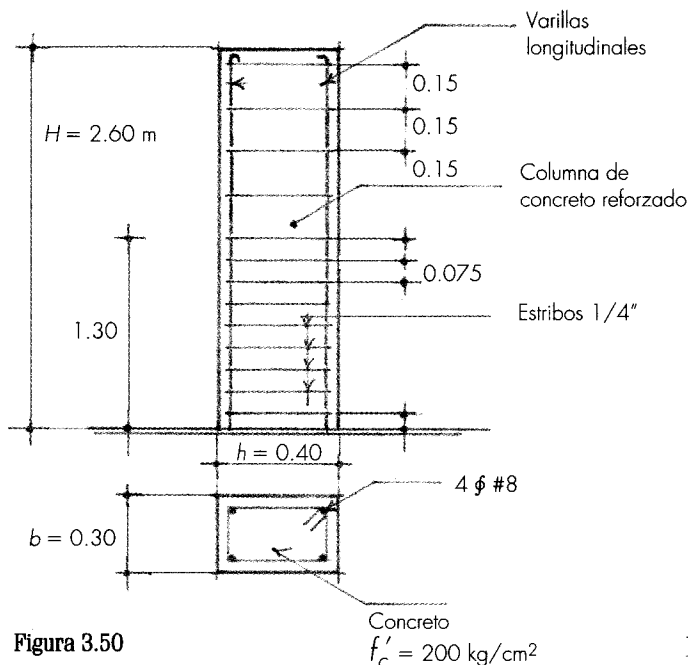


Figura 3.50

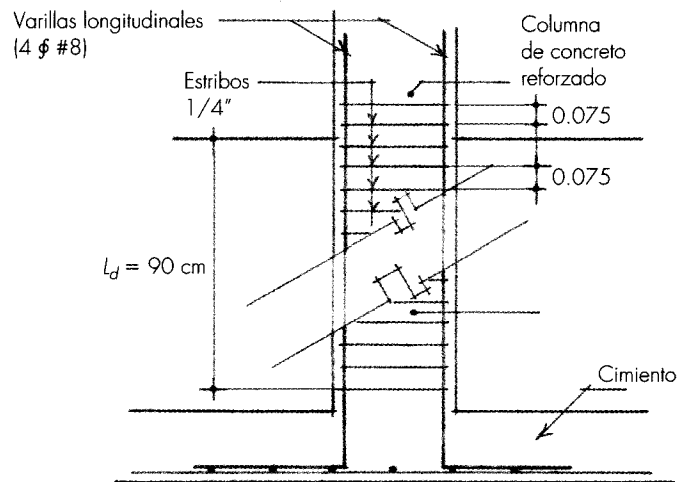


Figura 3.51

Los estribos deben penetrar en la cimentación:

$$L_d = 0.06 \frac{5.07 \times 4200}{\sqrt{200}} \geq 0.006 d_b f_y$$

$$\therefore 0.06 \frac{21\,294}{14.14} \approx 90 \text{ cm}$$

y

$$0.006 \times 2.54 \times 4200 \approx 64 < 90 \text{ (correcto).}$$

Ejemplo:

La columna que aparece en la figura 3.52 recibe una carga axial de 180t. Diga si la sección de 40 × 60 cm es capaz de soportarla. En caso de no ser así, diga qué sección cuadrada se necesita.

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ A_{s_t} &= 6 \phi \# 5 \end{aligned}$$

Porcentaje de acero en la columna:

$$\rho_s = \frac{A_{s_t}}{A_g} = \frac{6 \times 1.99}{40 \times 60} = \frac{11.94}{2400} \approx 0.005 = 0.5 \%$$

El acero no cumple con la especificación, según la cual: "el porcentaje del acero longitudinal no será menor de 1 %".

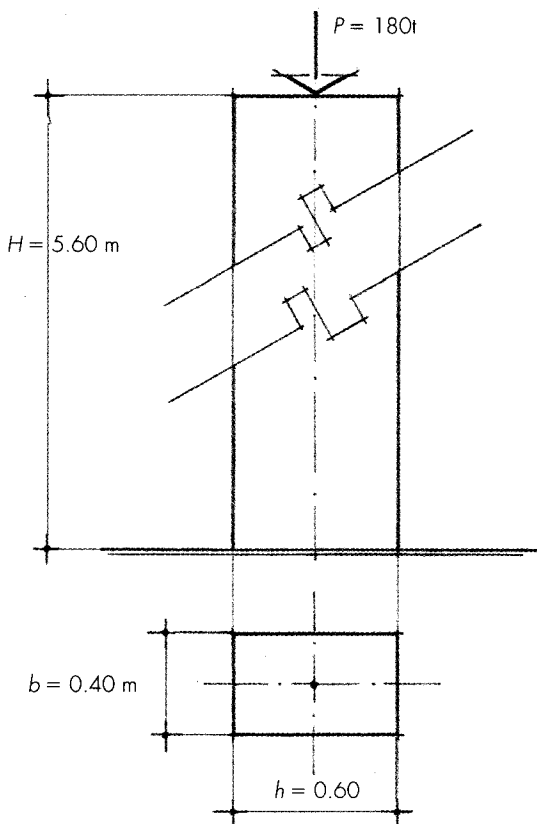


Figura 3.52

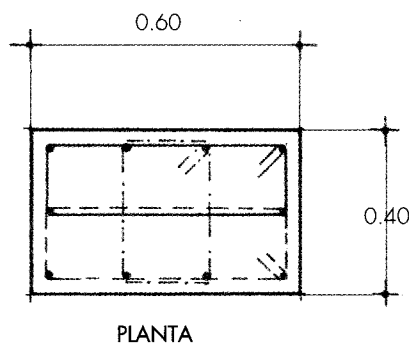


Figura 3.53. 10 ϕ # 6 + 3 ϕ # 2.5.

Por lo anterior, necesitamos aumentar el número de las varillas, o bien, el diámetro de las mismas.

Optamos 10 ϕ # 6:

$$\therefore A_{s_t} = 10 \times 2.87 = 28.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{28.70}{2400} \approx 0.012 = 1.2 \% > 1 \%$$

En la figura 3.53 se muestra el armado en la columna:

Relación de esbeltez en la columna (fig. 3.52):

$$\frac{H}{b} = \frac{5.60}{0.40} = 14 > 10 \text{ (la columna es larga).}$$

Como la columna resultó larga, la carga de 180t será afectada. Veamos:

$$P'_a = 180 \left[1.30 - \frac{0.03 \times 5.60}{0.40} \right] = 180 [1.30 - 0.42] = 180 [0.88] = 158.4 \text{ t}$$

Carga admisible en la columna (P_a):

$$\begin{aligned} P_a &= 0.22 A_g f'_c + 0.30 A_{s_t} f_y \\ &= 0.22 \times 40 \times 60 \times 200 + 0.30 \times 28.70 \times 4200 \\ &= 105\,600 + 36\,160 = 141\,760 \text{ kg} = 141.76 \text{ t} < 158.4 \text{ t} \\ &\text{(la sección no resiste la carga).} \end{aligned}$$

Para que la sección sea capaz de resistir la carga será necesario aumentar la dimensión de la columna a:

$$158.4 = 0.22 \times A_g \times 200 + 36\,160$$

$$\therefore A_g = \frac{158\,400 - 36\,160}{0.22 \times 200} = \frac{122\,240}{44} \approx 2779 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{2779} \approx 52.72 \text{ cm} = 53 \text{ cm}$$

En la figura 3.54 se muestra finalmente la columna. Los estribos se suponen de 5/16" (# 2.5), a una separación de:

$$a) 48 \times 0.79 \approx 38 \text{ cm.}$$

$$b) \frac{850}{\sqrt{4200}} \approx 13 \times 1.91 \approx 25 \text{ cm. Se colocarán cada 25 cm.}$$

$$c) 0.5 \times 52.72 \approx 26 \text{ cm.}$$

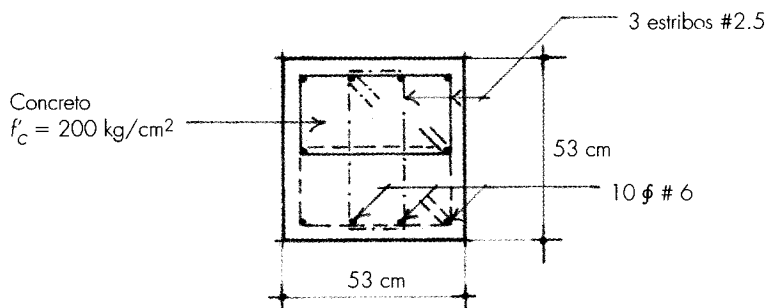
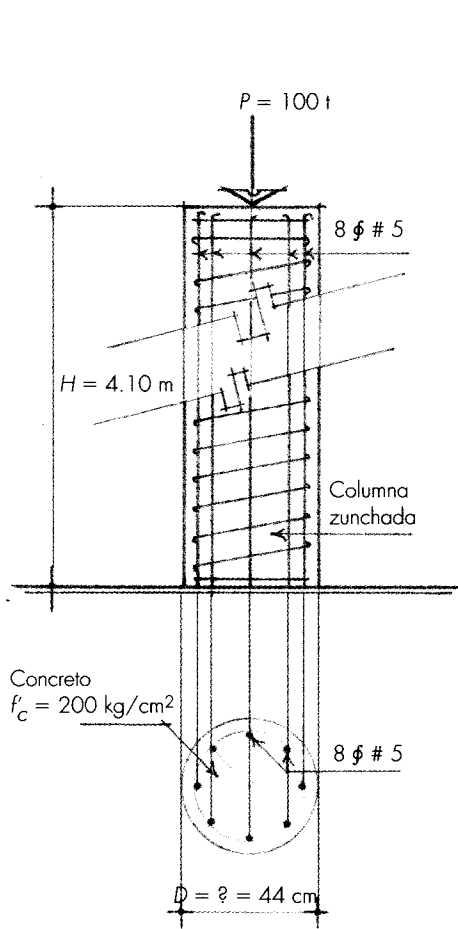
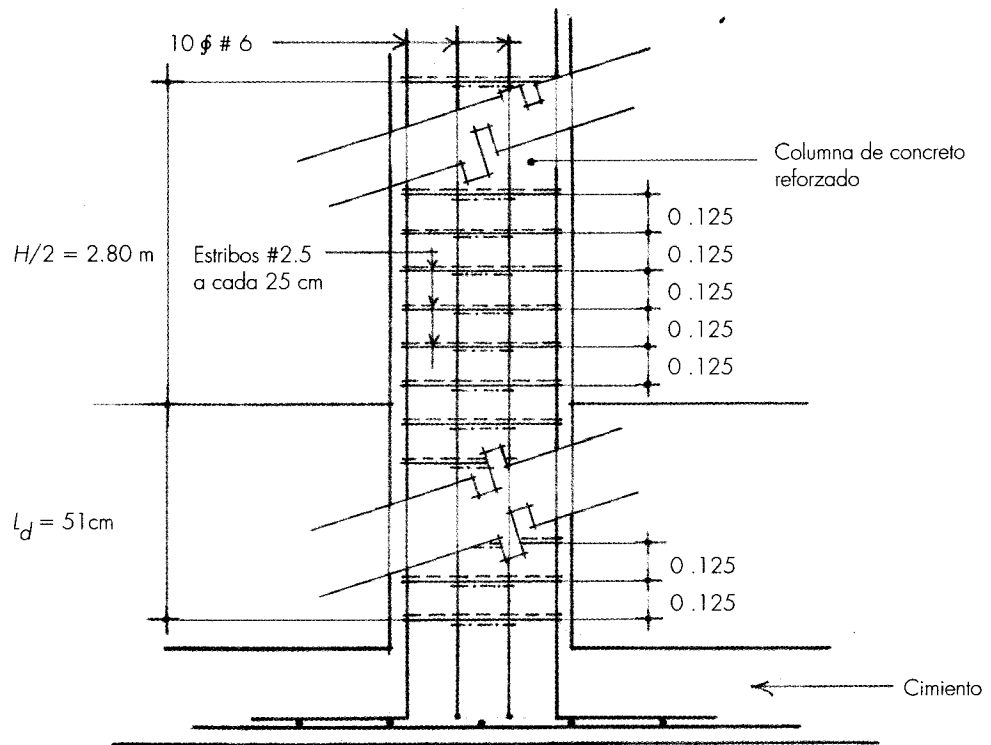
Los estribos penetran en la cimentación una longitud (L_d). Veamos:

$$L_d = 0.06 \frac{2.87 \times 4200}{\sqrt{200}} \geq 0.006 d_b f_y$$

$$\therefore 0.06 \frac{12\,054}{14.14} \approx 51 \text{ cm y } 0.006 \times 1.91 \times 4200 \approx 48 \text{ cm}$$

$$\therefore 51 \text{ cm} > 48 \text{ cm (correcto).}$$

Figura 3.54. Sección y armados finales.



