

# 21

## Tabiques

### ACTUALIZACIÓN PARA EL CÓDIGO 2002

A fin de eliminar la confusión entre el factor de resistencia  $\phi$  y el factor de rigidez, en las Ecuaciones (14-5) y (14-6) el factor de rigidez ( $\phi$ ) se reemplazó por su valor numérico de 0,75.

#### 14.1 CAMPO DE VALIDEZ

El Capítulo 14 contiene requisitos para el diseño de tabiques solicitados a carga axial, con o sin flexión (14.1.1). Los muros de contención en voladizo que tienen armadura horizontal mínima de acuerdo con el artículo 14.3.3 se diseñan de acuerdo con los requisitos para el diseño a flexión del Capítulo 10 del Código (14.1.2).

#### 14.2 REQUISITOS GENERALES

De acuerdo con el artículo 14.2.2, los tabiques se deben diseñar de acuerdo con los requisitos de los artículos 14.2, 14.3 y ya sea 14.5 ó 14.8. El artículo 14.4 contiene requisitos para los tabiques que se diseñan como elementos comprimidos usando los requisitos de diseño por resistencia para flexión y carga axial del Capítulo 10 del Código. Con este método se puede diseñar cualquier tabique, y no se especifican espesores mínimos.

El artículo 14.5 contiene el Método de Diseño Empírico que se aplica a los tabiques de sección rectangular llena siempre que en todas las secciones a lo largo de la altura del tabique las cargas resultantes de todas las combinaciones de cargas aplicables estén ubicadas dentro del tercio central del espesor total del tabique. El artículo 14.5.3 contiene espesores mínimos para los tabiques diseñados por este método. Los tabiques de sección no rectangular se deben diseñar aplicando los requisitos del artículo 14.4 ó, si corresponde, del artículo 14.8.

La sección 14.8 contiene los requisitos correspondientes al Método de Diseño Alternativo, los cuales se aplican a los elementos simplemente apoyados, con carga axial, solicitados por cargas transversales uniformes que actúan fuera del plano del tabique, con momentos y flechas máximas en la mitad de la altura. Además, la sección transversal debe ser constante en toda la altura del tabique. Para los tabiques diseñados por este método no se especifican espesores mínimos.

Todos los tabiques se deben diseñar para los efectos de los esfuerzos de corte. El artículo 14.2.3 requiere que el diseño al corte se realice de acuerdo con 11.10, el requisito de corte especial para tabiques. Es posible que la armadura de corte requerida sea mayor que la armadura mínima para el tabique indicada en 14.3.

Para un tabique solicitado por una serie de cargas puntuales, la longitud horizontal de tabique que se considera efectiva para cada carga concentrada es la menor distancia entre los centros de las cargas o bien el ancho del apoyo más cuatro veces el espesor del tabique (14.2.4). Las columnas construidas monolíticamente con tabiques deben satisfacer los requisitos establecidos en el artículo 10.8.2 (14.2.5). Los tabiques se deben anclar correctamente a todos los elementos que los intersecan, tales como entresijos, columnas, otros tabiques y zapatas (14.2.6).

La sección 15.8 contiene los requisitos para la transmisión de esfuerzos entre un tabique y una zapata. Observar que para los tabiques hormigonados en obra el área de armadura requerida a través de la superficie de contacto no debe ser menor que la armadura vertical mínima indicada en el artículo 14.3.2 (15.8.2.2).

## **14.3 ARMADURA MÍNIMA**

Los requisitos de armadura mínima se aplican a los tabiques diseñados de acuerdo con los artículos 14.4, 14.5 ó 14.8, a menos que de acuerdo con el artículo 11.10.9 se requiera una mayor cantidad de armadura para resistir las fuerzas horizontales de corte que actúan en el plano del tabique.

Los tabiques deben contener tanto armadura vertical como armadura horizontal. La cuantía mínima de armadura vertical (relación entre el área de la armadura vertical y el área bruta de hormigón) es: (1) 0,0012 para las barras conformadas no mayores que las barras No. 5 con  $f_y \geq 60.000$  psi, o para malla de acero soldada (de alambres lisos o conformados) no mayor que W31 ó D31; ó (2) 0,0015 para todas las demás barras conformadas (14.3.2). La cuantía mínima de armadura horizontal es (1) 0,0020 para las barras conformadas no mayores que las barras No. 5 con  $f_y \geq 60.000$  psi, o para malla de acero soldada (de alambres lisos o conformados) no mayor que W31 ó D31; ó (2) 0,0025 para todas las demás barras conformadas (14.3.3).

La armadura mínima requerida por el artículo 14.3 se dispone principalmente para controlar la fisuración provocada por la contracción y las tensiones de origen térmico. Además, la armadura vertical mínima requerida por el artículo 14.3.2 no aumenta sustancialmente la resistencia de un tabique por encima de la correspondiente a un tabique de hormigón simple o sin armar. Se debe observar que los requisitos de armadura y espesor mínimo de los artículos 14.3 y 14.5.3 se pueden obviar si se demuestra mediante un análisis estructural que la resistencia y estabilidad del tabique son adecuadas (14.2.7). Un diseño puede satisfacer esta condición aplicando los requisitos para hormigón simple estructural dados en el Capítulo 22 del Código.

En los tabiques de más de 10 in. de espesor, a excepción de los tabiques enterrados, la armadura en cada dirección se debe ubicar en dos capas (14.3.4).

La separación de la armadura vertical y horizontal no debe ser mayor que 18 in. ni mayor que tres veces el espesor del tabique (14.3.5).

De acuerdo con el artículo 14.3.6, no se requieren estribos cerrados laterales siempre que la armadura vertical no se requiera como armadura de compresión o que el área de armadura vertical no sea mayor que 0,01 veces el área bruta de hormigón.

Alrededor de las aberturas para ventanas y puertas se deben colocar como mínimo dos barras No. 5. Estas barras se deben prolongar más allá de las esquinas de las aberturas en una distancia mayor que la longitud de desarrollo de la barra o mayor que 24 in. (14.3.7).

## **14.4 TABIQUES DISEÑADOS COMO ELEMENTOS COMPRIMIDOS**

Cuando no se satisfacen las limitaciones indicadas en 14.5 ó 14.8, los tabiques se deben diseñar como elementos comprimidos, usando los requisitos para diseño por resistencia especificados en el Capítulo 10 del Código para flexión y cargas axiales. Los requisitos de armadura mínima de 14.3 se aplican a los tabiques diseñados por este método. No es necesario encerrar la armadura vertical con estribos cerrados laterales (como en las columnas) cuando se satisfacen los requisitos del Artículo 14.3.6. Todos los demás requisitos del código referidos a los elementos comprimidos se aplican también a los tabiques diseñados de acuerdo con el Capítulo 10.

Como ocurre en el caso de las columnas, en general resulta difícil diseñar un tabique sin ayudas para el diseño. El diseño de un tabique se complica aún más si tenemos en cuenta el hecho de que prácticamente en todos los casos se debe considerar la

esbeltez. En el Artículo 10.10.1 se especifica un análisis de segundo orden, el cual toma en cuenta la variabilidad de la rigidez del tabique, así como los efectos de la curvatura del elemento y el desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la contracción y la fluencia lenta, y la interacción con las fundaciones. Como alternativa a este procedimiento también se puede utilizar la evaluación aproximada de los efectos de la esbeltez indicada en el artículo 10.11 (10.10.2).

Es importante observar que las Ecuaciones (10-11) y (10-12), que se utilizan para calcular EI en el método de esbeltez aproximado, no fueron desarrolladas originalmente para elementos con una sola capa de armadura. Para calcular EI en el caso de elementos con una sola capa de armadura la Referencia 21.2 sugiere la siguiente expresión:

$$EI = \frac{E_c I_g}{\beta} \left( 0,5 - \frac{e}{h} \right) \geq 0,1 \frac{E_c I_g}{\beta} \quad \text{Ec. (1)}$$

$$\leq 0,4 \frac{E_c I_g}{\beta}$$

donde

$E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón

$I_g$  = momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico, despreciando la armadura

$e$  = excentricidad de las cargas axiales y fuerzas laterales para todas las combinaciones de cargas aplicables

$h$  = espesor total del tabique

$\beta = 0,9 + 0,5 \beta_d^2 - 12\rho \geq 1,0$

$\beta_d$  = relación entre la sobrecarga y la carga permanente

$\rho$  = relación entre el área de la armadura vertical y la sección bruta de hormigón

La definición de  $\beta_d$ , incluida en las Ecuaciones (10-11) y (10-12) para EI, varía según que el pórtico sea indesplazable o desplazable. De acuerdo con el artículo 10.0, para los pórticos indesplazables  $\beta_d$  es la relación entre la máxima carga axial mayorada de larga duración (sostenida) y la máxima carga axial mayorada asociada a la misma combinación de cargas. Por motivos de consistencia, la misma definición de  $\beta_d$  parece adecuada para obtener el valor de EI para tabiques en la Ecuación (1). Observar que si de acuerdo con lo establecido en el artículo 10.11.4 se determina que el pórtico es desplazable,  $\beta_d = 0$  para el caso de las cargas laterales que no son sostenidas (10.0).

La Figura 21-1 muestra la comparación entre la rigidez flexional (EI) según la Ecuación (10-12) del Código y la rigidez flexional según la Ecuación (1) en términos de  $E_c I_g$ . Se grafica la relación  $EI/E_c I_g$  en función de  $e/h$  para diferentes valores de  $\beta_d$ , para una cuantía de armadura constante  $\rho = 0,0015$ . Observar que la Ecuación (10-12) del Código asume que EI es independiente de  $e/h$  y parece sobrestimar la rigidez del tabique para grandes excentricidades. Para los tabiques diseñados de acuerdo con el Capítulo 10 del Código para los cuales la esbeltez se evalúa de acuerdo con 10.11, para determinar la rigidez del tabique se recomienda utilizar la Ecuación (1) en vez de la Ecuación (10-12) del Código. En el Ejemplo 21.1 se ilustra la aplicación de este método para el caso de un tabique izado.

