

Diseño de Concreto reforzado

Décima edición

Edición 318-14 del Código ACI

Jack C. McCormac

Clemson University

Russell H. Brown

Clemson University



Capítulo 13

Muros de retención

13.1 INTRODUCCIÓN

Un muro de retención es una estructura construida con el propósito de contener, retener o proporcionar aislamiento lateral para el suelo o para otro material suelto. El material suelto retenido empuja contra el muro, tendiendo a volcarlo o desplazarlo. Los muros de retención se usan en muchos casos donde existen cambios abruptos en la pendiente del terreno. Tal vez los ejemplos más obvios para el lector sean los cortes y terraplenes que se presentan a lo largo de carreteras o vías férreas. Con frecuencia se usan muros de retención en estos lugares para reducir las cantidades de relleno y corte, así como para reducir el ancho del derecho de vía requerido si se permitiera que los suelos tomaran sus pendientes naturales. Los muros de retención se usan en muchos otros casos, como en los estribos de puentes, los muros de sótanos y los alcantarillados.

En la sección siguiente se analizarán varios tipos de muros de retención, pero cualquiera que sea el tipo utilizado, existirán tres fuerzas que deben ponerse en equilibrio: 1) las cargas de gravedad del muro de concreto y del suelo encima de la zapata (el llamado *peso desarrollado*); 2) la presión lateral del suelo y 3) la capacidad de soporte del suelo. Además de esto, los esfuerzos dentro de la estructura deben estar dentro de los valores permisibles y las cargas deben ser soportadas de manera que no ocurran asentamientos indebidos. Un muro de retención debe diseñarse de manera que los elementos de concreto que constituyen el muro cumplan con el Código ACI usándose, en su mayoría, los principios ya estudiados en este texto. Además, debe asegurarse la estabilidad total del muro. El muro puede desplazarse o voltearse debido a una inestabilidad global sin que fallen los elementos de concreto.

13.2 TIPOS DE MUROS DE RETENCIÓN

Los muros de retención se clasifican generalmente en muros de tipo de gravedad y del tipo voladizo, con variaciones en ambos. Algunos de ellos se describen en los siguientes párrafos, haciendo referencia a la Figura 13.1.

El *muro de retención tipo gravedad*, mostrado en la Figura 13.1a), se usa para muros de hasta aproximadamente 10 pies a 12 pies de altura. Usualmente se construye con concreto simple y depende completamente de su propio peso para la estabilidad contra el deslizamiento y el volteo. Comúnmente es tan masivo que no se refuerza con acero. Los esfuerzos de tensión calculados con el método de esfuerzos de trabajo se mantienen generalmente inferiores a $1.6\sqrt{f'_c}$. Los muros de retención del tipo de gravedad también se pueden construir de piedra o de mampostería.

Los *muros de retención tipo semigravedad*, mostrados en la Figura 13.1b), están situados entre los tipos de gravedad y de voladizo (estos últimos se describirán en el siguiente párrafo). Dependen de su propio peso más el peso de algo de suelo detrás de la pared para proporcionar estabilidad. Los muros de retención tipo semigravedad se usan aproximadamente para el mismo intervalo de alturas que los muros tipo gravedad y usualmente tienen algún refuerzo ligero.

El *muro de retención tipo voladizo* o alguna de sus variantes es el tipo más común de muro de retención. Tales muros se usan generalmente con alturas de entre 10 pies a 25 pies. En el análisis de los muros de retención, al muro vertical se le llama *vástago*. A la parte exterior de la zapata que oprime al suelo más

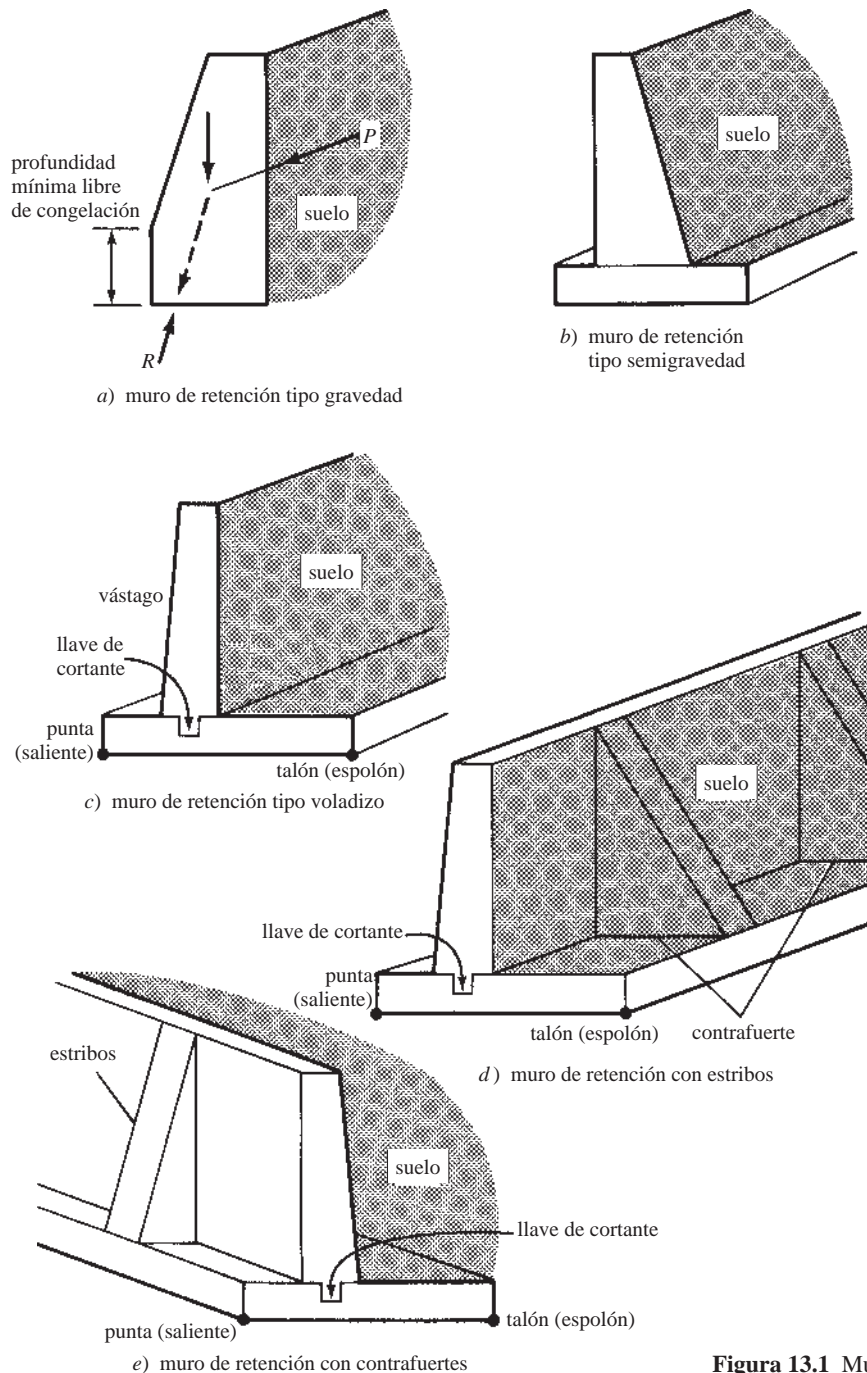


Figura 13.1 Muros de retención.

intensamente se le llama *punta* y a la parte que tiende a ser levantada se le llama *talón*. En la Figura 13.1c) se indican esas partes en un muro de retención en voladizo. El concreto y su refuerzo se disponen de manera tal que parte del material detrás de la pared se usa junto con el peso del concreto para producir el momento resistente necesario contra el volteo. A este momento resistente generalmente se le llama *momento corrector*.

Cuando es necesario construir muros de retención de mayores alturas, de aproximadamente 20 pies a 25 pies, los momentos flexionantes en la unión del vástago con la zapata llegan a ser tan grandes que el proyectista, por razones económicas, tiene que considerar otros tipos de muros para manejar los momentos.

Esto puede hacerlo introduciendo muros transversales verticales en el frente o en la parte posterior del vástago. Si los refuerzos transversales quedan detrás de la pared (o sea, dentro del suelo) y no son visibles,

los muros de retención se llaman *muros con estribos*. Si los refuerzos transversales quedan visibles (es decir, sobre el lado de la punta), los muros se llaman *muros con contrafuertes*. Estos muros se ilustran en las partes *d)* y *e)* de la Figura 13.1. Los vástagos para estos muros son miembros continuos sostenidos a intervalos por los estribos o contrafuertes. Éstos generalmente se colocan entre sí a distancias aproximadamente iguales (o un poco mayores) a la mitad de la altura del muro de retención.

El tipo con estribos se usa más comúnmente porque resulta más atractivo, ya que los refuerzos transversales no son visibles. Los contrafuertes no sólo son visibles sobre el lado de la punta, sino que su proyección sobre la parte exterior o el lado de la punta del muro ocupa espacio valioso. Sin embargo, los contrafuertes son algo más eficientes que los estribos, porque el concreto del que están hechos trabaja a compresión frente a los momentos de volteo, mientras que en los estribos el concreto está sujeto a tensión y por tanto deben ligarse al muro por medio de anclaje de refuerzo. Ocasionalmente, los muros muy altos se diseñan tanto con estribos como con contrafuertes.

La Figura 13.2 presenta algunas otras variantes de muros de retención. Cuando un muro de retención se coloca en un linderó o próximo a un edificio existente, puede ser necesario usar un muro sin punta, como el mostrado en la parte *a)* de la figura, o sin talón, como en *b)*. Otro tipo de muro de retención que se encuentra con frecuencia es el estribo de puente, mostrado en la parte *c)* de la figura. Los estribos pueden tener aleros en los lados para retener el suelo en la zona de acceso al puente. El estribo, además de otras cargas, debe soportar las reacciones del extremo del puente.

El uso de muros de retención prefabricados se ha incrementado mucho en los últimos años. Los muros se construyen con algún tipo de piezas prefabricadas y las zapatas usualmente se cuelan en la obra. Los resultados son muy atractivos y las piezas son miembros de concreto de alta calidad hecho bajo condiciones “controladas en planta”. Se requiere menor preparación del lugar y el montaje es mucho más rápido que cuando se cuela en el campo. Las piezas prefabricadas pueden desarmarse posteriormente y volverse a usar.

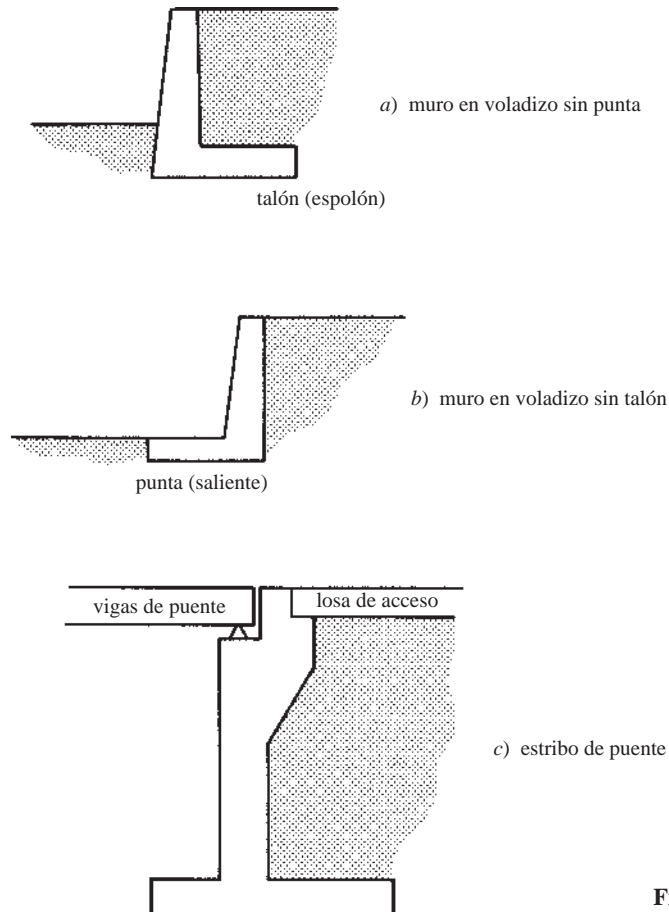


Figura 13.2 Otros tipos de muros de retención.

Otros tipos de muros de retención prefabricados consisten en tablestacados o muros empotrados en el suelo antes de la excavación. También son muy promisorios los *gaviones* o cestos de alambre con piedras aplicados junto con terraplenes reforzados con geotextiles.

13.3 DRENAJE

Uno de los aspectos más importantes al diseñar y construir muros de retención exitosos es la prevención de la acumulación de agua detrás de las paredes. Si se permite que el agua se deposite ahí, el resultado puede ser que se tengan grandes presiones laterales del líquido contra el muro y en climas fríos condiciones peores de grandes presiones por la formación de hielo.

El mejor relleno para un muro de retención es un suelo sin cohesión y bien drenado. Además, ésta es la condición supuesta normalmente por el proyectista. Junto con el relleno de material granular, se hacen agujeros en las paredes (lloraderos) de 4 plg o más de diámetro (los tamaños mayores se usan para facilitar la limpieza) aproximadamente de 5 pies a 10 pies de centro a centro, horizontal y verticalmente, como se muestra en la figura 13.3a). Si el relleno consiste en arena gruesa, es conveniente poner unas cuantas paladas de grava alrededor de los lloraderos para impedir que la arena tape los agujeros.

Los lloraderos tienen la desventaja de que el agua que sale por ellos tiene muy mal aspecto y también puede causar un ablandamiento del suelo en la zona de mayor presión (bajo la punta de la zapata). Un mejor método consiste en usar un tubo perforado de 6 plg a 8 plg en una cama de grava a lo largo de la base del muro, como se muestra en la Figura 13.3b). Por desgracia, tanto los lloraderos como los tubos perforados pueden obstruirse, generándose así una mayor presión del agua. Las mantas fabricadas para drenaje o las membranas porosas que se colocan entre el muro y el suelo permiten que la humedad drene libremente a los sistemas de drenaje, como en la Figura 13.3b).

Los métodos de drenaje descritos en los párrafos anteriores son también muy eficaces para reducir la acción de las heladas en los lugares de clima frío. La acción de las heladas puede causar grandes movimientos en las paredes, no sólo en términos de pulgadas sino aun en términos de uno o dos pies y al cabo de cierto tiempo pueden conducir a fallas de las estructuras. Sin embargo, la acción de las heladas se puede reducir considerablemente si se colocan materiales gruesos, apropiadamente drenados, detrás de la pared. El espesor del material de relleno perpendicular a una pared, debe ser por lo menos igual a la profundidad de la penetración de la helada en el terreno en esa zona.

La mejor condición es mantener el agua alejada por completo del relleno. Normalmente esto es prácticamente imposible, pero a veces la superficie del relleno puede pavimentarse con asfalto o algún otro material, o tal vez puede proporcionarse un dren superficial que saque el agua, o quizá pueda ser posible desviar el agua antes de que llegue al relleno.