Ejemplo:

Una columna zunchada recibe una carga axial de 100t y tiene una longitud libre de 4.10 m ¿Qué diámetro necesita la columna para soportar la carga? (fig. 3.55).

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ A_{st} &= 8 \phi \# 5 = 15.92 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se aplica la expresión:

$$P_a = 0.25 A_g f'_c + 0.40 A_{st} f_y = 0.25 A_g \times 200 + 0.40 \times 15.92 \times 4200$$

$$\therefore 100 = 50 A_g + 26\,746 \therefore A_g = \frac{100\,000 - 26\,746}{50} \approx 1466 \text{ cm}^2$$

Figura 3.55

El diámetro de la sección valdrá:

$$\frac{\pi D^2}{4} = 1466 \text{ cm}^2 \therefore D^2 = \frac{1466 \times 4}{\pi} \approx 1867 \dots,$$

y

$$D = \therefore \sqrt{1867} = 43.20 \text{ cm} \approx 44 \text{ cm}$$

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{410}{43.20} = 9.49 < 10 \text{ (columna corta).}$$

Comprobación del porcentaje de acero:

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{15.92}{1466} \approx 0.011 = 1.1 \% > 1 \%$$

El zuncho o espiral se hará con varilla del número 2.5, con diámetro de 0.79 cm. Al dejar un recubrimiento libre de 4 cm se tiene: fig. 3.56.

Una vuelta de un zuncho tiene un volumen de:

$$\begin{aligned} p' &\geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.45 \left(\frac{1466}{1018} - 1 \right) \frac{200}{4200} \\ &= 0.45 (0.44) 0.0476 \approx 0.0094, \text{ ni menor que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y}, \\ 0.12 \frac{200}{4200} &\approx 0.0057 < p' \geq 0.0094. \end{aligned}$$

Separación de la hélice (fig. 3.57) con zuncho de 5/16":

$$\begin{aligned} p' &= \frac{4A_{sh}(D'')}{\text{paso}(D')^2} \therefore 0.0094 = \frac{4 \times 0.49 \times 36.79}{\text{paso}(36.79)^2} = \frac{72.11}{\text{paso}(1353.5)} \\ \therefore \text{paso} &= \frac{72.11}{0.0094(1353.5)} = \frac{72.11}{12.72} = 5.67 \approx 6.0 \text{ cm} \end{aligned}$$

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.* especifica lo siguiente: "La distancia libre entre dos vueltas consecutivas no será mayor de 7 cm."

La hélice, a la que supusimos de 5/16" (#2.5), resultó adecuada (fig. 3.57).

Ejemplo:

En la figura 3.58 se presenta una columna rectangular sometida a una carga excéntrica (pequeña excentricidad) de 60t. La columna es corta.

¿Qué carga admisible será capaz de soportar la columna?

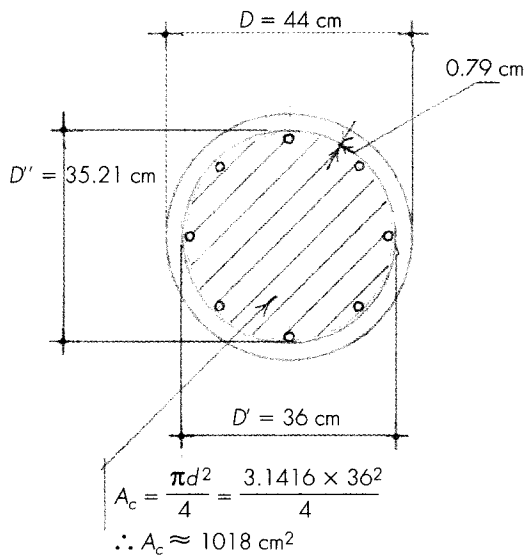


Figura 3.56

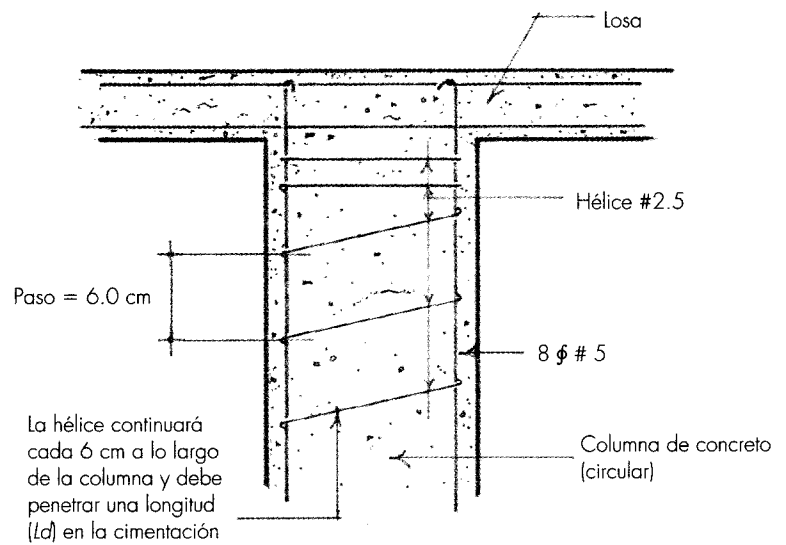


Figura 3.57

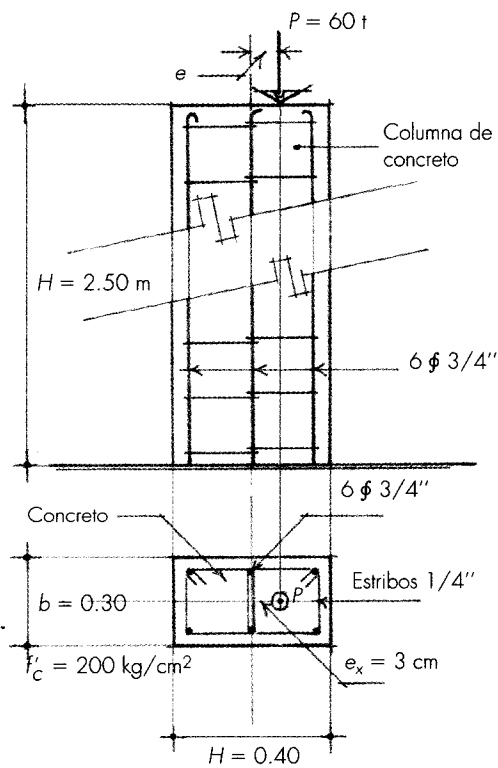


Figura 3.58

Datos:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 e_x &= 3 \text{ cm} \\
 A_{st} &= 6 \phi 3/4'' \\
 &\text{estribos de } 1/4''
 \end{aligned}$$

Porcentaje de acero:

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{6 \times 2.87}{30 \times 40} = 0.014 = 1.4 \% > 1 \%$$

En la figura 3.59 se muestran los recubrimientos en la columna.

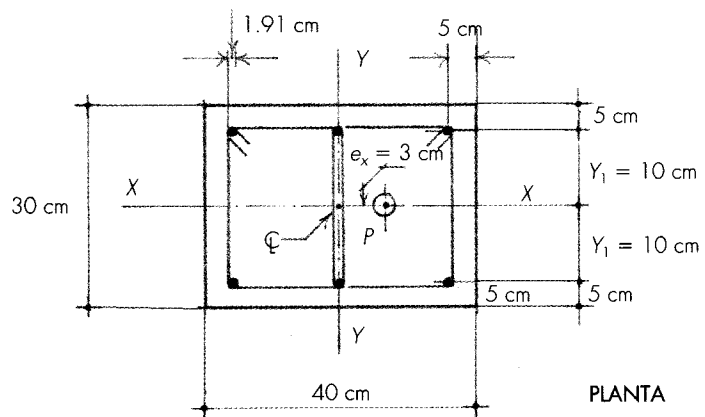


Figura 3.59

Si se aplica la fórmula dada por el ACI se tiene:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad \therefore f_a = \frac{P}{A_g} = \frac{60\,000}{30 \times 40} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.45 f'_c = 0.45 \times 200 = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.8 [0.22 f'_c + f_s \rho_g] \quad \text{y} \quad f_s \leq 50 \% f_y = 0.5 \times 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

y

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = 0.014 \dots$$

y

$$F_a = 0.8 [0.22 \times 200 + 2100 \times 0.014] = 0.8 [44 + 29.40] \approx 58.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{P \cdot e_x}{S}, \quad \text{y} \quad S = \frac{I_c + I_s}{Y_1}, \quad \text{se obtiene primeramente el momento de inercia (I), del concreto}$$

(I_c) y del acero (I_s). Veamos:

$$I_{x-x} = \frac{bh^3}{12} + (n-1) A_{st} (Y_1)^2 = \frac{30 \times 40^3}{12} + (14-1) 6 \times 2.87(10)^2$$

$$= \frac{1\,920\,000}{12} + (13) 17.22 (100) = 160\,000 + 22\,386$$

$$I_{x-x} = 182\,386 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{I_{x-x}}{Y_1} = \frac{182\,386}{10} = 18\,238.6 \text{ cm}^3$$

$$\therefore f_b = \frac{60\,000 \times 3}{18\,238.6} = \frac{180\,000}{18\,238.6} \approx 9.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{50}{58.80} + \frac{9.87}{90} = 0.85 + 0.11 = 0.96 < 1.00$$

La columna puede soportar una carga de:

$$\frac{60\,000}{0.96} = 62\,500 \text{ kg}$$

En la figura 3.60 se muestra finalmente la columna y sus armados:

Separación de los estribos:

$$a) 48 \times 0.64 \approx 31 \text{ cm.}$$

$$b) \frac{850}{\sqrt{4200}} = 13 \times 1.91 \approx 25 \text{ cm.}$$

$$c) 0.5 \times 30 = 15 \text{ cm. Se colocarán cada 15 cm.}$$

Para excentricidades grandes se puede consultar el libro *Diseño y cálculo de estructuras de concreto reforzado*, "Resistencia máxima y servicio", del autor.

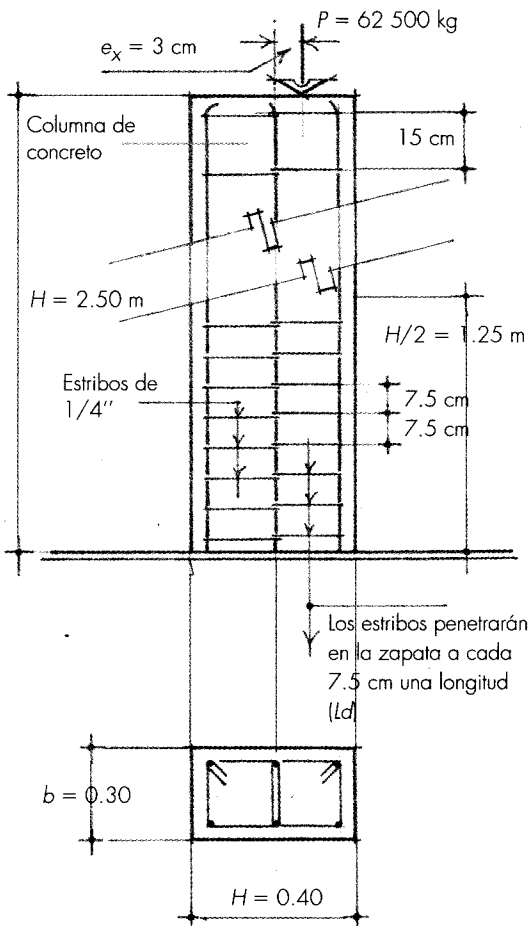


Figura 3.60

3.4. COLUMNAS DE MADERA

Son elementos estructurales aislados, sujetos a flexocompresión aun cuando el análisis no indique la presencia de algún momento.

La capacidad de carga de toda columna dependerá de la relación de esbeltez. De acuerdo con la esbeltez, se clasifican en columnas cortas y columnas largas.

1. *Columnas cortas.* Una columna de madera se puede considerar pieza corta cuando la relación de su longitud libre sin soporte lateral (H_u) entre el lado menor de la columna (b) sea igual o menor que 13 (fig. 3.61).

Para estas columnas, el esfuerzo admisible en compresión paralela a las fibras (f) será igual a:

$$f = \frac{P}{A} = \frac{\text{Carga máxima en la columna}}{\text{Área de la sección transversal}}$$

2. *Columnas largas.* Se consideran largas cuando la relación de longitud libre sin soporte lateral (H_u) entre la dimensión menor de la columna (b) es mayor de 13 (fig. 3.62).

