

# DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Duodécima edición

**ARTHUR H. NILSON**  
Professor Emeritus  
Structural Engineering  
Cornell University

Con contribuciones de  
**DAVID DARWIN**  
Professor of Civil Engineering  
University of Kansas

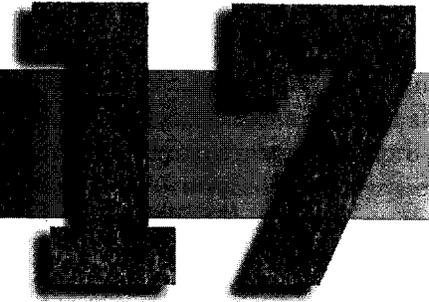
Traducción  
**LUIS EDUARDO YAMÍN L.**  
Ingeniero civil,  
profesor asociado e investigador  
de la Universidad de los Andes  
Master of Science, Stanford University

Revisión técnica  
**PEDRO NEL QUIROGA S.**  
Ingeniero civil,  
profesor de la Escuela Colombiana de Ingeniería



**Santafé de Bogotá • Buenos Aires • Caracas • Guatemala • Lisboa • Madrid • México**  
**• Nueva York • Panamá • San Juan • Santiago de Chile • Sao Paulo**  
Auckland • Hamburgo • Londres • Milán • Montreal • Nueva Delhi • París  
• San Francisco • San Luis • Sidney • Singapur • Tokio • Toronto

# MUROS DE CONTENCIÓN



## 17.1 FUNCIÓN Y TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía. Por ejemplo, en la construcción de vías férreas o de carreteras, el ancho de servidumbre de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho. De manera similar, los muros de los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano.

A diferencia de aquellos que forman parte de estructuras como los muros de sótanos, los muros de contención autoportantes son de varios tipos y los más comunes se ilustran en la figura 17.1. El muro de gravedad (ver la figura 17.1a) contiene la tierra trabajando únicamente con su peso propio. El muro de concreto reforzado en voladizo (ver la figura 17.1b) consta de un cuerpo vertical que contiene la tierra y se mantiene en posición gracias a la zapata o losa base. En este caso, el peso del relleno por encima del talón, además del peso propio del muro, contribuye a la estabilidad de la estructura. Puesto que el cuerpo trabaja como un voladizo vertical, su espesor requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Para reducir los momentos flectores en muros verticales de gran altura, se utilizan contrafuertes espaciados entre sí a distancias iguales o ligeramente mayores que la mitad de la altura del muro (ver la figura 17.1c). En algunos casos, los límites de la propiedad u otras restricciones obligan a colocar el muro en el borde delantero de la losa base, es decir, a omitir el puntal. Siempre que sea posible, una extensión en el puntal con una dimensión entre un tercio y un cuarto del ancho de la base suministra una solución más económica.

Cuál de los tres tipos de muros es el más apropiado en determinado caso depende de una variedad de condiciones como la disponibilidad local, el precio de los materiales de construcción y los derechos de propiedad. En general, los muros de gravedad son económicos sólo para muros relativamente bajos, probablemente hasta unos 10 pies. Los muros en voladizo son económicos para alturas entre 10 y 20 pies, mientras que los muros con contrafuertes se utilizan para alturas mayores.

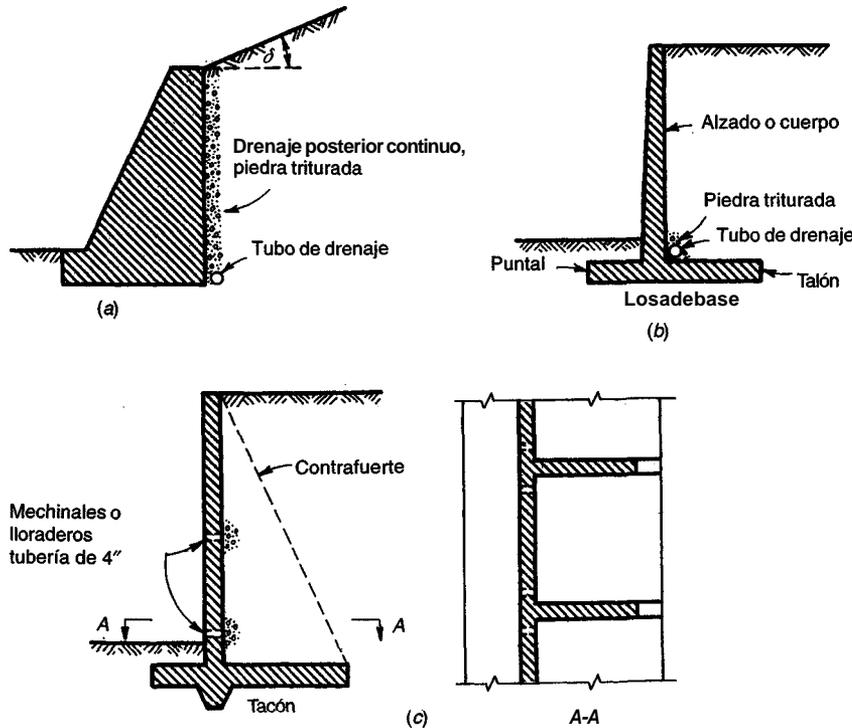


FIGURA 17.1 Tipos de muros de contención y drenajes posteriores: (a) muro de gravedad; (b) muro en voladizo; (c) muro con contrafuertes.

**17.2 PRESIÓN DE TIERRA**

Con respecto a su comportamiento físico, los suelos y otras masas granulares ocupan una posición intermedia entre los líquidos y los sólidos. Si se descarga arena desde unavolqueta, ésta fluye pero, a diferencia de un líquido sin fricción, no asumirá una superficie horizontal; se mantiene por sí misma en una pila estable cuyos lados conforman un *ángulo de reposo* con la horizontal cuya tangente es casi igual al coeficiente de fricción *intergranular*. Si se *excava* un hueco en suelo arcilloso, sus lados pueden mantenerse verticales hasta profundidades considerables sin necesidad de soporte lateral; es decir, la arcilla se comportará como un sólido y mantendrá la forma que se le dé. Sin embargo, si el hueco se inunda, los lados *cederán* y en muchos casos la arcilla saturada se convertirá prácticamente en un líquido. La arcilla es capaz de mantener su forma mediante su cohesión interna, pero la inundación reduce esa cohesión en forma sustancial, a menudo hasta cero.

Si se construye un muro en contacto con un sólido, por ejemplo, un corte en roca, no se ejercerá presión sobre ésta. Por otro lado, si un muro contiene líquido como en el caso de un embalse, estará sometido a la presión hidrostática  $w_w h$ , donde  $w_w$  es el peso unitario del agua y  $h$  es la distancia desde la superficie. Asimismo, si un muro vertical contiene suelo, la presión de tierra aumenta en forma proporcional a la profundidad, pero su magnitud es

$$P_h = C_o w h \tag{17.1}$$

donde  $w$  es el peso unitario del suelo y  $C_o$  es una constante conocida como el *coeficiente depresión de tierra en reposo*. El valor de  $C_o$  depende no solamente de la naturaleza del relleno, sino también del método de colocación y compactación del mismo. Se ha determinado experimentalmente que para suelos no cohesivos sin compactar, como arenas y gravas,  $C_o$  varía entre 0.4 y 0.5, mientras que para los mismos suelos en estados de alta compactación puede llegar a ser tan alto como 0.8 (ver las referencias 17.1 hasta 17.3). Para suelos cohesivos,  $C_o$  puede estar en el orden de 0.7 a 1.0. Las arenas y las gravas limpias se consideran superiores a todos los demás suelos porque son altamente permeables, no son

susceptibles a la acción del congelamiento y no pierden estabilidad con el paso del tiempo. Por esta razón, los rellenos se especifican por lo general en material no cohesivo.

En general, los muros se mueven ligeramente bajo la acción de la presión de tierra. Puesto que se construyen en material elástico, se deflexan bajo la acción de la presión, y ya que usualmente descansan sobre suelos compresibles, se inclinan y se alejan del relleno (por esta razón, el muro se construye a menudo con una ligera inclinación hacia el relleno en la cara expuesta, de manera que cuando ocurra esta inclinación, no sea evidente para el observador). Aun si el movimiento en la parte superior del muro es apenas del orden de una fracción de la altura del muro ( $\frac{1}{2}$  a  $\frac{1}{10}$  por ciento según la referencia 17.2), la presión de tierra en reposo disminuye de modo efectivo por este motivo.

Si el muro se aleja del relleno, se forma un plano de deslizamiento *ab* (ver la figura 17.2) en la masa de suelo, y la *cuña abc* que se desliza a lo largo de este plano ejerce una presión contra el muro. En este caso, el ángulo  $\phi$  se conoce como ángulo de *fricción* interna, es decir, su tangente es igual al coeficiente de fricción intergranular, que puede determinarse mediante ensayos de laboratorio apropiados. La presión correspondiente se conoce como presión de tierra activa. Por otro lado, si el muro se empuja contra el relleno, se forma un plano de deslizamiento *ad* y la *cuña acd* es empujada hacia arriba por el muro, a lo largo de ese plano. La presión que esta *cuña* mayor ejerce contra el muro se conoce como presión de tierra pasiva (este último caso se presenta también en la cara izquierda del muro de gravedad de la figura 17.1, cuando el muro cede ligeramente hacia la izquierda ante la presión del relleno).

La magnitud de estas presiones fue analizada por Rankine, Coulomb y otros. Si la superficie de suelo conforma un ángulo  $\delta$  con la horizontal (ver la figura 17.1a), entonces, de acuerdo con Rankine, el coeficiente de presión activa de tierra es

$$C_a = \cos \delta \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \quad (17.2)$$

y el coeficiente de presión pasiva es

$$C_p = \cos \delta \frac{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \quad (17.3)$$

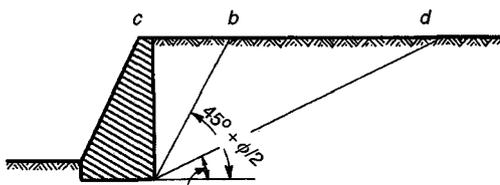
Para el caso frecuente de una superficie horizontal, es decir,  $\delta = 0$  (ver la figura 17.2), para la presión activa,

$$C_{ah} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad (17.4)$$

y para la presión pasiva

$$C_{ph} = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (17.5)$$

La teoría de Rankine es válida sólo para **suelos** no cohesivos como arenas y gravas, pero con los correspondientes ajustes se puede utilizar también en forma apropiada para suelos arcillosos cohesivos.