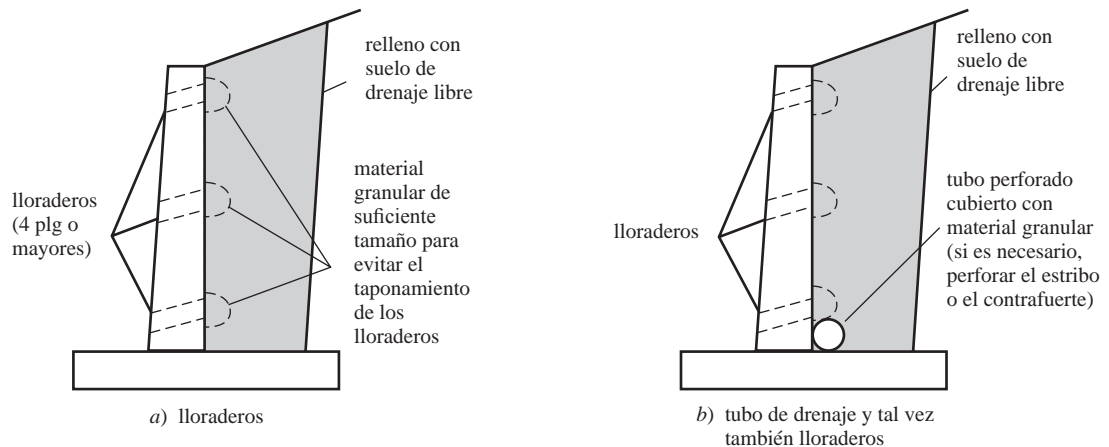


Figura 13.3 Drenaje de un muro de retención.



Muro de retención para el ferrocarril Long Island, Huntington, Nueva York. Construido con módulos interconectados de concreto reforzado precolados. (Cortesía de Doublewal-División de United Concrete.)

13.4 FALLAS DE MUROS DE RETENCIÓN

El número de fallas totales o parciales de los muros de retención es alarmante. La verdad es que si no se usaran grandes factores de seguridad, la situación sería aún más severa. Una razón para el gran número de fallas es el hecho de que los diseños con frecuencia se basan en métodos adecuados sólo para ciertas situaciones especiales. Por ejemplo, si un muro que tiene detrás arcilla saturada (condición no conveniente) se diseña con un método adecuado para material granular seco, se tendrán problemas con el desempeño futuro de tal muro.

13.5 PRESIONES LATERALES SOBRE MUROS DE RETENCIÓN

Las presiones reales que se presentan detrás de los muros de retención son muy difíciles de estimar, debido al gran número de variantes implicadas. Entre éstas se cuentan: los tipos de materiales de relleno, su compactación y grado de humedad; los tipos de materiales debajo de las zapatas, la presencia o ausencia de sobrecarga en el relleno y otras variables. Como resultado, la estimación detallada de las fuerzas laterales aplicadas a los muros de retención es claramente un problema teórico de la mecánica de suelos. Por esta razón, el análisis que sigue se limita a un pequeño grupo de casos posibles.

Si un muro de retención se construye contra una cara sólida de roca, no habrá presión sobre el muro por parte de la roca. Pero si el muro se construye para retener una masa de agua, actúan sobre él presiones hidrostáticas. En cualquier punto, la presión p es igual a wh , donde w es el peso unitario del agua y h , la distancia vertical de la superficie libre del agua al punto considerado.

Si el muro se construye para retener un suelo, el comportamiento de este último generalmente será intermedio entre el comportamiento de la roca y el del agua (*pero como veremos después, la presión causada por algunos suelos es mucho mayor que la causada por el agua*). La presión ejercida contra el



Muro de retención que muestra la cimbra que se está construyendo y el acero de refuerzo que se prolonga desde la parte superior (Anexo Rodas, Universidad Clemson)

muro aumenta con la profundidad, aunque no tan rápido como en el caso del agua. Esta presión a cualquier profundidad puede estimarse con la siguiente expresión:

$$p = Cwh$$

En esta ecuación, w es el peso unitario del suelo, h es la distancia de la superficie al punto considerado y C es una constante que depende de las características del relleno. Desafortunadamente, el valor de C puede variar mucho, puede tener valores tan bajos como 0.3 o 0.4 en los suelos granulares sueltos y valores tan altos como 0.9 o 1.0 o más en algunos suelos arcillosos. La Figura 13.4 muestra gráficas usadas a veces para estimar las presiones verticales y horizontales aplicadas por rellenos de hasta 20 pies de altura. En la figura se consideran varios tipos diferentes de relleno. Los pesos unitarios de los suelos varían poco más o menos como sigue: 90 lb/pie³ a 100 para arcillas suaves, 100 lb/pie³ a 120 lb/pie³ para arcillas duras, 110 lb/pie³ a 120 lb/pie³ para arenas y 120 lb/pie³ a 130 lb/pie³ para mezclas de arena con grava.

Si se estudia cuidadosamente la segunda gráfica de la Figura 13.4, puede verse cuán grandes pueden llegar a ser las presiones laterales, particularmente en el caso de las arcillas y los limos. Por ejemplo, si se considera una franja vertical de 1 pie de ancho de un muro de retención de 15 pies de altura, con un relleno de suelo número (4) y una δ supuesta de 10° (pendiente 6 : 1), la presión horizontal total estimada sobre la franja es:

$$P_h = \frac{1}{2}k_h h^2 = \left(\frac{1}{2}\right)(102 \text{ lb/pie}^2)(15 \text{ pies})^2 = 11\,475 \text{ lb}$$

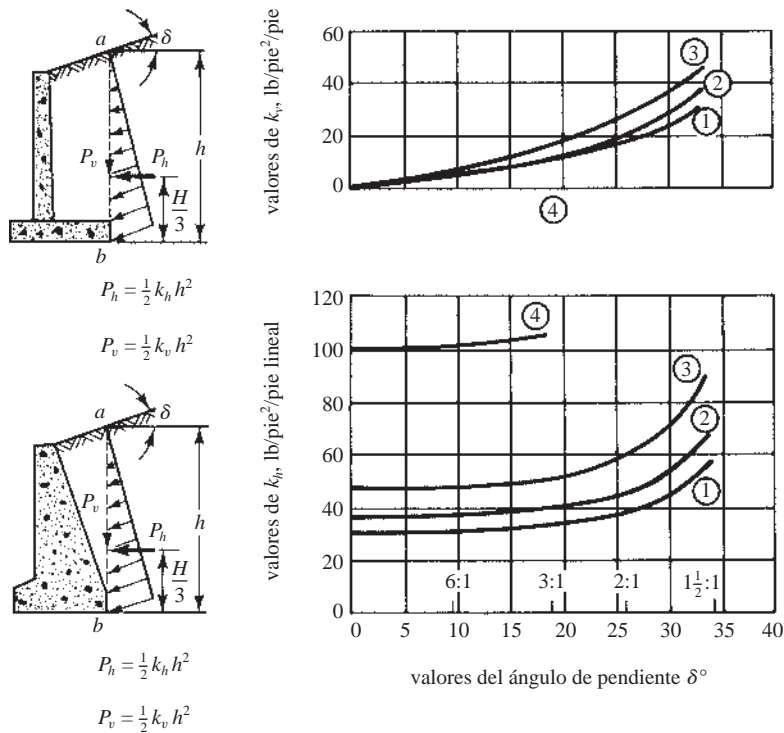


Figura 13.4 Diagrama para evaluar la presión del relleno contra los muros de retención que soportan rellenos con superficie plana. Su uso está limitado a muros de no más de 20 pies de altura. 1) Relleno de suelo granular grueso sin contenido de partículas finas, muy permeable, como grava o arena limpia. 2) Relleno de suelo granular grueso de baja permeabilidad debido a la mezcla de partículas del tamaño del limo. 3) Relleno de arena limosa fina, materiales granulares con claro contenido de arcilla y suelo residual con piedras. 4) Relleno de arcilla suave o muy suave, limo orgánico o arcilla limosa.¹

Si estuviera un lago de 15 pies de profundidad detrás del mismo muro, la presión horizontal total sobre la franja sería:

$$P_h = \left(\frac{1}{2}\right)(15 \text{ pies})(15 \text{ pies})(62.4 \text{ lb/pie}^3) = 7\,020 \text{ lb}$$

(sólo 61% de la presión estimada para el suelo)

Para este análisis preliminar se muestra en la Figura 13.5 un muro de retención que soporta un relleno de suelo inclinado. Parte del suelo detrás del muro (indicado por el área sombreada) tiende a deslizarse a lo largo de una superficie curva (representada por la línea punteada) y a empujar contra el muro. La tendencia a deslizarse de este suelo es resistida por la fricción (llamada *fricción interna*) a lo largo del suelo subyacente y por la fricción a lo largo de la cara vertical del muro.

La fricción interna es mayor en un suelo cohesivo que en uno sin cohesión, pero cuanto más húmedo esté el suelo, menor será su cohesión y más parejo el plano de falla. Entre más parejo sea el plano de falla, mayor es el volumen de suelo que tiende a deslizarse y a empujar contra el muro. Nuevamente puede verse que un buen drenaje es de la mayor importancia. Usualmente, el proyectista supone que el relleno detrás de la pared es granular y sin cohesión.

¹Peck, R. B., Hanson, W. E., y Thornburn, T. H., 1974, *Foundation Engineering*, 2a. ed. (Hoboken, NJ): John Wiley & Sons, pág. 425.

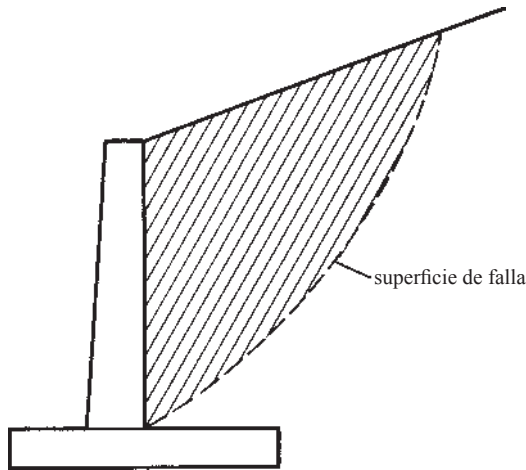


Figura 13.5 Posible superficie de falla por deslizamiento para un muro de retención que soporta a un relleno de tierra con talud.

Debido a la presión lateral, un muro de retención común cederá o se flexionará un poco por estar construido de materiales elásticos. Además, a menos que el muro descansa sobre una capa de roca, se inclinará una pequeña distancia, separándose del suelo debido a la naturaleza compresible del suelo que lo soporta. Por estas razones, los muros de retención se construyen frecuentemente con un ligero talud o inclinación hacia el relleno, de manera que las deformaciones descritas no sean visibles.

Bajo las presiones laterales descritas, un muro de retención se moverá una pequeña distancia y se desarrollará una *presión activa del suelo*, como se muestra en la Figura 13.6. Entre los muchos factores que influyen en la presión aplicada a un muro dado se cuentan: los tipos de material de relleno empleado, el drenaje existente, el nivel del agua freática, las condiciones climáticas, tales como la sequedad, humedad o el congelamiento del suelo, la presencia de camiones u otro equipo sobre el relleno, etcétera.

Para fines de diseño generalmente es satisfactorio suponer que la presión activa varía linealmente con la profundidad del relleno. En otras palabras, es como si detrás del muro hubiese un líquido (sólo en lo que respecta a la presión lateral) con un peso que puede variar de considerablemente menor que el peso del agua a uno considerablemente mayor. La gráfica de la Figura 13.4 muestra esta gran variación en las presiones laterales posibles. Las presiones laterales supuestas suelen denominarse *presiones equivalentes de líquido*. Se suponen comúnmente valores de 30 lb/pe^3 a 50 lb/pe^3 , pero para materiales arcillosos y limosos pueden ser demasiado bajos.

Si la pared se mueve alejándose del relleno y presionando contra el suelo en la punta, se dará una presión pasiva del suelo. En la Figura 13.6 se ilustra la presión pasiva, la cual también se supone que varía linealmente con la profundidad.

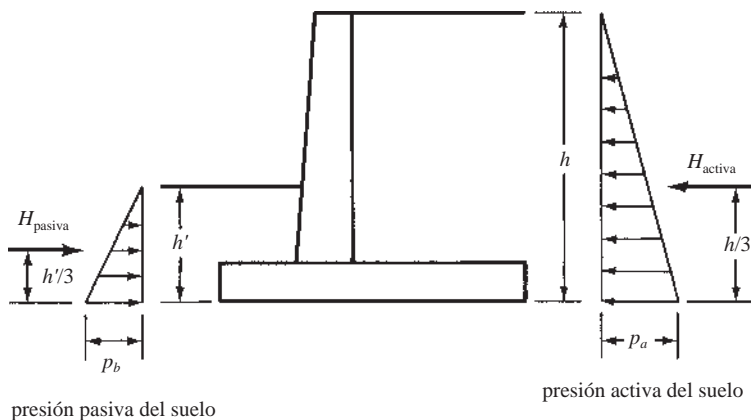


Figura 13.6 Presiones activa y pasiva del suelo.

El considerar o no la presión pasiva en los cálculos de diseño depende del juicio del proyectista. Para que se desarrolle una presión pasiva efectiva en la punta, el concreto en esta zona debe colarse contra el suelo no perturbado y sin el uso de cimbra vertical. Incluso si se sigue este procedimiento, el proyectista puede reducir la altura del suelo no perturbado (h' en la Figura 13.6) usada en los cálculos, para tomar en cuenta alguna posible perturbación del suelo durante las operaciones de construcción.

Siempre que los rellenos sean granulares, sin cohesión y secos, la hipótesis de una presión equivalente a la de un líquido es bastante satisfactoria. Las fórmulas basadas en la hipótesis de un relleno de grava o arena seca no son satisfactorias para las arcillas suaves o las arenas saturadas. En realidad, las arcillas no deben usarse como rellenos debido a que sus características de cortante cambian fácilmente y pueden tender a deslizarse contra la pared, incrementando las presiones con el paso del tiempo.

Si se supone una variación lineal de la presión, la presión activa a cualquier profundidad puede determinarse con la expresión:

$$p_a = k_a wh$$

o bien, para presión pasiva:

$$p_p = k_p wh'$$

En estas expresiones, k_a y k_p son los coeficientes aproximados de las presiones activas y pasivas, respectivamente. Estos coeficientes se pueden calcular con ayuda de ecuaciones teóricas, como las de Rankine o Coulomb.² Para un material granular, 0.3 y 3.3 son valores típicos de k_a y k_p . La ecuación de Rankine (publicada en 1857) desprecia la fricción del suelo contra la pared, mientras que la fórmula de Coulomb (publicada en 1776) sí la toma en consideración. Estas ecuaciones fueron desarrolladas para suelos sin cohesión. Para suelos cohesivos con contenido de arcilla y/o limo, es necesario usar valores empíricos determinados por medio de mediciones de campo (como las dadas en la Figura 13.4).

Se ha estimado que el costo de construcción de los muros de retención varía directamente con el cuadrado de sus alturas. Así, conforme los muros de retención se vuelven cada vez más altos, la exactitud de los cálculos de las presiones laterales resulta cada vez más importante en la obtención de diseños económicos. Como la ecuación de Coulomb toma en cuenta la fricción sobre la pared, se considera que es más precisa y se usa a menudo para muros de más de 20 pies de altura. La ecuación de Rankine se usa comúnmente para muros de retención comunes de 20 pies de altura o menores. Es interesante notar que los dos métodos dan resultados idénticos cuando se desprecia la fricción del suelo sobre la pared.

Las expresiones de Rankine para los coeficientes de las presiones activa y pasiva se dan al final de este párrafo, haciendo referencia a la Figura 13.7. En estas expresiones, δ es el ángulo que el relleno forma con la horizontal, mientras que ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo. Para los rellenos bien drenados de arena o grava, dicho ángulo suele tomarse como el ángulo de reposo de la pendiente. Una pendiente comúnmente usada es 1 verticalmente a 1 1/2 horizontalmente ($33^\circ 40'$).

$$k_a = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right)$$

$$k_p = \cos \delta \left(\frac{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \right)$$

Si el relleno es horizontal, es decir, δ es igual a cero, las expresiones son entonces:

$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

²Terzaghi, K. y Peck, R. B., 1948, *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Hoboken, NJ: John Wiley & Sons), págs. 138-166.