Si la esbeltez de un tabique supera el límite de aplicación del método aproximado para evaluar la esbeltez indicado en el artículo 10.11 ( $k\ell_u/h > 30$ ), para determinar los efectos de la esbeltez se debe utilizar el artículo 10.10.1 (10.11.5). Los paneles de tabique que se usan en la actualidad en algunos sistemas constructivos, especialmente en las construcciones con paneles izados, generalmente están comprendidos dentro de esta categoría de esbeltez elevada. El análisis de la estabilidad debe tomar en cuenta todas las variables que afectan la rigidez del tabique, los efectos de las flechas sobre los momentos y esfuerzos, y los efectos de la duración de las cargas.

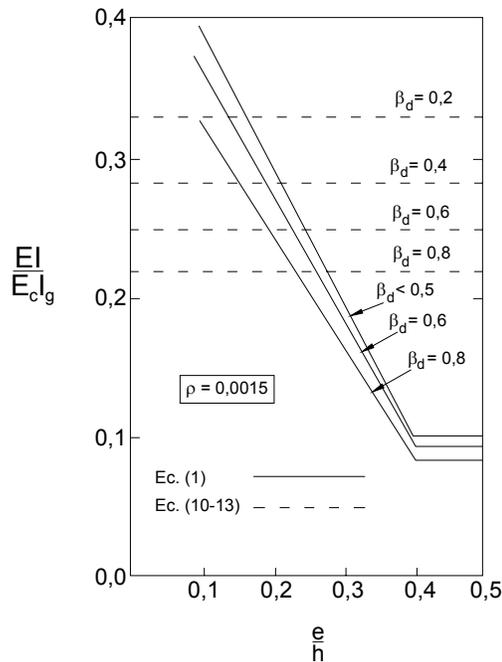


Figura 21-1 – Rigidez de los tabiques (EI)

## 14.5 MÉTODO DE DISEÑO EMPÍRICO

El Método de Diseño Empírico se puede usar para diseñar un tabique siempre que la resultante de todas las cargas aplicables esté ubicada dentro del tercio central del espesor del tabique (excentricidad  $e \leq h/6$ ), y que el espesor sea como mínimo igual al espesor mínimo indicado en el artículo 14.5.3 (ver Figura 21.2). Observar que para determinar la excentricidad total de la carga resultante, además de cualquier carga excéntrica, se debe incluir el efecto de cualquier carga horizontal que actúe sobre el tabique. El método sólo se aplica a los tabiques de sección rectangular llena.

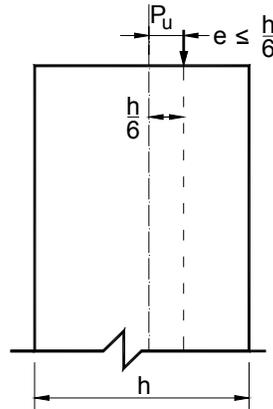


Figura 21-2 – Diseño de tabiques mediante el Método de Diseño Empírico (14.5)

La principal aplicación de este método es en el diseño de tabiques relativamente cortos solicitados exclusivamente a cargas verticales. Su aplicación se vuelve extremadamente limitada cuando es necesario considerar cargas laterales, ya que la excentricidad total de las cargas no debe ser mayor que  $h/6$ . Los tabiques que no satisfacen estos criterios se deben diseñar como elementos comprimidos solicitados a carga axial y flexión, aplicando los requisitos del Capítulo 10 del Código (14.4) o bien, si corresponde, el Método de Diseño Alternativo del artículo 14.8.

Cuando la excentricidad total  $e$  no es mayor que  $h/6$ , el diseño se realiza considerando a  $P_u$  como una carga axial centrada. La carga axial mayorada  $P_u$  debe ser menor o igual que la resistencia a la carga axial de diseño  $\phi P_{nw}$  calculada mediante la Ecuación (14-1):

$$P_u \leq \phi P_{nw} \leq 0,55\phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad \text{Ec. (14-1)}$$

donde

- $\phi$  = factor de reducción de la resistencia = 0,7
- $A_g$  = área bruta de la sección transversal del tabique
- $k$  = factor de longitud efectiva definido en el artículo 14.5.2
- $\ell_c$  = distancia vertical entre apoyos

La Ecuación (14-1) toma en cuenta tanto la excentricidad de la carga como los efectos de la esbeltez. El factor de excentricidad 0,55 originalmente se seleccionó para obtener resistencias comparables a las dadas por el Capítulo 10 del Código para elementos con carga axial aplicada con una excentricidad igual a  $h/6$ .

Para que la Ecuación (14-1) sea aplicable, el espesor del tabique  $h$  no debe ser menor que  $1/25$  de la longitud o altura del tabique, cualquiera sea el valor que resulte menor, y tampoco menor que 4 in. (14.5.3.1). Los tabiques enterrados o muros de contención deben tener un espesor de al menos 7-1/2 in. (14.5.3.2).

Cuando se publicó el suplemento de 1980 para ACI 318, la Ecuación (14-1) fue modificada de manera de reflejar el rango general de condiciones de vínculo que se encuentran en el diseño de tabiques, y también para permitir un mayor rango de aplicaciones de diseño. En las ediciones anteriores del código la ecuación para la resistencia tabiques se basaba en la hipótesis de un tabique con sus extremos superior e inferior arriostrados contra el desplazamiento lateral y con uno de sus extremos restringido contra la rotación, lo cual corresponde a un factor de longitud efectiva comprendido entre 0,8 y 0,9. Los valores de la resistencia a la carga axial pueden no resultar conservadores en el caso de los tabiques articulados en ambos extremos, condición que ocurre en ciertos tabiques, particularmente en aplicaciones prefabricadas y tabiques izados. La resistencia axial también se puede sobrestimar cuando la parte superior del tabique está libre y no está arriostrada para evitar su traslación. En estos casos es necesario que la ecuación de diseño refleje la longitud efectiva real. La Ecuación (14-1) permite utilizar diferentes factores de longitud efectiva  $k$ . En el artículo 14.5.2 se especifican los valores de  $k$  para las condiciones de vínculo más habituales en los tabiques. Con la Ecuación (14-1) se obtendrán los mismos resultados que con la Ecuación (14-1) del Código 1977 para aquellos tabiques con ambos extremos arriostrados contra la traslación y con una adecuada restricción contra la rotación en la base. Una adecuada restricción contra la rotación en la base significa que el tabique está unido a un elemento cuya rigidez flexional  $EI/\ell$  es como mínimo igual a la del tabique. La selección del valor de  $k$  adecuado para un determinado conjunto de condiciones de vínculo queda a criterio del ingeniero.

La Figura 21-3 ilustra típicas curvas de resistencia a la carga axial vs. resistencia al momento para tabiques de 8, 10 y 12 in. con  $f'_c = 4000$  psi y  $f_y = 60.000$  psi.<sup>21.3</sup> Con las curvas se obtienen factores de excentricidad (relación entre la resistencia bajo carga excéntrica y la resistencia bajo carga centrada) de 0,562; 0,568 y 0,563 para los tabiques de 8, 10 y 12 in. con  $e = h/6$  y  $\rho = 0,0015$ .

La Figura R14.5 del Comentario muestra una comparación entre las resistencias obtenidas con el Método de Diseño Empírico y las obtenidas según el Artículo 14.4, para el caso de elementos cargados en el tercio central de su espesor y diferentes condiciones de vínculo.

El Ejemplo 21.2 ilustra la aplicación del Método de Diseño Empírico al caso de un muro portante que soporta vigas de entrepiso prefabricadas.

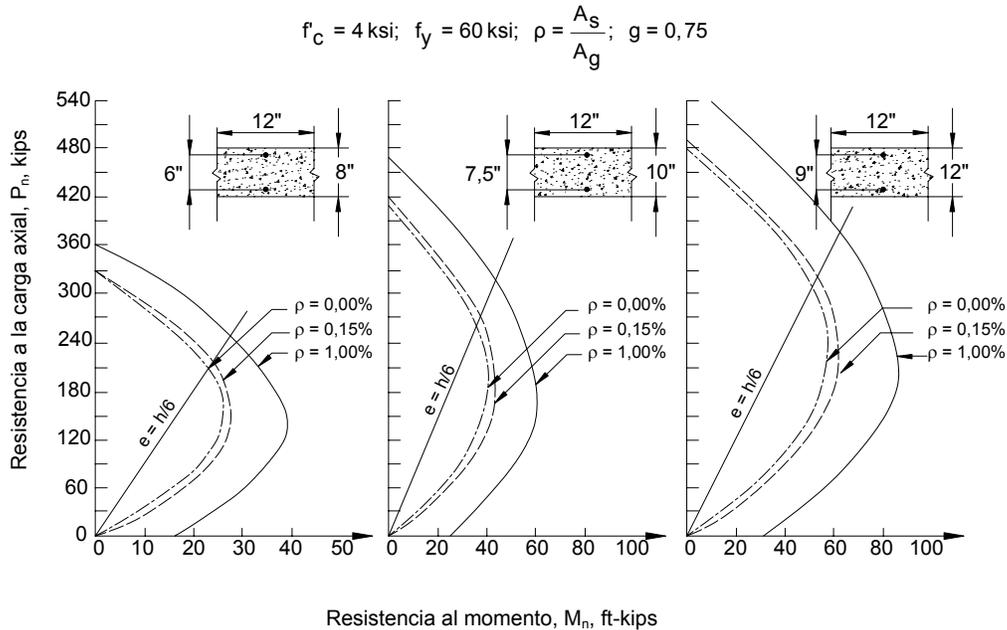


Figura 21-3 – Típicas curvas resistencia axial vs. resistencia al momento para tabiques de 8, 10 y 12 in.