**FIGURA 17.2**  
Bases para la determinación de las presiones de tierra activa y pasiva

A partir de las ecuaciones (17.1) a (17.5) se observa que la presión de tierra a determinada profundidad  $h$  depende de la inclinación de la superficie  $\delta$ , del peso unitario  $w$ , y del ángulo de fricción  $\phi$ . Los primeros dos parámetros mencionados pueden determinarse fácilmente, mientras que hasta ahora se ha logrado acuerdo con respecto a los valores adecuados de  $\phi$ . Para el caso ideal de un relleno seco no cohesivo, el valor de  $\phi$  podría determinarse mediante ensayos de laboratorio y luego utilizarse en las fórmulas. Esto es imposible para las arcillas, porque apenas una parte de su resistencia la suministra la fricción intergranular, mientras que el resto es debido a la cohesión interna. Por esta razón, los valores reales de  $\phi$  se incrementan a menudo en una cantidad arbitraria para tener en cuenta implícitamente la cohesión adicional. Sin embargo, esto resulta a menudo en contra de la seguridad pues, como se demostró con el ejemplo del hueco inundado, la cohesión puede desaparecer casi completamente por saturación e inundación.

Adicionalmente, los rellenos en la parte posterior de los muros de contención rara vez son uniformes y, lo que es más importante, en pocos casos se encuentran secos. Un drenaje adecuado del relleno es de vital importancia para reducir las presiones (ver la sección 17.6), pero aun en un relleno bien drenado, la presión aumentará temporalmente durante tormentas fuertes o deshielos súbitos. Esto es consecuencia de que, aunque el drenaje puede evacuar con éxito el agua a medida que aparece, su movimiento a través del relleno hacia los drenajes produce presión adicional (presión de filtración). Además, la acción de la escarcha y otros efectos pueden aumentar temporalmente su valor por encima de la presión activa teórica. Muchos muros que se diseñaron sin tener en cuenta estos factores fallaron o presentaron desplazamientos o fisuración.

Por tanto, es buena práctica seleccionar valores conservadores de  $\phi$ , considerablemente menores que los valores reales determinados mediante ensayos, en todos los casos, excepto cuando se tomen precauciones extraordinarias y por lo general costosas para mantener el relleno seco ante cualquier condición. En la referencia 17.2 se presentan ejemplos de valores recomendados de presión de tierra, bastante conservadores aunque están basados en una amplia investigación y en experiencia práctica. En diseños prácticos se utilizan a menudo valores menos conservadores, pero éstos deben emplearse con precaución puesto que se han presentado problemas ocasionales en muros diseñados de esta manera.

La tabla 17.1 da valores representativos de  $w$  y  $\phi$  utilizados a menudo en la práctica de la ingeniería (observe que los valores de  $w$  no toman en cuenta probables presiones adicionales generadas por agua superficial, filtración, escarcha, etc.). La tabla también presenta valores del coeficiente de fricción  $f$  entre el concreto y varios tipos de suelos. Los valores de  $\phi$  para los suelos 3 a 5 pueden ser muy poco conservadores; bajo condiciones saturadas, las arcillas y los limos pueden convertirse en líquidos (es decir,  $\phi = 0$ ). Siempre que sea posible. En los muros de contención deben utilizarse los suelos tipo 1 ó 2 como relleno.

**TABLA 17.1**

Pesos unitarios, ángulos efectivos de fricción interna  $f$  y coeficientes de fricción con el concreto  $f$

Suelo	Peso unitario, lb/ptc <sup>3</sup>	$\phi$ , grados	$f$
1. Arena o grava sin partículas finas, altamente permeable	110-120	33-40	0.5-0.6
2. Arena o grava con mezcla de limo, baja permeabilidad	120-130	25-35	0.4-0.5
3. Arena limosa, arena y grava con alto contenido de arcilla	110-120	23-30	0.3-0.4
4. Arcilla media o rígida	100-120	25-35"	0.2-0.4
5. Arcilla blanda, limo	90-110	20-25"	0.2-0.3

\*Para condiciones saturadas, el valor de  $\phi$  para arcillas y limos puede ser cercano a cero.

**17.3 PRESIÓN DE TIERRA PARA CONDICIONES USUALES DE CARGA**

En el cálculo de las presiones de tierra sobre muros, con frecuencia se encuentran tres **condiciones** usuales de carga: (1) relleno con superficie horizontal en la parte superior del muro, (2) relleno con superficie inclinada con pendiente hacia arriba y hacia atrás desde la parte superior del muro, y (3) relleno con superficie horizontal que soporta una carga adicional uniformemente distribuida (sobrecarga) como la que generan mercancías en patios de almacenamiento o por tráfico en una carretera.

El aumento de la presión producido por una sobrecarga uniformes (caso 3) se calcula convirtiendo esta carga en una altura de tierra equivalente imaginaria  $h'$  por encima de la parte superior del muro, de manera que

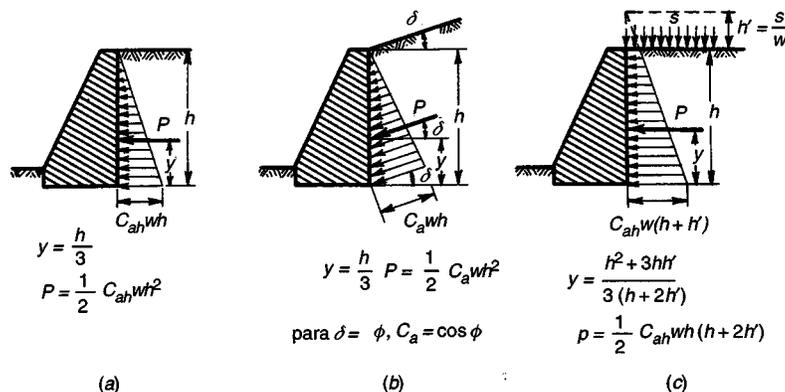
$$h' = \frac{s}{w} \tag{17.6}$$

y midiendo la profundidad hasta determinado punto sobre el muro a partir de esta superficie imaginaria. Esto equivale a remplazar  $h$  por  $(h + h')$  en la ecuación (17.1).

La distribución de presiones para los casos 1 a 3 se presenta en la figura 17.3. El empuje total de tierra  $P$  por pie lineal de muro es evidentemente igual al área bajo la curva de distribución de presiones y su línea de acción pasa por el centroide de la presión. La figura 17.3 da información, calculada de esta manera, referente a magnitudes, puntos de aplicación y dirección de  $P$  para estos tres casos.

En ocasiones, los muros de contención deben construirse para condiciones en las cuales el nivel freático está por encima de la base del muro, en forma permanente o de acuerdo con la estación. En este caso, la presión del **suelo por encima** del nivel freático se determina de la manera usual. La parte del muro por **debajo** del nivel freático se somete a la suma de las presiones de agua y de tierra. La primera es igual a la presión hidrostática total  $p_w = w_w h_w$ , donde  $w_w$  y  $h_w$  son respectivamente el peso unitario del agua y la distancia desde el nivel freático hasta el punto sobre el muro. La presión adicional del suelo por debajo del nivel freático se calcula a partir de la ecuación (17.1), donde, sin embargo, para la porción de suelo por debajo del agua,  $w$  se **reemplaza** por  $w - w_w$ , mientras que  $h$  se mide de la manera usual desde la **superficie** del suelo. Es decir que, para suelo sumergido, la flotación reduce el peso efectivo de la manera indicada. Las presiones de esta magnitud, sustancialmente mayores que las de suelos drenados, se presentarán también en forma temporal después de tormentas de lluvias fuertes o deshielos en muros sin drenajes o cuando los drenajes se obstruyen.

La aparente simplificación en la determinación de la presión de tierra indicada anteriormente no debe generar un sentimiento falso de seguridad y confianza en el diseñador. Ninguna teoría es más precisa que los supuestos en que se basa. Las presiones reales de suelo se ven afectadas por irregularidades en las propiedades del suelo, por el agua superficial, por las condiciones de drenaje, por factores



**FIGURA 17.3**  
 Presiones de tierra para (a) superficie horizontal; (b) superficie con pendiente; (c) superficie horizontal con sobrecarga s.

climáticos y otros que no pueden expresarse en las fórmulas. Por una parte, esta situación indica que los refinamientos implícitos en las determinaciones teóricas de las presiones de tierra como se intentan hacer algunas veces, son de muy poco valor práctico. Por otro lado, el diseño de un muro de contención es raramente un procedimiento de rutina, porque las condiciones locales que afectan las presiones y la seguridad varían de un sitio a otro.

## 17.4 ESTABILIDAD EXTERNA

Un muro puede fallar de dos maneras diferentes: (1) las partes individuales pueden no ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan, como cuando un muro en voladizo vertical se agrieta por la acción de la presión de tierra que actúa sobre él, y (2) el muro como un todo puede desplazarse por la presión de tierra, sin que se presente una rotura interna. Para diseñar contra la primera posibilidad se requiere la determinación de las dimensiones, espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y los cortantes; este procedimiento no es en ningún momento diferente del utilizado para calcular las dimensiones y el refuerzo que se requieren en otros tipos de estructuras de concreto. Pueden aplicarse los factores de carga y los coeficientes de reducción de resistencia usuales estipulados por el Código ACI (ver la sección 17.5).

Para salvaguardar el muro contra desplazamientos globales, es decir, para garantizar su estabilidad externa, se requieren unas consideraciones especiales. En forma consistente con la práctica actual en la ingeniería geotécnica, la investigación de estabilidad se basa en las presiones reales de tierra (tan precisas como puedan determinarse) y en las cargas muertas y vivas de servicio calculadas o estimadas, todas sin factores de carga. Las presiones de contacto calculadas se comparan con los valores admisibles y los factores globales de seguridad se evalúan comparando las fuerzas resistentes con las máximas fuerzas que actúan en condiciones de servicio.

Un muro como el de la figura 17.4, conjuntamente con la masa de suelo  $ijkl$  que descansa sobre la losa base, puede desplazarse globalmente por el empuje de tierra  $P$  que actúa sobre el plano  $ak$  mediante un deslizamiento a lo largo del plano  $ab$ . Este deslizamiento es resistido por fricción entre el suelo y la zapata a lo largo del mismo plano. Para que no se produzca movimiento, las fuerzas que

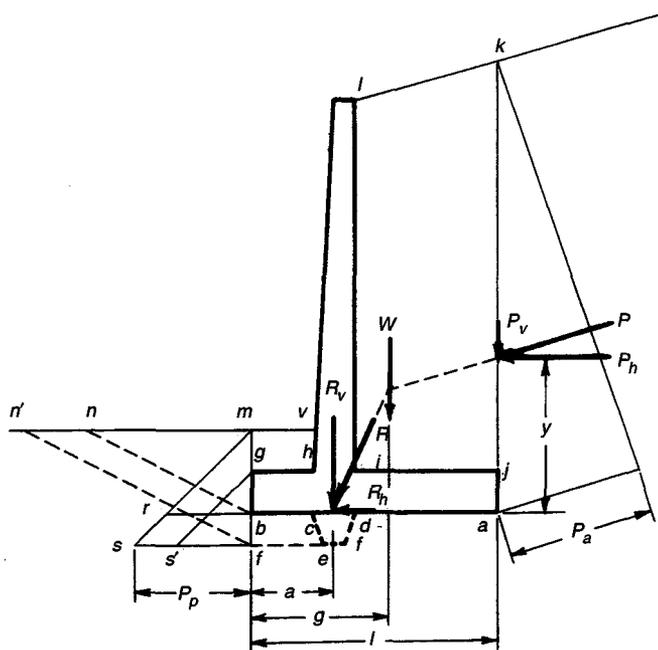


FIGURA 17.4  
Estabilidad externa de un muro en voladizo.

resisten al deslizamiento deben exceder a aquellas que tienden a generarlo; por lo general, se supone que un factor de seguridad del orden de 1.5 es satisfactorio en este aspecto.