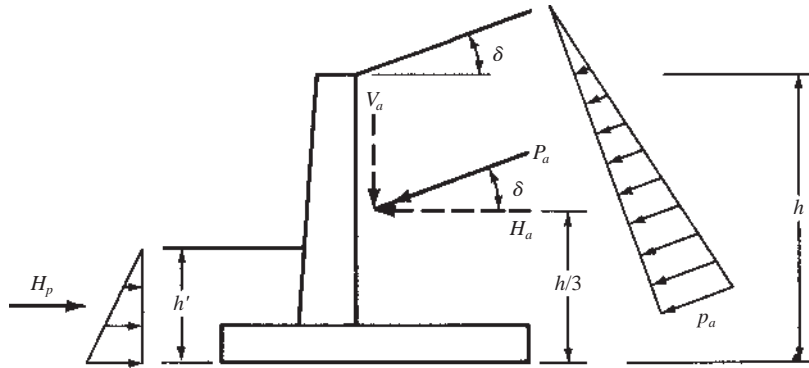


Figura 13.7 Presiones activa y pasiva del suelo con relleno con talud.

Un problema con el uso de estas expresiones es la determinación de ϕ . Puede ser tan pequeña como 0° o 10° para las arcillas suaves y tan alta como 30° o 40° para algunos materiales granulares. En consecuencia, los valores de k_a pueden variar entre 0.30 para algunos materiales granulares y 1.0 para algunas arcillas húmedas.

Una vez determinados los valores de k_a y k_p , las presiones horizontales totales, H_a y H_p , pueden calcularse como si fueran iguales a las áreas de los diagramas de presiones triangulares respectivas. Por ejemplo, haciendo referencia a la Figura 13.7, el valor de la presión activa es:

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(p_a)(h) = \left(\frac{1}{2}\right)(k_a wh)(h)$$

$$H_a = \frac{k_a wh^2}{2}$$

y, similarmente,

$$H_p = \frac{k_p wh^2}{2}$$

Además de estas presiones laterales aplicadas al muro de retención, en muchas partes del país se considera necesario añadir el efecto de las heladas en la parte superior del vástago, en forma de una presión de aproximadamente 600 lb o 700 lb por pie lineal en zonas donde se dan condiciones atmosféricas extremas.

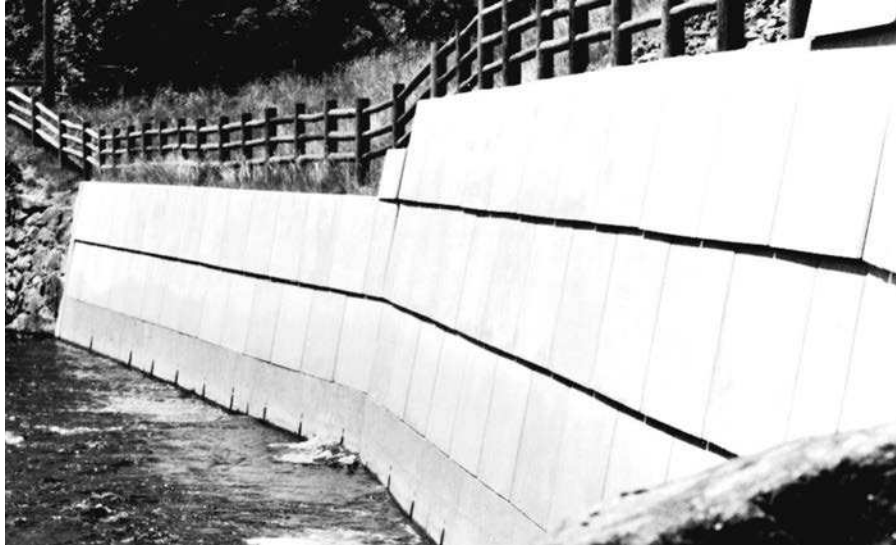
13.6 PRESIONES DE SUELO SOBRE ZAPATAS

Debido a las fuerzas laterales, la resultante R de las fuerzas horizontal y vertical, interseca al suelo bajo la zapata como si fuera una carga excéntrica, causando una mayor presión en la punta. Esta presión en la punta debe ser menor que el valor q_a permisible del suelo. Es conveniente que la fuerza resultante se sitúe dentro del tercio medio de la zapata, o sea, dentro de su núcleo central.

Si la fuerza resultante interseca al suelo dentro del tercio medio de la zapata, la presión de suelo en cualquier punto puede calcularse con la siguiente fórmula, de la misma manera que se determinan los esfuerzos en una columna cargada excéntricamente.

$$q = -\frac{R_v}{A} \pm \frac{R_v e c}{I}$$

En esta expresión, R_v es la componente vertical de R o la carga vertical total, e es la excentricidad de la carga medida desde el centro de la zapata, A es el área de una franja de suelo de 1 pie de ancho y de longitud igual al ancho de la base de la zapata; I es el momento de inercia de la misma área respecto a su centroide. Esta expresión es correcta sólo si R_v está situada dentro del núcleo central.



Muro de retención para el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, Colchester, Connecticut. Construido con módulos interconectados prefabricados de concreto reforzado. (Cortesía de Doublewal-División de United Concrete)

Esta expresión se puede reducir a la siguiente expresión, en la que L es el ancho de la zapata desde la punta al talón.

$$q = -\frac{R_v}{L} \pm \frac{R_v e(L/2)}{L^3/12} = -\frac{R_v}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Si la fuerza resultante está situada fuera del tercio central de la zapata, las expresiones anteriores dejan de ser aplicables, porque se tiene entonces un esfuerzo de tensión sobre una parte de la zapata que el suelo no puede suministrar. En tales casos las presiones del suelo se pueden determinar como se vio en la Sección 12.12 y en la Figura 12.24 del Capítulo 12. No debe permitirse que ocurra tal situación en un muro de retención y aquí no se considerará más.

Los valores de presión de suelo calculados de esta manera son sólo estimaciones aproximadas de los valores reales y por tanto no se les debe dar demasiado valor. Las presiones verdaderas son influidas considerablemente por otros factores aparte de los de la altura del muro de retención. Entre éstos se encuentran las condiciones de drenaje, temperatura, asentamientos, presión de poro, etcétera.

13.7 DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN DE SEMIGRAVEDAD

Como se mencionó anteriormente, los muros de retención de semigravedad se diseñan para resistir presiones del suelo por medio de su propio peso más parcialmente el del suelo desarrollado. Como se construyen normalmente con concreto simple, piedra, o tal vez algún otro tipo de mampostería, su diseño se basa en la hipótesis de que sólo puede permitirse en la estructura muy poca tensión o ninguna en absoluto. Si la resultante de la presión del suelo y el peso del muro (incluido cualquier peso desarrollado por el suelo) está situada dentro del tercio medio de la base del muro, los esfuerzos de tensión en el muro serán probablemente despreciables.

Se supone un tamaño para el muro, se calculan factores de seguridad contra deslizamiento y volteo, se determina el punto en que la fuerza resultante interseca la base y se calculan las presiones del suelo. Normalmente se considera que los factores de seguridad contra deslizamiento deben ser por lo menos de 1.5 para rellenos sin cohesión y de 2.0 para rellenos cohesivos. Normalmente se especifican factores de seguridad de 2.0 para el volteo. Un muro apropiado se obtiene probablemente después de dos o tres ensayos. El Ejemplo 13.1 ilustra los cálculos necesarios para cada ensayo.

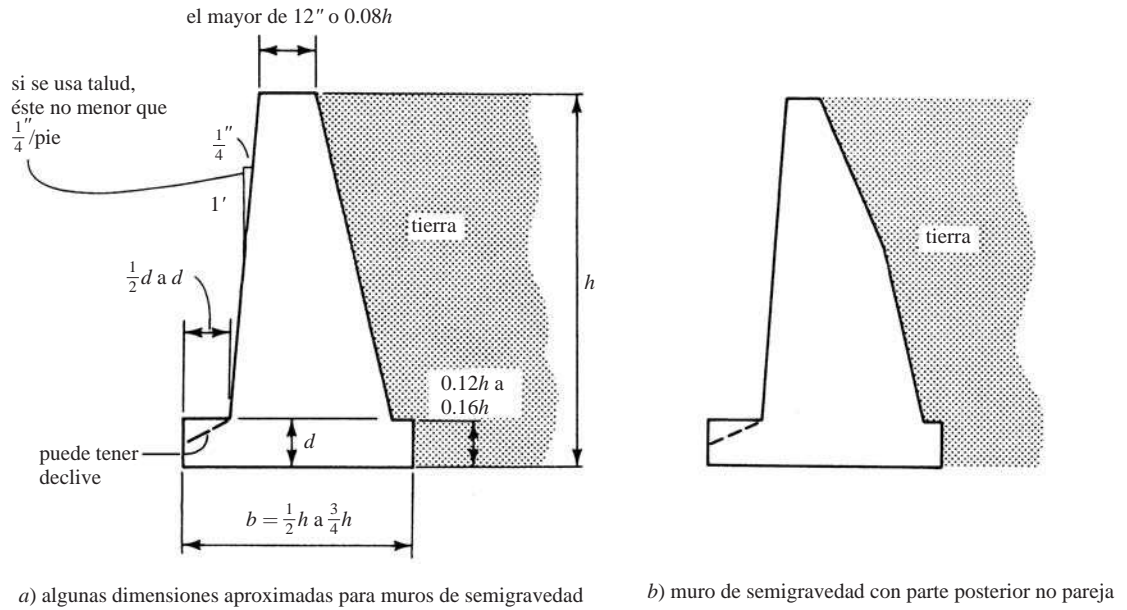


Figura 13.8 Muros de retención de semigravedad.

La Figura 13.8a) muestra un conjunto de dimensiones aproximadas que se usan a menudo para determinar los muros de semigravedad. Las dimensiones pueden suponerse cercanas a los valores dados y se calculan los factores de seguridad contra volteo y deslizamiento. Si los valores no son adecuados, las dimensiones se ajustan y los factores de seguridad se recalculan, etc. Los muros de semigravedad normalmente son de forma trapezoidal, como se muestra en la Figura 13.8a), pero algunas veces la parte posterior no es lineal, como se ilustra en la Figura 13.8b).

EJEMPLO 13.1

En la Figura 13.9 se muestra un muro de retención de semigravedad de concreto simple (peso = 145 lb/pie³). Se supone que el banco de tierra soportada pesa 110 lb/pie³, que tiene ϕ de 30° y un coeficiente de fricción contra el deslizamiento sobre el suelo de 0.5. Determinar los factores de seguridad contra el volteo y deslizamiento; determinar la presión de apoyo bajo la punta de la zapata. Utilizar la expresión de Rankine para calcular las presiones horizontales.

Solución

Cálculo de los coeficientes de la presión del suelo

$$k_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1 - 0.5}{1 + 0.5} = 0.333$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \frac{1 + 0.5}{1 - 0.5} = 3.00$$

Valor de H_a

$$H_a = \frac{k_a w h^2}{2} = \frac{(0.333)(110 \text{ lb/plg}^2)(12 \text{ pies})^2}{2} = 2\,637 \text{ lb/pie}$$

Momento de volteo (O. T. M.)

$$\text{O. T. M.} = (2\,637 \text{ lb/pie})\left(\frac{12 \text{ pies}}{3}\right) = 10\,548 \text{ pie-lb/pies}$$

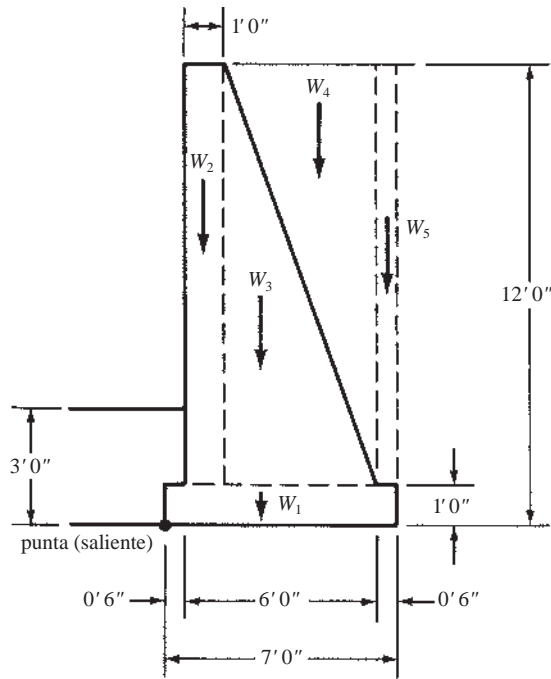


Figura 13.9 Muro de retención de semigravidad para el Ejemplo 13.1.

Momentos resistentes (tomados respecto a la punta)

Fuerza	Brazo de momento	Momento
$W_1 = (7)(1)(145 \text{ lb/pie}^3)$	$= 1\,015 \text{ lb} \times 3.5 \text{ pies}$	$= 3\,552 \text{ pie-lb}$
$W_2 = (1)(11)(145 \text{ lb/pie}^3)$	$= 1\,595 \text{ lb} \times 1.0 \text{ pies}$	$= 1\,595 \text{ pie-lb}$
$W_3 = \left(\frac{1}{2}\right)(5)(11)(145 \text{ lb/pie}^3)$	$= 3\,988 \text{ lb} \times 3.17 \text{ pies}$	$= 12\,642 \text{ pie-lb}$
$W_4 = \left(\frac{1}{2}\right)(5)(11)(110 \text{ lb/pie}^3)$	$= 3\,025 \text{ lb} \times 4.83 \text{ pies}$	$= 14\,611 \text{ pie-lb}$
$W_5 = (0.5)(11)(110 \text{ lb/pie}^3)$	$= 605 \text{ lb} \times 6.75 \text{ pies}$	$= 4\,084 \text{ pie-lb}$
	$R_v = 10\,228 \text{ lb}$	$M = 36\,484 \text{ pie-lb}$

Factor de seguridad contra el volteo (que se analizará en la Sección 13.10)

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{36\,484 \text{ pie-lb}}{10\,548 \text{ pie-lb}} = 3.46 > 2.00$$

OK

Factor de seguridad contra deslizamiento (que también se analiza en la Sección 13.10)

Suponiendo que el suelo por encima de la punta de la zapata se ha erosionado y que la presión pasiva se debe sólo al suelo, que tiene una profundidad igual al espesor de la zapata, tenemos entonces:

$$H_p = \frac{k_p w h^2}{2} = \frac{(3.0)(110 \text{ lb/pie}^3)(1 \text{ pies})^2}{2} = 165 \text{ lb}$$

$$\text{Factor de seguridad contra deslizamiento} = \frac{(0.5)(10\,228 \text{ lb}) + 165 \text{ lb}}{2\,637 \text{ lb}} = 2.00 > 1.50$$

OK

Distancia de la resultante a la punta

$$\text{Distancia} = \frac{36\,484 \text{ pie-lb} - 10\,548 \text{ pie-lb}}{10\,228 \text{ lb}} = 2.54 \text{ pies} > 2.33 \text{ pies} \quad \therefore \underline{\underline{\text{Dentro del tercio de enmedio}}}$$

Presión del suelo bajo el talón y la punta

$$A = (1 \text{ pies})(7.0 \text{ pies}) = 7.0 \text{ pies}^2$$

$$I = \left(\frac{1}{12}\right)(1 \text{ pies})(7 \text{ pies})^3 = 28.58 \text{ pies}^4$$

$$\begin{aligned} f_{\text{punta}} &= -\frac{R_v}{A} - \frac{R_v ec}{I} = -\frac{10\,228 \text{ lb}}{7.0 \text{ pies}^2} - \frac{(10\,228 \text{ lb})(3.50 \text{ pies} - 2.54 \text{ pies})(3.50 \text{ pies})}{28.58 \text{ pies}^4} \\ &= -1\,461 \text{ lb/pie}^2 - 1\,202 \text{ lb/pie}^2 = -2\,663 \text{ lb/pie}^2 \end{aligned}$$

$$f_{\text{talón}} = -\frac{R_v}{A} + \frac{R_v ec}{I} = -1\,461 \text{ lb/pie}^2 + 1\,202 \text{ lb/pie}^2 = -259 \text{ lb/pie}^2$$

13.8 EFECTOS DE SOBRECARGA

Si hay tierra u otras cargas sobre la superficie del relleno, como se muestra en la Figura 13.10, la presión horizontal aplicada al muro será mayor. Si la sobrecarga es uniforme sobre el área deslizante detrás del muro, la presión resultante se supone igual a la presión que sería causada por una altura incrementada del relleno que tuviese el mismo peso total que la sobrecarga. Generalmente, es fácil tratar esta situación en un muro sin sobrecarga añadiendo una presión uniforme a la presión triangular del suelo, como se muestra en la figura.