## 14.8 DISEÑO ALTERNATIVO PARA TABIQUES ESBELTOS

El método de diseño alternativo para tabiques se fundamenta en las investigaciones experimentales descritas en la Referencia 21.4. Este método figura en el Código de Construcción Uniforme (UBC) desde 1988, y también aparece en el Código de Construcción Internacional 2000 (IBC)<sup>21.5</sup>. Es importante observar que los requisitos del artículo 14.8 difieren de aquellos del UBC y del IBC en los siguientes aspectos: (1) se modificaron la nomenclatura y la redacción por motivos de compatibilidad con el estilo de ACI 318; (2) se limitó el procedimiento a los efectos de la flexión fuera del plano en tabiques simplemente apoyados en los cuales los momentos y flechas máximas se producen a la mitad de la altura; y (3) el procedimiento se ha hecho tan compatible como ha sido posible con los requisitos del artículo 9.5.2.3 para obtener el momento de fisuración y el momento de inercia efectivo.

De acuerdo con el artículo 14.8.1, cuando el diseño de un tabique está controlado por la tracción producida por la flexión se considera que los requisitos del artículo 14.8 satisfacen las especificaciones del artículo 10.0. Para el método de diseño alternativo se aplican las siguientes limitaciones (14.8.2):

1. El tabique debe estar simplemente apoyado, cargado axialmente y solicitado por una carga transversal uniforme. Los máximos momentos y flechas deben ocurrir en la mitad de su altura (14.8.2.1).
2. La sección transversal debe ser constante en toda la altura del tabique (14.8.2.2).
3. La cuantía de armadura  $\rho$  debe ser menor o igual que  $0,6\rho_b$  – siendo  $\rho_b$  la cuantía de armadura que produce condiciones de deformación balanceada; ver la Ecuación (B-1) del Apéndice B del Código (14.8.2.3).
4. La armadura debe proporcionar una resistencia de diseño  $\phi M_n$  mayor o igual que  $M_{cr}$ , siendo  $M_{cr}$  el momento que provoca la fisuración por flexión debido a las cargas horizontales y verticales aplicadas. Observar que  $M_{cr}$  se debe calcular usando el módulo de rotura  $f_r$  dado por la Ecuación (9-10) (14.8.2.4).
5. Las cargas gravitatorias concentradas aplicadas al tabique por encima de la sección de diseño a flexión se deben distribuir en un ancho igual al menor valor entre (a) el ancho de aplicación más un ancho a cada lado que se incrementa con una pendiente de 2:1 (vertical:horizontal) hacia abajo hasta llegar a la sección de diseño, o (b) la separación entre las cargas concentradas. Además, el ancho de distribución no se debe prolongar más allá de los bordes del tabique (14.8.2.5) (ver Figura 21-4).
6. La tensión vertical  $P_u/A_g$  en la sección correspondiente a la mitad de la altura del tabique no debe ser mayor que  $0,06 f'_c$  (14.8.2.6).

Si una o más de estas condiciones no se satisfacen, el tabique se debe diseñar de acuerdo con los requisitos del artículo 14.4.

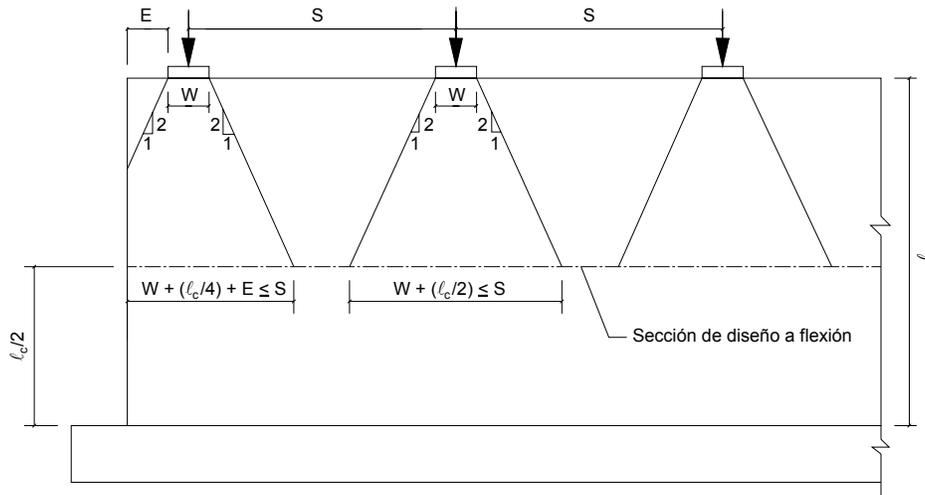


Figura 21-4 – Ancho de distribución de las cargas gravitatorias concentradas (14.8.2.5)

De acuerdo con el artículo 14.8.3, la resistencia de diseño  $\phi M_n$  para la combinación de flexión y carga axial en la sección ubicada en la mitad de la altura del tabique debe ser mayor o igual que el momento mayorado total  $M_u$  que actúa en esta sección. El momento mayorado  $M_u$  incluye los efectos P- $\Delta$  y se define de la siguiente manera:

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \quad \text{Ec. (14.4)}$$

donde

$M_{ua}$  = momento mayorado en una sección ubicada en la mitad de la altura del tabique debido a las cargas horizontales y verticales excéntricas mayoradas

$P_u$  = carga axial mayorada

$\Delta_u$  = flecha a la mitad de la altura del tabique debida a las cargas mayoradas

$$= 5M_u \ell_c^2 / (0,75) 48E_c I_{cr} \quad \text{Ec. (14-5)}$$

$\ell_c$  = distancia vertical entre apoyos

$E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón (8.5)

$I_{cr}$  = momento de inercia de la sección efectiva transformada a hormigón

$$= nA_{se} (d - c)^2 + (\ell_w c^3 / 3) \quad \text{Ec. (14-7)}$$

$n$  = relación entre los módulos de elasticidad =  $E_s / E_c \geq 6$

$E_s$  = módulo de elasticidad de la armadura no pretensada

$A_{se}$  = área efectiva de la armadura longitudinal traccionada en el segmento de tabique

$$= (P_u + A_s f_y) / f_y \quad \text{Ec. (14-8)}$$

$A_s$  = área de la armadura longitudinal traccionada en el segmento de tabique

$f_y$  = tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada

$d$  = distancia entre la fibra comprimida extrema y el baricentro de la armadura longitudinal traccionada

$c$  = distancia entre la fibra comprimida extrema y el eje neutro

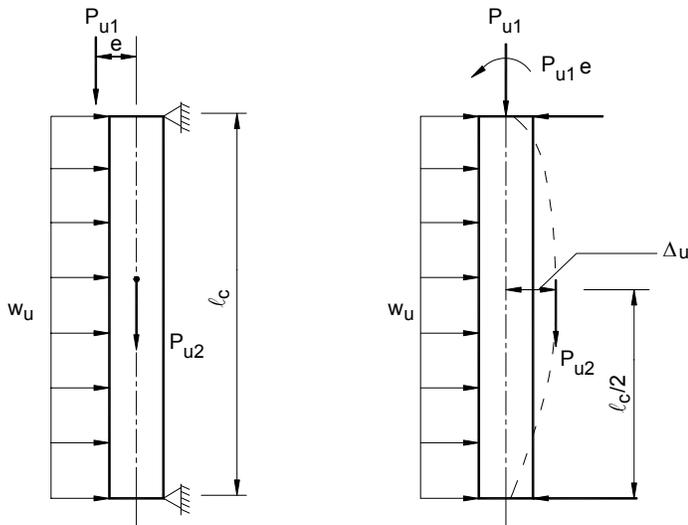
$\ell_w$  = longitud horizontal del tabique

Observar que la Ecuación (14-4) incluye tanto los efectos de las cargas axiales y horizontales mayoradas ( $M_{ua}$ ), como así también los efectos P- $\Delta$  ( $P_u\Delta_u$ ).

Reemplazando  $\Delta_u$  por la Ecuación (14-5) en la Ecuación (14-4), para  $M_u$  se obtiene la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0,75)48E_c I_{cr}}} \quad \text{Ec. (14-6)}$$

La Figura 21-5 ilustra el análisis de un tabique de acuerdo con los requisitos del artículo 14.8 para el caso de cargas horizontales y gravitatorias con efectos aditivos.



$P_{u1}$  = carga gravitatoria aplicada mayorada

$P_{u2}$  = peso propio del tabique mayorado (total)

$e$  = excentricidad de la carga gravitatoria aplicada

$w_u$  = carga horizontal uniforme mayorada

$$P_u = P_{u1} + \frac{P_{u2}}{2}$$

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0,75)48E_c I_{cr}}}$$

$$M_{ua} = \frac{w_u \ell_c^2}{8} + \frac{P_{u1}e}{2}$$

$$M_u = \frac{w_u \ell_c^2}{8} + \frac{P_{u1}e}{2} + \left( P_{u1} + \frac{P_{u2}}{2} \right) \Delta_u$$

$$\Delta_u = \frac{5M_u \ell_c^2}{(0,75)48E_c I_{cr}}$$

Figura 21-5 – Análisis de un tabique de acuerdo con el artículo 14.8

La resistencia de diseño  $\phi M_n$  del tabique se puede determinar usando la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi A_{se} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. (2)}$$

donde

$$a = \frac{A_{se} f_y}{0,85 f'_c \ell_w}$$

y  $\phi$  se determina de acuerdo con el artículo 9.3.2.

Además de satisfacer los requisitos de resistencia de la Ecuación (14-3) también se deben satisfacer los requisitos del artículo 14.8.4. En particular, la máxima flecha  $\Delta_s$  debida a las cargas de servicio, incluyendo los efectos P- $\Delta$ , no debe ser mayor que  $\ell_c/150$ , donde  $\Delta_s$  es igual a:

$$\Delta_s = \frac{5M\ell_c^2}{48E_c I_e} \quad \text{Ec. (14-9)}$$

donde M = momento máximo, no mayorado, debido a las cargas de servicio, incluyendo los efectos P- $\Delta$

$$= \frac{M_{sa}}{1 - \frac{5P_s \ell_c^2}{48E_c I_e}} \quad \text{Ec. (14-10)}$$

y  $M_{sa}$  = momento aplicado máximo, no mayorado, debido a las cargas de servicio, sin incluir los efectos P- $\Delta$

$P_s$  = carga axial no mayorada en la sección de diseño (en la mitad de la altura), incluyendo los efectos del peso propio

$I_e$  = momento de inercia efectivo evaluado usando el procedimiento del artículo 9.5.2.3, reemplazando M por  $M_a$

Es importante observar que la Ecuación (14-10) no proporciona una solución cerrada para M, ya que  $I_e$  es función de M. Por lo tanto, para determinar  $\Delta_s$  es necesario utilizar un procedimiento iterativo.