En la figura 17.4, la fuerza que tiende a producir el deslizamiento es la componente **horizontal**  $P_h$  del empuje total de tierra  $P$ . La fuerza de fricción resistente es  $fR_v$ , donde  $f$  es el coeficiente de **fricción** entre el concreto y el suelo (ver la tabla 17.1) y  $R_v$  es el componente vertical de la resultante total  $R$ ; es decir,  $R_v = W + P_v$  ( $W$  = peso del muro más el suelo que descansa sobre la zapata,  $P_v$  = componente vertical de  $P$ ). Entonces, para suministrar una seguridad suficiente,

$$F(W + P_v) \geq 1.5P_h \quad (17.7)$$

En efecto, para que el muro se deslice hacia la izquierda debe empujar con él la cuña de tierra  $nmb$ , que da lugar a la presión pasiva de tierra indicada por el triángulo  $nmb$ . Esta presión pasiva representa una fuerza resistente adicional, que podría sumarse al lado izquierdo de la ecuación (17.7). Sin embargo, esto debería hacerse sólo si se asegura el funcionamiento adecuado de esta resistencia adicional; para este propósito, el relleno  $ghmv$  debe colocarse antes de que el relleno posterior  $ijkl$  se ubique en su sitio y tiene que asegurarse contra su posterior remoción por escorrentía o cualquier otra causa durante la vida del muro. Si estas condiciones no se cumplen, es mejor no confiar en la resistencia adicional de la presión pasiva.

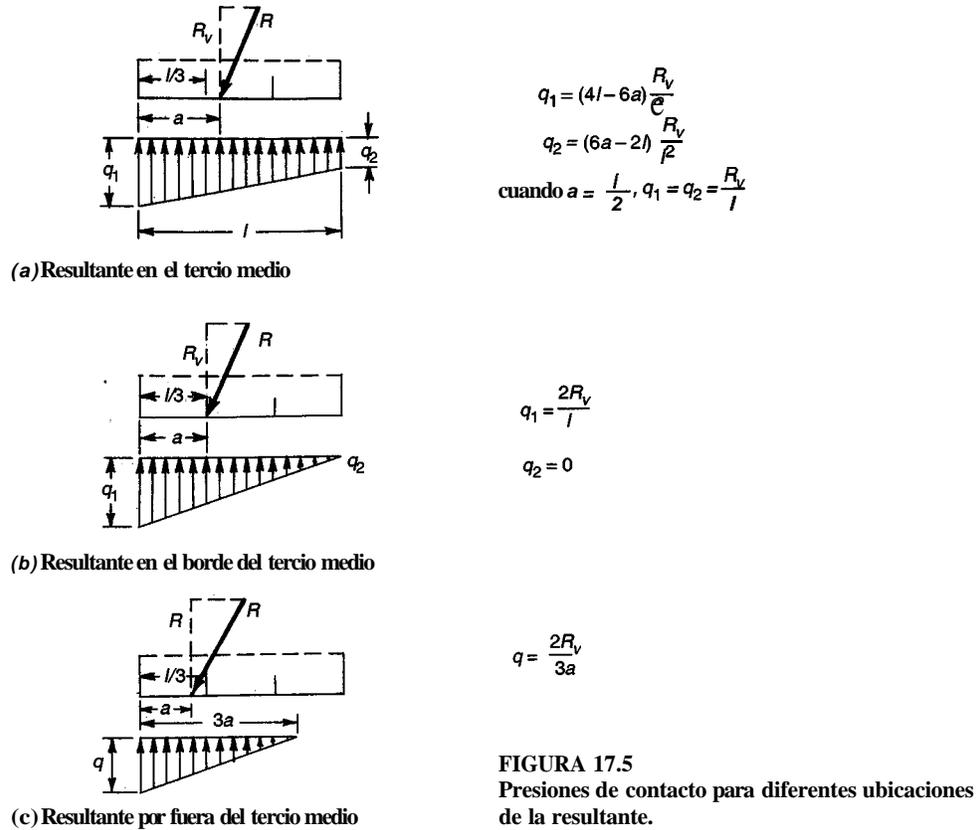
Si la resistencia al deslizamiento que se exige no puede desarrollarse de esta manera, se puede utilizar una cuña o tacón  $cdef$  para aumentar la resistencia horizontal. En este caso, si ocurre el deslizamiento, éste se presentará a lo largo de los planos  $ad$  y  $tf$ . Mientras que a lo largo de  $ad$  y  $tf$  se aplica el coeficiente de **fricción**  $f$ , el deslizamiento a lo largo de  $te$  ocurre dentro de la masa del suelo. El coeficiente de fricción que se debe usar en esta porción, en consecuencia, igual a  $\tan \phi$ , donde el valor de  $\phi$  puede tomarse de la penúltima columna de la tabla 17.1. En esta situación, el deslizamiento del suelo del frente ocurre hacia arriba a lo largo de  $tn'$  de modo que, si el relleno del frente es seguro, la correspondiente resistencia generada por la presión pasiva de suelo la representa el triángulo de **presión**  $stm$ . Si hay dudas con respecto a la **confiabilidad** del relleno por encima del puntal, debe suponerse más conservadoramente que la superficie libre del terreno se ubica en el nivel superior de la zapata, en cuyo caso el **triángulo**  $s'tg$  representa la presión pasiva.

Enseguida, es necesario garantizar que la presión bajo la zapata no exceda la presión de contacto admisible para el suelo particular. Llámese  $a$  (ver la figura 17.4) la distancia desde el borde delantero  $b$  hasta la intersección de la fuerza resultante con el plano base y sea  $R_v$  la componente vertical de  $R$  (no siempre esta intersección se localizará por debajo del brazo vertical, como se indica, aunque si esto ocurre, se obtiene por lo general un muro más económico). Entonces, el plano base  $ab$ , de un pie de ancho en dirección **longitudinal**, está sometido a una fuerza **normal**  $R_v$  y a un momento con respecto al centroide igual a  $(l/2 - a)R_v$ . Cuando estos valores se sustituyen en la fórmula usual para flexión más fuerza **axial**,

$$q_{\max}^{\min} = \frac{N}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (17.8)$$

se encontrará que si la resultante se localiza dentro del tercio medio ( $a > l/3$ ), es fuerza de compresión actuará a través de toda la sección y las presiones máximas y mínimas pueden calcularse a partir de las ecuaciones de la figura 17.5a. Si la resultante se localiza justo en el borde del tercio medio ( $a = l/3$ ), la distribución de presiones es como aparece en la figura 17.5b y la ecuación (17.8) se convierte en las fórmulas dadas allí.

Si la resultante se localizara por fuera del tercio medio ( $a < l/3$ ), la ecuación (17.8) indicaría tensión en o cerca del punto  $a$ . Como es obvio, no puede desarrollarse tensión entre el suelo y una zapata de concreto que simplemente descansa sobre él. De ahí que, en este caso, se desarrollaría la distribución de presiones que se ilustra en la figura 17.5c, que implica un ligero levantamiento de la parte posterior de la zapata con respecto al suelo. El equilibrio exige que  $R_v$  pase por el centroide de la distribución triangular de presiones, condición que permite deducir fácilmente la fórmula para  $q$  correspondiente en este caso.



Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio; esto no sólo reducirá la magnitud de la presión de contacto máxima, sino que también impedirá disparidades demasiado grandes en las presiones. Si el muro se encuentra cimentado en un suelo bastante compresible, como algunas arcillas, una distribución de presiones como la que se indica en la figura 17.5b producirá un asentamiento mucho mayor en el puntal que en el talón, con la correspondiente inclinación del muro. Por consiguiente, en una cimentación en este tipo de suelo, la resultante debe caer en o muy cerca del centro de la zapata. Si la cimentación está sobre un suelo altamente incompresible, como una grava bien compactada o una roca, puede permitirse que la resultante caiga por fuera del tercio medio (ver la figura 17.5c).

Un tercer modo de falla consiste en la posibilidad de volcamiento de todo el muro alrededor del borde delantero b. Para que esto ocurra, el momento de volcamiento  $P_h$  con respecto al punto b tendría que ser mayor que el momento estabilizante  $(Wg + P_v l)$  en la figura 17.4, que es lo mismo que afirmar que la resultante debería caer por fuera del borde b. Si, como en la mayor parte de los casos, la resultante cae dentro del tercio medio, existe un factor de seguridad adecuado contra el volcamiento y no es necesario realizar una verificación especial. Si la resultante se localiza por fuera del tercio medio, debe mantenerse un factor de seguridad contra volcamiento al menos igual a 1.5, es decir, el momento estabilizante debe ser al menos 1.5 veces mayor que el momento de volcamiento.

## 17.5 BASES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

En la investigación de un muro de contención con respecto a la estabilidad externa descrita en la sección 17.4, la práctica actual consiste en utilizar en los cálculos las presiones reales de tierra y las cargas muertas y vivas de servicio calculadas o estimadas con factores de carga iguales a 1.0 (es decir, sin incrementar la carga para tener en cuenta una condición hipotética de sobrecarga). Las presiones de contacto en el suelo,

calculadas para condiciones de cargas de servicio, se comparan con las presiones admisibles de contacto, cuyos valores se establecieron por debajo de los valores de capacidad última de carga, para mantener una adecuada seguridad. Los factores de seguridad contra volcamiento y deslizamiento se establecen con base en las condiciones para cargas de servicio.