Si la sobrecarga no cubre completamente el área detrás del muro, existen algunas teorías algo complejas sobre suelos que consideran las presiones horizontales resultantes. En consecuencia, el proyectista por lo común emplea una regla empírica para tratar este caso, procedimiento que funciona razonablemente bien.

Como se muestra en la Figura 13.11, se puede suponer que la sobrecarga no afecta a la presión más arriba de la intersección de una línea a 45° que va del borde de la sobrecarga al muro. La presión lateral se incrementa, como en el caso de una sobrecarga plena, abajo del punto de intersección. Esto se muestra en el lado derecho de la figura.

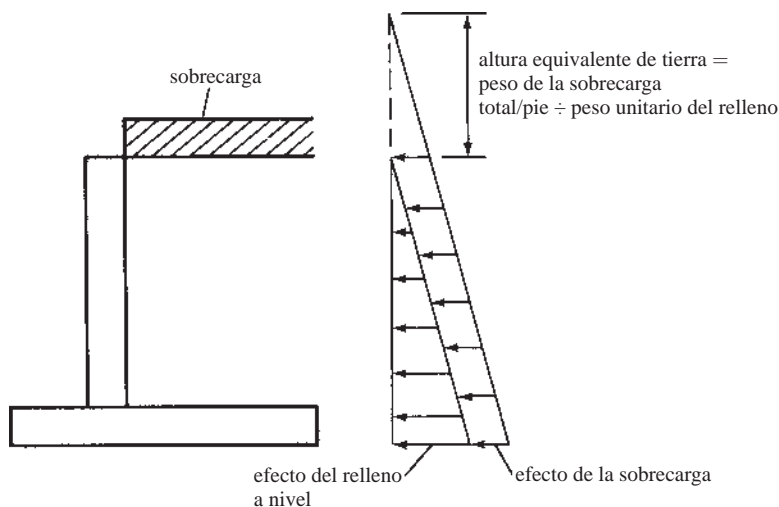


Figura 13.10 Altura equivalente de la sobrecarga.

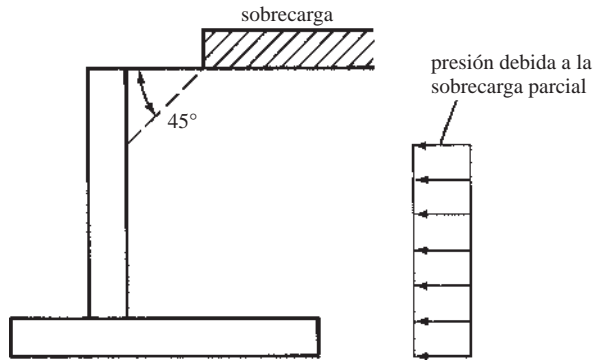


Figura 13.11 Efecto de la sobrecarga parcial.

13.9 ESTIMACIÓN DEL TAMAÑO DE MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO

El análisis estático de los muros de retención y la consideración de su estabilidad respecto al volteo y al deslizamiento, se basan en las condiciones de carga de servicio. En otras palabras, la longitud de la zapata y la posición del vástago sobre la zapata se basan enteramente en el relleno real del suelo, en la presión lateral estimada, en el coeficiente de fricción por deslizamiento del suelo, etcétera.

Por otra parte, el diseño detallado del vástago, la zapata y su refuerzo, se determinan con el método de diseño por resistencia. Para llevar a cabo estos cálculos, es necesario multiplicar las cargas de servicio y las presiones por los factores de carga apropiados. A partir de estas cargas factorizadas, se determinan las presiones de apoyo, los momentos y las fuerzas cortantes requeridas en el diseño.

La parte inicial del diseño consiste entonces en estimar la dimensión aproximada del muro de retención. Aunque éste es en realidad un procedimiento de ensayo y error, los valores obtenidos no son muy sensibles a los valores ligeramente incorrectos y generalmente uno o dos tanteos son suficientes.

Hay diversas reglas empíricas con las que pueden obtenerse excelentes dimensiones iniciales. Además, varios manuales dan los tamaños finales de muros de retención que se han diseñado para ciertos casos específicos. Esta información le permitirá al proyectista estimar razonablemente bien las proporciones del diseño de un muro. El *CRSI Design Handbook [Manual de Diseño CRSI]* es una de esas útiles referencias.³ En los siguientes párrafos se indican métodos para estimar las dimensiones sin el uso de un manual. Tales procedimientos aproximados son muy satisfactorios mientras las condiciones no se aparten mucho de lo que es común.

Altura de la pared

La elevación necesaria de la parte superior del muro resulta obvia a partir de las condiciones del problema. La elevación en la base de la zapata se debe seleccionar de manera que quede por debajo de la zona de congelamiento del suelo en cada región geográfica; ésta es aproximadamente de 3 pies a 6 pies abajo del nivel del terreno en la parte norte de Estados Unidos. A partir de estas elevaciones puede determinarse la altura total del muro.

Espesor del vástago

Los vástagos son teóricamente de mayor espesor en su base porque ahí las fuerzas cortantes y los momentos adquieren sus valores máximos. Las paredes tienen ordinariamente espesores totales de entre 7% y 12% de la altura del muro de retención. Las fuerzas cortantes y momentos en el vástago dismi-

³Concrete Reinforcing Steel Institute, 2008, *CRSI Design Handbook*, 10ª. ed. (Chicago, IL: CRSI), págs. 14-1 a 14-46.

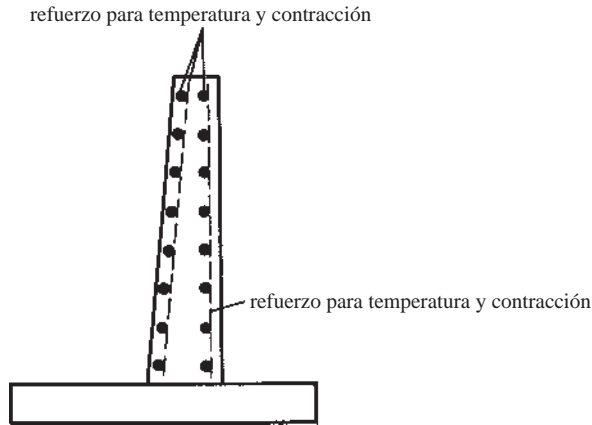


Figura 13.12 Muro de retención tipo voladizo con vástago ahusado.

nuyen del fondo hacia la parte superior; en consecuencia, los espesores y el refuerzo pueden reducirse proporcionalmente. Los vástagos normalmente son ahusados, como se muestra en la Figura 13.12. El espesor mínimo en la parte superior del vástago es de 8 plg, preferiblemente de 12 plg. Como se verá en la Sección 13.10, es necesario tener una malla de refuerzo en la cara interior del vástago y otra en la cara exterior. Para que haya lugar para las dos mallas de refuerzo, para el espacio entre ellas y el recubrimiento, se requiere un espesor total mínimo de 8 pulgadas.

El uso del espesor mínimo posible para muros que están reforzados principalmente en una dirección (aquí son las varillas verticales), no conduce necesariamente a menores costos. La razón es que el acero de refuerzo es la parte principal del costo total. Si se hacen los muros tan delgados como sea posible, se ahorrará algo de concreto, pero se incrementará considerablemente la cantidad de acero de refuerzo necesario. En los muros que son bastante altos y que están fuertemente cargados, un espesor mayor del concreto puede resultar más económico.

Si en el vástago ρ se limita a un valor máximo de aproximadamente $(0.18 f'_c/f_y)$, el espesor de la pared requerido por momento probablemente dará la suficiente resistencia por cortante sin tener que usar estribos. Además, probablemente será de un espesor suficiente como para limitar las deflexiones laterales a valores razonables.

Para alturas hasta cerca de 12 pies, los vástagos de los muros de retención en voladizo se construyen normalmente de espesor constante, porque el costo adicional de la cimbra inclinada no es compensado por el ahorro de concreto. Para muros de más de 12 pies de altura, el ahorro en concreto es lo suficientemente grande como para justificar el ahusamiento.

En realidad, la cara inclinada del muro puede ser la anterior o la posterior, pero si es la cara exterior la que se construye inclinada, ésta tenderá a contrarrestar en alguna medida la deflexión e inclinación del muro debido a las presiones laterales. Frecuentemente se recomienda un talud o inclinación de $\frac{1}{4}$ plg por pie de altura es para compensar la deflexión o la inclinación delantera del muro.

Espesor de la base

El espesor final de la base se determinará en función del cortante y el momento. Como una estimación aproximada, puede considerarse que el espesor total estará situado probablemente entre 7% y 10% de la altura total del muro. Se usan espesores mínimos de entre 10 plg y 12 plg.

Longitud de la base

Para estimaciones preliminares, la longitud de la base puede considerarse entre 40% y 60% de la altura total de la pared. Sin embargo, puede hacerse una estimación algo mejor usando el método descrito por el extinto profesor Ferguson en su texto de concreto reforzado.⁴ Para este análisis nos referiremos a la Figura 13.13.

⁴Ferguson, P. M., 1979, *Reinforced Concrete Fundamentals*, 4^a. Ed. (Hoboken, NJ: John Wiley & Sons), pág. 256.

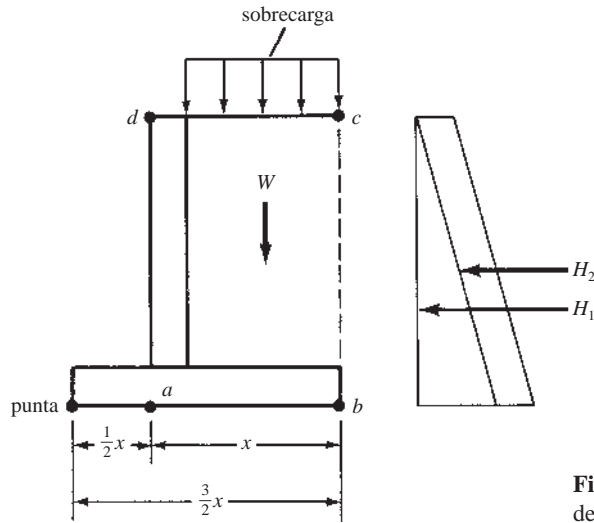


Figura 13.13 Fuerzas que actúan sobre un muro de retención tipo voladizo.

En esta figura se supone que W es igual al peso de todo el material dentro del área $abcd$. Esta área contiene concreto y suelo, pero el autor supone aquí que es puro suelo. Esto implica que se tendrá un factor de seguridad un poco mayor contra el volteo que el supuesto. Cuando existe sobrecarga, ésta se incluye como una altura adicional de suelo, como se muestra en la figura.

Si la suma de momentos respecto al punto a debido a W y a las fuerzas laterales H_1 y H_2 es igual a cero, la fuerza resultante R pasará por el punto a . Esta ecuación de momentos puede escribirse, igualarse a cero y de ahí despejar a x . Si la distancia de la punta de la zapata al punto a es igual a la mitad de la distancia x indicada en la figura y la fuerza resultante R pasa por el punto a , el diagrama de presiones sobre la zapata será triangular. Además, si se toman los momentos respecto a la punta de todas las cargas y fuerzas para las condiciones descritas, el factor de seguridad contra volteo será aproximadamente igual a dos.

En la Figura 13.14 se muestra un resumen de los primeros ensayos de prueba para obtener el tamaño de los muros de retención. Estos tamaños se basan en las dimensiones de muros construidos con éxito en el pasado. Tales tamaños eran con frecuencia dimensiones conservadoras.

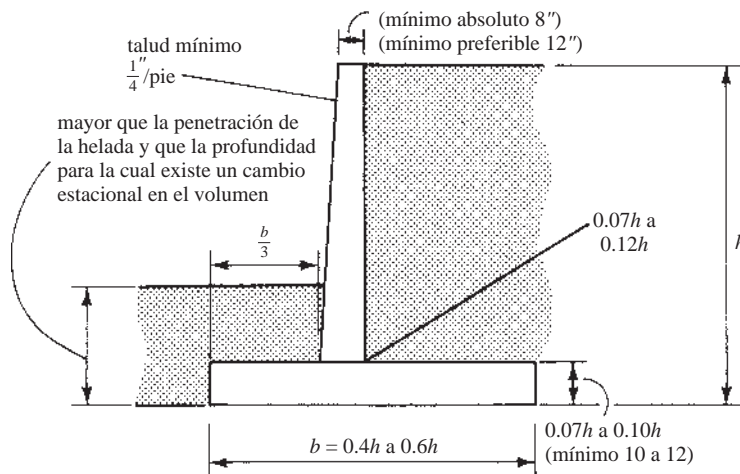


Figura 13.14 Reglas empíricas para el dimensionamiento de muros de retención tipo voladizo.

EJEMPLO 13.2

Usando las reglas aproximadas expuestas en esta sección, estimar los tamaños de las partes del muro de retención mostrado en la Figura 13.15. El suelo pesa 100 lb/pie^3 y está presente una sobrecarga de 300 lb/pie^2 . Supóngase $k_a = 0.32$. (Para muchos suelos prácticos como arcillas o limos, k_a será dos o más veces mayor).