El Ejemplo 21.3 ilustra la aplicación del método de diseño alternativo al caso de un tabique prefabricado no pretensado.

## 11.10 REQUISITOS ESPECIALES PARA EL CORTE EN TABIQUES

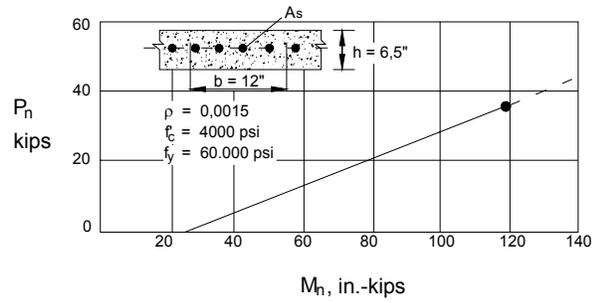
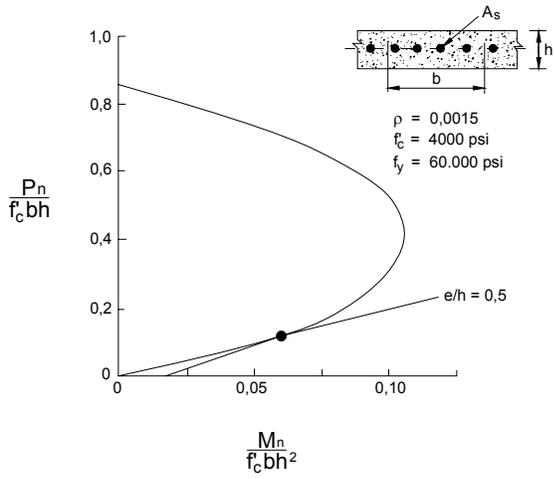
En la mayoría de las construcciones de poca altura los esfuerzos de corte horizontales que actúan en el plano de los tabiques son pequeños y en general se pueden despreciar en el diseño. Sin embargo, estos esfuerzos en el plano se vuelven una consideración importante en las construcciones de gran altura. El diseño al corte se debe realizar de acuerdo con los requisitos especiales para tabiques indicados en el artículo 11.10 (14.2.3). El Ejemplo 21.4 ilustra el diseño de un tabique para corte en el plano, incluyendo el diseño a flexión.

## RESUMEN DEL DISEÑO

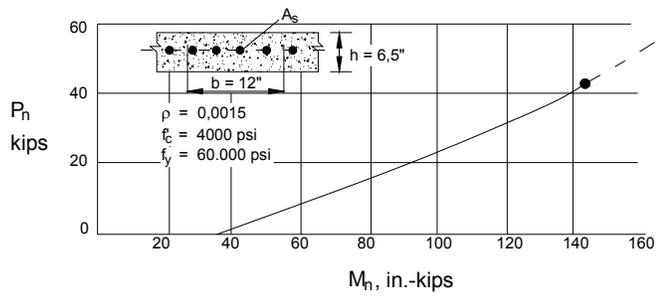
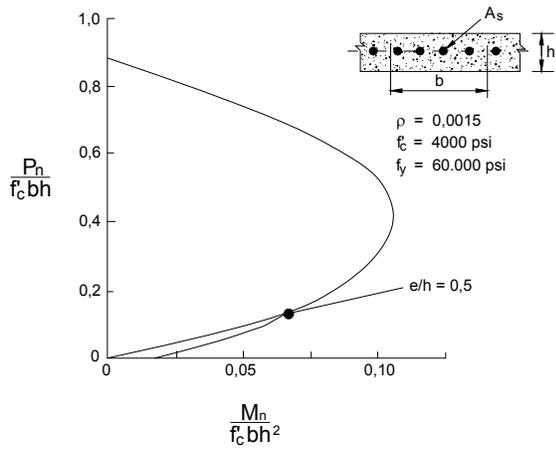
Para diseñar un tabique se sugiere utilizar un procedimiento de prueba y verificación: primero suponer un espesor h y una cuantía de armadura  $\rho$ . Luego, en base a estos valores supuestos, verificar el tabique para las condiciones correspondientes a las cargas aplicadas.

Incluir ayudas de diseño para una amplia gama de tabiques y condiciones de cargas está fuera del alcance de este Capítulo 21. Nuestra intención es presentar ejemplos de diferentes opciones y ayudas de diseño. Mediante un esfuerzo razonable el diseñador podrá producir ayudas de diseño que se adapten al rango de condiciones que habitualmente se le presentan en la práctica profesional. Por ejemplo, los diagramas de interacción de resistencias tales como los graficados en las Figuras 21-6(a) ( $\rho = 0,0015$ ) y 21-6(b) ( $\rho = 0,0025$ ) pueden ser de gran utilidad para evaluar la resistencia de un tabique. También se ilustran las partes inferiores de los diagramas de interacción de resistencias para tabiques de 6,5 in. de espesor. También es posible desarrollar gráficas de diseño como la ilustrada en la Figura 21-7 para tabiques específicos. La Figura 21-8 se puede usar para seleccionar la armadura de un tabique.

Este Capítulo 21 no se ocupa específicamente del tema de los tabiques pretensados. Pretensar los tabiques presenta ventajas desde el punto de vista del manipuleo (paneles prefabricados) y aumenta la resistencia al pandeo. Si desea profundizar sobre el diseño de tabiques pretensados, el diseñador debería consultar la Referencia 21.6.



(a) Cuantía  $\rho = 0,0015$



(b) Cuantía  $\rho = 0,0025$

Figura 21-6 – Diagrama de interacción resistencia axial-resistencia al momento para tabiques ( $f'_c = 4000 \text{ psi}$ ;  $f_y = 60 \text{ ksi}$ )

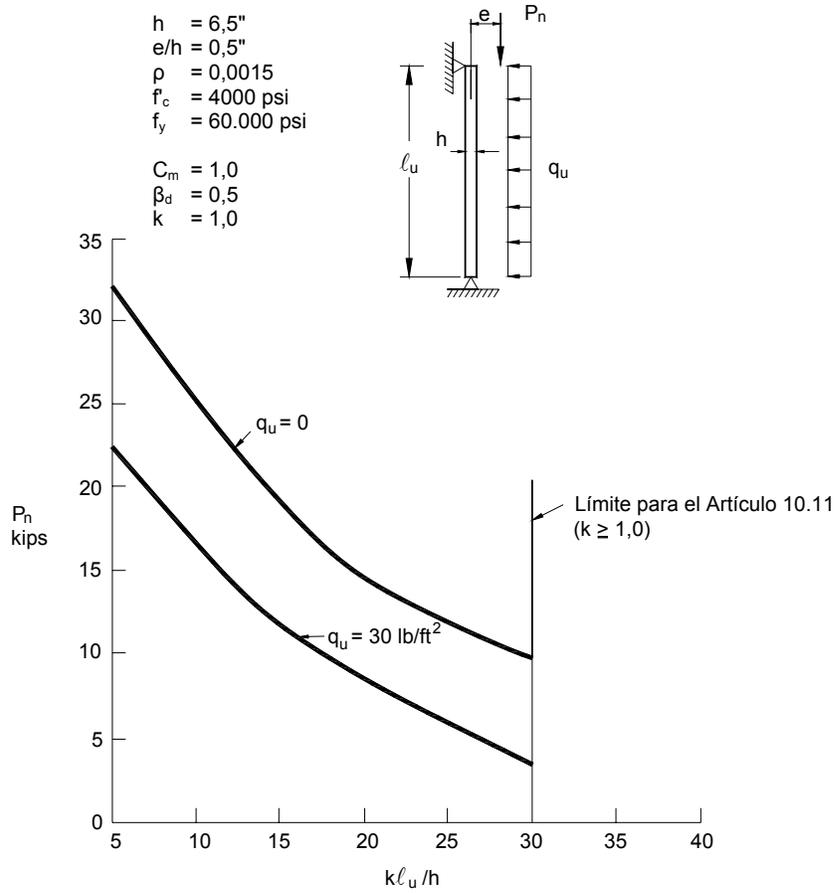


Figura 21-7 – Gráfica de diseño para un tabique de 6,5 in.

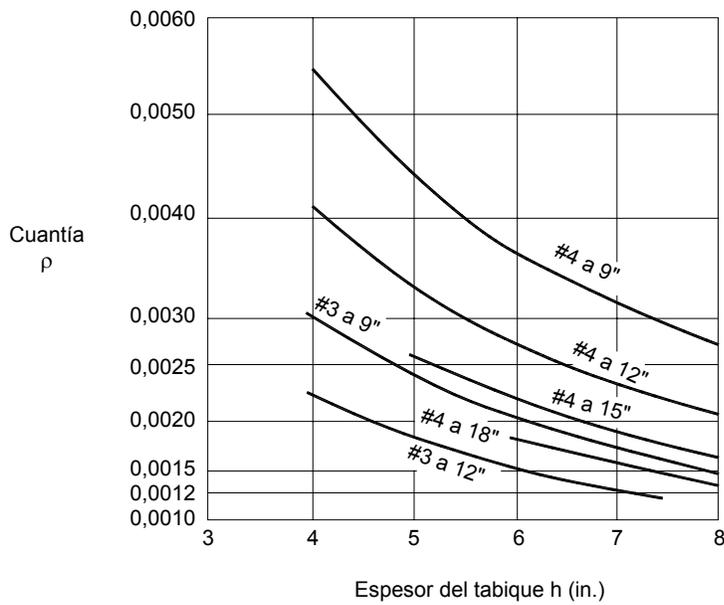


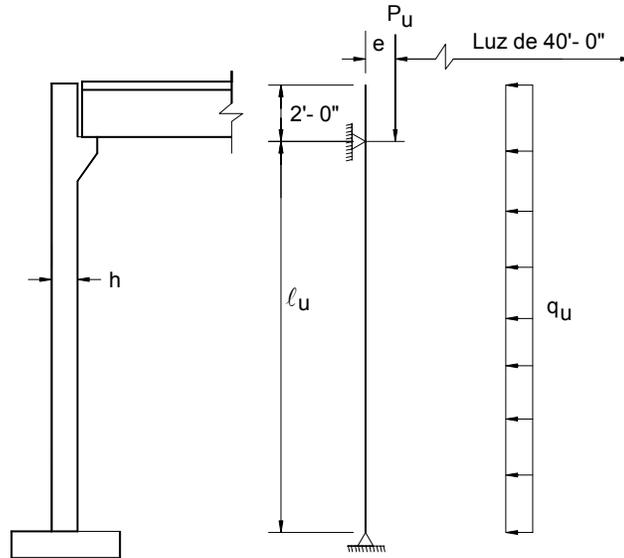
Figura 21-8 – Ayuda de diseño para determinar la armadura de un tabique