Por otra parte, el diseño estructural de un muro de contención debe ser consistente con los métodos utilizados para todos los demás tipos de elementos y debe basarse, por tanto, en cargas mayoradas que reconozcan la posibilidad de un incremento con respecto a las cargas de servicio. A continuación se resumen los factores de carga del Código ACI relacionados con el diseño estructural de muros de contención:

1. Si la resistencia a la presión lateral de tierra  $H$  se incluye en el diseño, junto con las cargas muerta  $D$  y viva  $L$ , la resistencia requerida  $U$  debe ser al menos igual a

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

2. Cuando  $D$  o  $L$  reduzcan el efecto de  $H$ , la resistencia exigida  $U$  debe ser por lo menos igual a

$$U = 0.9D + 1.7H$$

3. Para cualquier combinación de  $D$ ,  $L$  y  $H$ , la resistencia requerida no debe ser menor que

$$U = 1.4D + 1.7L$$

Mientras que el método de diseño con factores de carga del Código ACI es lógico y relativamente fácil de aplicar en elementos de edificios, su aplicación en estructuras que deben resistir presiones de tierra no es tan fácil. Son posibles muchas combinaciones alternas de cargas muertas y vivas mayoradas y de presiones laterales. Cargas muertas como el peso del concreto deben multiplicarse por 0.9 cuando reduzcan los momentos de diseño como para la losa del puntal de un muro de contención en voladizo, pero deben multiplicarse por 1.4 cuando aumenten los momentos, como para la losa del talón. La carga muerta de la tierra sobre el talón debe multiplicarse por 1.4 según el Código ACI, pero hacer esto no es coherente con la especificación de presión lateral de  $1.7H$  que depende, al menos en parte, del empuje lateral de la tierra sobre la losa de talón. Obviamente, no pueden obtenerse en forma concurrente dos estados mayorados de carga; para cada combinación de cargas mayoradas se producirán diferentes presiones de reacción en el suelo bajo la estructura, requiriéndose una nueva determinación de estas presiones para cada alternativa de combinación. Además, no hay razón para creer que la presión del suelo seguirá siendo una distribución lineal para el estado de sobrecarga o que aumentará en proporción directa al incremento de carga; la información con relación a la distribución de presiones del suelo para un estado de falla incipiente es incompleta.

En el diseño de muros de contención utilizando factores de carga debe adoptarse un enfoque algo más simplificado. El procedimiento que se describe a continuación parece ser consistente con la intención del Código ACI. Cuando se presenten errores e inconsistencias, los resultados estarán del lado de la seguridad.

Las presiones laterales de tierra se considerarán cargas vivas y se les aplicará un factor de 1.7. En general, la presión de reacción del suelo bajo la estructura para el estado de cargas mayoradas se tomará igual a 1.7 veces la presión del suelo determinada para las condiciones de cargas de servicio en el análisis de estabilidad. Para muros de contención en voladizo, la carga muerta calculada de la losa del puntal, que causa momentos que actúan en el sentido opuesto a los producidos por la reacción del suelo hacia arriba, se multiplicará por un coeficiente de 0.9. Para la losa de talón, la capacidad requerida a momento se basará en la carga muerta de la misma losa de talón, más la tierra directamente encima de ella, ambas multiplicadas por 1.4. La sobrecarga, cuando esté presente, se tratará como una carga viva

---

†Estas reacciones se producen bajo la condición supuesta de cargas mayoradas y no tienen relación directa con los valores de capacidad última de carga del suelo o con la distribución de las presiones.

con un coeficiente de carga de 1.7. La presión hacia arriba del suelo bajo la losa de talón se tomará igual a cero, reconociendo que para un estado de sobrecarga severo se obtendrá probablemente una distribución de presiones no lineal, con la mayor parte de la reacción concentrada muy cerca del puntal. Supuestos similares parecen razonables para el diseño de muros con contrafuertes.

## 17.6 DRENAJE Y OTROS DETALLES

Las fallas o daños que ocurren ocasionalmente en muros de contención se deben, en la mayor parte de los casos, a una de dos causas: sobrecarga del suelo bajo el muro con la consecuente inclinación hacia delante, o drenaje insuficiente del relleno posterior. En este último caso, la presión hidrostática que genera el agua superficial acumulada durante o después de **lluvias** torrenciales aumenta sustancialmente el empuje sobre el muro; asimismo, en climas con posibilidades de congelamiento pueden desarrollarse presiones de hielo de magnitud considerable en suelos pobremente drenados. Las dos causas están a menudo interconectadas puesto que los grandes empujes incrementan en forma correspondiente las presiones de contacto bajo la zapata.

Las presiones admisibles de contacto se deben seleccionar con bastante cuidado. Para esto es necesario investigar no sólo el tipo de suelo inmediatamente debajo de la zapata, sino también el suelo de los estratos profundos. A menos que se tenga información confiable sobre el sitio, deben realizarse sondeos hasta una profundidad al menos igual a la altura del muro. La cimentación debe ubicarse por debajo del nivel de congelamiento, el cual está entre 4 y 5 pies y más para los estados del norte de los Estados Unidos, con el fin de evitar el levantamiento por congelamiento de los suelos que contienen humedad.

El drenaje puede suministrarse de varias maneras. Los lloraderos, conformados por tubos de 6 u 8 pulg embebidos en el muro, como aparece en la figura 17.1c, se colocan por lo general con espaciamientos horizontales entre 5 y 10 pies. Además de la fila inferior, deben proporcionarse filas adicionales en muros con alturas sustanciales. Para facilitar el drenaje y evitar el taponamiento, se coloca un pie cúbico o más de piedra triturada en el extremo posterior de cada lloradero. Deben tomarse las precauciones necesarias para que el flujo que generan los lloraderos se evacue en forma segura, de manera que no se filtre y se ablande el suelo por debajo del muro. Para evitar esto, en vez de lloraderos pueden proveerse drenajes *longitudinales* embebidos en piedra triturada o gravas a lo largo de la cara posterior del muro (ver la figura 17.1b) en uno o más niveles; los drenajes descargan en los extremos del muro o en algunos puntos intermedios. El drenaje más eficaz se proporciona mediante un dren continuo posterior que consta de una capa de grava o piedra triturada que cubre toda la cara posterior del muro (ver la figura 17.1a), con descarga en los extremos. Sin embargo, este drenaje es costoso, a menos que el material apropiado esté disponible a bajo costo en el sitio. Siempre que sea posible, la superficie del relleno debe cubrirse con una capa de suelo de baja permeabilidad y, en caso de una superficie horizontal, ésta debe colocarse con una ligera pendiente para conducir el agua lejos del muro hacia una cuneta u otro drenaje.

En muros largos deben tomarse precauciones contra los daños producidos por la *expansión* o por la *contracción* que generan los cambios de temperatura y la retracción de **fraguado**. La especificación AASHTO exige que, para muros de gravedad al igual que para muros de concreto reforzado, se incluyan juntas de expansión a intervalos de 90 pies o menos y juntas de contracción a no más de 30 pies (ver la referencia 17.4). Las mismas especificaciones establecen que para muros de concreto reforzado debe suministrarse un refuerzo horizontal por temperatura no menor que  $\frac{1}{8}$  de pulg<sup>2</sup> por pie de profundidad, adyacente a la superficie expuesta. Disposiciones similares se incluyen en la referencia 17.5.

## 17.7 EJEMPLO: DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD

Un muro de gravedad debe contener un terraplén de 11 pies 6 pulg de alto cuya superficie horizontal se somete a una sobrecarga producida por una carga viva de 400 lb/pie<sup>2</sup>. El suelo es una mezcla de arena

y grava con una cantidad relativamente moderada de partículas finas de limos. Por consiguiente, puede suponerse que es de la clase 2 de la tabla 17.1, con las siguientes características: peso unitario  $w = 120 \text{ lb/pie}^3$ ,  $\phi = 30^\circ$  (siempre y cuando se proporcione un drenaje adecuado) y un coeficiente de fricción en la base  $f = 0.5$ . Con  $\text{sen } 30^\circ = 0.5$ , a partir de las ecuaciones (17.4) y (17.5), los coeficientes de presión de suelo son  $C_{ah} = 0.333$  y  $C_{ph} = 3.0$ . La presión de contacto admisible se supone igual a  $8000 \text{ lb/pie}^2$ . Este suelo de grano grueso tiene poca compresibilidad, de modo que puede permitirse que la resultante caiga cerca del punto externo del tercio medio (ver la sección 17.4). El peso del concreto es  $w_c = 150 \text{ lb/pie}^3$ .

El diseño óptimo de cualquier muro de contención es materia de aproximaciones sucesivas. De acuerdo con la experiencia se suponen dimensiones razonables y luego se verifican las diferentes condiciones de estabilidad para estas medidas. Con base en un primer ensayo, los cálculos se reajustan y uno o dos ensayos más conducen por lo general a un diseño aceptable. En el análisis que sigue se expone sólo el diseño final en detalle. Las dimensiones finales se indican en la figura 17.6.

La altura equivalente de la sobrecarga es  $h' = 400/120 = 3.33$  pies. A partir de la figura 17.3c, el empuje total de tierra es

$$P = 1/2 \times 0.333 \times 120 \times 15 \times 21.67 = 6500 \text{ lb}$$

y su distancia desde la base es  $y = (225 + 150)/(3 \times 21.67) = 5.77$  pies. Por tanto, el momento de volcamiento es  $M_v = 6500 \times 5.77 = 37,500 \text{ lb-pie}$ . Para calcular el peso  $W$  y su momento estabilizante  $M_r$  con respecto al borde del puntal, se calculan los pesos individuales como se indican en la figura 17.6. Si  $x$  representa la distancia de la línea de acción de cada peso desde el borde delantero, se obtienen los siguientes resultados:

Pesos componentes	$W$ , lb	$x$ , pies	$M_r = xW$ , lb-pie
$W_1 = 10 \times 2 \times 150$	3,000	5.0	15,000
$W_2 = 1.5 \times 13 \times 150$	2,930	1.5	4,400
$W_3 = 7/2 \times 13 \times 150$	6,830	4.58	31,300
$W_4 = 7/2 \times 13 \times 120$	5,460	6.92	37,800
$W_5 = 0.75 \times 13 \times 120$	1,170	9.63	11,270
<b>Total</b>	<b>19,390</b>		<b>99,770</b>

La distancia de la resultante desde el borde delantero es

$$a = \frac{99,770 - 37,500}{19,390} = 3.21 \text{ pies}$$

que está justo por fuera del tercio medio. El factor de seguridad contravolcamiento,  $99,770 \div 37,500 = 2.66$ , es bastante amplio. A partir de la figura 17.5c, la máxima presión de suelo es  $q = (2 \times 19,390) \div (3 \times 3.21) = 4030 \text{ lb/pie}^2$ .