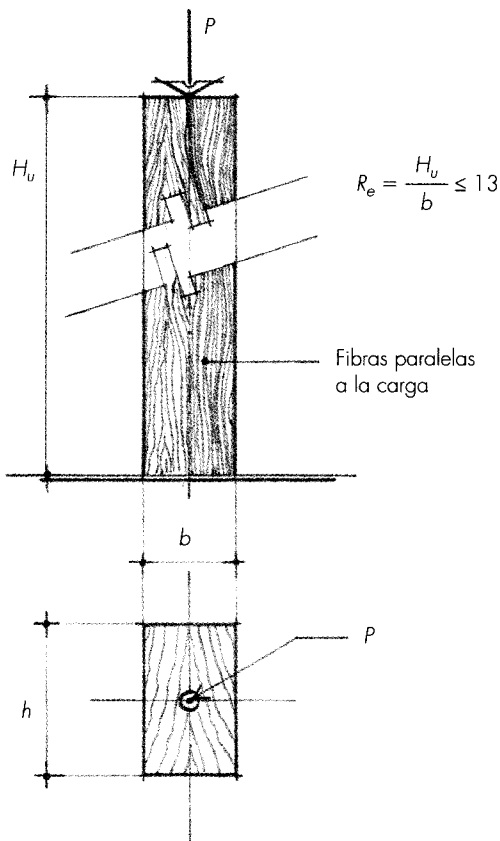


Figura 3.61. Columna corta.

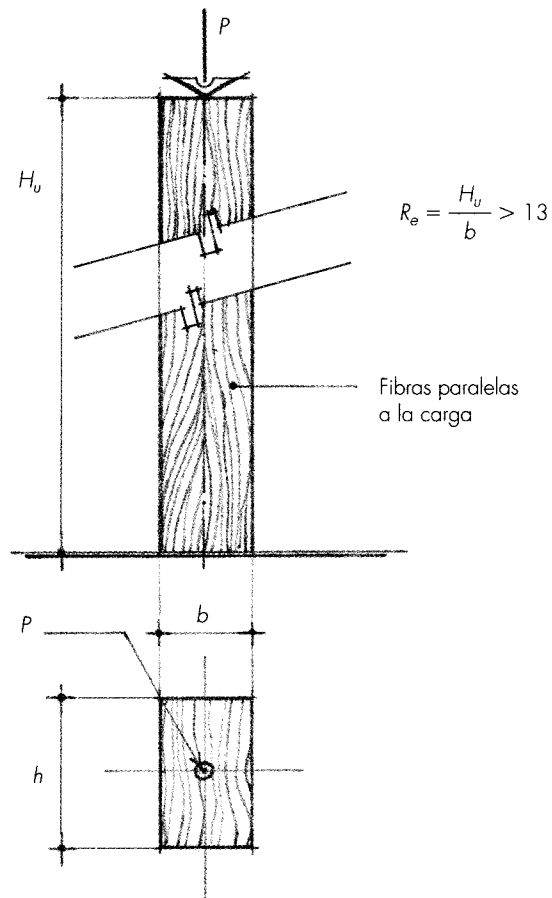


Figura 3.62. Columna larga.

Cuando se excede esta relación, se hará una reducción de 5 % en el efecto por flambeo, por cada unidad mayor de 13, hasta obtener una relación límite igual o menor que 26. Cuando la relación $\frac{H_u}{b} > 26$ e $e \leq 30$, el esfuerzo de compresión admisible para una columna sólida cargada axialmente se diseñará mediante la expresión:

$$\frac{P}{A} = \frac{0.30 E^*}{\left(\frac{H_u}{b}\right)^2}$$

donde:

E = módulo de elasticidad de la madera.

Para las columnas circulares se seguirán las mismas especificaciones que para las columnas cuadradas o rectangulares, con la variante de que la longitud efectiva se dividirá entre el diámetro de la columna.

Para su diseño se recomienda calcularla primeramente como columna cuadrada, para después utilizar una sección circular con la misma área transversal que la cuadrada. A continuación se presenta un ejemplo ilustrativo:

Columna cuadrada (40×40 cm).

$$\text{Área} = 1600 \text{ cm}^2 \quad \therefore 1600 = \frac{\pi d^2}{4} \quad \therefore 1600 \times 4 = \pi d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{6400}{3.14}} \approx 45 \text{ cm de diámetro (al aumentar el diámetro, la columna larga puede pasar a ser corta).}$$

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.* no hace ninguna distinción entre columnas cortas o largas. Únicamente determina un factor de esbeltez (C_s) con la expresión:

$$C_s = \sqrt{\frac{H_u h}{(b)^2}} \dots$$

Junto con el factor de esbeltez interviene un factor de estabilidad lateral (φ), que dice:

1. Cuando $C_s \leq 6$; $\varphi = 1.00$
2. Cuando $C_s \leq C_k$; $\varphi = 1 - 0.3 \left(\frac{C_s}{C_k}\right)^4 \dots$

*En promedio, se puede considerar para las coníferas un valor para:

$$E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Para las latifoliadas se considerará que:

$$E = 80\,000 \text{ a } 160\,000 \text{ kg/cm}^2$$

donde:

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{0.05}}{f_{fu}}} \dots$$

siendo

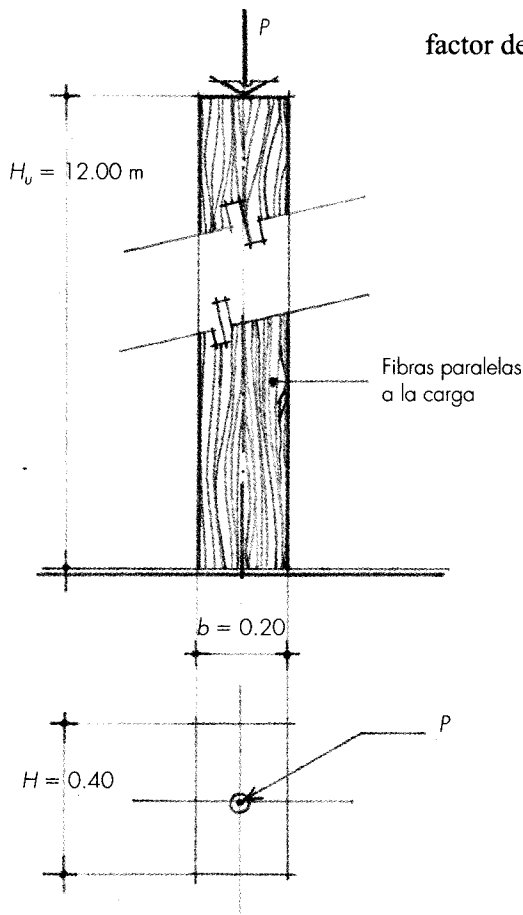
$f_{fu} = f'_{fu}$, se multiplicará por los factores (K) que se especifiquen e intervengan en el problema, como puede ser:

$$* \begin{cases} K_d = \text{factor por duración de la carga; carga muerta más carga viva } (K_d = 1.00). \\ K_{cl} = \text{madera de coníferas únicamente } (K_{cl} = 0.80). \\ K_h = \text{factor por contenido de humedad } (K_h = 0.80, \text{ conífera; compresión paralela a las fibras}). \\ K_c = \text{factor por compartición de carga } (K_c = 1.20). \\ K_p = \text{factor por peralte } (K_p = 1.15). \text{ Únicamente para secciones con peralte } \leq 14 \text{ cm.} \\ K_a = \text{por superficie de apoyo } (K_a = 1.20). \\ K_r = \text{por recorte } (K_r = 1.00). \\ K_v = \text{factor por condiciones de apoyo y también por compartición de carga en cortante } (K_v = 1.20). \end{cases}$$

C_k = factor de esbeltez crítica.

f_{fu} = valor modificado del esfuerzo en flexión.

Figura 3.63



3. Cuando $C_s > C_k$; $\varphi = 0.7 \left(\frac{C_k}{C_s} \right)^2$ no se aceptará ninguna sección cuyo factor de esbeltez (C_s) exceda de 30 (fig. 3.63).

Ejemplo:

$$C_s = \sqrt{\frac{1200 \times 40}{(20)^2}} = \sqrt{\frac{48\,000}{400}} = 10.95 < 30$$

En la figura 3.63, la columna muestra sus dimensiones (supuestas) con la finalidad de analizar la esbeltez máxima de 30. Las medidas supuestas no son prácticas, pues resulta difícil imaginar una longitud tan grande (12 m) para un espesor tan pequeño (0.20 m).

Sin duda, la mayoría de las secciones tendrán mucho margen dentro de ese límite.

En la figura 3.64 se muestran las dimensiones más soportadas en el diseño de columnas de madera. Veamos:

* Al sumar todos los factores entre el número de K , el resultado se encontrará entre 1.00 y 1.06.

Si se considera para f'_{fu} un valor promedio (1.03) el resultado final se verá poco afectado; además, se evita un cálculo tedioso e impráctico.

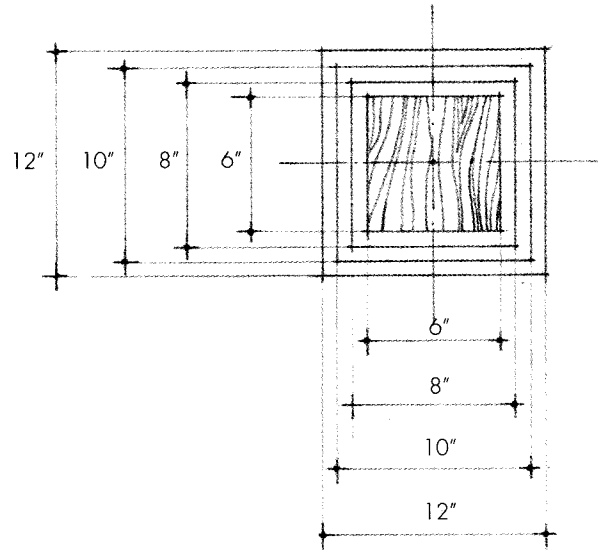
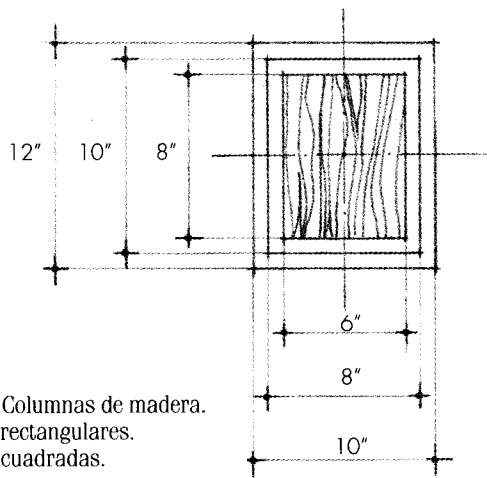
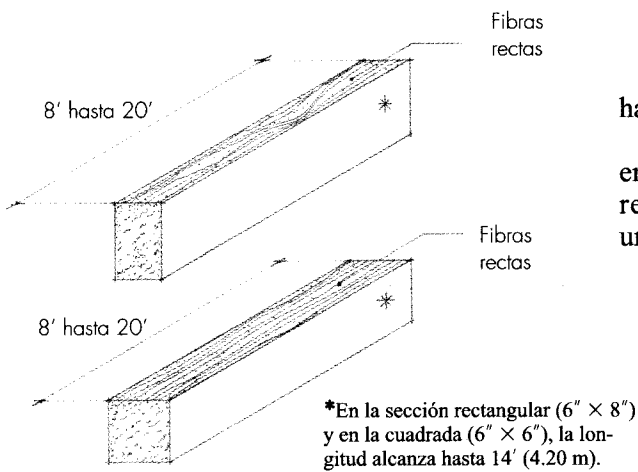


Figura 3.64. Columnas de madera.
a) Secciones rectangulares.
b) Secciones cuadradas.

a)

b)



Las longitudes más comunes van desde 8' (2.40 m) hasta 20' (6.00 m) (fig. 3.65).

En algunas ocasiones es necesario hacer uniones o empalmes en la columna de madera para cubrir la longitud requerida. En la figura 3.66 se muestran algunas de las uniones más comunes.

Figura 3.65.