Solución**Espesor del vástago**

Suponga un espesor de 12 plg en la parte superior.

$$\text{Supóngase un espesor en la base} = 0.07h = (0.07)(21 \text{ pies}) = 1.47 \text{ pies}$$

Digamos 1 pie 6 plg

Espesor de la base

Supóngase t para la base = 7 a 10% de la altura total del muro

$$t = (0.07)(21 \text{ pies}) = 1.47 \text{ pies}$$

Digamos 1 pie 6 plg

$$\text{Altura del vástago} = 21 \text{ pies } 0 \text{ plg} - 1 \text{ pie } 6 \text{ plg} = \underline{\underline{19 \text{ pies } 6 \text{ plg}}}$$

Longitud de la base y posición del vástago

Calcúlense las fuerzas horizontales sin factores de carga, como se muestra en la Figura 13.16.

$$\rho_a = k_a wh = (0.32)(100 \text{ lb/pie}^3)(21 \text{ pies}) = 672 \text{ lb/pie}^2$$

$$H_1 = \left(\frac{1}{2}\right)(21 \text{ pies})(672 \text{ lb/pie}^2) = 7\,056 \text{ lb/pie}$$

$$H_2 = (21 \text{ pies})(96 \text{ lb/pie}^2) = 2\,016 \text{ lb/pie}$$

$$W = (x)(24 \text{ pies})(100 \text{ lb/pie}^2) = 2\,400x$$

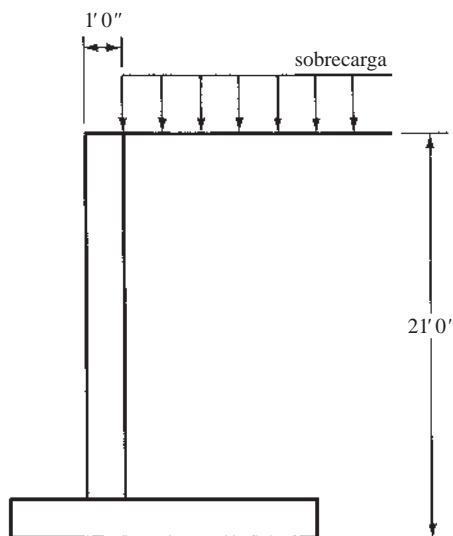


Figura 13.15 Muro de retención tipo voladizo para el Ejemplo 13.2.

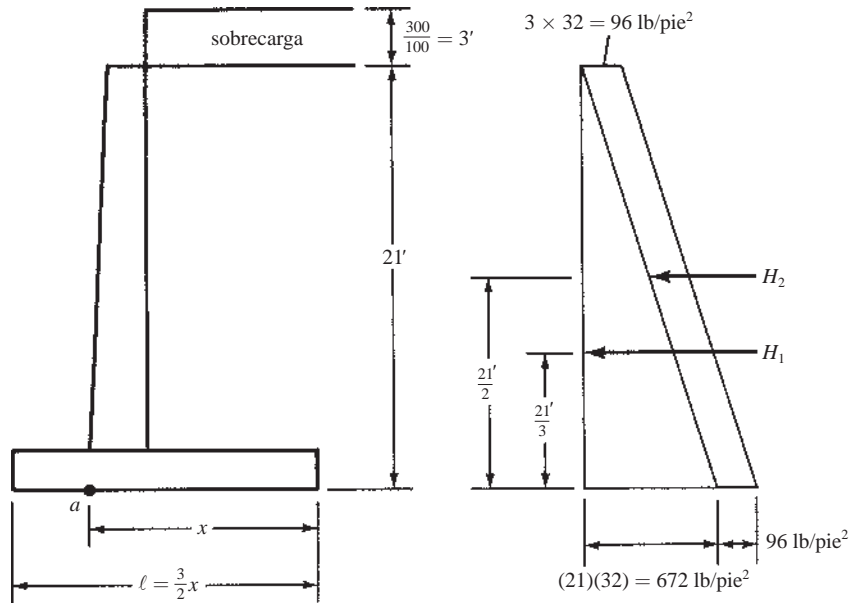


Figura 13.16 Fuerzas que actúan sobre el muro de retención para el Ejemplo 13.2.

$$\Sigma M_a = 0$$

$$-(7\,056 \text{ lb/ft})(7.00 \text{ pies}) - (2\,016 \text{ lb/ft})(10.5 \text{ pies}) + (2\,400x)\left(\frac{x}{2}\right) = 0$$

$$x = 7.67 \text{ pies}$$

$$b = \left(\frac{3}{2}\right)(7.67 \text{ pies}) = 11.505 \text{ pies}$$

Digamos 11 pies 6 plg

En la Figura 13.22 se muestran las dimensiones finales ensayadas.

13.10 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO

Esta sección se presenta para describir con cierto detalle el procedimiento usado para diseñar un muro de retención en voladizo. Al final de esta sección se presenta el diseño completo de este tipo de muro. Una vez establecido el tamaño aproximado del muro, pueden diseñarse detalladamente el vástago, la punta y el talón. Cada una de esas partes se diseña individualmente como un voladizo saliendo de una masa central, como se muestra en la Figura 13.17.

Vástago

Los valores de la fuerza cortante y el momento en la base del vástago, debidos a las presiones laterales del suelo, se calculan y se usan para determinar tanto el espesor del vástago como el refuerzo necesario. Puesto que las presiones laterales se consideran como fuerzas de cargas vivas, se usa un factor de carga de 1.6.

Se verá que el momento flexionante requiere el uso de varillas de refuerzo vertical en el lado del suelo del vástago. Además, debe proporcionarse refuerzo por temperatura y contracción. En la Sección 11.6.1 del Código ACI se estipula un valor mínimo para el refuerzo horizontal igual a 0.0025 del área bt de la pared, así como una cantidad mínima de refuerzo vertical (0.0015). Estos valores pueden reducirse a 0.0020 y 0.0012 si el refuerzo es de 5/8 plg o menor diámetro y si consiste en varillas o en malla soldada (no mayores que W31 o D31) con f_y igual o mayor que 60 000 lb/plg².

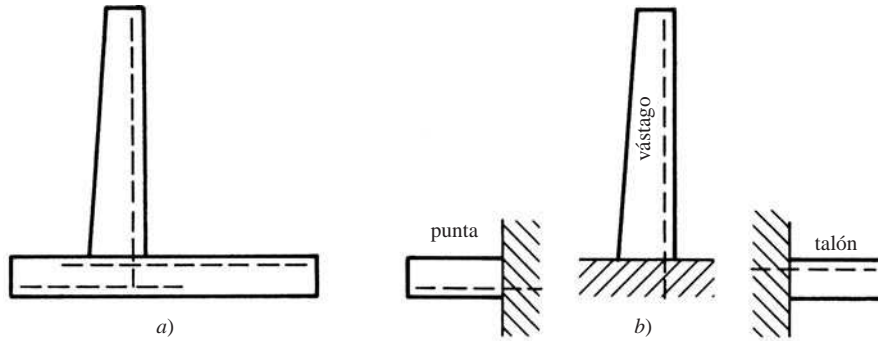


Figura 13.17 Modelo de viga en voladizo que se usa para diseñar el vástago, el talón y la punta de un muro de retención.

Los mayores cambios de temperatura ocurren en la cara frontal o expuesta del vástago. Por esta razón, la mayor parte del refuerzo horizontal (tal vez dos terceras partes) debe colocarse sobre esa cara con justo la cantidad suficiente de acero vertical para soportar las varillas horizontales. El concreto para un muro de retención debe colarse en longitudes bastante cortas, no mayores que secciones de 20 pies o 30 pies, para reducir los esfuerzos por contracción.

Factor de seguridad contra el volteo

Los momentos de las fuerzas no factorizadas de volteo y resistentes se toman respecto a la punta de la zapata. Tradicionalmente, se ha pensado que el factor de seguridad contra el volteo debe ser por lo menos igual a 2. Al efectuar estos cálculos, usualmente no se toma en cuenta el relleno sobre la punta porque en un momento dado éste puede estar erosionado. Desde luego, hay casos en que existe una losa (por ejemplo, el pavimento de una carretera sobre el relleno de la punta) que mantiene en su lugar al relleno en cuestión. En tales casos puede ser razonable incluir las cargas sobre la punta.

Factor de seguridad contra el deslizamiento

La consideración del deslizamiento en los muros de retención es un tema muy importante, ya que un gran porcentaje de fallas en los muros se debe a esta causa. Para calcular el factor de seguridad contra el deslizamiento, la resistencia estimada al deslizamiento (igual al coeficiente de fricción del concreto sobre el suelo, multiplicado por la fuerza vertical resultante, μR_v) se divide entre la fuerza horizontal total. La presión pasiva contra el muro generalmente se desprecia y se usan las cargas sin factorizar.

Los valores usuales de diseño para μ , que es el coeficiente de fricción entre el concreto de la zapata y el suelo sustentante, son los siguientes: 0.45 a 0.55 para suelos de grano grueso, siendo el menor valor aplicable si el suelo contiene algo de limo y 0.6 si la zapata está apoyada sobre roca sana con una superficie rugosa. Se usarán probablemente valores entre 0.3 y 0.35 si el material de soporte es básicamente limoso.

Se piensa comúnmente que el factor de seguridad contra el deslizamiento debe ser por lo menos igual a 1.5. En el diseño inicial de los muros de retención, el factor de seguridad calculado contra el deslizamiento frecuentemente es mucho menor que este valor. Para corregir la situación, la práctica más común es ensanchar la zapata del lado del talón. Otra práctica es usar un espolón o llave, como se muestra en la Figura 13.18, con su cara frontal colada directamente sobre el suelo sin alterar. (Muchos proyectistas consideran que la construcción de los espolones altera tanto el suelo, que no vale la pena construirlos.) Se considera que los espolones son especialmente necesarios en suelos arcillosos húmedos. El propósito de un espolón es desarrollar una presión pasiva al frente y en la base de la zapata, denotada por Pp en la figura. La teoría al respecto, así como el diseño de los espolones, es un problema por resolver para los ingenieros especializados en geotecnia. En consecuencia, muchos proyectistas seleccionan las dimensiones de los espolones con base en reglas empíricas. Una práctica común es darles una altura entre dos tercios y el total del peralte de la zapata. Comúnmente se construyen con sección transversal cuadrada y sin ningún refuerzo, excepto tal vez el de las espigas que se mencionan en el siguiente párrafo.

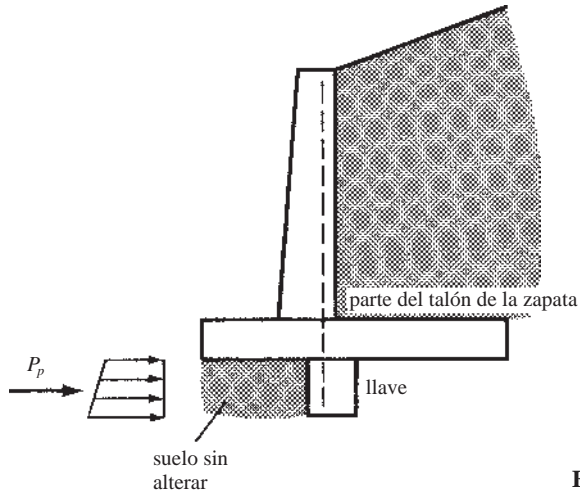
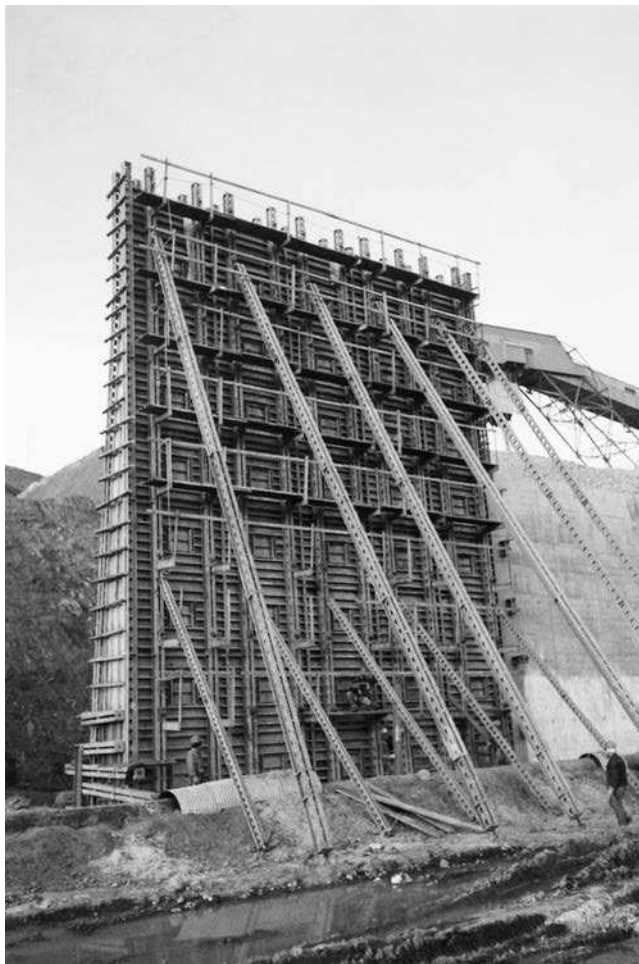


Figura 13.18 Presión pasiva en un espón.



Mina de cobre El Teniente, Rancagua, Chile.
(Cortesía de EFCO Corp.)

Frecuentemente los espolones se construyen debajo del vástago, de manera que algunas espigas o parte del refuerzo vertical puedan prolongarse dentro de ellos. Si se usa este procedimiento, la cara frontal del espolón debe estar por lo menos a 5 plg o 6 plg delante de la cara posterior del vástago para dejar espacio para las espigas. Desde el punto de vista de la mecánica de suelos, los espolones pueden ser algo más efectivos si se colocan un poco más cerca del talón.

Si el espolón penetra en suelo muy firme o aun en roca, se tendrá una mayor resistencia al deslizamiento; esta resistencia es entonces igual a la fuerza necesaria para cortar el espolón de la zapata, es decir, una fuerza de fricción calculada como se describe en las Secciones 8.12 y 12.13 de esta obra.

Diseño del talón

La presión lateral del suelo tiende a hacer girar el muro de retención alrededor de su punta. Esta acción tiende a levantar el talón contra el terreno. El relleno empuja hacia abajo sobre el voladizo del talón, generando tensión en su parte superior. La mayor fuerza aplicada al talón de un muro de retención es el peso hacia abajo del relleno detrás del muro. Aunque es cierto que hay alguna presión hacia arriba del suelo, muchos proyectistas no la toman en cuenta, debido a su pequeña magnitud. Las cargas hacia abajo tienden a empujar el talón de la zapata hacia abajo también y la reacción hacia arriba necesaria para mantenerlo unido al vástago es proporcionada por su refuerzo vertical de tensión, que se prolonga dentro de la zapata.

Como la reacción en la dirección de la fuerza cortante no introduce compresión en la parte del talón de la zapata que está en la región del vástago, no se permite determinar V_u a una distancia d de la cara del vástago, tal como se indica en la Sección 7.4.3.2 del código ACI. El valor de V_u se determina más bien en la cara del vástago, debido a las cargas hacia abajo. Esta fuerza cortante es a menudo de tal magnitud que rige en la determinación del espesor, pero el momento en la cara del vástago también debe revisarse. Como aquí la carga consiste en suelo y concreto, se usa un factor de 1.2 para efectuar los cálculos.

Obsérvese que las varillas en el talón deben estar en la parte superior de la zapata. En consecuencia, la longitud de anclaje requerida para esas “varillas superiores” puede llegar a ser bastante grande.

El porcentaje de acero de flexión requerido para el talón será a menudo menor que la ρ_{\min} de $200/f_y$ y de $3 f'_c/f_y$. A pesar de que la Sección 7.6.1.1 del Código ACI exime a las losas de peralte uniforme de estos valores de ρ_{\min} , el autor recomienda usarlos porque el muro de retención es una estructura tipo viga.

Diseño de la punta

Se supone que la punta es una viga volada desde la cara del vástago. Las cargas que debe soportar incluyen el peso de la losa en voladizo y la presión hacia arriba del suelo bajo ella. Usualmente el relleno arriba de la punta se desprecia (como si hubiese sido erosionado). Es obvio que tal relleno incrementaría la presión del suelo hacia arriba bajo la zapata, porque al actuar hacia abajo y cancelar la presión hacia arriba, no produce cambios apreciables en las fuerzas cortantes y los momentos en la punta.