Los cálculos anteriores se realizaron para el caso en que la sobrecarga se extiende sólo hasta el borde posterior del muro, o sea, el punto a de la figura 17.6. Si la sobrecarga se extiende hacia adelante hasta el punto b, se obtienen las siguientes modificaciones:

$$W = 19,390 + 400 \times 7.75 = 22,490 \text{ lb}$$

$$M_r = 99,770 + 400 \times 7.75 \times 6.13 = 118,770 \text{ lb-pie}$$

$$a = \frac{118,770 - 37,500}{22,490} = 3.61 \text{ pies}$$

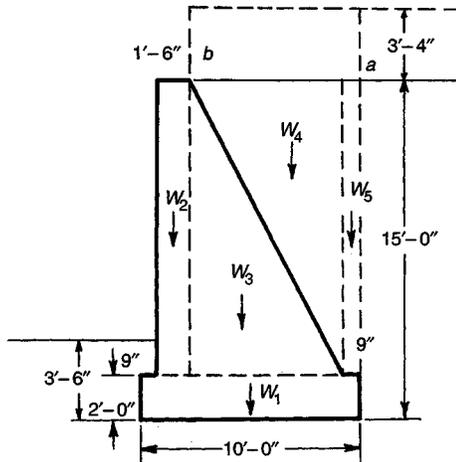


FIGURA 17.6  
Muro de contención de gravedad.

Esta fuerza está dentro del tercio medio y, a partir de la figura 17.5a, la máxima presión de contacto es

$$q_1 = \frac{(40.0 - 21.7) 22,490}{100} = 4120 \text{ lb/pie}^2$$

La situación más desfavorable para el deslizamiento se obtiene cuando la sobrecarga se extiende solamente hasta el punto a, puesto que sobrecargas adicionales entre a y b producirán un aumento del peso total y de la correspondiente resistencia por fricción. La fuerza de fricción es

$$F = 0.5 \times 19,390 = 9695 \text{ lb}$$

Adicionalmente, el deslizamiento es resistido por la presión pasiva de tierra sobre la parte frontal del muro. Aunque el plano de base está a 3.5 pies por debajo del nivel del terreno, no puede confiarse en la capa superior de suelo para suministrar la presión pasiva, puesto que ésta se afloja a menudo por raíces y similares o puede lavarse por fuertes lluvias. Por esta razón, se descontarán los 1.5 pies superiores para el cálculo de la presión pasiva, que entonces produce

$$P_p = 1/2 wh^2 C_{ph} = 1/2 \times 120 \times 4 \times 3.0 = 720 \text{ lb}$$

El factor de seguridad contra deslizamiento,  $(9695 + 720)/6500 = 1.6$ , es apenas ligeramente mayor que el valor requerido de 1.5 que indica un diseño aceptable.

### 17.8 EJEMPLO: DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

Debe diseñarse un muro de contención en voladizo para la misma situación del muro de gravedad de la sección 17.7. Se utilizará concreto con  $f'_c = 3000 \text{ lb/pulg}^2$  y acero con  $f'_s = 60,000 \text{ lb/pulg}^2$ .

#### a. Diseño preliminar

Con el fin de facilitar los cálculos de los pesos para verificar la estabilidad del muro, resulta ventajoso inicialmente estimar el espesor del cuerpo y la altura de la zapata†. Para este propósito, se calcula la

† Los diseños tabulados como los que se presentan en la referencia 17.6 y los ejemplos de cálculo de la referencia 17.7 son una guía muy valiosa para el diseñador no experimentado.

altura aproximada de la zapata y luego se determina el espesor del cuerpo requerido en su sección inferior. Con la parte inferior de la zapata localizada a 3.5 pies por debajo del nivel del terreno, y con una altura de zapata estimada en 1.5 pies, la altura libre del cuerpo es 13.5 pies. De ahí que, con respecto a la parte inferior del cuerpo (ver la figura 17.3),

$$P = 1/2 \times 0.333 \times 120 \times 13.5 \times 20.16 = 5440 \text{ lb}$$

$$y = \frac{183 + 135}{3 \times 20.16} = 5.25 \text{ pies}$$

$$M_u = 1.7 \times 5440 \times 5.25 = 48,600 \text{ lb-pie}$$

Para las características del concreto y del acero, la cuantía de acero máxima permitida es  $\rho_{\max} = 0.0160$ . Por economía y facilidad en la colocación de las barras, se utilizará una cuantía de acero aproximadamente igual a la mitad del valor máximo, o sea, 0.008. Entonces, a partir del gráfico A.1b del apéndice A,

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = 430$$

Para una longitud unitaria del muro ( $b = 12$  pulg), con  $\phi = 0.90$  como es usual para flexión, la altura efectiva que se requiere es

$$d = \sqrt{\frac{48,600 \times 12}{0.90 \times 12 \times 430}} = 11.2 \text{ pulg}$$

Se requiere un recubrimiento de protección de 2 pulg para concreto en contacto con la tierra. Así que, estimando el diámetro de las barras en 1 pulg, el espesor mínimo exigido del cuerpo en la base es de 13.7 pulg. Este valor se aumentará a 16 pulg porque el costo del concreto adicional en estas estructuras, por lo general, se compensa de sobra con el ahorro simultáneo en acero. Enseguida, se verifica el cortante en el cuerpo a una distancia por encima de la base, o sea, a 12.5 pies por debajo de la parte superior del muro:

$$P = 1/2 \times 0.333 \times 120 \times 12.5 \times 19.16 = 4900 \text{ lb}$$

$$V_u = 1.7 \times 4900 = 8330 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 2\phi\sqrt{f'_c}bd \\ &= 2 \times 0.85\sqrt{3000} \times 12 \times 13.5 \\ &= 15,100 \text{ lb} \end{aligned}$$

lo cual confirma que el cuerpo es más que adecuado para resistir la fuerza cortante mayorada.

La altura de la base es igual o un poco mayor que el espesor de la parte inferior del cuerpo. Por consiguiente, no es necesario modificar el valor estimado de 1.5 pies. Puesto que el momento en el cuerpo disminuye al incrementarse la distancia desde la base, y es cero en la parte superior, se tomará un espesor del cuerpo en la parte superior igual a 8 pulg. Ahora, es necesario suponer las longitudes de la losa o zarpa de puntal y de la losa o zarpa de talón y verificar la estabilidad para estas dimensiones supuestas. En este ejemplo se omiten los ensayos intermedios y sólo se tienen en cuenta las medidas finales que aparecen en la figura 17.7a. Los cálculos tentativos demuestran que puede alcanzarse una seguridad apropiada contra el deslizamiento sólo con la utilización de una zarpa de talón excesivamente grande o con un tacón. En este caso, se adopta esta última alternativa que requiere un menor volumen de concreto.

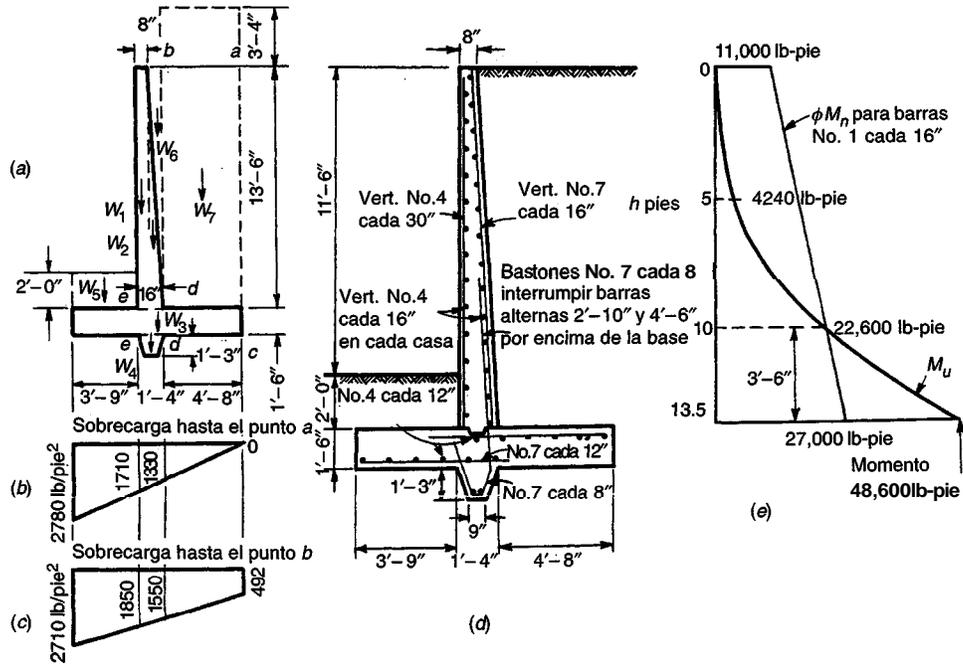


FIGURA 17.7 Muro de contención en voladizo: (a) sección transversal; (b) presión de contacto con sobrecarga hasta a; (c) presión de contacto con sobrecarga hasta b; (d) refuerzo; (e) variación del momento con la altura.

### b. Investigación de la estabilidad

Los pesos y momentos con respecto al borde delantero son los siguientes:

Pesos componentes	$W_i$ lb	$x_i$ pies	$M_{r_i}$ lb-pie
$W_1 : 0.67 \times 13.5 \times 150$	1,360	4.08	5,550
$W_2 : 0.67 \times 0.5 \times 13.5 \times 150$	680	4.67	3,180
$W_3 : 9.75 \times 1.5 \times 150$	2,190	4.88	10,700
$W_4 : 1.33 \times 1.25 \times 150$	250	4.42	1,100
$W_5 : 3.75 \times 2 \times 120$	900	1.88	1,690
$W_6 : 0.67 \times 0.5 \times 13.5 \times 120$	540	4.86	2,620
$W_7 : 4.67 \times 13.5 \times 120$	7,570	7.42	56,200
Total	13,490		81,040

La presión total de suelo sobre el plano ac es la misma que para el muro de gravedad de la sección 17.7, es decir,  $P = 6500 \text{ lb}$ , y el momento de volcamiento es

$$M_o = 37,500 \text{ lb-pie}$$

La distancia de la resultante desde el borde delantero es

$$a = \frac{81,040 - 37,500}{13,490} = 3.23 \text{ pies}$$

lo que ubica la resultante justo por fuera del tercio medio. La correspondiente presión máxima de suelo en el puntal, a partir de la figura 17.5, es

$$q = 2 \times \frac{13,490}{3 \times 3.23} = 2780 \text{ lb/pie}^2$$

El factor de seguridad contra volcamiento,  $81,040/37,500 = 2.16$ , es amplio.

Para verificar la seguridad contra deslizamiento, recuerde que (ecuación 17.4) si el deslizamiento se presenta, éste sucede entre la superficie de concreto y el suelo a lo largo del talón y del tacón (es decir, a lo largo de la longitud  $a$  de la figura 17.4), pero ocurre dentro del suelo al frente del tacón (es decir, a lo largo de la longitud  $b$  de la figura 17.4). En consecuencia, el coeficiente de fricción aplicable para la primera longitud es  $f = 0.5$ , mientras que el aplicable para la segunda es igual a la fricción interna del suelo, es decir,  $\tan 30^\circ = 0.577$ .