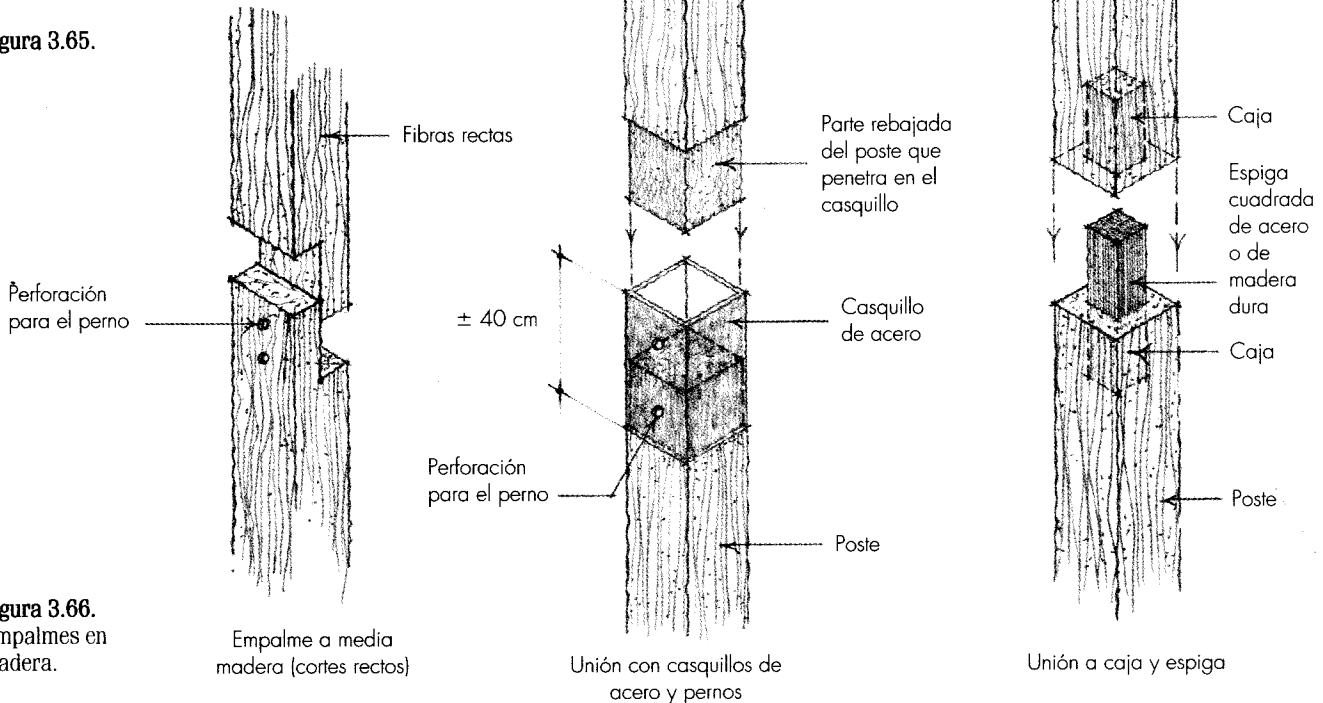


Figura 3.66.
Empalmes en madera.

En la figura 3.67 se presenta el anclaje de una columna de madera a un cimiento de concreto y la unión de la columna a vigas, losa o armaduras.

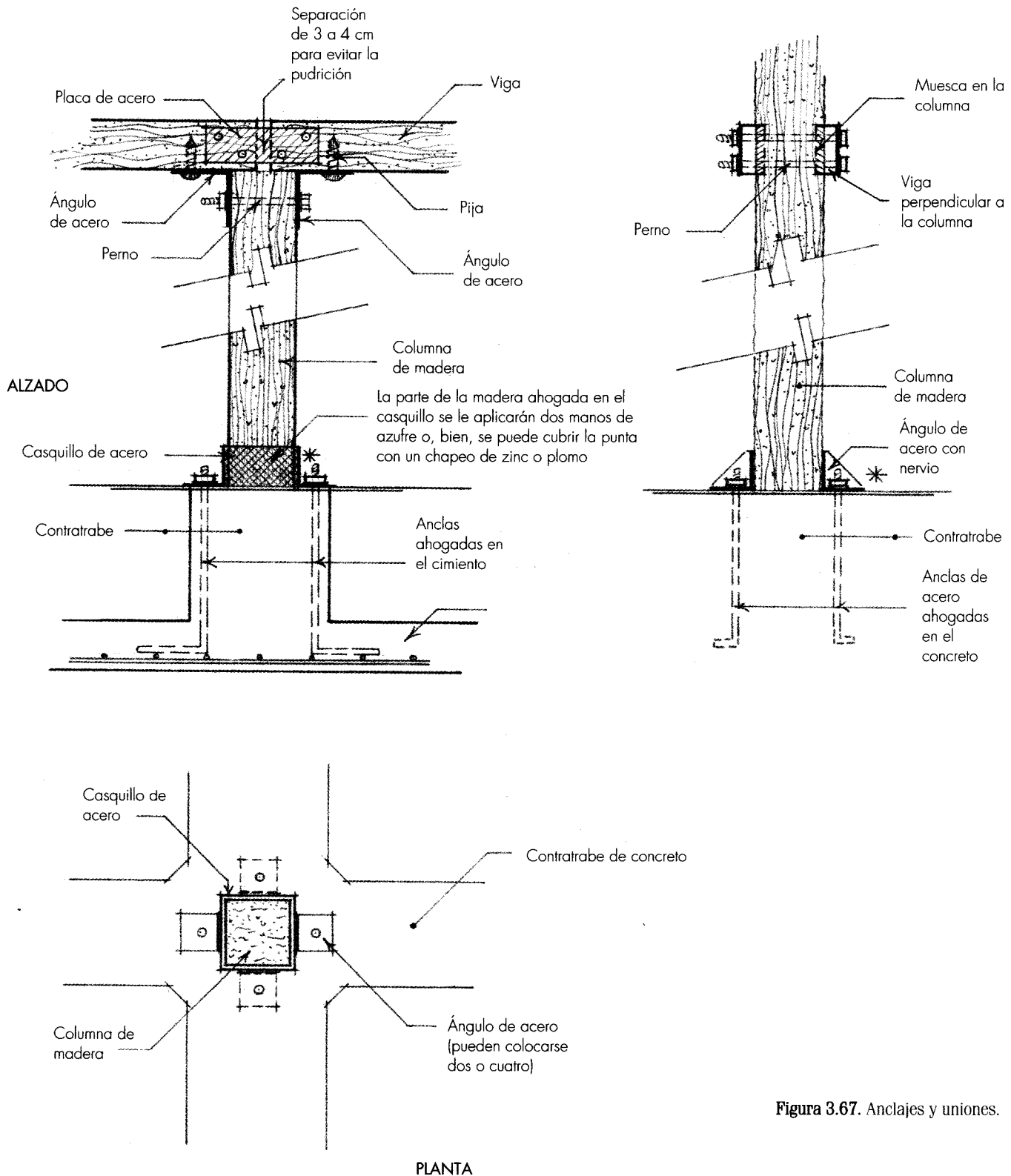


Figura 3.67. Anclajes y uniones.

Ejemplo:

Diga qué sección se necesita en la columna para soportar la carga axial de 48 000 kg. La columna tiene una longitud libre de 2.60 m. Determinese si la columna es corta o larga (fig. 3.68).

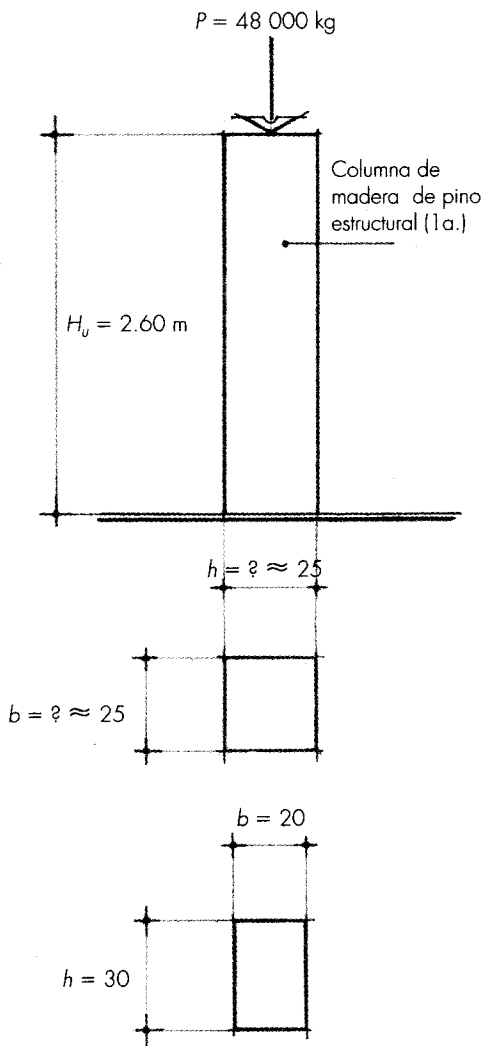


Figura 3.68

Datos:

Utilizar pino estructural (1a.).

$f = 98\text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo en compresión paralelo a las fibras).

$$f = \frac{P}{A} \therefore A = \frac{P}{f} = \frac{48\,000}{98} = 489.8\text{ cm}^2$$

$$\therefore b = h = \sqrt{489.8} \approx 23\text{ cm}.$$

Sección cuadrada (con poste de $10'' \times 10''$, la columna estará un poco sobrada).

$$R \text{ esbeltez} = \frac{260}{25} = 10.4 < 13 \text{ (columna corta).}$$

(sección cuadrada)

$$R \text{ esbeltez} = \frac{260}{20} = 13 \text{ (columna corta).}$$

(sección rectangular)

Sección rectangular (con poste de $8'' \times 12''$, la columna estará un poco sobrada).

Ejemplo:

Se tiene una columna de $8'' \times 8''$ ($20 \times 20\text{ cm}$) y con longitud libre ($H_u = 4.20\text{ m}$). La columna es de pino estructural selecto (fig. 3.69).

Calcular la carga axial admisible sobre la columna.

Datos:

$$f = 120\text{ kg/cm}^2$$

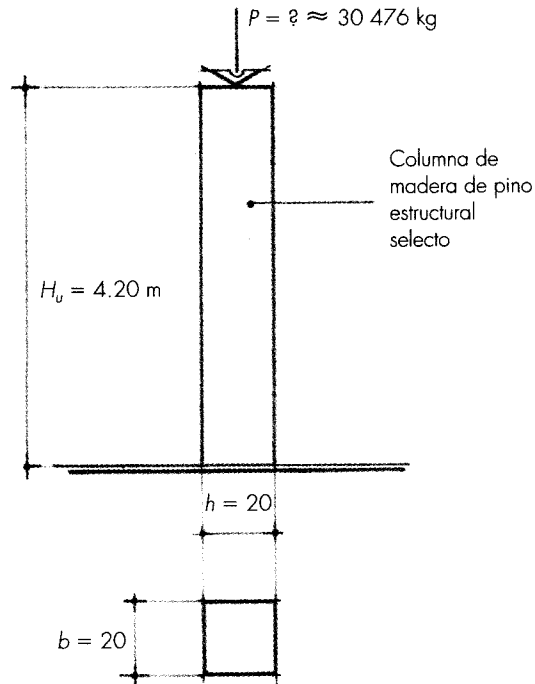
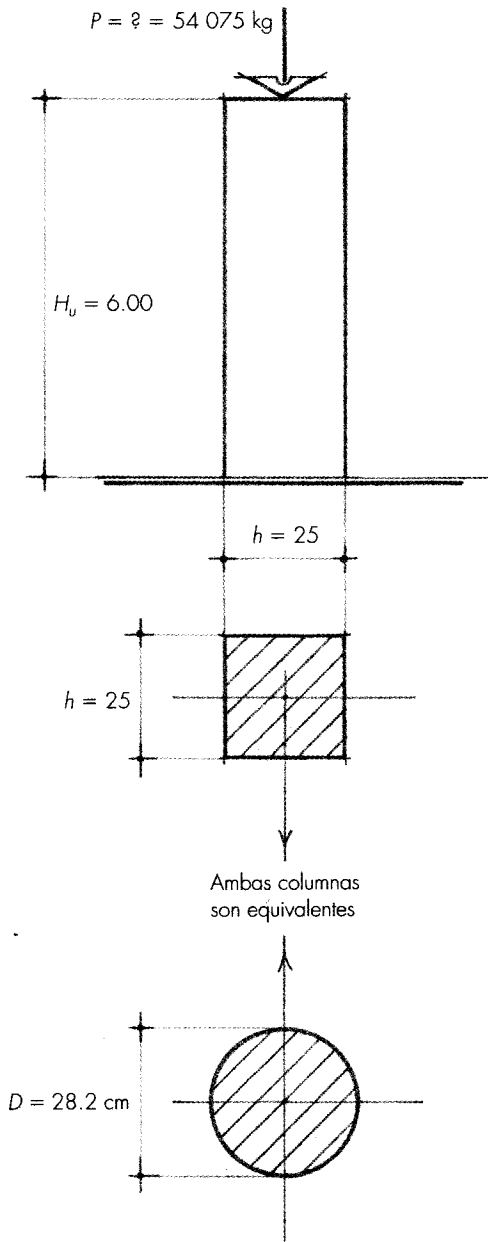
$$E = 112\,000\text{ kg/cm}^2$$

$$R \text{ esbeltez} = \frac{420}{20} = 21 > 13 \text{ (columna larga).}$$

Por tanto:

$$\frac{P}{A} = \frac{0.30 E}{\left(\frac{H_u}{b}\right)^2} \quad \text{y} \quad P = \frac{A \times 0.30 E}{\left(\frac{H_u}{b}\right)^2} = \frac{400 \times 0.30 \times 112\,000}{\left(\frac{420}{20}\right)^2} \approx 30\,476\text{ kg}$$

Figura 3.69



Revisión del esfuerzo permisible (f):

$$f = \frac{P}{A} = \frac{30\,476}{400} = 76.19 \text{ kg/cm}^2 < 120 \text{ kg/cm}^2 \text{ (correcto).}$$

El esfuerzo admisible de compresión paralelo a las fibras está sobrado, ya que es muy superior al requerido.