## REFERENCIAS

- 21.1 *Uniform Building Code*, Vol. 2, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997.
- 21.2 MacGregor, J.G., "Design and Safety of Reinforced Concrete Compression Members," trabajo presentado en el "International Association for Bridge and Structural Engineering Symposium", Quebec, 1974.
- 21.3 Kripanaryanan, K.M., "Interesting Aspects of the Empirical Wall Design Equation," *ACI Journal*, Proceedings Vol. 74, No. 5, Mayo 1977, pp. 204-207.
- 21.4 Athey, J.W., Ed., "Test Report on Slender Walls," Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, CA, 1982.
- 21.5 *2000 International Building Code*, International Code Council, Falls Church, VA, 2000.
- 21.6 *PCI Design Handbook - Precast and Prestressed Concrete*, 5º Edición, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1999.

## Ejemplo 21.1 – Diseño de un tabique izado aplicando el Capítulo 10 (14.4)

Se requiere diseñar el tabique ilustrado. El borde superior del tabique está arriostrado, y la sobrecarga en la cubierta es soportada a través de las almas de las Te de 4 in. separadas 4 ft entre centros.



Datos para el diseño:

Carga permanente de la cubierta = 50 lb/ft<sup>2</sup>

Sobrecarga en la cubierta = 20 lb/ft<sup>2</sup>

Carga de viento = 20 lb/ft<sup>2</sup>

Longitud de tabique no arriostrada  $l_u = 16$  ft

Factor de longitud efectiva  $k = 1,0$  (ambos extremos articulados)

Hormigón:  $f'_c = 4000$  psi ( $w_c = 150$  lb/ft<sup>3</sup>)

Acero de las armaduras:  $f_y = 60.000$  psi

Suponer condición indesplazable.

### Cálculos y discusión

### Referencia del Código

#### 1. Selección de un tabique de prueba

Intentar  $h = 6,5$  in. y suponer  $e = 6,75$  in.

Para la armadura vertical intentar con una única capa de barras No. 4 separadas 12 in. ( $A_s = 0,20$  in.<sup>2</sup>/ft) en el eje del tabique.

Para una franja de diseño de un pie de ancho:

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{0,20}{(12 \times 6,5)} = 0,0026 > 0,0012 \quad \text{VERIFICA} \quad 14.3.2(a)$$

#### 2. Longitud efectiva del tabique para la reacción de la cubierta

14.2.4

Ancho de apoyo + 4 (espesor del tabique) = 4 + 4 (6,5) = 30 in. = 2,5 ft (valor determinante)

Distancia entre los centros de las almas = 4 ft

3. Carga de la cubierta por pie de ancho del tabique

$$\text{Carga permanente} = \left[ 50 \times \left( \frac{4}{2,5} \right) \right] \times \frac{40}{2} = 1600 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Sobrecarga} = \left[ 20 \times \left( \frac{4}{2,5} \right) \right] \times \frac{40}{2} = 640 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Carga permanente del tabique a la mitad de su altura} = \frac{6,5}{12} \times \left( \frac{16}{2} + 2 \right) \times 150 = 813 \text{ lb/ft}$$

4. Combinaciones de cargas mayoradas

Combinación de cargas 1:  $U = 1,2D + 0,5L_r$  Ec. (9-2)

$$P_u = 1,2(1,6 + 0,81) + 0,5(0,64) = 2,9 + 0,3 = 3,2 \text{ kips}$$
$$M_u = 1,2(1,6 \times 6,75) + 0,5(0,64 \times 6,75) = 15,1 \text{ in.-kips}$$
$$\beta_d = 2,9/3,2 = 0,91$$

Combinación de cargas 2:  $U = 1,2D + 1,6L_r + 0,8W$  Ec. (9-3)

$$P_u = 1,2(1,6 + 0,81) + 1,6(0,64) + 0 = 2,9 + 1,0 = 3,9 \text{ kips}$$
$$M_u = 1,2(1,6 \times 6,75) + 1,6(0,64 \times 6,75) + 0,8(0,02 \times 16^2 \times 12/8)$$
$$= 26,0 \text{ in.-kips}$$
$$\beta_d = 2,9/3,9 = 0,74$$

Combinación de cargas 3:  $U = 1,2D + 1,6W + 0,5L_r$  Ec. (9-4)

$$P_u = 1,2D(1,6 + 0,81) + 0 + 0,5(0,64) = 3,2 \text{ kips}$$
$$M_u = 1,2(1,6 \times 6,75) + 1,6(0,02 \times 16^2 \times 12/8) + 0,5(0,64 \times 6,75)$$
$$= 27,4 \text{ in.-kips}$$
$$\beta_d = 2,9/3,2 = 0,91$$

Combinación de cargas 4:  $U = 0,9D + 1,6W$  Ec. (9-6)

$$P_u = 0,9(1,6 + 0,81) + 0 = 2,2 \text{ kips}$$
$$M_u = 0,9(1,6 \times 6,75) + 1,6(0,02 \times 16^2 \times 12/8)$$
$$= 22,0 \text{ in.-kips}$$
$$\beta_d = 2,2/2,2 = 1,0$$

5. Verificar la esbeltez del tabique

$$\frac{k\ell_u}{r} = \frac{1,0(16 \times 12)}{(0,3 \times 6,5)} = 98,5 < 100$$
 10.11.5

donde  $r = 0,3 h$

Por lo tanto, para considerar los efectos de la esbeltez se puede usar el artículo 10.11.

6. Calcular los momentos mayorados para el caso indesplazable 10.12

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad \text{Ec. (10-8)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \left( \frac{P_u}{0,75P_c} \right)} \geq 1 \quad \text{Ec. (10-9)}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \quad \text{Ec. (10-10)}$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{\beta} \left( 0,5 - \frac{e}{h} \right) \geq 0,1 \frac{E_c I_g}{\beta} \quad \text{Ec. (1)}$$

$$\leq 0,4 \frac{E_c I_g}{\beta}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{6,75}{6,5} = 1,04 > 0,5$$

$$\text{Por lo tanto, } EI = 0,1 \left( \frac{E_c I_g}{\beta} \right)$$

$$E_c = 57.000 \sqrt{4000} = 3,065 \times 10^6 \text{ psi} \quad \text{8.5.1}$$

$$I_g = \frac{12 \times 6,5^3}{12} = 274,6 \text{ in.}^4$$

$$\beta = 0,9 + 0,5\beta_d^2 - 12\rho \geq 1,0$$

$$= 0,9 + 0,5\beta_d^2 - 12(0,0026)$$

$$= 0,869 + 0,5\beta_d^2 \geq 1,0$$

$$EI = \frac{0,1 \times 3,065 \times 10^6 \times 274,6}{\beta} = \frac{99 \times 10^6}{\beta} \text{ lb-in.}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 99 \times 10^6}{\beta (16 \times 12)^2 \times 1000} = \frac{26,5}{\beta} \text{ kips}$$

$C_m = 1,0$  para elementos con cargas transversales entre los apoyos 10.12.3.1

Determinar el momento amplificado,  $M_c$ , para cada caso de carga.

Combinac. de cargas	$P_u$ (kips)	$M_2 = M_u$ (in.-kips)	$\beta_d$	$\beta$	$EI$ (lb-in. <sup>2</sup> )	$P_c$ (kips)	$\bar{\delta}_{ns}$	$M_c$ (in.-kips)
1	3,2	15,1	0,91	1,28	$77 \times 10^6$	20,7	1,26	19,0
2	3,9	26,0	0,74	1,14	$87 \times 10^6$	23,2	1,29	33,5
3	3,2	27,4	0,91	1,28	$77 \times 10^6$	20,7	1,26	34,5
4	2,2	22,0	1,00	1,37	$72 \times 10^6$	19,3	1,18	26,0

7. Comparar la resistencia de diseño con la resistencia requerida

Asumir que para todas las combinaciones de cargas la sección es controlada por la tracción, es decir,  $\epsilon_t \geq 0,005$  y  $\phi = 0,90$ . 10.3.4  
9.3.2

La siguiente tabla contiene un resumen del análisis de compatibilidad de las deformaciones para cada una de las combinaciones de cargas, realizado en base a la hipótesis presentada en el párrafo anterior:

Comb. de cargas	$P_n = P_u/\phi$ (kips)	a (in.)	c (in.)	$\epsilon_t$ (in./in.)
1	3,6	0,38	0,45	0,0187
2	4,3	0,40	0,47	0,0177
3	3,6	0,38	0,45	0,0187
4	2,4	0,35	0,42	0,0205

Por ejemplo, la deformación específica en la armadura,  $\epsilon_t$ , para la combinación de cargas No. 2 se calcula de la siguiente manera:

$$P_n = 0,85f'_c b a - A_s f_y \quad 10.3.1$$

$$4,3 = (0,85)(4)(12)a - (0,2)(60) = 40,8a - 12 \quad 10.2.1$$

$$a = 0,40 \text{ in.}$$

$$c = a/\beta_1 = 0,4/0,85 = 0,47 \text{ in.} \quad 10.2.7.1$$

$$\epsilon_t = \frac{0,003}{c}(d - c) \quad 10.2.7.3$$

$$\epsilon_t = \frac{0,003}{0,47}(3,25 - 0,47) \quad 10.2.2$$

$$= \frac{0,003}{0,47}(3,25 - 0,47)$$

$$= 0,0177 > 0,0050 \rightarrow \text{la sección es controlada por la tracción} \quad 10.3.4$$

Observar que la deformación específica en la armadura para cada combinación de cargas es mayor que 0,0050 y por lo tanto la hipótesis de secciones controladas por la tracción ( $\phi = 0,90$ ) es correcta.