La distribución de presiones de contacto se ilustra en la figura 17.7b. Puesto que la resultante se ubica a una distancia  $a = 3.23$  pies desde el frente, es decir, casi en el tercio medio, se supone que la presión de contacto es igual a cero en el borde del talón, como se indica en la figura 17.7b.

La fuerza resistente se calcula entonces como la suma de las fuerzas de fricción de la porción posterior y frontal, más la presión pasiva del suelo en el frente del muro. Para ésta última, al igual que en la sección 17.7, se considera que la capa de suelo superior de 1.5 pies es poco confiable y no se tiene en cuenta en los cálculos. En consecuencia,

Fricción en el puntal:	$(2780 + 1710) \times 0.5 \times 3.75 \times 0.577 = 4860 \text{ lb}$
Fricción en el talón y en el tacón:	$1710 \times 0.5 \times 6 \times 0.5 = 2570 \text{ lb}$
Presión de tierra pasiva:	$0.5 \times 120 \times 3.25^2 \times 3.0 = 1910 \text{ lb}$
Resistencia total al deslizamiento:	<u><math>= 9340 \text{ lb}</math></u>

El factor de seguridad contra el deslizamiento,  $9340/6500 = 1.44$ , es apenas un cuatro por ciento inferior al valor recomendado de 1.5 y puede considerarse adecuado.

Los cálculos son válidos para el caso en que la sobrecarga se extiende desde el punto a hacia la derecha, por encima del borde del talón. El otro caso de distribución de cargas, cuando la sobrecarga se coloca sobre toda la superficie del relleno hasta el punto b, no cambia evidentemente la presión de tierra sobre el plano ac. Sin embargo, esta sobrecarga adicional sí afecta la suma de las fuerzas verticales y aumenta tanto el momento estabilizante  $M_s$ , como la fricción a lo largo de la base. En consecuencia, el peligro de deslizamiento o volcamiento es mayor cuando la sobrecarga se extiende únicamente hasta a, situación para la cual estas dos condiciones se han revisado y resultan satisfactorias. Pero, al tener en cuenta la carga vertical adicional, la presión de contacto es mayor cuando la superficie se sobrecarga hasta b. Para este caso,

$$W = 13,490 + 400 \times 5.33 = 15,600 \text{ lb}$$

$$M_s = 81,040 + 400 \times 5.33 \times 7.09 = 96,200 \text{ lb-pie}$$

$$a = \frac{96,200 - 37,500}{15,600} = 3.76 \text{ pies}$$

lo cual ubica la resultante dentro del tercio medio. Por tanto, a partir de la figura 17.5,

$$q_1 = (39.0 - 22.5) \frac{15,600}{9.75^2} = 2710 \text{ lb/pie}^2$$

$$q_2 = (22.5 - 19.5) \frac{15,600}{9.75^2} = 492 \text{ lb/pie}^2$$

que está muy lejos de la presión admisible de  $8000 \text{ lb/pie}^2$ . La correspondiente distribución de presiones de contacto se presenta en la figura 17.7c.

Hasta este punto se ha investigado la estabilidad externa del muro y queda por determinar el refuerzo requerido y verificar las resistencias internas.

### c. Cuerpo y tacón

El momento en la sección inferior del cuerpo se determinó anteriormente como  $M_1 = 48,600$  lb-pie y se seleccionó un espesor de muro de 16 pulg en la parte inferior y de 8 pulg en la parte superior, con un recubrimiento libre de concreto de 2 pulg,  $d = 16.0 - 2.0 - 0.5 = 13.5$  pulg. Entonces,

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{48,600 \times 12}{0.9 \times 12 \times 183} = 295$$

A partir del gráfico A.1b del apéndice A, con  $f_y = 60,000$  lb/pulg<sup>2</sup> y  $f'_c = 3000$  lb/pulg<sup>2</sup>, la cuantía requerida de acero es  $\rho = 0.0052$  y  $A_s = 0.0052 \times 12 \times 13.5 = 0.84$  pulg<sup>2</sup>/pie. El área requerida se proporciona mediante barras No. 7 espaciadas a 8 pulg centro a centro.

El momento flector en el cuerpo disminuye rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, en los niveles superiores se necesita sólo parte del refuerzo principal, y se descontinuarán barras alternas donde ya no sean necesarias. Para determinar el punto de corte, se dibuja el diagrama de momentos para el cuerpo, calculando los momentos flectores en dos niveles intermedios, a 10 pies y a 5 pies de la parte superior. Estos dos momentos, determinados de la misma manera que el de la base del cuerpo, son iguales a 22,600 lb-pie y 4240 lb-pie, respectivamente. El momento resistente que suministran las barras alternas, es decir, barras No. 7 espaciadas a 16 pulg centro a centro, en la parte inferior del cuerpo es

$$\phi M_n = \frac{0.90 \times 0.46 \times 60,000}{12} (13.50 - 0.45) = 27,000 \text{ lb-pie}$$

En la parte superior,  $d = 8.0 - 2.5 = 5.5$  pulg y el momento resistente de las mismas barras es apenas  $\phi M_n = 27,000(5.5/13.5) = 11,000$  lb-pie. Por consiguiente, la línea recta dibujada en la figura 17.7e indica el momento resistente proporcionado en cualquier elevación por la mitad de las barras principales. La intersección de esta línea con el diagrama de momentos a una distancia de 3 pies 6 pulg desde la parte inferior representa el punto por encima del cual ya no se requieren las barras alternas. El Código ACI 12.10.3 especifica que cualquier barra debe extenderse, más allá del punto donde ya no se necesita para resistir esfuerzos de flexión, a lo largo de una distancia igual a  $d$  o 12 diámetros de barra, la que sea mayor. En el cuerpo, a una distancia de 3 pies 6 pulg de la parte inferior,  $d = 11.4$  pulg, mientras que 12 diámetros de barra No. 7 son iguales a 10.5 pulg. En consecuencia, la mitad de las barras pueden interrumpirse a 12 pulg por encima del punto donde ya no se requieren, o sea, a una distancia de 4 pies 6 pulg por encima de la base. Este valor excede la mínima longitud de desarrollo requerida de 26 pulg por encima de la base.

Con el fin de facilitar la construcción, la zapata se vacía primero y se deja una junta de construcción en la base del cuerpo, como se indica en la figura 17.7d. Por consiguiente, las barras principales del cuerpo se terminan en la parte superior de la losa base y se colocan bastones en esta última para hacer los empalmes con las barras. Debe reconocerse que la integridad del cuerpo depende totalmente de la integridad del empalme de estas barras a tensión. El empalme en todas las barras a tensión en una sola sección mediante empalmes simples de contacto puede llevar a un resquebrajamiento del concreto, a causa de la concentración de esfuerzos en los extremos de las barras empalmadas. Una manera de evitar esta dificultad consiste en soldar todos los empalmes; sin embargo, esto producirá un costo extra considerable.

Para este muro específico, existe otra manera de colocar el refuerzo que ofrece una solución más económica. Puesto que las barras alternas en el cuerpo pueden interrumpirse a una distancia de 4 pies 6 pulg por encima de la base, se llevarán bastones alternos desde la punta superior de la base hasta esta distancia. Éstos no necesitan empalmarse, pues por encima de este nivel únicamente son necesarios barras alternas No. 7, espaciadas a 16 pulg entre centros. Estas últimas barras se colocan cubriendo la altura total del cuerpo y se empalman en la parte inferior con bastones alternos más cortos. Con este método, sólo el 50 por ciento de las barras necesarias en la parte inferior del cuerpo se empalman; esto no es objetable.

Para empalmes de barras corrugadas a tensión en secciones donde la relación entre el acero suministrado y el acero requerido es menor que 2, y donde no se empalma más del 50 por ciento del acero, el Código ACI exige la utilización de empalmes clase B, con longitud igual a 1.3 veces la de desarrollo de la barra (ver la sección 5.11a). La longitud de desarrollo de las barras No. 7 para las resistencias dadas de los materiales es 26 pulg y la longitud requerida de empalme es, por consiguiente, igual a  $1.3 \times 26 = 33.8$  pulg. Los bastones alternos se llevarán hasta 2 pies 10 pulg por encima de la base para empalmarlos con las barras correspondientes en el cuerpo, mientras que los bastones interpuestos se llevan hasta 4 pies 6 pulg por encima de la base y se interrumpen sin empalme, puesto que no se requieren más para soportar momentos.

De acuerdo con el Código ACI, el refuerzo de flexión principal no debe interrumpirse en una zona de tensión, a menos que se satisfaga una de las siguientes condiciones: (1) que el cortante en el punto de corte no exceda dos tercios del permitido, (2) que se suministre algún refuerzo a cortante en exceso, o (3) que el refuerzo continuo proporcione el doble del área requerida para flexión en el punto de corte. Se puede confirmar que el cortante a 4 pies 6 pulg por encima de la base está muy por debajo de los dos tercios del valor que puede resistir el concreto; por tanto, es posible interrumpir las barras principales según lo proyectado. La cuantía mínima de acero a tensión especificada por el Código ACI no es aplicable estrictamente a muros de contención, los cuales pueden considerarse como losas. Sin embargo, puesto que la integridad del muro de contención depende totalmente de las barras verticales, parece prudente utilizar este límite en tales casos. La cuantía real de acero que suministran las barras No. 7 espaciadas a 16 pulg, con un valor de  $d = 10.8$  pulg justo por encima del punto de corte, es 0.0035, apenas superior al valor mínimo de  $200/60,000 = 0.0033$ . Un requisito final del Código ACI es que el máximo espaciamiento del refuerzo a flexión primario no debe exceder tres veces el espesor del muro ni 18 pulg; estas restricciones se satisfacen igualmente en este caso.

Puesto que los bastones tuvieron que extenderse, al menos parcialmente, dentro del tacón para producir la longitud de empotramiento necesaria, se doblaron como se muestra para proporcionar el refuerzo mismo del tacón. La fuerza exacta que debe resistir el tacón es difícil de determinar, pues probablemente la mayor parte de la fuerza que actúa en la porción del suelo al frente del tacón se transmite a éste por fricción a lo largo de la base de la zapata. El refuerzo relativamente fuerte del tacón, proporcionado por la extensión de los bastones, se considera suficiente para impedir su separación de la zapata.

Los lados inclinados del tacón se suministraron con el fin de facilitar la excavación sin aflojar el suelo adyacente. Esto es necesario para garantizar un funcionamiento adecuado del tacón.