A continuación se analiza un ejemplo ilustrativo aplicando las especificaciones que figuran en el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*

Ejemplo:

Se tiene una columna en madera de roble blanco, con una sección transversal de $10'' \times 10''$ ($25 \times 25 \text{ cm}$). Diga qué carga axial admisible será capaz de soportar la columna (fig. 3.70). La columna tiene una altura libre de 6.00 m .

Datos:

Roble blanco, $f = 84 \text{ kg/cm}^2$

$E_{0.05} = 65\,000 \text{ kg/cm}^2$

Obtenemos el factor de esbeltez (C_s):

$$C_s = \sqrt{\frac{H_u h}{(b)^2}} = \sqrt{\frac{600 \times 25}{(25)^2}} = \sqrt{\frac{15\,000}{625}} = 4.90$$

Figura 3.70

Veamos el valor de C_k :

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{0.05}}{f_{fu}}} = \sqrt{\frac{65\,000}{(f_{fu})^*}} = \sqrt{\frac{65\,000}{170 \times 1.03}} = \sqrt{371.22} \approx 19.27$$

Al tomar en cuenta la aclaración anterior, se considera para $f'_{fu} = 1.03$.
El *Reglamento* especifica lo siguiente:

$$\text{cuando } C_s < C_k, \text{ se tendrá } \varphi = 1 - 0.3 \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4$$

$$\therefore \varphi = 1 - 0.3 \left(\frac{4.90}{19.27} \right)^4 = 1 - 0.3 (0.254)^4 = 1 - 0.0013$$

$$\varphi = 0.9987$$

Cuando se aplica la expresión que proporciona el *Reglamento* para obtener la resistencia a compresión de diseño (P_R), se tiene:

$$P_R = F_R(f_{cu})^{**} A$$

Finalmente se obtiene:

$$P_R = 0.7 \times 120 \times 1.03 \times 625 = 54\,075 \text{ kg}$$

Si la columna se desea hacer circular, se tendrá una sección equivalente a:

$$A = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2 \therefore 625 = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$625 \times 4 = \pi d^2 \therefore d = \sqrt{\frac{2500}{3.14}} \approx 28.20 \text{ cm}$$

El factor de reducción de resistencia queda comprendido entre 0.7, 0.8 y 0.9.

3.5. COLUMNAS DE ACERO

Como lo hemos visto, las columnas son elementos estructurales que se encuentran sometidos a fuerzas longitudinales de compresión y pandeo.

El acero es un material prácticamente sin defectos, de excelente calidad y que ofrece gran diversidad en sus secciones, tamaños y longitudes (figs. 3.71 a 3.73).

Como puede observarse en las figuras, es posible formar muchas combinaciones en la construcción de columnas de acero.

La longitud comercial de estos perfiles es de $24'' \approx 6.10 \text{ m}$, pero se pueden obtener longitudes mayores cuando la importancia del pedido así lo justifique.

*Véase la "Tabla de valores específicos de especies coníferas, Grupo A-Flexión = 170 kg/cm^2 ", en el *Reglamento de Construcciones para el D. F.*

**Véase la "Tabla de valores específicos de especies coníferas, Grupo A-Compresión paralela a las fibras = 120 kg/cm^2 ". Para $f'_{cu} = 1.03$.

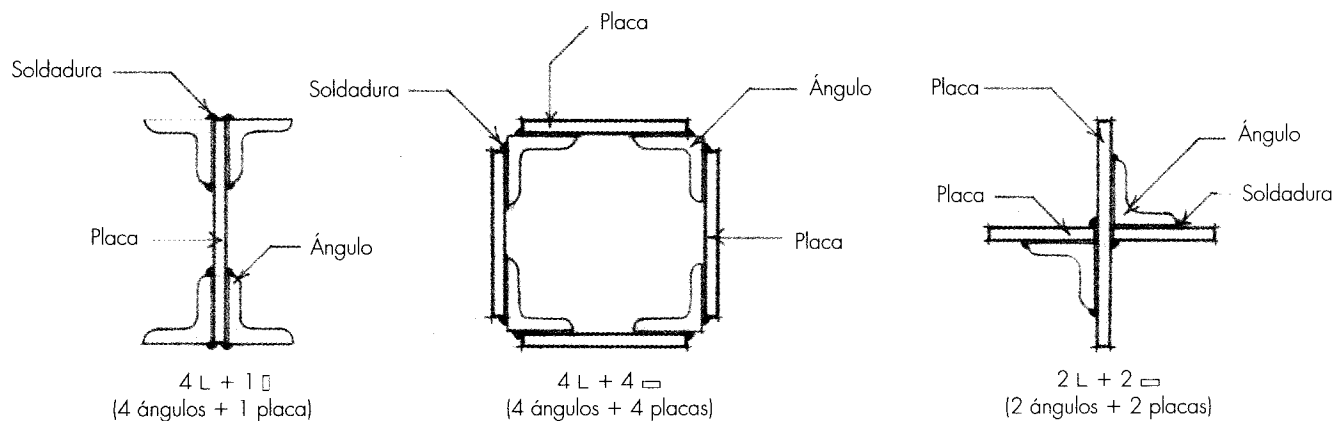


Figura 3.71. Columnas formadas con ángulos y placas.

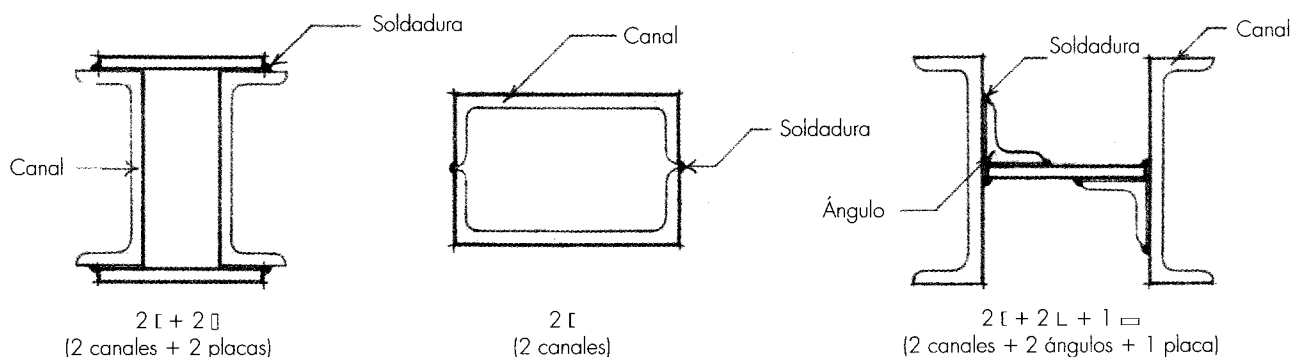


Figura 3.72. Columnas formadas con canales y placas.

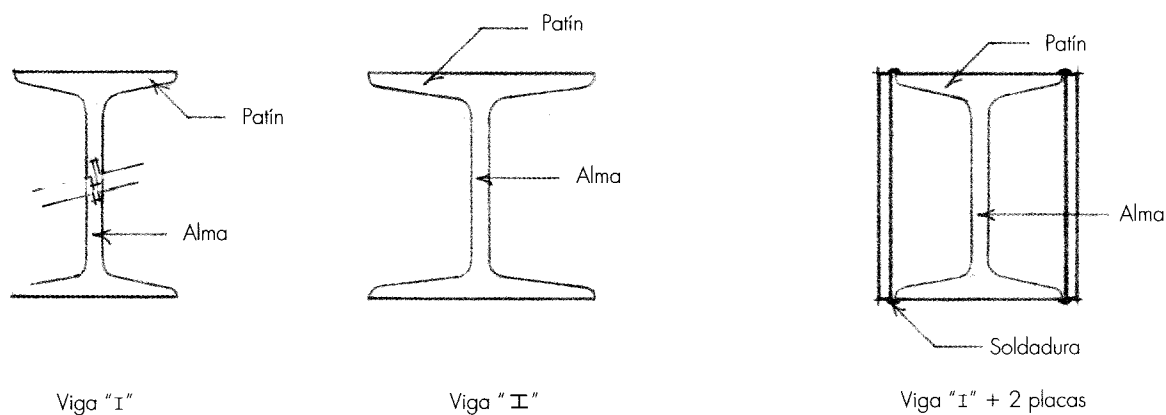


Figura 3.73. Columnas formadas con viguetas y placas.

El acero estructural que se emplea tiene un esfuerzo a la tracción de 4200 a 5100 kg/cm² (nunca es menor de 2300 kg/cm²), siendo su límite elástico igual o menor a 50 % del esfuerzo a la tracción.

En las columnas de acero, como en las de cualquier otro material, se tomará en cuenta la estabilidad y la relación de esbeltez para obtener la longitud efectiva de la columna (H_u).

En la sección correspondiente a "Columnas de concreto" se muestran los valores del factor de longitud efectiva de columnas (K), el cual toma en cuenta las condiciones de apoyo en los extremos del miembro que afectan a la longitud de la columna.

Para su estudio, las columnas de acero se clasifican en columnas cortas y columnas largas. Veamos.

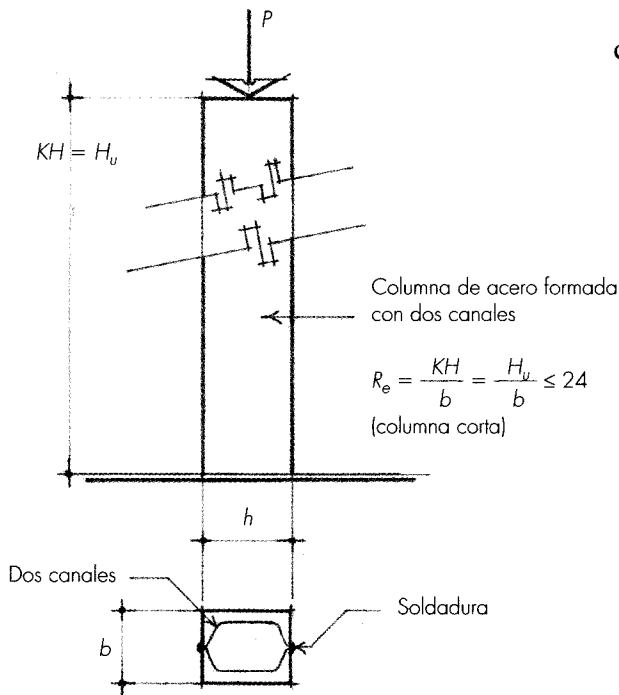


Figura 3.74

1. *Columnas cortas.* Se considera que una columna es corta cuando la relación de su longitud libre entre su lado menor es igual o menor que 24 (fig. 3.74), tratándose de una sección como la que se muestra en la figura 3.74. La relación de esbeltez igual a 24, seguramente será razonable, pero para secciones como la de la figura 3.75, o similares, resultará más confiable adoptar un valor menor, por ejemplo: 12.