Se ve en la Figura 13.19 que la presión del suelo hacia arriba es la mayor fuerza aplicada a la punta. Como esta presión es causada principalmente por la fuerza lateral H , se usa un factor de carga de 1.6 en los cálculos (la Sección 4.1 de esta obra muestra que todas las combinaciones de carga incluyendo las cargas del suelo tienen un factor de carga de 1.6 asociado con H). El momento máximo para diseño se toma en la cara del vástago, aunque se supone que la fuerza cortante máxima para diseño ocurre a una distancia d de la cara del vástago, porque la reacción en la dirección de la fuerza cortante no introduce compresión en la punta de la zapata. El proyectista común diseña el espesor de la punta del mismo tamaño que el espesor del talón, pero esto no tiene que hacerse así necesariamente.

Es una práctica usual en la construcción de muros de retención proporcionar una llave de amarre por cortante entre la base del vástago y la zapata. Esta práctica, aunque no es errónea, es de dudoso valor. La llave se forma normalmente colocando un madero biselado de 2 plg \times 4 plg o de 2 plg \times 6 plg en la parte superior de la zapata, como se muestra en la Figura 13.20. Cuando el concreto fragua, el madero se retira y al colarse el vástago se forma la llave. Se ha vuelto más común simplemente raspar la superficie

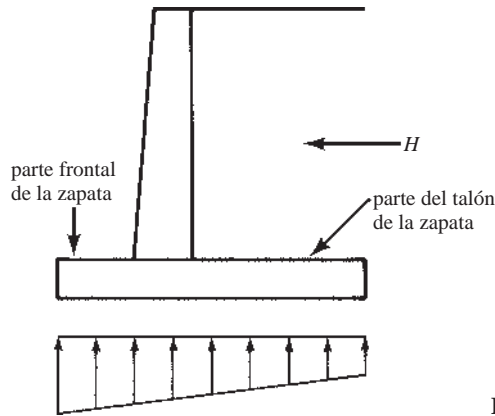


Figura 13.19 Distribución supuesta de los esfuerzos del suelo en la base.

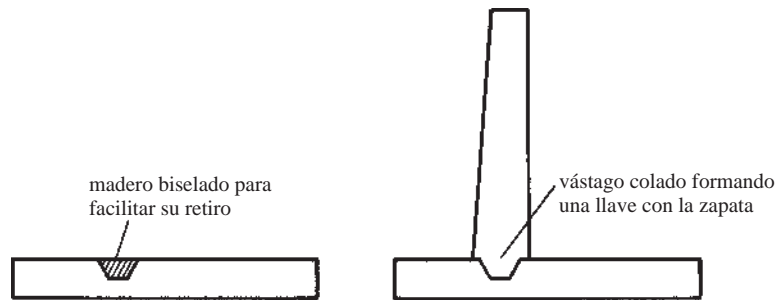


Figura 13.20 Llave para una capacidad mejorada de fuerza cortante.

de la zapata sobre la que se colará el vástago. Esta práctica parece ser tan satisfactoria como el uso de una llave.

En el Ejemplo 13.3, se seleccionan varillas del #8 a 6 plg entre centros para el acero vertical en la base del vástago. Estas varillas pueden empotrarse en la zapata con fines de anclaje o pueden usarse espigas iguales al acero del vástago para la transferencia. Este último procedimiento es bastante común porque es difícil mantener el acero del vástago en posición mientras se cuele el concreto de la base.

La longitud de anclaje requerida para las varillas #8 dentro de la zapata o para las espigas #8, es de 33 plg, cuando $f_y = 60\,000 \text{ lb/plg}^2$ y $f'_c = 3\,000 \text{ lb/plg}^2$. Esta longitud no puede obtenerse verticalmente en la zapata de 1 pie 6 plg, a menos que las varillas o las espigas se doblen como en la Figura 13.21a) o se prolonguen a través de la zapata hacia un espolón en la base, como se muestra en la Figura 13.21b).

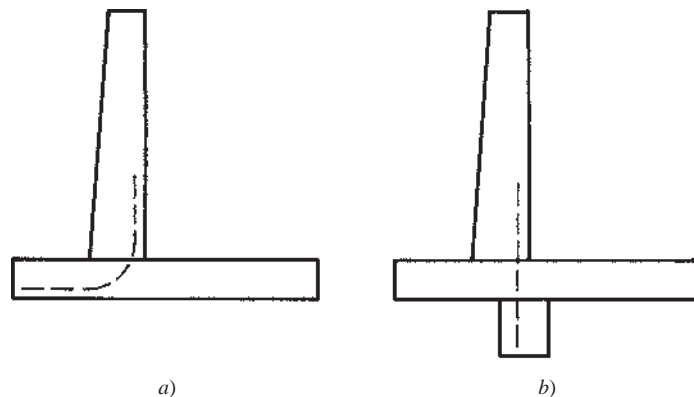


Figura 13.21 Opciones de anclaje de las varillas.

En realidad, la longitud de anclaje requerida puede reducirse si se usa un número mayor de espigas más pequeñas. Por ejemplo, si se usan espigas #6, ℓ_d es de 20 plg.

Si en vez de espigas las varillas verticales de la pared se empotran en la zapata, éstas no deben prolongarse hasta el vástago más de 8 pies o 10 pies antes de empalmarlas, porque entonces son difíciles de manejar en la construcción y pueden fácilmente desalinearse, o aun romperse. De hecho, como puede verse en la Figura 13.21a), tal disposición del acero de la pared puede en ocasiones resultar muy económico.

El momento flexionante en el vástago disminuye rápidamente arriba de la base; en consecuencia, la cantidad del refuerzo puede reducirse en forma proporcional. Debe recordarse que esas varillas pueden cortarse sólo de acuerdo con los requisitos para longitud de anclaje del Código ACI.

El Ejemplo 13.3 ilustra el diseño detallado de un muro de retención en voladizo. Se proporcionan en la solución varias observaciones y comentarios importantes que deben leerse cuidadosamente.

EJEMPLO 13.3

Terminar el diseño del muro de retención en voladizo cuyas dimensiones se estimaron en el ejemplo 13.2 y se muestran en la figura 13.22, si $f'_c = 3\,000 \text{ lb/plg}^2$, $f_y = 60\,000 \text{ lb/plg}^2$, $q_a = 4\,000 \text{ lb/pie}^2$ y el coeficiente de fricción por deslizamiento es igual a 0.50 para concreto sobre suelo. Use una ρ aproximadamente igual a $0.18 f'_c / f_y$ para mantener un control razonable de la deflexión.

Solución

Los factores de seguridad contra el volteo, el deslizamiento y las presiones del suelo bajo el talón y la punta, se calculan usando las cargas reales sin factorizar.

$$\text{Factor de seguridad contra volteo} = \frac{149\,456 \text{ pie-lb}}{70\,560 \text{ pie-lb}} = 2.12 > 2.00$$

OK

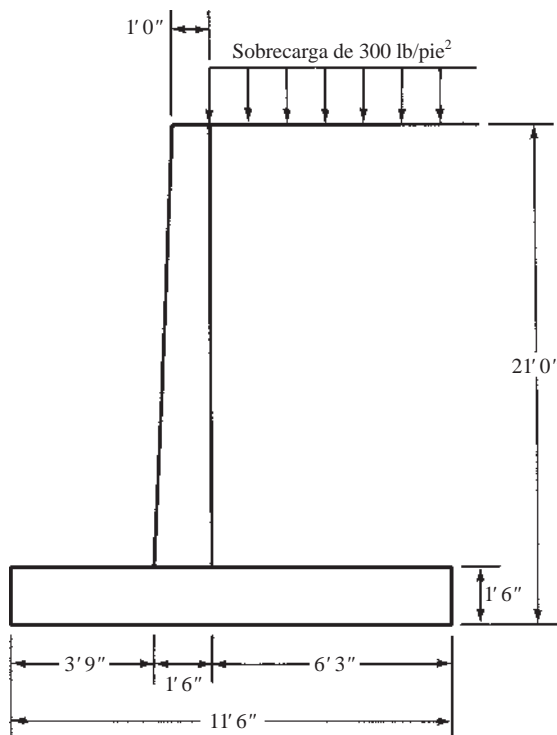


Figura 13.22 Dimensiones de un muro de retención para el Ejemplo 13.3.

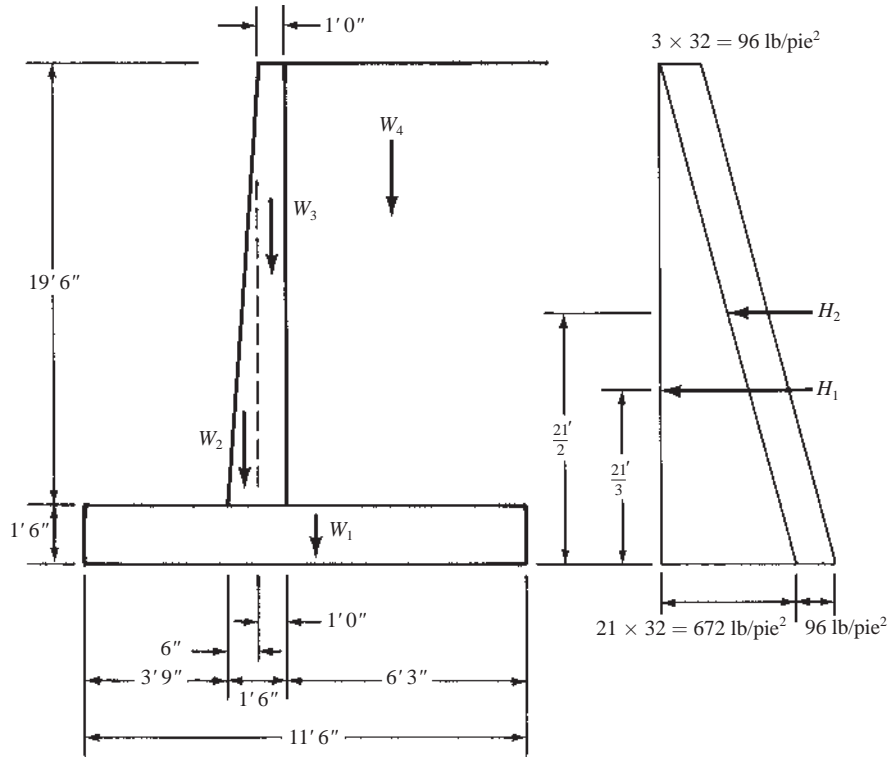


Figura 13.23 Fuerzas que actúan sobre el muro de retención del Ejemplo 13.3.

Factor de seguridad contra volteo (con referencia a la Figura 13.23)

Momento de volteo		
Fuerza	Brazo del momento	Momento
$H_1 = (\frac{1}{2})(21 \text{ pies})(672 \text{ lb/pie}^2) = 7\,056 \text{ lb}$	$\times 7.00 \text{ pies}$	$= 49\,392 \text{ pie-lb}$
$H_2 = (21 \text{ pies})(96 \text{ lb/pie}^2) = 2\,016 \text{ lb}$	$\times 10.50 \text{ pies}$	$= 21\,168 \text{ pie-lb}$
Total		70 560 pie-lb

Momento resistente		
Fuerza	Brazo del momento	Momento
$W_1 = (1.5 \text{ pies})(11.5 \text{ pies})(150 \text{ lb/pie}^3) = 2\,588 \text{ lb}$	$\times 5.75 \text{ pies}$	$= 14\,881 \text{ pie-lb}$
$W_2 = (\frac{1}{2})(19.5 \text{ pies})(\frac{6}{12} \text{ pies})(150 \text{ lb/pie}^3) = 731 \text{ lb}$	$\times 4.08 \text{ pies}$	$= 2\,982 \text{ pie-lb}$
$W_3 = (19.5 \text{ pies})(\frac{12}{12} \text{ pies})(150 \text{ lb/pie}^3) = 2\,925 \text{ lb}$	$\times 4.75 \text{ pies}$	$= 13\,894 \text{ pie-lb}$
$W_4 = (22.5 \text{ pies})(6.25 \text{ pies})(100 \text{ lb/pie}^3) = 14\,062 \text{ lb}$	$\times 8.37 \text{ pies}$	$= 117\,699 \text{ pie-lb}^*$
$R_v = 20\,306 \text{ lb}$	M	$= 149\,456 \text{ pie-lb}$

*Incluye la sobrecarga.

Factor de seguridad contra deslizamiento

Aquí se desprecia la presión pasiva contra el muro. Normalmente se considera que el factor de seguridad debe ser por lo menos igual a 1.5. Si no es satisfactorio, una zapata un poco más ancha del lado del talón se encargará fácilmente de la situación. Además de o en lugar de esta solución, puede usarse un espolón, tal vez de 1 pie 6 plg \times 1 pie 6 plg (tamaño seleccionado para suministrar suficiente longitud de desarrollo para las dovelas seleccionadas posteriormente en este diseño). Aquí no se dedica espacio para mejorar este factor de seguridad.

$$\text{Fuerza que causa el deslizamiento} = H_1 + H_2 = 9\,072 \text{ lb}$$

$$\text{Fuerza resistente} = \mu R_v = (0.50)(20\,306 \text{ lb}) = 10\,153 \text{ lb}$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{10\,153 \text{ lb}}{9\,072 \text{ lb}} = 1.12 < 1.50$$

No sirve**Presiones del suelo en la zapata**

$R_v = 20\,306 \text{ lb}$ localizada a una distancia \bar{x} de la punta de la zapata

$$\bar{x} = \frac{149\,456 \text{ pie-lb} - 70\,560 \text{ pie-lb}}{20\,306 \text{ lb}} = \frac{78\,896 \text{ pie-lb}}{20\,306 \text{ lb}} = 3.89 \text{ pies}$$

Justo dentro del tercio medio

$$\text{Presión del suelo} = -\frac{R_v}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

$$A = (1 \text{ pies})(11.5 \text{ pies}) = 11.5 \text{ pie}^2$$

$$I = \left(\frac{1}{12}\right)(1 \text{ pies})(11.5 \text{ pies})^3 = 126.74 \text{ pie}^4$$

$$f_{\text{punta}} = -\frac{20\,306 \text{ lb}}{11.5 \text{ pie}^2} - \frac{(20\,306 \text{ lb})(5.75 \text{ pies} - 3.89 \text{ pies})(5.75 \text{ pies})}{126.74 \text{ pie}^4}$$

$$= -1\,766 \text{ lb/pie}^2 - 1\,714 \text{ lb/pie}^2 = -3\,480 \text{ lb/pie}^2$$

$$f_{\text{talón}} = -1\,766 \text{ lb/pie}^2 + 1\,714 \text{ lb/pie}^2 = -52 \text{ lb/pie}^2$$

Diseño del vástago

Las fuerzas laterales aplicadas al vástago se calculan usando un factor de carga de 1.6 como se muestra en la Figura 13.24.