Para cada una de las combinaciones de cargas se debe comparar la resistencia nominal requerida con la resistencia de diseño calculada. La siguiente tabla presenta los resultados obtenidos:

Comb. de cargas	Resistencia nominal requerida		Resistencia de diseño $M_n$ (in.-kips)
	$P_n = P_u/\phi$ (kips)	$M_n = M_o/\phi$ (in.-kips)	
1	3,6	21,1	47,7
2	4,3	37,2	49,7
3	3,6	38,3	47,7
4	2,4	28,9	44,2

Por ejemplo, la resistencia de diseño  $M_n$  para la combinación de cargas No. 2 se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85f'_c b a \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) - A_s f_y \left( \frac{h}{2} - d_t \right) \\
 &= 0,85(4)(12)(0,40) \left( \frac{6,5}{2} - \frac{0,40}{2} \right) - 0,2(60) \left( \frac{6,5}{2} - 3,25 \right) \\
 &= 49,7 \text{ in.-kips}
 \end{aligned}$$

El tabique es adecuado con las barras No. 4 separadas 12 in., ya que para todas las combinaciones de cargas la resistencia de diseño es mayor que la resistencia nominal requerida.

---

## Ejemplo 21.2 – Diseño de un muro portante mediante el Método de Diseño Empírico (14.5)

---

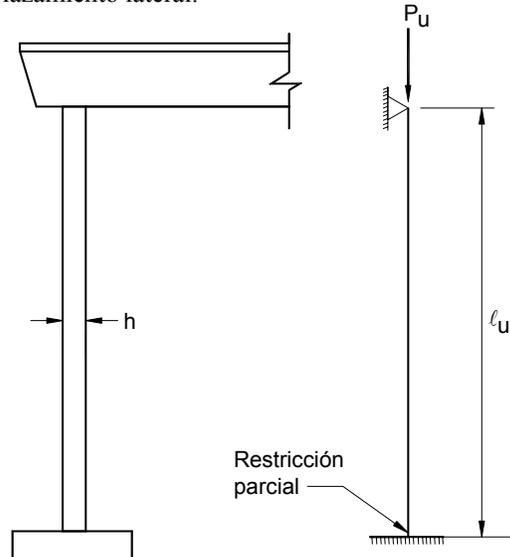
Un muro de hormigón soporta un sistema de entrepiso formado por vigas Te prefabricadas con una separación de 8 ft entre sus centros. El alma de cada viga Te tiene 8 in. de ancho. Las vigas Te apoyan plenamente en el muro. La altura del muro es de 15 ft, y se considera que su parte superior está restringida contra el desplazamiento lateral.

Datos para el diseño:

Reacciones de las vigas: carga permanente = 28 kips  
sobrecarga = 14 kips

$f'_c = 4000$  psi  
 $f_y = 60.000$  psi

Despreciar la altura del muro.



---

### Cálculos y discusión

### Referencia del Código

El procedimiento de diseño general consiste en seleccionar un espesor para el tabique,  $h$ , y luego verificar el tabique para las condiciones de carga aplicadas.

1. Seleccionar un espesor para el tabique

$$h \geq \frac{l_u}{25} \text{ pero no menor que 4 in.}$$

14.5.3.1

$$\frac{15 \times 12}{25} = 7,2 \text{ in.}$$

Intentar con  $h = 7,5$  in.

2. Calcular las cargas mayoradas

$$P_u = 1,2D + 1,6L$$

Ec. (9-2)

$$= 1,2(28) + 1,6(14) = 33,6 + 22,4 = 56,0 \text{ kips}$$

3. Verificar la resistencia al aplastamiento del hormigón

Para el apoyo suponer un ancho de alma igual a 7 in., para tomar en cuenta los bordes inferiores achaflanados.

$$\text{Área cargada } A_1 = 7 \times 7,5 = 52,5 \text{ in.}^2$$

$$\text{Resistencia al aplastamiento} = \phi(0,85f'_c A_1) = 0,65(0,85 \times 4 \times 52,5) = 116 \text{ kips} > 56,0 \text{ kips} \quad \text{VERIFICA} \quad 10.17.1$$

4. Calcular la resistencia de diseño del tabique

$$\text{Longitud horizontal efectiva del tabique por cada reacción de viga} = \begin{cases} 8 \times 12 = 96 \text{ in.} \\ 7 + 4(7,5) = 37 \text{ in. (valor determinante)} \end{cases} \quad 14.2.4$$

$$k = 0,8 \quad 14.5.2$$

$$\phi P_{nw} = 0,55\phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad \text{Ec. (14-1)}$$

$$= 0,55 \times 0,70 \times 4(37 \times 7,5) \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 15 \times 12}{32 \times 7,5} \right)^2 \right]$$

$$= 273 \text{ kips} > 56 \text{ kips} \quad \text{VERIFICA}$$

El tabique de 7,5 in. es adecuado, y tiene margen suficiente para considerar el posible efecto de la excentricidad de las cargas.

5. Determinar una capa de armadura

En base a un tabique de un pie de ancho y armadura de acero Grado 60 (No. 5 y menor):

$$A_s \text{ vertical} = 0,0012 \times 12 \times 7,5 = 0,108 \text{ in.}^2 / \text{ft} \quad 14.3.2$$

$$A_s \text{ horizontal} = 0,0020 \times 12 \times 7,5 = 0,180 \text{ in.}^2 / \text{ft} \quad 14.3.3$$

$$\text{Separación} = \begin{cases} 3h = 3 \times 7,5 = 22,5 \text{ in.} \\ 18 \text{ in. (valor determinante)} \end{cases} \quad 14.3.5$$

$A_s$  vertical: Usar barras No. 4 con una separación de 18 in. entre centros ( $A_s = 0,13 \text{ in.}^2/\text{ft}$ )

$A_s$  horizontal: Usar barras No. 4 con una separación de 12 in. entre centros ( $A_s = 0,20 \text{ in.}^2/\text{ft}$ )

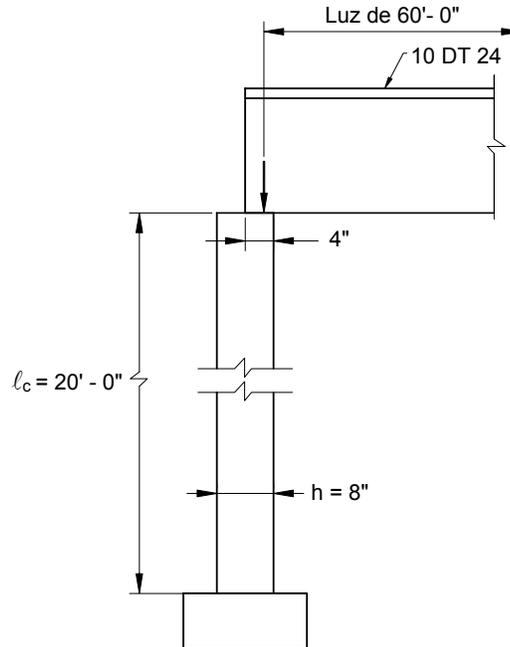
Para seleccionar la armadura de forma directa se pueden usar ayudas de diseño como la de la Figura 21-8.

## Ejemplo 21.3 – Diseño de un tabique prefabricado mediante el Método de Diseño Alternativo (14.8)

Determinar la armadura vertical requerida para el tabique prefabricado ilustrado a continuación. Las cargas de la cubierta son soportadas a través de las almas de 3,75 in. de la doble Te 10DT24, las cuales están separadas 5 ft entre sus centros.

Datos para el diseño:

Peso de la 10DT24 = 468 lb/ft  
 Carga permanente de la cubierta = 20 lb/ft<sup>2</sup>  
 Sobrecarga de la cubierta = 30 lb/ft<sup>2</sup>  
 Carga de viento = 30 lb/ft<sup>2</sup>  
 Hormigón:  $f'_c = 4000$  psi ( $w_c = 150$  lb/ft<sup>3</sup>)  
 Acero de las armaduras:  $f_y = 60.000$  psi



### Cálculos y discusión

### Referencia del Código

#### 1. Sección del tabique propuesto

Intentar con  $h = 8$  in.