En estos casos, resulta mejor calcular el área total de la sección transversal (A_t)* para obtener su resistencia máxima y aplicar a esta última una reducción de 50 % para la columna corta.

$$\begin{aligned}
 A &= 5 \times 45 = 225 \text{ cm}^2 \\
 B &= 5 \times 12.5 = 62.5 \text{ cm}^2 \\
 C &= 5 \times 12.5 = 62.5 \text{ cm}^2 \\
 2L \ (3'' \times 1/2'') &= 35.48 \text{ cm}^2 \\
 \hline \hline
 &= 385.48 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

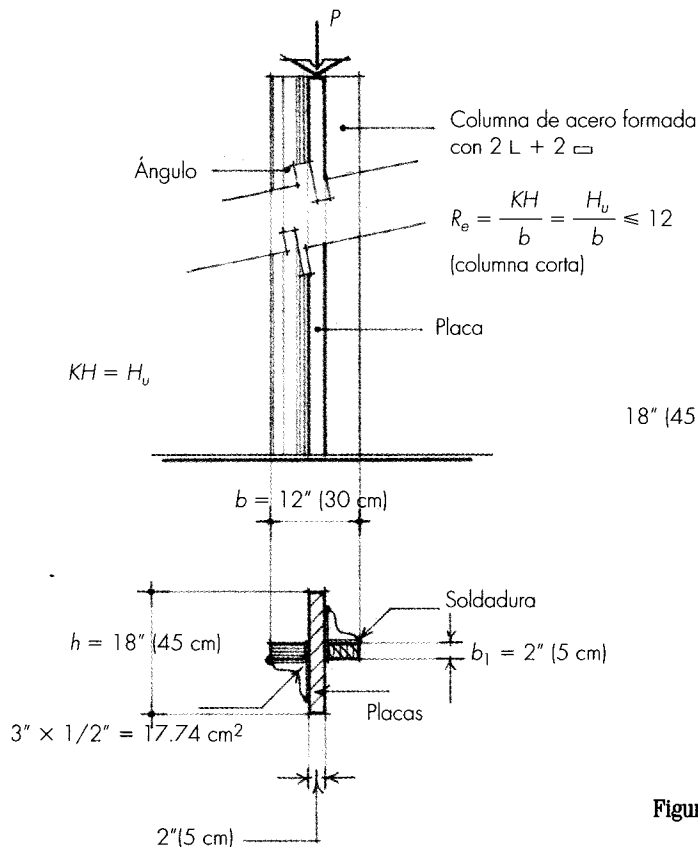


Figura 3.76

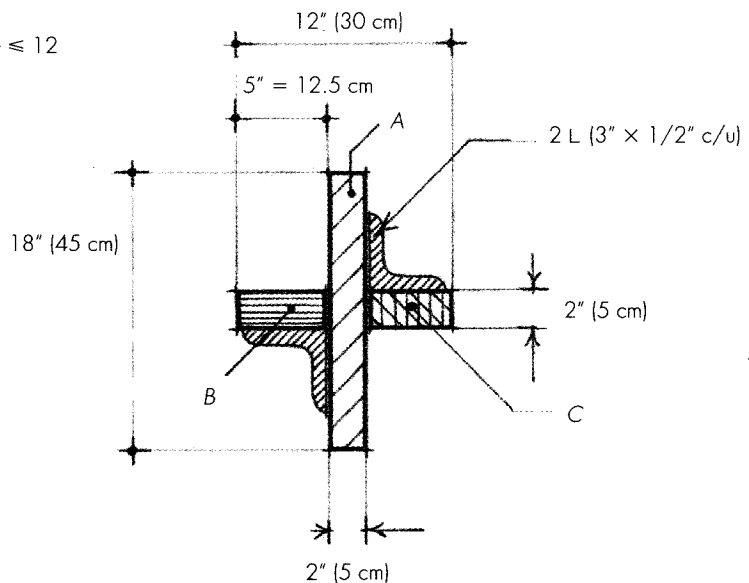


Figura 3.75

* A_t es igual a la suma del producto del espesor de todas las partes que forman la sección transversal por su ancho. Ejemplo: Véase figura 3.76.

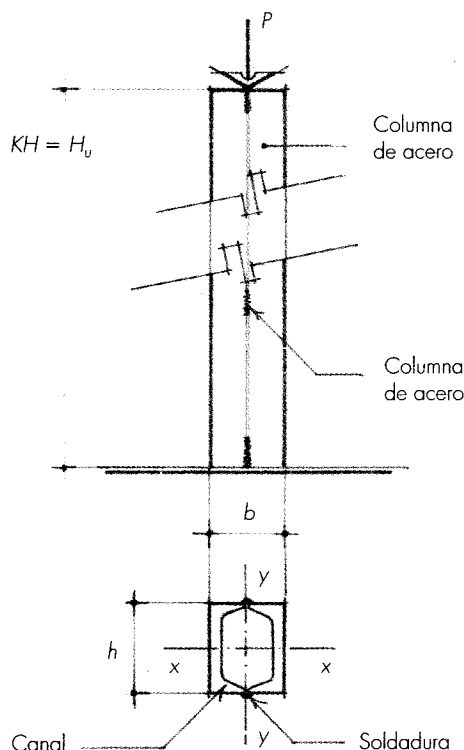


Figura 3.77

En piezas cortas, o cuando se evita la flexión lateral, el esfuerzo unitario admisible en compresión axial (f_a) no será mayor de 1265 kg/cm². Algunos diseñadores de estructuras aconsejan limitar el esfuerzo a un máximo de 1055 kg/cm²:

$$f_a = \frac{P}{A_t} \quad \therefore P = f_a A_t = 1265 \times 385.48 \approx 487\,600 \text{ kg}$$

Si se aplica la reducción de 50 %, la columna corta resiste:

$$487\,600 \times 0.5 = 243\,800 \text{ kg}$$

Al incluir el factor de reducción correspondiente (F_R)* se obtiene finalmente:

$$243\,800 (F_R)^* = 243\,800 \times 0.70 \approx 170\,000 \text{ kg}$$

2. Columnas largas.** El Reglamento de Construcciones para el D. F. considera el flambéo en términos de su radio de giración (r), es decir, la relación de esbeltez (R_e) (fig. 3.74) que no excederá de:

$$R_e = \frac{KH}{r} \leq 200 \text{ (en miembros a compresión)}$$

El Reglamento es más tolerante por cuanto permite mayores relaciones de esbeltez cuando la estructura principal no se encuentra sometida a efectos de choques o de vibraciones.

El autor considera que la relación de esbeltez $\frac{KH}{r} \leq 120$ será, quizá, la más conservadora y, posiblemente, la más recomendable.

Donde:

$$r = \text{radio de giro} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

siendo:

I = momento de inercia de la sección, y

A_t = área de la sección.

El esfuerzo permitido en compresión se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$f_a = \frac{1265}{1 + \frac{(H_u)^2}{18\,000 (r)^2}} \leq 1055 \text{ kg/cm}^2$$

Cuando la columna de acero se encuentre sometida a esfuerzos axiales en combinación con esfuerzos flexionantes, la columna se resolverá mediante la ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

*El factor de reducción está comprendido entre 70 y 90 %.

**El Reglamento no menciona las columnas cortas ni las largas. Únicamente las limita tomando en cuenta la longitud efectiva de la columna respecto del radio de giro de su sección.

donde:

$$f_a = \text{esfuerzo unitario axial} = \frac{P}{A};$$

F_a = fatiga axial permitida;

$$f_b = \text{esfuerzo unitario de flexión} = \frac{M}{S} = \frac{\text{Momento}}{\text{Módulo de sección del elemento}}, \text{ y}$$

F_b = fatiga unitaria para la flexión admisible.

En las figuras 3.78 y 3.79 se presenta una columna de acero anclada a la cimentación y a la estructura.

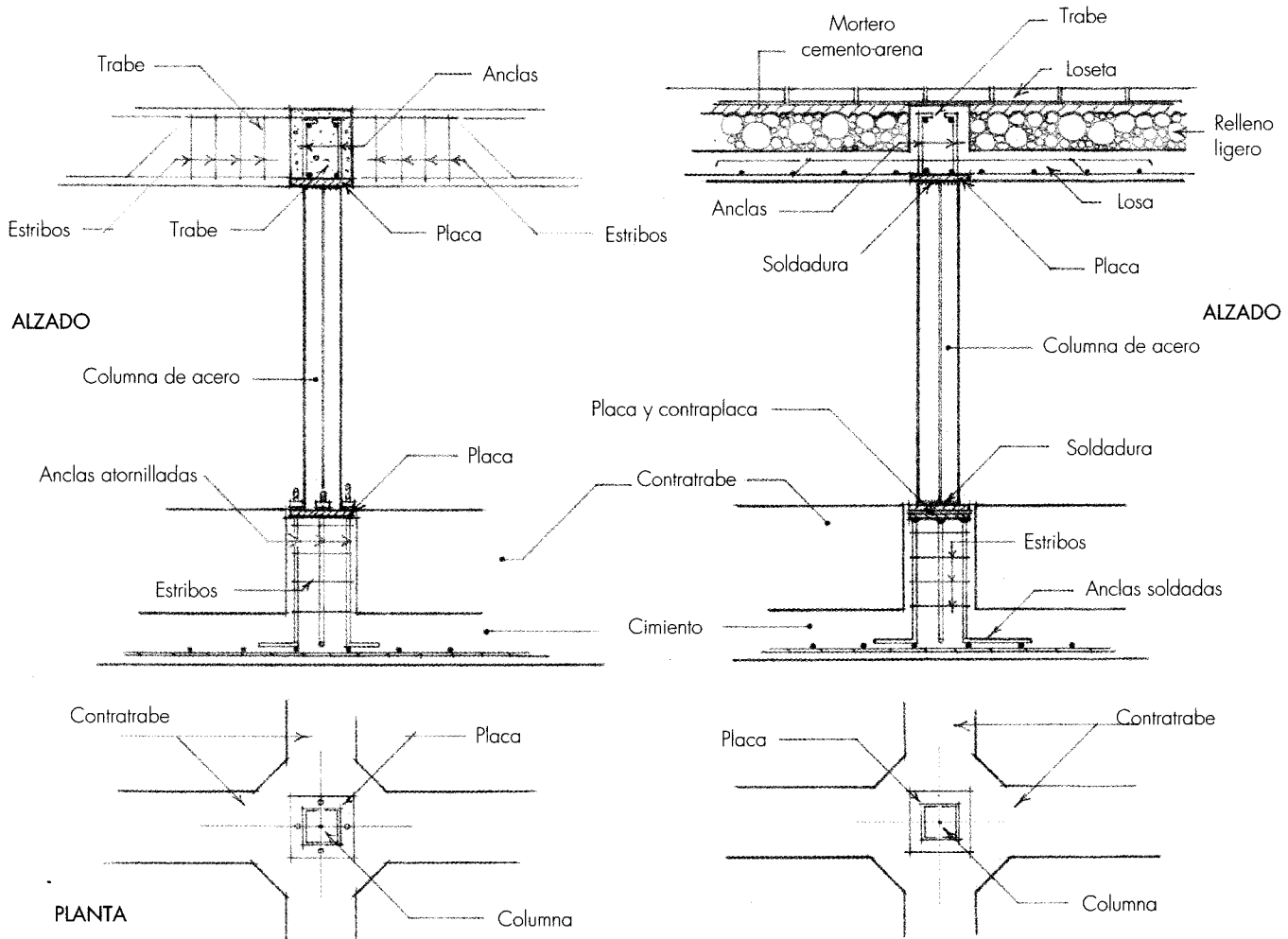


Figura 3.78. Estructura desmontable. Columna atornillada.

Figura 3.79. Estructura fija. Columna soldada.

PLANTA

En la figura 3.80 se muestran las bases para columnas de acero con nervios de refuerzo. Veamos:

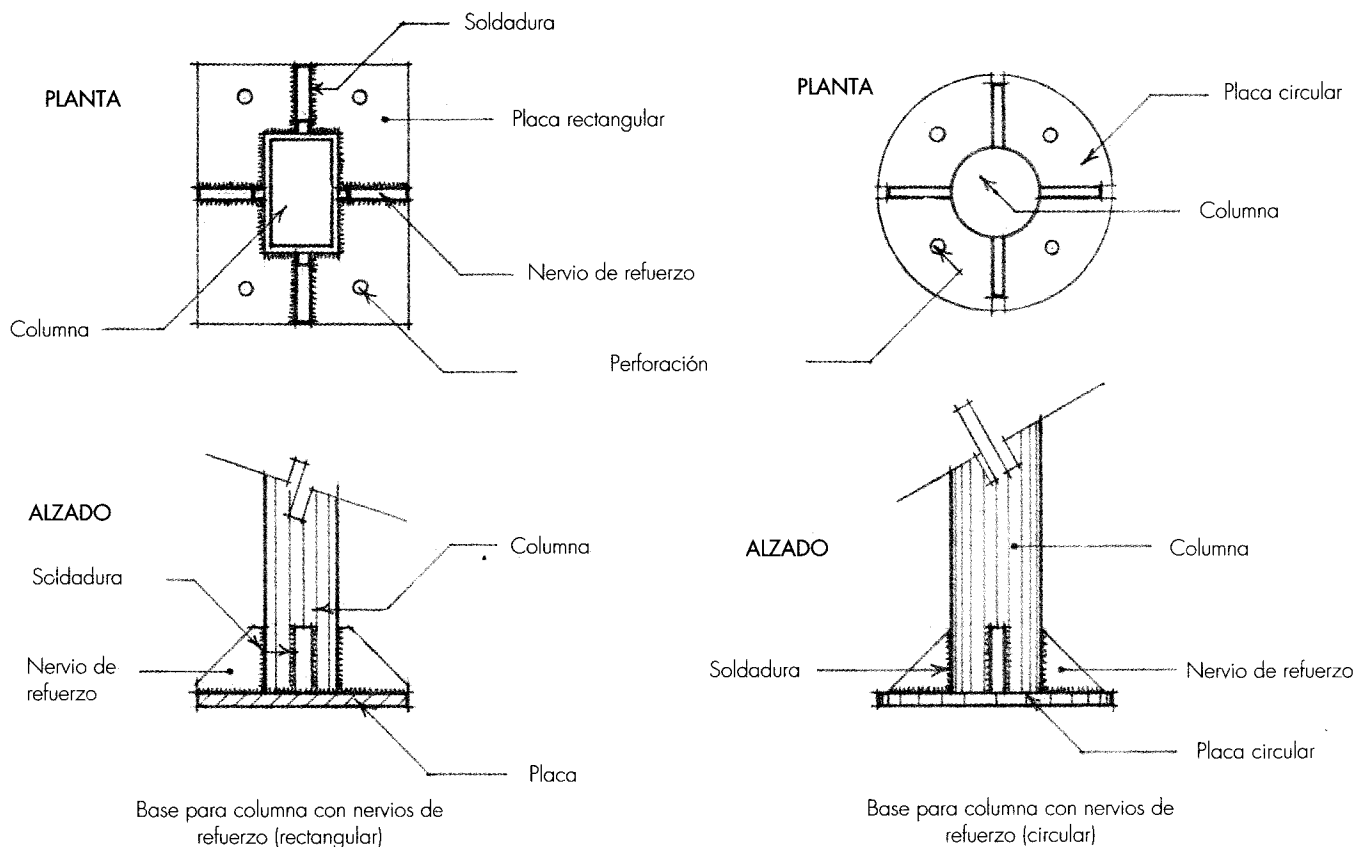


Figura 3.80. Bases para columnas.