Diseño del vástago por momento

$$M_u = (H_1)(6.50 \text{ pies}) + (H_2)(9.75 \text{ pies}) = (9\,734 \text{ lb})(6.50 \text{ pies}) + (2\,995 \text{ lb})(9.75 \text{ pies})$$

$$M_u = 92\,472 \text{ pie-lb}$$

Use

$$\rho = \text{aproximadamente} \frac{0.18f'_c}{f_y} = \frac{(0.18)(3\,000) \text{ lb/plg}^2}{60\,000 \text{ lb/plg}^2} = 0.009$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = 482.6 \text{ lb/plg}^2 \text{ (del Apéndice A, Tabla A.12)}$$

$$b d^2 = \frac{(12 \text{ plg/pie})(92\,472 \text{ pie-lb})}{(0.9)(482.6 \text{ lb/plg}^2)} = 2\,555 \text{ plg}^3$$

$$d = \sqrt{\frac{2\,555 \text{ plg}^3}{12 \text{ plg}}} = 14.59 \text{ plg}$$

$$h = 14.59 \text{ plg} + 2 \text{ plg} + \frac{1 \text{ plg}}{2} = 17.09 \text{ plg}$$

Digamos 18 plg ($d = 15.50 \text{ plg}$)

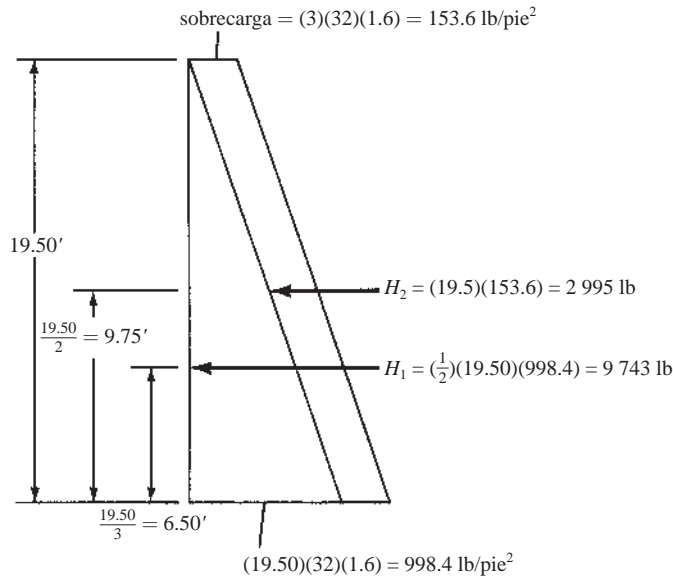


Figura 13.24 Fuerzas laterales del relleno y de la sobrecarga.

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{(12 \text{ plg/pie})(92\,472 \text{ pie-lb})}{(0.90)(12 \text{ plg})(15.5 \text{ plg})^2} = 427.7 \text{ lb/plg}^2$$

$$\rho = 0.00786 \quad (\text{de la Tabla A.12 del Apéndice A})$$

$$A_s = (0.00786)(12 \text{ plg})(15.5 \text{ plg}) = 1.46 \text{ plg}^2 \quad \underline{\text{Use \#8 @ 6 plg (1.57 plg}^2\text{/pie)}}$$

$$\text{Mínima } \rho \text{ vertical según la Sección 11.6.1 del Código ACI} = 0.0015 < \frac{1.57 \text{ plg}^2}{(12 \text{ plg})(15.5 \text{ plg})} = 0.0084 \quad \underline{\text{OK}}$$

$$\begin{aligned} \text{Mínima } A_s \text{ horizontal} &= (0.0025)(12 \text{ plg})(\text{promedio del vástago } t) \\ &= (0.0025)(12 \text{ plg})\left(\frac{12 \text{ plg} + 18 \text{ plg}}{2}\right) = 0.450 \text{ plg}^2 \end{aligned}$$

(digamos un tercio en la cara interior y dos tercios en la cara exterior)

$$\underline{\underline{\text{Use \#4 a } 7\frac{1}{2} \text{ plg en la cara exterior y \#4 a 15 plg en la cara interior}}}$$

Revisión del esfuerzo cortante en el vástago

En realidad, puede usarse V_u a una distancia d de la parte superior de la zapata, pero por simplicidad.

$$V_u = H_1 + H_2 = 9\,734 \text{ lb} + 2\,995 \text{ lb} = 12\,729 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 2\lambda \sqrt{f'_c} b d = (0.75)(2)(1.0)(\sqrt{3\,000} \text{ lb/plg}^2)(12 \text{ plg})(15.5 \text{ plg}) \\ &= 15\,281 \text{ lb} > 12\,729 \text{ lb} \end{aligned}$$

OK

Diseño del talón

La presión del suelo hacia arriba se desprecia conservadoramente y se usa un factor de carga de 1.2 para calcular el cortante y el momento, porque el suelo y el concreto constituyen la carga.

$$V_u = (22.5 \text{ pies})(6.25 \text{ pies})(100 \text{ lb/pie}^3)(1.2) + (1.5 \text{ pies})(6.25 \text{ pies})(150 \text{ lb/pie}^3)(1.2) = 18\,563 \text{ lb/pie}$$

$$\phi V_c = (0.75)(2)(1.0)(\sqrt{3\,000} \text{ lb/pie}^2)(12 \text{ plg})(14.5 \text{ plg}) = 14\,295 \text{ lb} < 18\,563 \text{ lb}$$

No es satisfactorio

Ensaye un peralte de 24 plg ($d = 20.5$ plg)

Si se desprecia el ligero cambio de V_u con el peralte diferente

$$\begin{aligned}\phi V_c &= (0.75)(2)(1.0)(\sqrt{3\,000}\text{ lb/plg}^2)(12\text{ plg})(20.5\text{ plg}) \\ &= 20\,211\text{ lb} > 18\,563\text{ lb}\end{aligned}$$

OK

$$M_u \text{ en la cara de la pared} = (18\,563\text{ lb})\left(\frac{6.25\text{ pies}}{2}\right) = 58\,009\text{ pie-lb}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{(12\text{ plg/pie})(58\,009\text{ pie-lb})}{(0.9)(12\text{ plg})(20.5\text{ plg})^2} = 153\text{ lb/plg}^2$$

$$\rho = \rho_{\min}$$

Use $\rho = 0.00333$

$$A_x = (0.00333)(12\text{ plg})(20.5\text{ plg}) = 0.82\text{ plg}^2/\text{pie}$$

Use varillas #8 @ 11 plg

La ℓ_d se calcula con la Ecuación 25.4.2.3a del ACI para varillas superiores del #8 con $c_b = 2.50$ plg y $K_{tr} = 0$ es 43 plg < 72 plg disponibles. OK

En la Figura 13.25 se muestra el refuerzo del talón.

Nota: el acero por temperatura y contracción se considera normalmente innecesario en el talón y en la punta. Sin embargo, el autor ha colocado varillas #4 separadas a 18 plg en la dirección larga, como se muestra en las Figuras 13.25 y 13.27, para servir como separadores para el acero de flexión y para formar mallas con el refuerzo.

Diseño de la punta

Para cargas de servicio, las presiones del suelo antes determinadas se multiplican por un factor de carga de 1.6 porque son causadas principalmente por fuerzas laterales, como se muestra en la Figura 13.26.

$$V_u = 10\,440\text{ lb} + 7\,086\text{ lb} = 17\,526\text{ lb}$$

(La fuerza cortante puede calcularse a una distancia d de la cara del vástago porque la reacción en la dirección del corte introduce compresión en la punta de la losa, pero esta ventaja se desprecia porque 17 526 lb es menor que el cortante de 19 125 lb en el talón, que fue satisfactoria.)

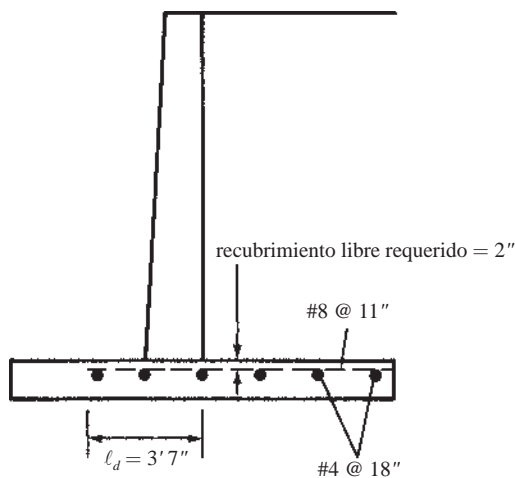


Figura 13.25 Refuerzo del talón.

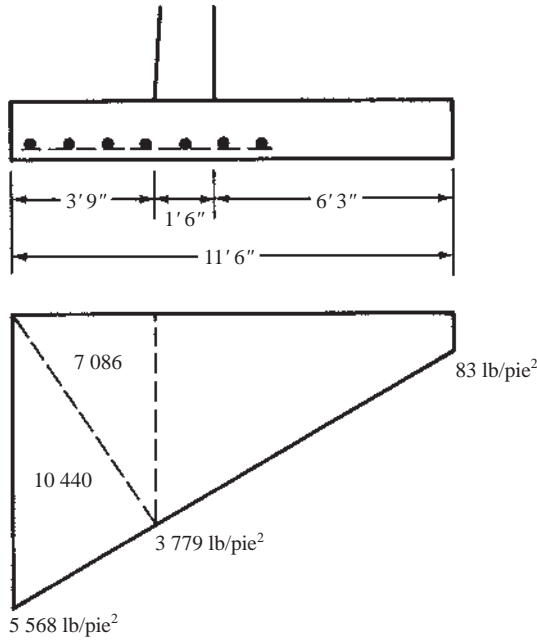


Figura 13.26 Reacciones del suelo.

$$M_u \text{ en la cara del vástago} = (7\,086 \text{ lb}) \left(\frac{3.75 \text{ pies}}{3} \right) + (10\,440 \text{ lb}) \left(\frac{2}{3} \times 3.75 \text{ pies} \right) = 34\,958 \text{ pie-lb}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{(12 \text{ plg/pie})(34\,958 \text{ pie-lb})}{(0.9)(12 \text{ plg})(20.5 \text{ plg})^2} = 92 \text{ lb/plg}^2$$

$$\rho = \text{menor que } \rho_{\min}$$

Por tanto, use

$$\frac{200}{60\,000 \text{ lb/plg}^2} = 0.00333$$

$$A_s = (0.00333)(12 \text{ plg})(20.5 \text{ plg}) = 0.82 \text{ plg}^2/\text{pie}$$

Use varillas #8 @ 11 plg

La ℓ_d requerida se calcula con la Ecuación 25.4.2.3a del ACI para varillas inferiores del #8 con $c_b = 2.50 \text{ plg}$ y $K_{tr} = 0$ igual a $33 \text{ plg} < 42 \text{ plg}$ disponibles. OK

En la Figura 13.27 se muestra el refuerzo de la punta.

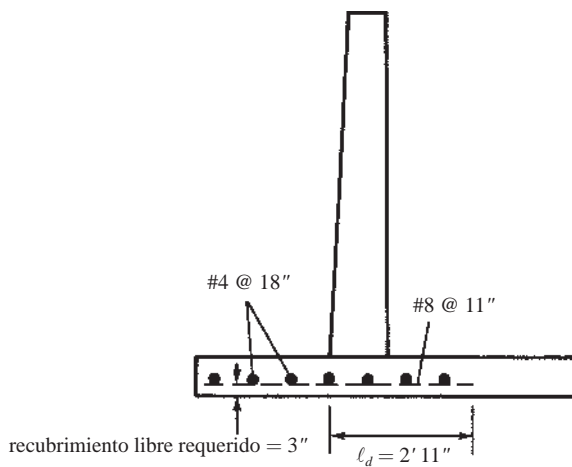


Figura 13.27 Refuerzo de la punta.

Tabla 13.1

Distancia desde la parte superior del vástago (pie)	M_u (pie-lb)	d efectiva del vástago (plg)	ρ	A_s requerida (plg ² /pie)	Varillas necesarias
5'	2 987	11.04	Use $\rho_{\min} = 0.00333$	0.44	#8 @ 18 plg
10'	16 213	12.58	Use $\rho_{\min} = 0.00333$	0.50	#8 @ 18 plg
15'	46 080	14.12	0.00452	0.77	#8 @ 12 plg
19.5'	92 472	15.50	0.00786	1.46	#8 @ 6 plg

Selección de espigas y longitudes del refuerzo vertical del vástago

La selección detallada de las longitudes de las varillas verticales en el vástago se omite aquí para ahorrar espacio y sólo se presentan unos cuantos comentarios generales. La Tabla 13.1 muestra los momentos flexionantes reducidos en el vástago y también las correspondientes reducciones en el refuerzo requerido.

Después de considerar los posibles arreglos del acero en la Figura 13.21 y las áreas requeridas de acero en diferentes alturas en la Tabla 13.1, los autores decidieron usar espigas para la transmisión de la carga a la base de la pared.

Usar espigas #8 a cada 6 plg penetrando 33 plg en zapata y llave

Si estas espigas se empalman al refuerzo vertical del vástago, con no más de la mitad de las varillas empalmadas dentro de la longitud requerida de traslape, los empalmes serán de la clase B (Sección 25.5.2.1 del Código ACI) y sus longitudes de traslape deberán ser iguales al menos a $1.3 \ell_d = (1.3)(33) = 43$ plg. Por tanto, se usarán dos longitudes de espigas: la mitad de ellas, con 3 pies 7 plg en el vástago y la otra mitad con 7 pies 2 plg poniendo las varillas #7 sobre ellas, la mitad llegando hasta la parte superior del muro y la otra mitad hasta la mitad de la altura. En realidad, puede hacerse un diseño más refinado que implica cortar más varillas. Para tal diseño, es muy útil un diagrama que compare el área de acero teóricamente requerido a varias alturas del vástago con el acero realmente proporcionado. Recuerde que las varillas cortadas deben prolongarse por lo menos una distancia d o 12 diámetros más allá de su punto teórico de corte y deben cumplir también los requisitos necesarios de la longitud de anclaje (Secciones 7.7.3.3 y 11.1.4 del Código ACI).

13.11 GRIETAS Y JUNTAS EN LOS MUROS

Las grietas horizontales objetables son raras en los muros de retención porque sus caras de compresión son las visibles. Cuando aquéllas se presentan, usualmente se debe a un diseño estructural que no es satisfactorio y no a una contracción. En el Capítulo 6 de este libro se presentó el procedimiento del ACI (Sección 24.3.1) para limitar el tamaño de las grietas en las zonas de tensión de las vigas y las losas en una dirección. Estos requisitos pueden aplicarse al acero vertical del muro de retención. Sin embargo, generalmente son innecesarios porque el acero vertical está sobre el lado de la tierra del muro.

Por otra parte, las grietas verticales en muros son bastante comunes, a menos que se usen suficientes juntas de construcción. Las grietas verticales están relacionadas con el alivio de los esfuerzos de tensión debido a la contracción, provocando que las fuerzas de tensión resultantes excedan la capacidad del acero longitudinal.

Pueden usarse juntas de construcción tanto en sentido horizontal como vertical entre colados sucesivos de concreto. Se puede limpiar la superficie del concreto endurecido dándole una textura rugosa, o bien se pueden usar llaves de amarre, como se muestra en la Figura 13.28a) para formar juntas horizontales de construcción.

Si el concreto está impedido de moverse libremente al contraerse, acaso por estar unido a partes más rígidas de la estructura, se agrietará en las zonas débiles. Las juntas de contracción son zonas débiles construidas así para que las fallas por contracción ocurran en los lugares preparados. Cuando

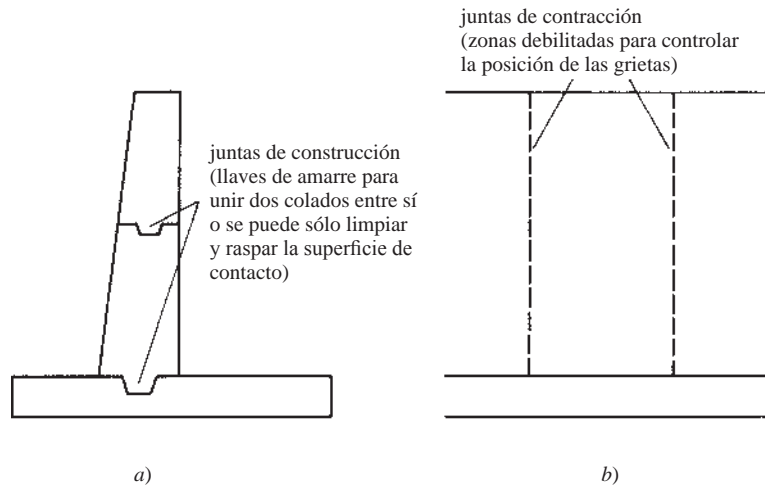


Figura 13.28 Ejemplos de juntas de construcción.

los esfuerzos de tensión por contracción son muy grandes, separan esas juntas de contracción y forman grietas nítidas, en vez de las grietas retorcidas que de otra manera se podrían presentar. Además de servir para los problemas de contracción, estas juntas sirven para los asentamientos diferenciales. Deben estar separadas a intervalos del orden de 25 pies entre centros. Generalmente, las juntas se construyen con bandas de caucho que se dejan en el sitio o bien con piezas de madera que posteriormente se retiran y se calafatea la junta.