Además del acero principal en el cuerpo del muro, se requiere refuerzo para controlar el agrietamiento por retracción de fraguado y temperatura. Los cálculos se basarán en un espesor promedio de muro de 12 pulg. En la dirección vertical, debe proporcionarse un valor no menor que 0.0012 veces el área bruta de concreto, con no menos de la mitad de esta cantidad adyacente a la cara expuesta; este requisito se cumple utilizando barras No. 4 espaciadas a 30 pulg entre centros. En la dirección horizontal, el área requerida de acero es 0.0020 veces el área bruta de concreto, de nuevo con no menos de la mitad en la cara externa. Se utilizarán barras No. 4 espaciadas a 16 pulg entre centros en cada cara, como se indica en la figura 17.7d.

#### d. Losa del puntal

La losa del puntal actúa como un voladizo que se proyecta hacia afuera desde la cara del cuerpo principal del muro. Debe resistir las presiones hacia arriba de las figuras 17.7b o c y la carga hacia abajo de la losa del puntal mismo, cada una multiplicada por los coeficientes apropiados de carga. No se tendrá en cuenta la carga hacia abajo del relleno de tierra sobre el puntal puesto que está sometido a posible erosión o remoción. Se aplicará un coeficiente de carga de 1.7 a las presiones de contacto para cargas de servicio. La comparación de las presiones de las figuras 17.7b y c indica que, para la losa del puntal, la condición de carga más severa resulta cuando se aplica la sobrecarga hasta el punto b. Puesto

que el peso propio de la losa del puntal tiende a reducir los momentos y los cortantes de diseño, se multiplicará por un coeficiente de carga de 0.9. Así, el momento para cargas mayoradas en la cara externa del cuerpo del muro es

$$M_u = 1.7 \left( \frac{2710}{2} \times 3.75^2 \times \frac{2}{3} + \frac{1850}{2} \times 3.75^2 \times \frac{1}{3} \right) - 0.9 \left( 225 \times 3.75^2 \times \frac{1}{2} \right) \\ = 27,600 \text{ lb-pie}$$

En concreto vaciado contra la tierra expuesto de manera permanente a ella, se requiere un recubrimiento mínimo de protección para el acero de 3 pulg; si el diámetro de las barras es aproximadamente 1 pulg, la altura efectiva será de  $18.0 - 3.0 - 0.5 = 14.5$  pulg. Así, para una franja de losa del puntal de 12 pulg,

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{27,600 \times 12}{0.9 \times 12 \times 210} = 146$$

El gráfico A.1b del apéndice A indica que, para este valor, la cuantía requerida de acero será ligeramente inferior al mínimo de  $200/60,000 = 0.0033$ . Parece posible la utilización de una losa de base un poco más delgada; sin embargo, falta investigar los momentos en la losa del talón al igual que los cortantes tanto en el puntal como en el talón y, por consiguiente, se mantendrá el espesor tentativo de 18 pulg. El acero requerido a flexión:

$$A_s = 0.0033 \times 12 \times 14.5 = 0.57 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

se suministra mediante barras No. 7 espaciadas a 12 pulg entre centros. La longitud de empotramiento que se requiere para estas barras más allá de la cara exterior del cuerpo del muro es igual a la longitud total de desarrollo de 26 pulg sujeta a un factor de reducción de 0.8, que refleja el espaciamiento lateral de 12 pulg; por tanto, se prolongarán 21 pulg más allá de la cara del muro, como aparece en la figura 17.7d.

El cortante se verificará a una distancia  $= 1.21$  pies de la cara del cuerpo principal (2.54 pies desde el extremo del puntal), de acuerdo con los procedimientos usuales del Código ACI. La presión de contacto para cargas de servicio en este punto (con referencia a la figura 17.7c) es 2130 lb/pie<sup>2</sup> y el cortante para cargas mayoradas es

$$V_u = 1.7(2710 \times 1/2 \times 2.54 + 2130 \times 1/2 \times 2.54) - 0.9(225 \times 2.54) \\ = 9940 \text{ lb}$$

La resistencia a cortante de diseño del concreto es

$$\phi V_c = 2 \times 0.85 \sqrt{3000} \times 12 \times 14.5 = 16,200 \text{ lb}$$

muy por encima del valor exigido de  $V_u$ .

### e. Losa de talón

La losa de talón también actúa como un voladizo, proyectándose en este caso desde la cara posterior del cuerpo principal, y está cargada por la sobrecarga, el relleno en tierra y su propio peso. En este caso, será insignificante la reacción hacia arriba del suelo por las razones determinadas previamente. Si se aplican los coeficientes apropiados de carga, el momento que se debe resistir es

$$M = 1.7(400 \times 4.672 \times 1/2) + 1.4(1620 \times 4.672 \times 1/2 + 225 \times 4.672 \times 1/2) \\ = 35,600 \text{ lb-pie}$$

Así,

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{35,600 \times 12}{0.9 \times 12 \times 210} = 188$$

A partir del gráfico A.1b, la cuantía requerida de acero es casi igual al valor mínimo de 0.0033. De nuevo, el área de acero que se necesita se proporcionará con barras No.7 espaciadas a 12 pulg entre centros, como se indica en la figura 17.7d. Estas barras se clasifican como barras superiores pues tienen más de 12 pulg de concreto por debajo de ellas; en consecuencia, la longitud requerida de empotramiento hacia la izquierda de la cara interna del cuerpo principal es  $26 \times 1.3 \times 0.8 = 27$  pulg.

De acuerdo con los procedimientos usuales del Código ACI, la primera sección crítica para cortante se localizará a una distancia desde la cara del apoyo. Sin embargo, la justificación para esta disposición del Código es la presencia para los casos usuales de esfuerzos verticales de compresión cercanos a un apoyo, que tienden a disminuir la posibilidad de una falla a cortante en esta región. Sin embargo, la losa de talón en voladizo se encuentra colgada de la parte inferior del cuerpo principal por el acero a tensión por flexión de dicho cuerpo, y la compresión en el concreto, que normalmente se presenta cerca de los apoyos, está ausente en este caso. En consecuencia, la sección crítica a cortante en la losa de talón se tomará en la cara posterior del cuerpo principal. En ese sitio,

$$\begin{aligned} V_u &= 1.7(400 \times 4.67) + 1.4(1845 \times 4.67) \\ &= 15,240 \text{ lb} \end{aligned}$$

La resistencia a cortante de diseño provista por el concreto es la misma que para la losa del puntal:

$$\phi V_c = 16,200 \text{ lb}$$

Puesto que este valor es apenas un seis por ciento mayor que el valor requerido  $V_w$ , no se realizará ninguna reducción en el espesor de la losa base considerado anteriormente.

La losa base se encuentra muy por debajo del nivel del terreno y, en efecto, no se someterá a los extremos de temperatura que sí afectarán el concreto del cuerpo principal. En consecuencia, son menores los requisitos de acero para el control de grietas en dirección perpendicular al refuerzo principal. Se suministrarán barras No. 4 espaciadas a 12 pulg entre centros, en una sola cara, colocadas como se presenta en la figura 17.7d. Estas barras sirven principalmente como espaciadores para el refuerzo principal de flexión.

## 17.9 MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTES

La estabilidad externa de un muro de contención con contrafuertes se determina del mismo modo que en los ejemplos de las secciones 17.7 y 17.8. La losa del puntal es un voladizo construido integralmente a lo largo de la cara frontal del muro, que se carga hacia arriba por la presión de contacto, igual que en el muro en voladizo de la sección 17.8. El refuerzo se proporciona mediante las barras *a* en la figura 17.8.

Un panel de muro vertical entre dos contrafuertes es una losa sometida a la presión horizontal de tierra que se apoya a lo largo de tres lados, es decir, en los dos contrafuertes y en la losa base, mientras que el cuarto lado, el borde superior, está libre. La presión de tierra aumenta con la profundidad medida desde la superficie libre. La determinación de momentos y cortantes en este tipo de losas, apoyada en tres lados y cargada no uniformemente, es un poco complicada. En el diseño de estos muros es usual ignorar el apoyo que da la losa base al muro vertical; entonces, se diseña el muro como si fuera una losa continua que se extiende horizontalmente entre los contrafuertes. Este procedimiento es conservador, porque los momentos obtenidos mediante esta aproximación son mayores que los correspondientes a las condiciones reales de apoyo, particularmente en la parte inferior del muro. De ahí que, en obras grandes, se generan ahorros significativos con un análisis más preciso. La mejor herramienta computacional para este problema es el *método de las franjas* de Hillerborg, una teoría para el diseño de losas basada en la plasticidad, que se describió detalladamente en el capítulo 15. Como alternativa,

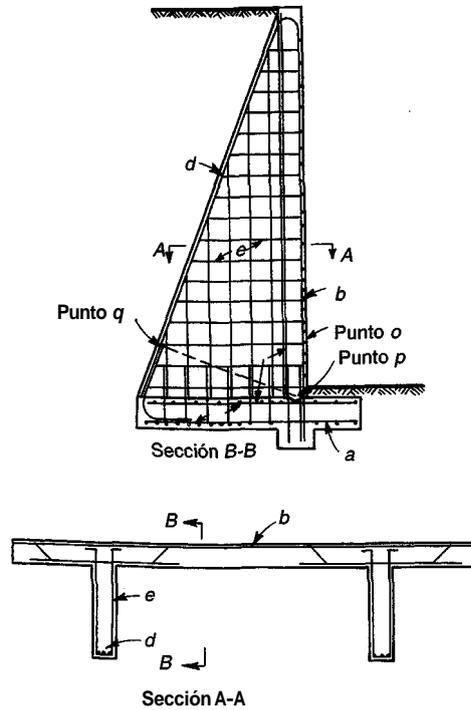


FIGURA 17.8

Detalles de un muro de contención con contrafuertes.

en la referencia 17.8 se presentan en forma tabulada los resultados de análisis elásticos para un intervalo amplio de variables.

Los momentos en la losa se determinan para franjas de un pie de ancho que se extienden horizontalmente, por lo general para la franja en la parte inferior del muro y para otras tres o cuatro franjas igualmente espaciadas a mayores elevaciones. La presión de tierra sobre las diferentes franjas disminuye al incrementar la elevación y se determina mediante la ecuación (17.1). Los valores de momento para las franjas inferiores pueden reducirse para tener en cuenta el apoyo adicional que suministra la losa base. Las barras horizontales  $b$  (ver la figura 17.8) se proporcionan según se requiera, con espaciamientos crecientes o diámetros decrecientes correspondientes a los momentos menores. Las barras se doblan alternativamente para absorber los momentos negativos en los contrafuertes o, en su defecto, se colocan barras rectas adicionales.