En los ejemplos ilustrativos que se presentan a continuación se aplica cuanto hemos estudiado en esta sección.

Ejemplo:

La columna que se muestra en la figura 3.81 se encuentra sometida a un esfuerzo de compresión axial de 56 000 kg. Diga qué sección transversal se requiere para soportarla, tomando en cuenta el máximo esfuerzo unitario para el acero. Hágase el diseño con viga “I” y con “2[”.

Suponemos que $K = 1.00$

$$f_a = \frac{P}{A} \therefore A = \frac{P}{f_a} = \frac{56\,000}{1055} = 53.08 \text{ cm}^2$$

El utilizar una vigueta “I” de 12”, ligera, nos da un área de $59.74 \text{ cm}^2 > 53.08 \text{ cm}^2$.

Datos:

$$\begin{aligned} H &= 2.30 \text{ m} \\ f_y &= 2300 \text{ kg/cm}^2 \\ f_a &= 1055 \text{ kg/cm}^2 \\ f_a &= 1265 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

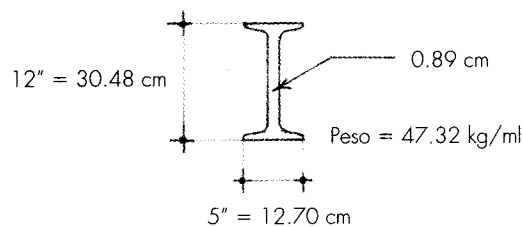
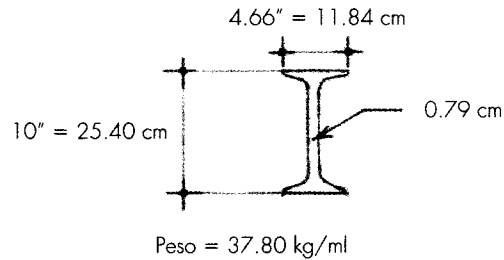


Figura 3.81

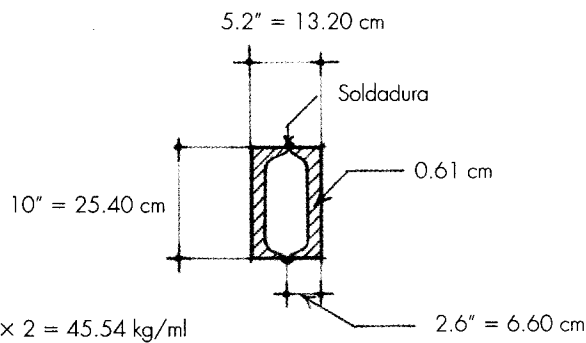
Si se considera como fatiga admisible 1265 kg/cm^2 , se tiene:

$$A = \frac{56\,000}{1265} = 44.28 \text{ cm}^2$$

El empleo de una vigueta "I" de 10" (área = 47.55 cm^2) cubre ampliamente el área requerida.



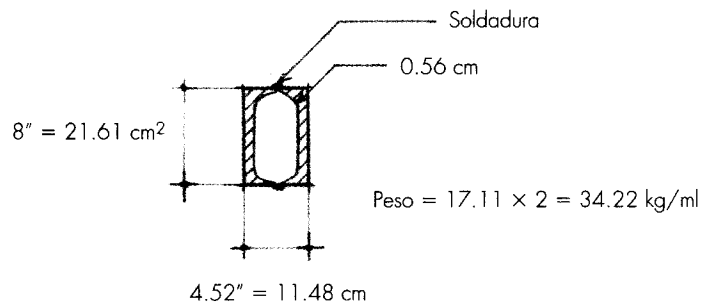
Al utilizar para el diseño 2L, se tiene (con $A = 53.08 \text{ cm}^2$):



Área de 1L ligera de 10" = $28.77 \times 2 = 57.54 \text{ cm}^2 > 53.08$ (requeridos).

Con área de 44.28 cm^2 :

1L ligera de 8" $\therefore A = 21.61 \text{ cm}^2 \times 2 = 43.22 \text{ cm}^2 < 44.28$ (las 2L ligeras quedan un poco escasas de acero).



Si se considera la columna con el ancho más desfavorable ($b = 11.48 \text{ cm}$), la relación de esbeltez será igual a:

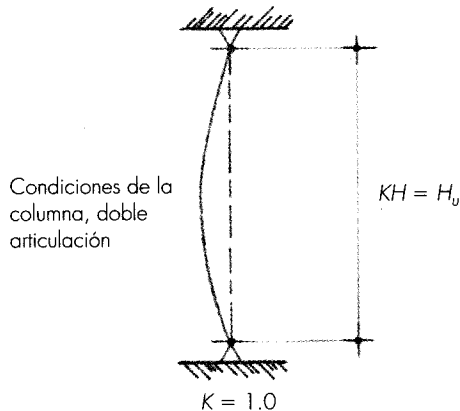
$$R_e = \frac{230}{11.48} \approx 20 < 24 \text{ (columna corta).}$$

El capitel de la columna suele hacerse con placa de acero de 3/8", 1/2", 5/8" y 1" de espesor. No deberá utilizarse placa de 1/4" de espesor, aunque se trate de pequeñas cargas.

En la base utilizaremos placa de 1/2" hasta 4" de espesor.

Para cargas muy fuertes es recomendable el empleo de nervios como los que se muestran en la figura 3.80.

Ejemplo:



Se tiene una columna de 3.30 m de altura. Se supone que se encuentra articulada en ambos extremos. Para su construcción se cuenta con una vigueta "I" de 5" de peralte, más dos placas de 5" x 1/2".

¿Qué carga admisible puede soportar?

Datos:

Vigueta "I" de 5"

$F_R = 0.8$

2 placas de 5" x 1/2"

En la figura 3.82 aparecen las partes que conforman la columna.

En cualquier manual para constructores obtenemos los valores de I , r y A_t . Para nuestro ejemplo:

		I	r	A_t
"I"	5"	503.3	5.21	18.52
□	5" x 1/2"	216.7	3.67	16.13

por 1 placa.

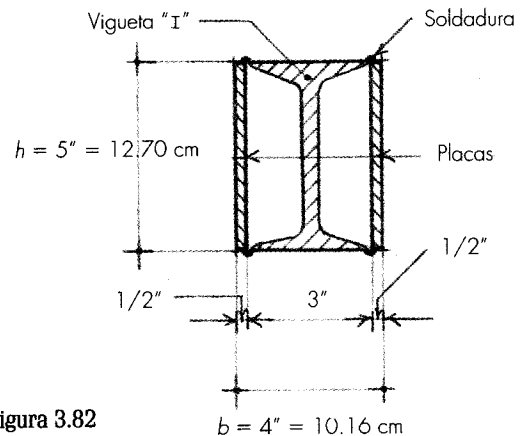


Figura 3.82

Calculamos a continuación el esfuerzo unitario admisible en compresión:

$$f_a = \frac{1265}{1 + \frac{(H_u)^2}{18\,000(r)^2}} = \frac{1265}{1 + \frac{(330)^2}{18\,000(12.55)^2}} = \frac{1265}{1 + \frac{108\,900}{2\,835\,000}} = \frac{1265}{1 + 0.04}$$

$$\approx 1216 \text{ kg/cm}^2$$

$1216 > 1055$, se considerará para $f_a = 1055 \text{ kg/cm}^2$

$$R_e = \frac{H_u}{r} = \frac{330}{12.55} \approx 26.3 < 120 \text{ (correcto).}$$

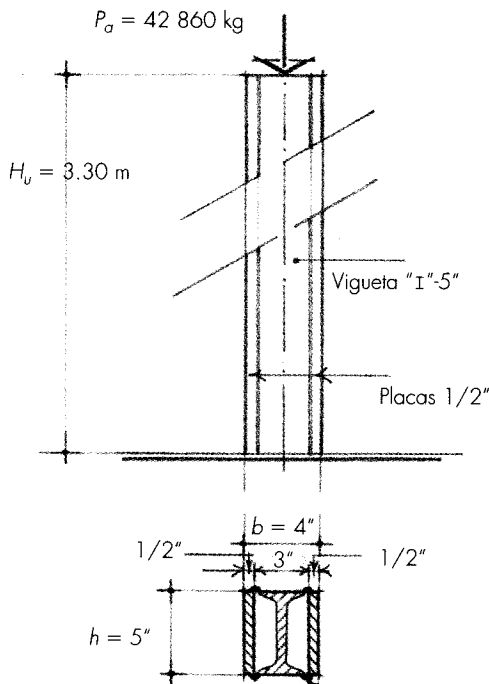


Figura 3.83

Capacidad de carga de la columna (fig. 3.83).

$$P_a = F_R f_a A_t = 0.8 \times 1055 \times 50.78^* \approx 42\,860 \text{ kg}$$

$$*18.52 + 16.13 + 16.13 = 50.78 \text{ cm}^2$$

Para el anclaje de una columna de acero con un cimiento de concreto reforzado, se recomiendan las siguientes especificaciones:

1. El mínimo de anclas será de 4 tanto para las estructuras desmontables como para las soldadas. Su diámetro no será menor de 5/8" (1.59 cm).
2. La longitud de anclaje se calculará con la siguiente expresión:

$$L_d = 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

Además, la longitud de anclaje no será menor de 30 cm para las barras lisas, o de 60 cm para las corrugadas.

Para nuestro ejemplo, se tendrá:

$$\text{Con } L \text{ 5/8"}, L_d = 0.06 \frac{1.99 \times 4200}{\sqrt{200}} = 0.06 \frac{8358}{14.14} \approx 36 \text{ cm}$$

$$\text{y } 0.006 \times 1.59 \times 4200 \approx 40 \text{ cm}$$

Las anclas tendrán una longitud de 40 cm (fig. 3.84).