Intentar con una armadura vertical compuesta por una sola capa de barras No. 4 con una separación de 9 in. ( $A_s = 0,27$  in.<sup>2</sup>/ft) ubicada en el centro del tabique.

$$\text{Para una franja de diseño de 1 ft de ancho: } \rho \text{ (bruta)} = \frac{A_s}{\ell_w h} = \frac{0,27}{12 \times 8} = 0,0028 > 0,0012 \quad \text{VERIFICA} \quad 14.3.2$$

Verificar la máxima cuantía de armadura:

14.8.2.3

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c \left( \frac{87.000}{87.000 + f_y} \right)}{f_y} \quad \text{Ec. (B-1)}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 4000}{60.000} \times \frac{87.000}{87.000 + 60.000} = 0,0285$$

$$0,6\rho_b = 0,6 \times 0,0285 = 0,0171 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{0,27}{12 \times 4} = 0,0056 \quad \text{VERIFICA} \quad 14.8.2.3$$

2. Ancho de distribución de las cargas concentradas interiores en la mitad de la altura del tabique (ver Figura 21-4)

$$W + \frac{\ell_c}{2} = \frac{3,75}{12} + \frac{20}{2} = 10,3 \text{ ft} \quad 14.8.2.5$$

$$S = 5,0 \text{ ft (valor determinante)}$$

3. Carga de la cubierta por pie de ancho de tabique

$$\text{Carga permanente} = \left[ \frac{468}{2} + (20 \times 5) \right] \left( \frac{60}{2} \right) = 10.020 \text{ lbs/5 ft} = 2004 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Sobrecarga} = (30 \times 5) \left( \frac{60}{2} \right) = 4500 \text{ lbs/5 ft} = 900 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Carga permanente del tabique} = \frac{8}{12} \times 20 \times 150 = 2000 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Excentricidad de las cargas de la cubierta respecto del eje del tabique} = \frac{2}{3} \times 4 = 2,7 \text{ in.}$$

4. Combinaciones de cargas mayoradas en la mitad de la altura del tabique (ver Figura 21-5)

a. Combinación de cargas 1:  $U = 1,2D + 0,5L_r$  Ec. (9-2)

$$P_u = P_{u1} + \frac{P_{u2}}{2}$$

$$P_{u1} = (1,2 \times 2,0) + (0,5 \times 0,9) = 2,4 + 0,5 = 2,9 \text{ kips}$$

$$P_{u2} = 1,2 \times 2,0 = 2,4 \text{ kips}$$

$$P_u = 2,9 + \frac{2,4}{2} = 4,1 \text{ kips}$$

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0,75)48E_c I_{cr}}} \quad \text{Ec. (14-6)}$$

$$M_{ua} = \frac{w_u \ell_c^2}{8} + \frac{P_{u1} e}{2} = 0 + \frac{2,9 \times 2,7}{2} = 3,9 \text{ in.-kips}$$

$$E_c = 57.000 \sqrt{4000} = 3.605.000 \text{ psi} \quad 8.5.1$$

$$I_{cr} = nA_{sc} (d - c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \quad \text{Ec. (14-7)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29.000}{3605} = 8,0$$

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s f_y}{f_y} = \frac{4,1 + (0,27 \times 60)}{60} = 0,34 \text{ in.}^2 / \text{ft} \quad \text{Ec. (14-8)}$$

$$a = \frac{A_{se} f_y}{0,85 f'_c \ell_w} = \frac{0,34 \times 60}{0,85 \times 4 \times 12} = 0,50 \text{ in.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,50}{0,85} = 0,59 \text{ in.}$$

Por lo tanto,

$$I_{cr} = 8,0 \times 0,34 \times (4 - 0,59)^2 + \frac{12 \times 0,59^3}{3} = 32,5 \text{ in.}^4$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \left( \frac{0,003}{c} \right) d_t - 0,003 \\ &= \left( \frac{0,003}{0,59} \right) (4) - 0,003 = 0,0173 > 0,005 \end{aligned}$$

Por lo tanto, la sección es controlada por la tracción.

10.3.4

$$\phi = 0,9$$

9.3.2

$$M_u = \frac{3,9}{1 - \frac{5 \times 4,1 \times (20 \times 12)^2}{0,75 \times 48 \times 3605 \times 32,5}} = 5,4 \text{ in.-kips} \quad \text{Ec. (14-6)}$$

b. Combinación de cargas 2:  $U = 1,2D + 1,6L_r + 0,8W$

Ec. (9-3)

$$P_{u1} = (1,2 \times 2) + (1,6 \times 0,9) = 3,8 \text{ kips}$$

$$P_{u2} = 1,2 \times 2,0 = 2,4 \text{ kips}$$

$$P_u = 3,8 + \frac{2,4}{2} = 5,0 \text{ kips}$$

$$\begin{aligned} M_{ua} &= \frac{w_u \ell_c^2}{8} + \frac{P_{u1} e}{2} = \frac{0,8 \times 0,030 \times 20^2}{8} + \frac{3,8(2,7/12)}{2} \\ &= 1,2 + 0,4 = 1,6 \text{ ft-kips} = 19,2 \text{ in.-kips} \end{aligned}$$

$$A_{se} = \frac{5,0 + (0,27 \times 60)}{60} = 0,35 \text{ in.}^2 / \text{ft} \quad \text{Ec. (14-8)}$$

$$a = \frac{0,35 \times 60}{0,85 \times 4 \times 12} = 0,51 \text{ in.}$$

$$c = \frac{0,51}{0,85} = 0,60 \text{ in.}$$

Por lo tanto,

$$I_{cr} = 8,0 \times 0,35 \times (4 - 0,60)^2 + \frac{12 \times 0,60^3}{3} = 33,2 \text{ in.}^4 \quad \text{Ec. (14-7)}$$

$$\varepsilon_t = \left( \frac{0,003}{0,60} \right) (4) - 0,003 = 0,0170 > 0,005$$

$$\phi = 0,9 \quad 9.3.2$$

$$M_u = \frac{19,2}{1 - \frac{5 \times 5,0 \times (20 \times 12)^2}{0,75 \times 48 \times 3605 \times 33,2}} = 28,8 \text{ in.-kips} \quad \text{Ec. (14-6)}$$

c. Combinación de cargas 3:  $U = 1,2D + 1,6W + 0,5L_r$  Ec. (9-4)

$$P_{u1} = (1,2 \times 2,0) + (0,5 \times 0,9) = 2,9 \text{ kips}$$

$$P_{u2} = 1,2 \times 2,0 = 2,4 \text{ kips}$$

$$P_u = 2,9 + \frac{2,4}{2} = 4,1 \text{ kips}$$

$$M_{ua} = \frac{1,6 \times 0,03 \times 20^2}{8} + \frac{2,9 \times (2,7 / 12)}{2}$$

$$= 2,4 + 0,3 = 2,7 \text{ ft-kips} = 32,4 \text{ in.-kips}$$

$$A_{se} = \frac{4,1 + (0,27 \times 60)}{60} = 0,34 \text{ in.}^2 / \text{ft} \quad \text{Ec. (14-8)}$$

$$a = \frac{0,34 \times 60}{0,85 \times 4 \times 12} = 0,5 \text{ in.}$$

$$c = \frac{0,5}{0,85} = 0,59 \text{ in.}$$

Por lo tanto,

$$I_{cr} = 8,0 \times 0,34 \times (4 - 0,59)^2 + \frac{12 \times 0,59^3}{3} = 32,5 \text{ in.}^4$$

$$\phi = 0,9 \text{ como para la Combinación No. 1}$$

$$M_u = \frac{32,4}{1 - \frac{5 \times 4,1 \times (20 \times 12)^2}{0,75 \times 48 \times 3605 \times 32,5}} = 45,0 \text{ in.-kips}$$

d. Combinación de cargas 4:  $U = 0,9D + 1,6W$

Ec. (9-6)

$$P_{u1} = 0,9 \times 2,0 = 1,8 \text{ kips}$$

$$P_{u2} = 0,9 \times 2,0 = 1,8 \text{ kips}$$

$$P_u = 1,8 + \frac{1,8}{2} = 2,7 \text{ kips}$$

$$M_{ua} = \frac{1,6 \times 0,030 \times 20^2}{8} + \frac{1,8 \times (2,7/12)}{2} = 2,6 \text{ ft-kips} = 31,2 \text{ in.-kips}$$

$$A_{se} = \frac{2,7 + (0,27 \times 60)}{60} = 0,32 \text{ in.}^2 / \text{ft}$$

Ec. (14-8)

$$a = \frac{0,32 \times 60}{0,85 \times 4 \times 12} = 0,47 \text{ in.}$$

$$c = \frac{0,47}{0,85} = 0,55 \text{ in.}$$

Por lo tanto,

$$I_{cr} = 8,0 \times 0,32 \times (4 - 0,55)^2 + \frac{12 \times 0,55^3}{3} = 31,1 \text{ in.}^4$$

Ec. (14-7)

$$\varepsilon_t = \left( \frac{0,003}{c} \right) d_t - 0,003 = \left( \frac{0,003}{0,55} \right) (4) - 0,003 = 0,0188 > 0,005$$

$$\phi = 0,9$$

9.3.2

$$M_u = \frac{31,2}{1 - \frac{5 \times 2,7 \times (20 \times 12)^2}{0,75 \times 48 \times 3605 \times 31,1}} = 38,7 \text{ in.-kips}$$

Ec. (14-6)

5. Determinar  $M_{cr}$

$$I_g = \frac{1}{12} \ell_w b^3 = \frac{1}{12} \times 12 \times 8^3 = 512 \text{ in.}^4$$

$$y_t = \frac{8}{2} = 4 \text{ in.}$$

$$f_r = 7,5 \sqrt{f'_c} = 7,5 \sqrt{4000} = 474,3 \text{ psi}$$

Ec. (9-9)

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{474,3 \times 512}{4 \times 1000} = 60,7 \text{ in.-kips}$$

6. Verificar la resistencia de diseño  $\phi M_n$

a. Combinación de cargas No. 1

$$M_n = A_{se} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0,34 \times 60 \times \left( 4 - \frac{0,5}{2} \right) = 76,5 \text{ in.-kips}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n = 0,9 \times 76,5 = 68,9 \text{ in.-kips} &> M_u = 5,4 \text{ in.-kips} && \text{VERIFICA} && 14.8.3 \\ &> M_{cr} = 60,7 \text{ in.-kips} && \text{VERIFICA} && 14.8.2.4 \end{aligned}$$

b. Combinación de cargas No. 2

$$M_n = 0,35 \times 60 \times \left( 4 - \frac{0,51}{2} \right) = 78,7 \text{ in.-kips}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n = 0,9 \times 78,7 = 70,8 \text{ in.-kips} &> M_u = 28,8 \text{ in.-kips} && \text{VERIFICA} && 14.8.3 \\ &> M_{cr} = 60,7 \text{ in.-kips} && \text{VERIFICA} && 14.8.2.4 \end{aligned}$$

c. Combinación de cargas No. 3

$$M_n = 0,34 \times 60 \times \left( 4 - \frac{0,5}{2} \right) = 76,5 \text{ in.-kips}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n = 0,9 \times 76,5 = 68,9 \text{ in.-kips} &> M_u = 45,0 \text{ in.-kips} && \text{VERIFICA} && 14.8.3 \\ &> M_{cr} = 60,7 \text{ in.-kips} && \text{VERIFICA} && 14.8.2.4 \end{aligned}$$

d. Combinación de cargas No. 4

$$M_n = 0,32 \times 60 \times \left( 4 - \frac{0,47}{2} \right) = 72,3 \text{ in.-kips}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n = 0,9 \times 72,3 = 65,1 \text{ in.-kips} &> M_u = 38,7 \text{ in.-kips} && \text{VERIFICA} && 14.8.3 \\ &> M_{cr} = 60,7 \text{ in.-kips} && \text{VERIFICA} && 14.8.2.4 \end{aligned}$$