La losa de talón se apoya, lo mismo que la losa de muro, en los contrafuertes y en el mismo muro. Ésta está cargada hacia abajo por el peso del relleno que descansa sobre ella, por su propio peso y por la sobrecarga que pueda actuar; esta carga se contrarresta parcialmente con la presión de contacto. Al igual que para el muro vertical, un análisis simplificado consiste en ignorar la influencia del apoyo a lo largo del tercer lado y determinar los momentos y cortantes para franjas paralelas al muro, cada una de las cuales representa una viga continua apoyada en los contrafuertes. Con una superficie de suelo horizontal, la carga hacia abajo es constante para todo el talón, mientras que la carga hacia arriba causada por la presión de contacto es, por lo general, menor en el borde posterior y aumenta hacia el frente. Por esta razón, los momentos en la luz son positivos (compresión en la parte superior) y los momentos en los apoyos son negativos en la porción posterior del talón. Cerca del muro, la presión de contacto excede a menudo los pesos verticales, obteniéndose una carga neta hacia arriba. Los signos de los momentos se invierten correspondientemente y debe colocarse acero de acuerdo con esto. Para estos momentos se proporcionan las barras  $c$ .

Los contrafuertes son voladizos en forma de cuña que se empotran en la parte inferior de la losa base. Ellos soportan la losa del muro y, por consiguiente, se cargan con la totalidad de la presión del suelo a lo largo de una longitud igual a la distancia entre centros de contrafuertes; éstos actúan como una viga T donde la losa de muro es el ala y el contrafuerte el alma. El momento flector máximo es el

correspondiente a la presión total de tierra, tomado con respecto a la parte inferior de la losa de muro. Este momento se mantiene en equilibrio mediante las fuerzas en las barras  $d$  y, en consecuencia, la altura efectiva para flexión es la distancia perpendicular  $pq$  desde el centro de las barras  $d$  hasta el centro de la sección inferior de la losa de muro. Puesto que el momento disminuye rápidamente en las partes superiores del contrafuerte, algunas de las barras  $d$  pueden interrumpirse.

Con respecto al cortante, el autor sugiere utilizar la sección horizontal  $oq$  a una distancia  $a$  por encima de la losa base, como una ubicación conservadora para verificar el cumplimiento de los respectivos requisitos. Para los elementos en forma de cuña se requieren modificaciones de los cálculos usuales de cortante (ver la sección 4.7). Por lo general, el solo concreto es capaz de soportar todo el cortante, aunque las barras  $e$  trabajan como estribos, y pueden utilizarse para resistir el exceso de cortante.

El principal propósito de las barras  $e$  es el de contrarrestar el empuje de la losa de muro y se diseñan, por tanto, para la reacción total de esta losa.

Las barras restantes de la figura 17.8 sirven como refuerzo de retracción de fraguado, excepto las barras  $f$  que tienen otra función importante. Se debe recordar que las losas de muro y de talón se apoyan en tres lados. Aunque éstas se diseñaron como si estuvieran sostenidas sólo en los contrafuertes, de todas maneras se desarrollan momentos en donde se unen. La tensión resultante en y cerca de la esquina entrante debe absorberse con las barras  $g$ .

El problema de los detalles de las barras de refuerzo, siempre importante, lo es especialmente para las esquinas sometidas a grandes momentos flectores, como en el caso de los muros de contención en voladizo y de los muros con contrafuertes. En la referencia 17.9 se ofrecen sugerencias valiosas al respecto.

## 7.10 MUROS DE CONTENCIÓN PREFABRICADOS

Principalmente debido al alto costo de las formaletas en los muros fundidos en el sitio, se ha incrementado en años recientes el uso de muros prefabricados en concreto en diferentes modalidades. Las secciones pueden producirse en masa en condiciones controladas en planta, utilizando formaletas estandarizadas, con un excelente control de calidad. El tiempo de construcción en el sitio se reduce de manera significativa y usualmente se requiere sólo una cuadrilla pequeña con equipo liviano. El estado del tiempo deja de ser un factor tan importante para terminar el trabajo como para muros fundidos en el sitio.

En las figuras 17.9 y 17.10 se muestra un tipo de muro prefabricado. Se utilizan secciones en T, cada una de 2.5 pies de alto y 5 pies de ancho, siendo el alma de la T variable en función de los requerimientos, desde 4 pies hasta 20 pies. Las unidades individuales se colocan como se indica en la figura 17.10 utilizando llaves de cortante en el punto donde los dientes de una unidad superior y una inferior se unen, separadas aproximadamente por 6 pies medidos en forma perpendicular a la zona del muro. Los cálculos de estabilidad al deslizamiento y al volcamiento, y para presiones portantes, son los mismos que para muros voladizos o con contrafuertes fundidos en el sitio, con la estabilidad proporcionada por el peso combinado del muro de concreto y el relleno posterior seleccionado y compactado. Estos muros pueden construirse con cara vertical o sección acartelada, con alturas de hasta 25 pies.

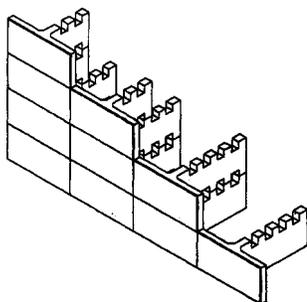


FIGURA 17.9  
Sistema de muro de contención Precast T-Wall<sup>®</sup> (cortesía Concrete Systems Inc, Hudson, New Hampshire.)

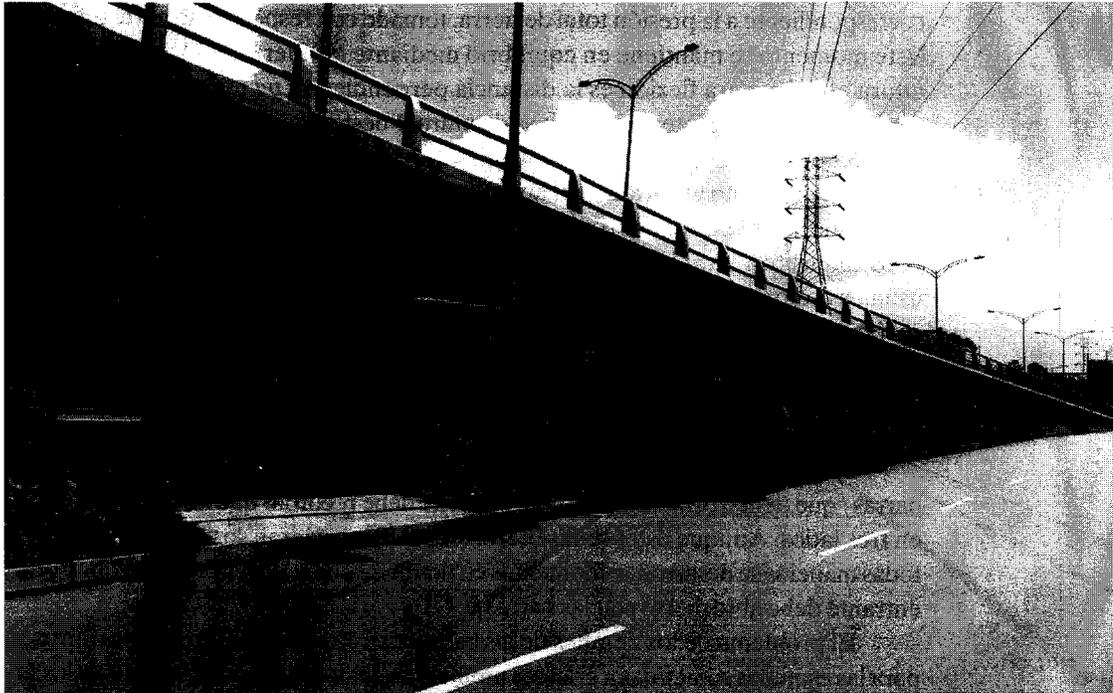


FIGURA 17.10  
Muro de contención prefabricado con altura variable.

Muros del tipo mostrado se han utilizado para autopistas, lotes de estacionamiento, sitios industriales o comerciales, estabilización de bancas en vías, y propósitos similares, y pueden aún esperarse usos más diversos.

## REFERENCIAS

- 17.1. R. B. Peck, W. E. Hanson, and T. H. Thornburn, *Foundation Engineering*, 2d ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1974.
- 17.2. K. Terzaghi and R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2d ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, 1967.
- 17.3. W. C. Huntington, *Earth Pressures and Retaining Walls*, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1957.
- 17.4. "Standard Specifications for Highway Bridges", 15th ed., American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 1992.
- 17.5. *Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association (AREA), Washington, DC, 1995.
- 17.6. *CRSI Handbook*, 7th ed., Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, Illinois, 1992.
- 17.7. M. Fintel, *Handbook of Concrete Engineering*, 2d ed., Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1985.
- 17.8. "Rectangular Concrete Tanks", Publication No. IS003D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1981.
- 17.9.1. H. E. Nilsson and A. Losberg, "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment", *J. Struct. Div. ASCE*, vol. 102, no. ST6, 1976, pp. 1229-1254.

## PROBLEMAS

- 17.1. Un muro de contención en voladizo debe diseñarse con la geometría indicada en la figura P17.1. El material de relleno posterior será una grava bien drenada, con un peso unitario  $w = 120 \text{ lb/pie}^3$ , un ángulo de fricción interna  $\phi = 33^\circ$  y un factor de fricción contra la base de concreto  $f = 0.55$ . El relleno colocado al frente del puntal tendrá las mismas propiedades y se compactará bien. El nivel final del terreno por detrás del muro coincidirá con la parte superior de éste y no se aplicará sobrecarga. En la parte inferior, el nivel del terreno estará a 3 pies por encima de la parte superior de la losa base. Para mejorar la resistencia al deslizamiento, se utilizará un tacón que se proyectará tentativamente

hasta una profundidad de **4** pies por debajo de la parte superior de la losa base (esta **dimensión** puede modificarse si es necesario).

- (a) Con base en un análisis de estabilidad, seleccione una geometría del muro adecuada **para las** condiciones especificadas. Para un primer ensayo, coloque la cara exterior del muro a **una** distancia de  $\frac{1}{3}$  del ancho de la losa base hacia atrás desde el borde del puntal.
- (b) Realice el diseño estructural completo especificando el tamaño, colocación y puntos de corte **para** todo el refuerzo. Los materiales tienen resistencias  $f'_c = 4000$  lb/pulg<sup>2</sup> y  $f_y = 60,000$  lb/pulg<sup>2</sup>. La presión de contacto admisible del suelo es **5000** lb/pie<sup>2</sup>.

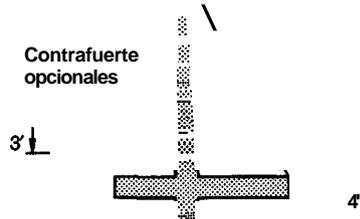


FIGURA E17.1

- 17.2 **Rediseñe** el muro del problema 17.1 como un muro de contención con contrafuertes, los cuales se colocan con un espaciamiento tentativo de 12 pies entre centros, aunque esta distancia puede modificarse si es necesario. Utilice todos los detalles del refuerzo, incluyendo las barras en los contrafuertes.