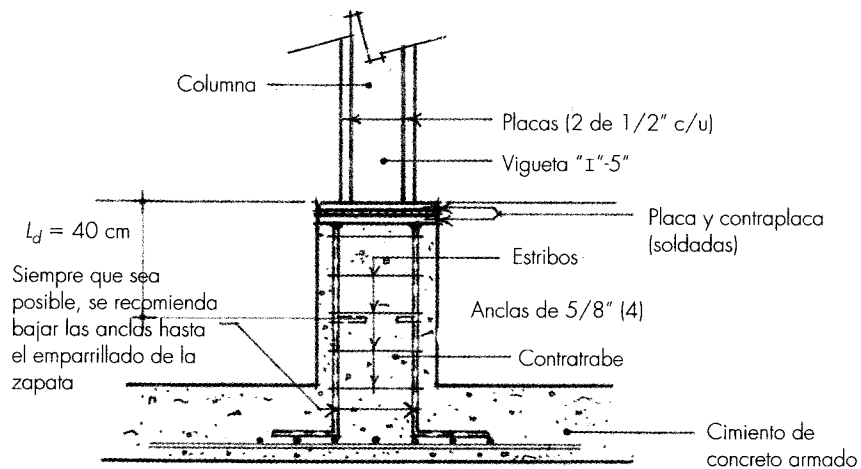


Figura 3.84

BIBLIOGRAFÍA

- Arnal S., Luis y Max Betancourt S., *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Trillas, México, 1991.
- Barbará Zetina, Fernando, *Materiales y procedimientos de construcción*, Imprenta Nuevo Mundo, México, 1955.
- Company, Manuel, *Cálculos de construcción*, Gustavo Gili, España, 1955.
- Creixell M., José, *Estabilidad de las construcciones*, José Creixell M., editor, México, 1957.
- , *Construcciones antisísmicas*, Compañía Editorial Continental, México, 1968.
- Cross Hardy y Newlin D. Morgan, *Estructuras continuas de hormigón armado*, Editora Nacional, S. A., México, 1953.
- Diseño y construcción de estructuras de mampostería*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1977.
- Edwin H. Gaylord, Jr. y Charles N. Gayloard, *Diseño de estructuras de acero*, Compañía Editorial Continental, México, 1980.
- Farías Arce, Rafael, *Muros de carga y sismo*, Centro de Investigaciones Arquitectónicas, UNAM, México, 1975.
- Howard J., Hansen, *Diseño moderno de estructuras de madera*, Compañía Editorial Continental, México, 1963.
- Lin T. Y. y S. D. Stotebury, *Conceptos y sistemas estructurales para Arquitectos e Ingenieros*, Limusa, México, 1991.
- Olvera López, Alfonso, *Análisis, cálculo y diseño de edificios*, Compañía Editorial Continental, México, 1985.
- Parker, Harry, *Diseño simplificado de estructuras de madera*, Limusa-Wiley, México, 1972.
- Pérez A., Vicente, "Muros y columnas", apuntes del autor, México, 1996.
- Sánchez Ochoa., Jorge, *Análisis estructural en arquitectura*, Trillas, México, 1991.
- Torres H., Marco Aurelio, *Concreto*, Patria, México, 1968.

ÍNDICE ANALÍTICO

Acero

- áreas de, cálculo de las, 93-94
- columnas de, 146-154
 - con nervios de refuerzo, 150-151f
 - base para las, 151f
 - cortas, 148-149
 - largas, 149-154
- estructural, 147
- longitudinal, flambeo del, 124f, 149
- perfiles de, longitud comercial de los, 146
- por temperatura, 94

Anclajes, 143f

- longitud de los, 154

Aparejo

- con piedras regulares, 66
- en cruz, 68f
- en esquina, 68f
- en T, 68f

Aplanado de cemento-arena, carga por m² de, 44

Aplastamiento, resistencia a, 11

Apoyos

- aislados, 107-154
- corridos, 9-25

Áreas

- de acero, cálculo de las, 93-94
- tributarias, 45-46
 - carga de
 - en azotea, 46-47
 - en entrepiso, 47

Azotea

- carga
 - de áreas tributarias en, 46-47
 - en muros de, para diseño por sismo en, 53f
 - total, para diseño por sismo en, 48f
- losa de, 42f

Carga(s)

- crítica de pandeo, 35
- de áreas tributarias, 45-46
 - en azotea, 46-47
 - en entrepiso, 47
- en muros de planta
 - para diseño por sismo
 - en azotea, 53f
 - en entrepiso, 53f
- totales actuantes de losa
 - de azotea, 48
 - de entrepiso, 48

Carrizo, muros de, 103-104f

aparente, 103

Cerramiento, carga por ml de, 44

Cimbra(s)

- de asbesto-cemento, 131
- de cartón, 129
- de madera, 126-129
 - antes del colado, 127f
- de sonotubo, 129-130
- metálicas, 129-130
- sargentos como, 128
- sostenida por puntales, 130
- travesaños como, 128

Clavijas, formas de, 67f

Coefficiente(s)

- de rozamiento, 79-80
- de seguridad, 58
- de trabajo a la mitad de la altura de un muro de contención, 78
- sísmico reducido, 57

Columna(s), 107-154

- armada con paquetes de varillas y estribos, 121f
- atornillada, 150
- circulares, 120f

- con ángulos y placas, 147f
 - con canales y placas, 147f
 - con carga
 - axial, 118f
 - excéntrica, 118f
 - con desplazamiento lateral
 - no restringido, 126f
 - restringido, 126f
 - con viguetas y placas, 147
 - con 20 varillas, 121f
 - de acero, 146-154
 - con nervios de refuerzo, 150-151f
 - base para las, 151f
 - cortas, 148-149
 - largas, 149-154
 - de concreto armado, 117-138
 - clasificación
 - por la forma del armado, 120-125
 - por la posición de la carga, 117-120
 - por su longitud y fijación de extremos, 125-136
 - de madera, 139-146
 - cortas, 139
 - en secciones
 - cuadradas, 142
 - rectangulares, 142
 - largas, 139
 - de mampostería, 110
 - de piedra, 109-112
 - cortas, 109f
 - largas, 109f
 - de tabique, 113-117
 - cálculo de, 116-117
 - 21 × 28 cm, 113f
 - 28 × 28 cm, 114f
 - 28 × 35 cm, 114f
 - 56 × 56 cm, 115f
 - en esquina, 121f
 - en forma
 - de cruz, 121f
 - de muro, 121f
 - estribadas, 120f
 - generalidades, 109
 - soldada, 150f
 - unión entre
 - cimiento y, 123f
 - entrepiso y, 123f
 - zunchadas, 120f
- Compresión, resistencia a, 11
- Concreto armado
- columnas de, 117-138
 - muros de contención de, 85-94
 - con contrafuertes, 86f, 95-96
 - sin contrafuertes, 96-101
 - sin talud, 96-101
- Cortante
- falla por, 69f
 - sísmico, cálculo del, 57-58
 - total sísmico, 57
- Diagrama de presión, 70-71
- Diseño
- por valores admisibles, método de, 20-21
 - sísmico, método de, 56-57
- Elasticidad, módulo de, 12
- Elemento estructural
- deficiente, 59
 - vertical, 59-60
- Entrepiso
- losa de, 42f
 - unión entre columna y, 123f
- Esbeltez
- efecto de, 15-16
 - relación de, 125
- Escalera, 43
- huella de la, 43
- Estribos
- columna armada con paquetes de varillas y, 121f
 - separación de los, 122-123
- Excentricidad
- accidental, 15-16, 34
 - calculada, 15
 - con carga vertical, 13f
 - incremento de la, 15
 - para muros
 - extremos, 34
 - interiores, 35
 - total, 15
- Falla
- por cortante, 69f
 - por deslizamiento, 69f
 - por flexión, 69f-71
 - por volcamiento, 69f, 76, 92
- Flexión, 61-62
- falla por, 69f-71
 - refuerzo para, 61-62
- Flexocompresión, 61-62
- refuerzo para, 61-62
 - resistencia a, 20-21, 23
 - en muro
 - con refuerzo
 - exterior, 20
 - interior, 20
 - sin refuerzo, 20
- Fuerza cortante, 63
- resistida por la mampostería, 19-20
 - para muros diafragma, 19
 - para otros muros, 19-20
- Grapas, formas de, 67f
- Juntas con mortero, 21-22
- con espesores
 - diferentes, 113f
 - uniformes, 113f

- Longitud efectiva, 125
- de pandeo, 126
- Madera
 - cimbra de, 126-129
 - antes del colado, 127f
 - columnas de, 139-146
 - cortas, 139
 - en secciones
 - cuadradas, 142
 - rectangulares, 142
 - largas, 139
- Mampostería
 - columnas de, 110
 - de calidad
 - buena, 113f
 - mala, 113f
 - de piedras
 - artificiales, 22
 - naturales, 21-22
 - resistencia mínima a compresión de la, 21
 - esfuerzo cortante nominal para la, 58
 - fuerza cortante resistida por la, 19-20
 - para muros diafragma, 19
 - para otros muros, 19-20
 - módulo de cortante de la, 12
 - junteada con mortero, 21-22
- Método
 - de construcción de muros
 - detallado, 14-29
 - simplificado, 12-14
 - de diseño sísmico, 56-57
 - de diseño por valores admisibles, 20-21
- Módulo
 - de cortante de la mampostería, 12
 - de elasticidad, 12
- Muro(s)
 - cálculo de fuerzas internas en el, 14
 - confinados, 17-18
 - definición, 11
 - de carga, 25-105
 - definición, 11, 27
 - materiales ideales para, 11
 - de carrizo, 103-104f
 - aparente, 103
 - de concreto, 59-65
 - armado para empuje de viento, 94-101
 - reforzado, 59
 - ventajas, 59
 - de contención, 11, 68-101
 - coeficiente de trabajo a la mitad de la altura de un, 78
 - construcción del, 71-81
 - de concreto armado, 85-94
 - con contrafuertes, 86f, 95-96
 - sin contrafuertes, 96-101
 - sin talud, 96-101
 - definición, 11
 - escalonado, 71
 - esfuerzos de tracción en, 72-77
 - función, 68
 - materiales ideales para, 11
 - de panel "Convitec", 101-103
 - aplanado en, 103
 - de piedra, 27-37
 - con cantos labrados
 - irregulares, 27f
 - regulares, 27f
 - con refuerzo
 - en ambas direcciones, 30
 - horizontal, 29
 - vertical, 29
 - para empujes
 - de líquidos, 81-85
 - de tierra, 68-81
 - sin refuerzo, 30-31f
 - de planta, carga en
 - para diseño por sismo
 - en azotea, 53f
 - en entrepiso, 53f
 - de retención. Véase Muros de contención
 - de sillar, 65-68
 - colocación de, 66
 - de "Siporex", 104-106
 - de sostenimiento. Véase Muros de contención
 - de tabique, 37-58
 - rojo, 37-38
 - deslizamientos de, formas de evitar las, 69-71
 - diafragma, 17
 - fuerza cortante resistida por la mampostería para, 19-20
 - divisorios, 101-103
 - definición, 11
 - materiales para, 11
 - excentricidad para
 - extremos, 34
 - interiores, 35
 - flexión del, en curvatura
 - doble, 16f
 - simple, 15f
 - generalidades, 11
 - longitud de los, 48-56
 - método
 - detallado para la construcción de, 14-29
 - simplificado para la construcción de, 12-14
 - no reforzados, 19
 - reforzados interiormente, 18-19
 - transversales, 17
 - volcamientos de, 69f-70
- Pandeo
 - carga crítica de, 35
 - longitud efectiva de, 126

- Panel "Convitec", 101f
 - muro de, 101-103
 - aplanado en, 103
- Piedra(s)
 - artificiales, mampostería de, 22
 - columnas de, 109-112
 - cortas, 109f
 - largas, 109f
 - naturales, mampostería de, 20-21
 - regulares, aparejo con, 66
- Peso
 - de la base del tinaco, 43
 - del tinaco, 43
- Pretil de tabique, 45
 - carga por m² de, 44
- Refuerzo
 - horizontal, 18f
 - mínimo, 63-65
 - transversales, 124
 - vertical, 18f
 - en la unión de dos muros
 - a tope, 18f
 - en esquina, 19f
- Resistencia
 - a compresión, 11
 - a flexocompresión, 20-21
 - en muro
 - con refuerzo
 - exterior, 20
 - interior, 20
 - sin refuerzo, 20
 - al aplastamiento, 11
 - del terreno, 77
 - nominal, fórmula para calcular la, 11
- Sillar(es)
 - colocación de, 66
 - de diferente espesor, combinación de, 67f
 - de igual tamaño, 67f
 - definición, 65
 - muros de, 65-68
 - uniones de, 67f
- "Siporex", muros de, 104-106
- Sonotubo, 120-130
 - cimbra de, 129-130
- Tabique
 - carga por m² de muro de, 43-44
 - colocado
 - a doble asta, 39f
 - a tizón, 39f
 - al hilo, 38f
 - columna de, 113-117
 - cálculo de, 116-117
 - 21 × 28 cm, 113f
 - 28 × 28 cm, 114f
 - 28 × 35 cm, 114f
 - 56 × 56 cm, 115f
 - combinado de 21 cm de espesor, 38f
 - espesor de los, 39
 - medidas originales de los, 38
 - muros de, 37-58
 - pretil de, 45
 - carga por m² de, 44
 - rojo, 37-38
- Tableros restringidos por elementos verticales, 59
- Tinaco
 - de la base del, 43
 - peso del, 43
- Trabe, carga por ml de, 44
- Varillas
 - amarradas con 60 cm de traslape, 122f
 - columna armada con paquetes de estribos
 - y, 121f
 - soldadas con 30 cm de traslape, 122f
- Viento
 - intensidad del, 94-95
 - muros de concreto armado para empuje
 - de, 94-101
- Volcamientos, 69f-70, 76, 92