7. Verificar la tensión vertical en la sección ubicada en la mitad de la altura del tabique

La Combinación de cargas No. 2 es determinante:

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{5000}{8 \times 12} = 52,1 \text{ psi} < 0,06 f'_c = 0,06 \times 4000 = 240 \text{ psi} \quad \text{VERIFICA} \quad 14.8.2.6$$

8. Verificar la flecha en la mitad de la altura del tabique,  $\Delta_s$

$$\Delta_s = \frac{5M_c^2}{48 E_c I_e} \quad \text{Ec. (14-9)}$$

$$M = \frac{M_{sa}}{1 - \frac{5 P_s \ell_c^2}{48 E_c I_e}} \quad \text{Ec. (14-10)}$$

Usando  $\Delta_s$  de la Ecuación (14-9), la Ecuación (14-10) se puede reescribir de la siguiente manera:

$$M = M_{sa} + P_s \Delta_s$$

$$M_{sa} = \frac{w \ell_c^2}{8} + \frac{P_{s1} e}{2} = \frac{0,030 \times 20^2}{8} + \frac{(2,0 + 0,9)(2,7/12)}{2} = 1,8 \text{ ft-kips} = 21,6 \text{ in.-kips}$$

$$P_s = P_{s1} + \frac{P_{s2}}{2} = (2,0 + 0,9) + \frac{2,0}{2} = 3,9 \text{ kips}$$

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \right] I_{cr} \quad \text{Ec. (9-8)}$$

Debido a que  $I_e$  es función de  $M$ , no es posible encontrar una solución cerrada para  $\Delta_s$ . Determinar  $\Delta_s$  mediante un procedimiento iterativo.

$$\text{Suponer } \Delta_s = \frac{\ell_c}{150} = \frac{20 \times 12}{150} = 1,6 \text{ in.}$$

$$M = 21,6 + (3,9 \times 1,6) = 27,8 \text{ in.-kips}$$

Como  $M_{cr} = 60,7 \text{ in.-kips} > M = 27,8 \text{ in.-kips}$ ,  $I_e = I_g = 512 \text{ in.}^4$

$$M = \frac{21,6}{1 - \frac{5 \times 3,9 \times (20 \times 12)^2}{48 \times 3605 \times 512}} = 21,9 \text{ in.-kips} \quad \text{Ec. (14-10)}$$

$$\Delta_s = \frac{5 \times 21,9 \times (20,12)^2}{48 \times 3605 \times 512} = 0,07 \text{ in.} \quad \text{Ec. (14-9)}$$

No es necesario iterar nuevamente, ya que  $I_e = I_g$ .

Por lo tanto,

$$A_s = 0,07 \text{ in.} < \frac{\ell_c}{150} = \frac{20 \times 12}{150} = 1,6 \text{ in.} \quad \text{VERIFICA}$$

El tabique es adecuado con una armadura vertical compuesta por barras No. 4 separadas 9 in.

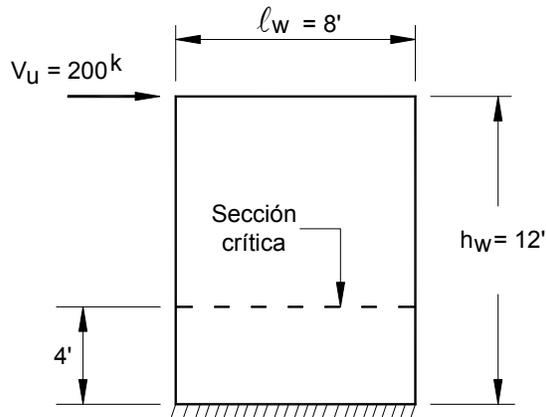
## Ejemplo 21.4 – Diseño al corte de un tabique

Determinar la armadura de corte y de flexión para el tabique ilustrado.

$$h = 8 \text{ in.}$$

$$f_c = 3000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$



### Cálculos y discusión

### Referencia del Código

1. Verificar la máxima resistencia al corte permitida

$$\phi V_n = \phi 10 \sqrt{f'_c} h d \quad 11.10.3$$

donde  $d = 0,8 \ell_w = 0,8 \times 8 \times 12 = 76,8 \text{ in.}$  11.10.4

$$\phi V_n = 0,75 \times 10 \sqrt{3000} \times 8 \times 76,8 / 1000 = 254,4 \text{ kips} > V_u = 200 \text{ kips} \quad \text{VERIFICA}$$

2. Calcular la resistencia al corte proporcionada por el hormigón,  $V_c$

Sección crítica para el corte: 11.10.7

$$\frac{\ell_w}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ ft} \quad (\text{valor determinante})$$

o bien

$$\frac{h_w}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ ft}$$

$$V_c = 3,3 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 \ell_w} \quad \text{Ec. (11-29)}$$

$$= 3,3 \sqrt{3000} \times 8 \times 76,8 / 1000 + 0 = 111 \text{ kips}$$

o bien

$$V_c = \left[ 0,6\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left( 1,25\sqrt{f'_c} + \frac{0,2N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] hd \quad \text{Ec. (11-30)}$$

$$= \left[ 0,6\sqrt{3000} + \frac{96(1,25\sqrt{3000} + 0)}{96 - 48} \right] \left( \frac{8 \times 76,8}{1000} \right) = 104 \text{ kips (valor determinante)}$$

donde  $M_u = (12 - 4)V_u = 8V_u \text{ ft-kips} = 96V_u \text{ in.-kips}$

3. Determinar la armadura de corte horizontal requerida

$$V_u = 200 \text{ kips} > \phi V_c / 2 = 0,75(104) / 2 = 39,0 \text{ kips} \quad 11.10.8$$

Se debe proveer armadura de corte de acuerdo con el artículo 11.10.9.

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{Ec. (11-1)}$$

$$\leq \phi(V_c + V_s) \quad \text{Ec. (11-2)}$$

$$\leq \phi V_c + \frac{\phi A_v f_y d}{s_2} \quad \text{Ec. (11-31)}$$

$$\frac{A_v}{s_2} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d}$$

$$= \frac{[200 - (0,75 \times 104)]}{0,75 \times 60 \times 76,8} = 0,0353$$

Para 2 barras No. 3:  $s_2 = \frac{2 \times 0,11}{0,0353} = 6,2 \text{ in.}$

2 barras No. 4:  $s_2 = \frac{2 \times 0,20}{0,0353} = 11,3 \text{ in.}$

2 barras No. 5:  $s_2 = \frac{2 \times 0,31}{0,0353} = 17,6 \text{ in.}$

Intentar con 2 barras No. 4 separadas 10 in.

$$\rho_h = \frac{A_v}{A_g} = \frac{2 \times 0,20}{8 \times 10} = 0,0050 > 0,0025 \quad \text{VERIFICA} \quad 11.10.9.2$$

$$\text{Separación máxima} = \begin{cases} \frac{\ell_w}{5} = \frac{8 \times 12}{5} = 19,2 \text{ in.} \\ 3h = 3 \times 8 = 24,0 \text{ in.} \\ 18,0 \text{ in. (valor determinante)} \end{cases} \quad 11.10.9.3$$

Usar 2 barras No. 4 con una separación de 10 in.

4. Determinar la armadura de corte vertical

$$\begin{aligned} \rho_n &= 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025 && \text{Ec. (11-32)} \\ &= 0,0025 + 0,5(2,5 - 1,5)(0,0050 - 0,0025) \\ &= 0,0038 \end{aligned}$$

$$\text{Separación máxima} = \begin{cases} \frac{\ell_w}{3} = \frac{8 \times 12}{3} = 32 \text{ in.} \\ 3h = 3 \times 8 = 24,0 \text{ in.} \\ 18,0 \text{ in. (valor determinante)} \end{cases} \quad 11.10.9.5$$

Usar 2 barras No. 4 con una separación de 13 in. ( $\rho_n = 0,0038$ )

5. Diseño a flexión

$$M_u = V_u h_w = 200 \times 12 = 2400 \text{ ft-kips}$$

Asumir que la sección es controlada por la tracción ( $\phi = 0,90$ )

9.3.2

con  $d = 0,8\ell_w = 0,8 \times 96 = 76,8 \text{ in.}$

11.10.4

(Nota: Más adelante se determinará un valor exacto para  $d$  mediante un análisis de compatibilidad de las deformaciones)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2400 \times 12.000}{0,9 \times 8 \times 76,8^2} = 678 \text{ psi}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 3}{60} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 678}{0,85 \times 3000}} \right) = 0,0134 \end{aligned}$$

$$A_s = \rho b d = 0,0134 \times 8 \times 76,8 = 8,24 \text{ in.}^2$$

Intentar con 9 barras No. 8 ( $A_s = 7,11 \text{ in.}^2$ ) en cada extremo del tabique, con lo cual se obtiene un área de armadura menor que la determinada en base a  $d = 0,8\ell_w$ .

Verificar la resistencia al momento del tabique con las 9 barras No. 8 mediante un análisis de compatibilidad de las deformaciones (en la figura al final de esta página se ilustra la distribución de las armaduras).

Del análisis de compatibilidad de las deformaciones (incluyendo las barras verticales No. 4):

$$c = 13,1 \text{ in.}$$

$$d = 81,0 \text{ in.}$$

$$\epsilon_t = 0,0182 > 0,0050$$

Por lo tanto, tal como se supuso, la sección es controlada por la tracción y  $\phi = 0,90$ .

$$M_n = 3451 \text{ ft-kips}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 3451 = 3106 \text{ ft-kips} > 2400 \text{ ft-kips} \quad \text{VERIFICA}$$

Usar 9 barras No. 8 en cada extremo ( $A_s = 7,11 \text{ in.}^2$ )