Las juntas de expansión son juntas verticales que separan completamente las diferentes partes de un muro. Se colocan aproximadamente entre 50 pies y 100 pies entre centros. Generalmente, las varillas de refuerzo atraviesan todas las juntas para mantener el alineamiento horizontal y vertical. Cuando las varillas atraviesan una junta, uno de sus extremos a un lado de la junta se engrasa o se envaina en una cubierta para que pueda darse la expansión deseada.



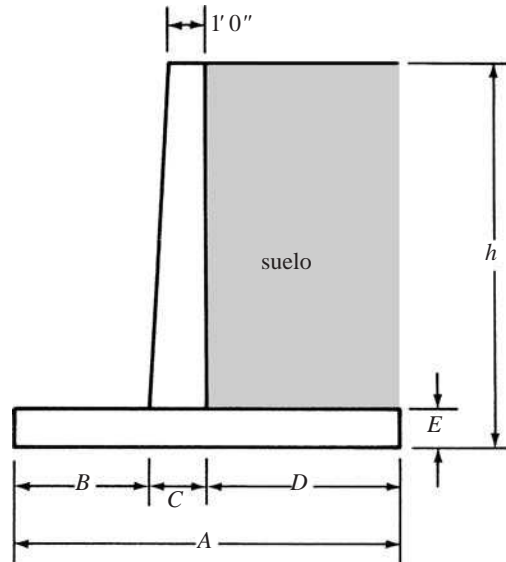
World Trade Center Uno, ciudad de Nueva York, Nueva York.
(Cortesía de EFCO Corp.)

Es difícil estimar la cantidad de contracción o expansión de un muro dado porque éste debe deslizarse sobre el suelo subyacente y la resistencia por fricción resultante puede ser de tal magnitud que el movimiento se reduzca considerablemente o incluso sea impedido. Un valor aproximado para el ancho de una junta de expansión puede determinarse con la siguiente expresión, en la cual ΔL es el cambio de longitud, L es la distancia entre juntas, ΔT es el cambio estimado de temperatura y 0.000005 por unidad de longitud y por grado Fahrenheit es el coeficiente estimado de contracción del muro.

$$\Delta L = (0.000005L)(\Delta T)$$

PROBLEMAS

En los Problemas 13.1 a 13.4, use la ecuación de Rankine para calcular la fuerza activa horizontal total y el momento de volteo para el muro mostrado en la siguiente figura. Suponga que $\phi = 30^\circ$ y que el suelo pesa 100 lb/pie³. Desprecie el terreno sobre la punta del muro para cada muro.



Problema	A	B	C	D	E	h
13.1	8 pies 0 plg	2 pies 0 plg	1 pies 6 plg	4 pies 6 plg	1 pies 3 plg	14 pies 0 plg
13.2	10 pies 6 plg	2 pies 6 plg	1 pies 9 plg	6 pies 3 plg	1 pies 6 plg	18 pies 0 plg
13.3	11 pies 30 plg	3 pies 6 plg	1 pies 6 plg	6 pies 0 plg	1 pies 6 plg	20 pies 0 plg
13.4	12 pies 6 plg	4 pies 0 plg	1 pies 6 plg	7 pies 0 plg	2 pies 9 plg	22 pies 0 plg

(Respuesta al Problema 13.1: 3 266 lb; 15 242 pie-lb)

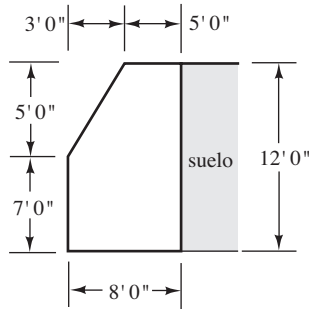
(Respuesta al Problema 13.3: 6 666 lb; 44 440 pie-lb)

Problema 13.5 Repita el Problema 13.1 si δ es igual a 20° . (Resp. 4 059 lb; 18 943 pie-lb)

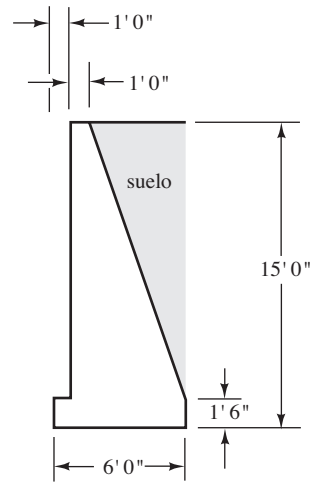
Problema 13.6 Repita el Problema 13.3 si δ es igual a $23^\circ 40'$ pies.

En los Problemas 13.7 a 13.9 determine los factores de seguridad contra volteo y deslizamiento para los muros de gravedad y semigravedad mostrados si $\phi = 30^\circ$ y el coeficiente de fricción (concreto sobre suelo) es 0.5. Calcule también la presión del suelo bajo la punta y el talón de cada zapata. El suelo pesa 100 lb/pie^3 y el concreto simple usado en la zapata pesa 145 lb/pie^3 . Determine las presiones horizontales usando la ecuación de Rankine.

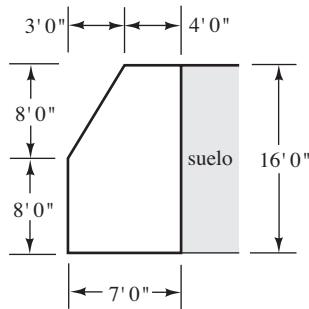
Problema 13.7 (Resp. 5.69, 2.67, $-2\,193 \text{ lb/pie}^2$, $-1\,015 \text{ lb/pie}^2$)



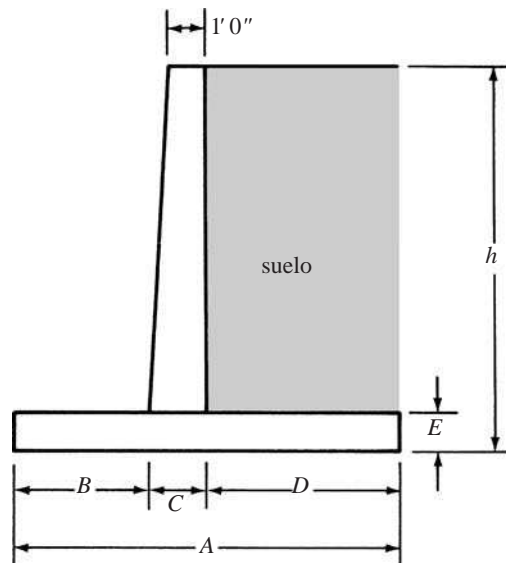
Problema 13.9 (Resp. 1.73, 1.32, $-4\,739 \text{ lb/pie}^2$, 0 lb/pie^2)



Problema 13.8



En los Problemas 13.10 a 13.13, si el coeficiente de Rankine k_a es igual a 0.75, el peso del suelo es 110 lb/pie^3 , el peso del concreto es 150 lb/pie^3 y el coeficiente de fricción (concreto sobre suelo) es igual a 0.55, determine los factores de seguridad contra volteo y deslizamiento para el muro mostrado en la siguiente figura.



Problema	A	B	C	D	E	h
13.10	8 pies 0 plg	2 pies 0 plg	1 pies 0 plg	5 pies 0 plg	1 pies 3 plg	14 pies 0 plg
13.11	11 pies 0 plg	2 pies 6 plg	1 pies 6 plg	7 pies 0 plg	1 pies 6 plg	15 pies 0 plg
13.12	13 pies 6 plg	4 pies 0 plg	1 pies 6 plg	8 pies 0 plg	1 pies 6 plg	18 pies 0 plg
13.13	14 pies 0 plg	3 pies 6 plg	1 pies 6 plg	9 pies 0 plg	2 pies 9 plg	20 pies 0 plg

(Respuesta al Problema 13.11: 2.70, 0.93.)

(Respuesta al Problema 13.13: 2.41, 0.86.)

Problema 13.14 Repita el Problema 13.4 suponiendo una sobrecarga de 200 lb/pie². Calcule el momento de volteo.

Problema 13.15 Repita el Problema 13.9 suponiendo una sobrecarga de 200 lb/pie². (Resp. 13.6, 1.12, -8 089 lb/pie², 0 lb/pie².)

Problema 13.16 Repita el Problema 13.12 suponiendo una sobrecarga de 330 lb/pie². Determine también las presiones del suelo en la punta y en el talón.

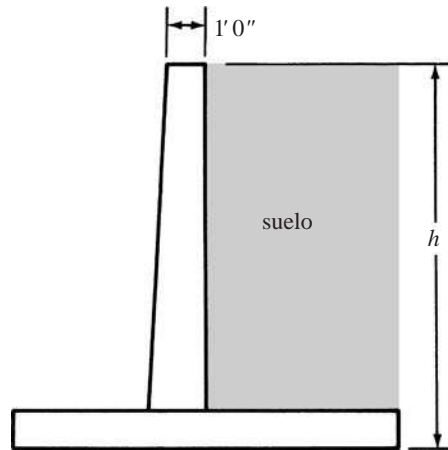
En los Problemas 13.17 a 13.20, determine las dimensiones aproximadas de los muros de retención, verifique los factores de seguridad contra volteo y deslizamiento; calcule las presiones del suelo para el muro mostrado. Determine también el espesor requerido del vástago en su base y seleccione el refuerzo vertical ahí, usando $f_y = 60\,000$ lb/plg², $f'_c = 3\,000$ lb/plg², $q_a = 5\,000$ lb/pie², $\rho =$ aproximadamente $0.18 f'_c / f_y$, ángulo de fricción interna = $33^\circ 40'$ y coeficiente de fricción deslizante (concreto sobre suelo) = 0.45. Peso del suelo = 100 lb/pie³. Peso del concreto = 150 lb/ pie³.

Problema	h	Sobrecarga
13.17	12 pies 0 plg	Ninguna
13.18	14 pies 9 plg	Ninguna
13.19	18 pies 0 plg	Ninguna
13.20	22 pies 0 plg	200 lb/pie ²

(Respuesta al Problema 13.17: 6 pies de ancho, factor de seguridad por volteo = 2.62.)

(Respuesta al Problema 13.19: 8 pies 6 plg de ancho, factor de seguridad por volteo = 2.30.)

En los Problemas 13.21 a 13.23, determine la misma información requerida para los Problemas 13.17 a 13.20 con los mismos datos, pero diseñe los talones en vez de los vástagos.



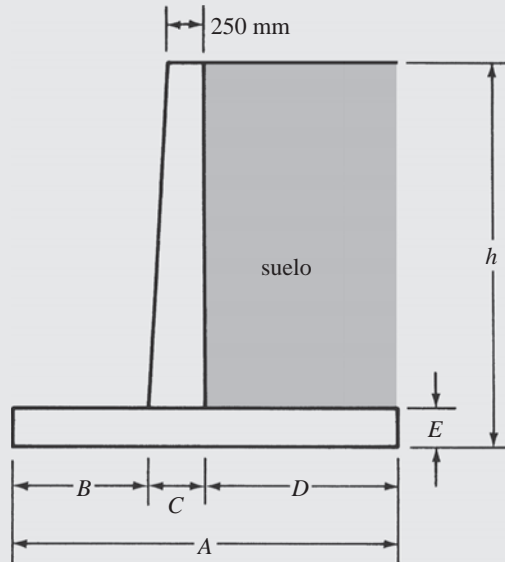
Problema	h	Sobrecarga
13.21	14 pies 0 plg	Ninguna
13.22	18 pies 0 plg	300 lb/pie ²
13.23	20 pies 0 plg	300 lb/pie ² comenzando a 4 pies 0 plg de la cara interior del muro

(Respuesta al Problema 13.21: 6 pies 6 plg de ancho, factor de seguridad por volteo = 2.24.)

(Respuesta al Problema 13.23: 10 pies 3 plg de ancho, factor de seguridad por volteo = 2.16.)

Problemas con unidades del SI

En los Problemas 13.24 a 13.26, use la ecuación de Rankine para calcular la fuerza horizontal total y el momento de volteo para el muro mostrado. Suponga que $\sin \phi = 0.5$ y un peso del suelo de 16 kN/m^3 .

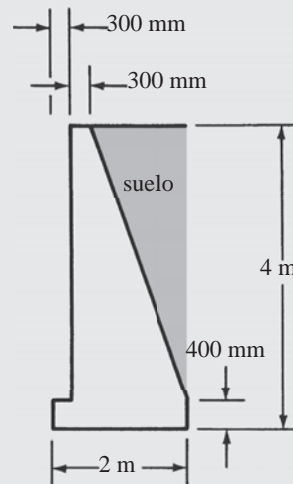


Problema	A (m)	B (mm)	C (mm)	D (m)	E (mm)	h (m)
13.24	2.700	700	500	1.500	500	6
13.25	2.400	600	500	1.300	450	4
13.26	3.150	800	550	1.800	500	8

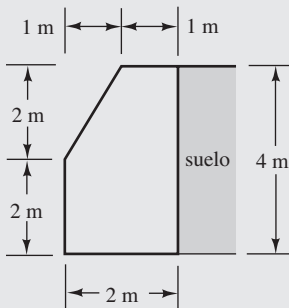
(Respuesta al Problema 13.25: 42 624 kN, 56 832 kN-m)

En los Problemas 13.27 y 13.28, determine los factores de seguridad contra volteo y contra deslizamiento para los muros de gravedad y semigravedad mostrados si $f = 30^\circ$ y el coeficiente de deslizamiento (concreto sobre suelo) es 0.45. Calcule también la presión del suelo bajo la punta y el talón de cada zapata. El suelo pesa 16 kN/m^3 y el concreto simple usado en las zapatas pesa 22.7 kN/m^3 .

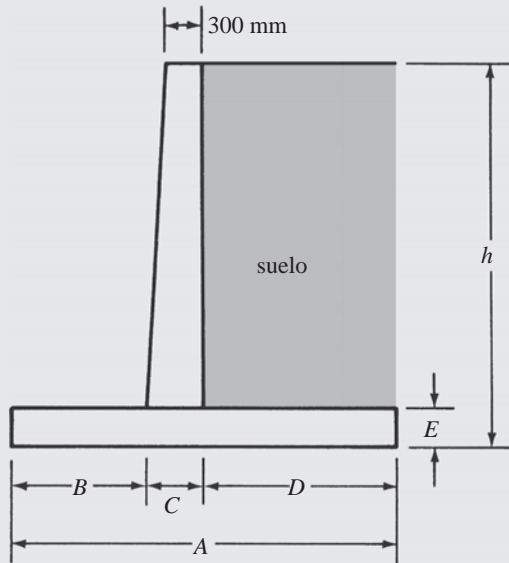
Problema 13.28



Problema 13.27 (Resp. 3.06, 1.68, -141.87 kN/m^2 , -17.03 kN/m^2 .)



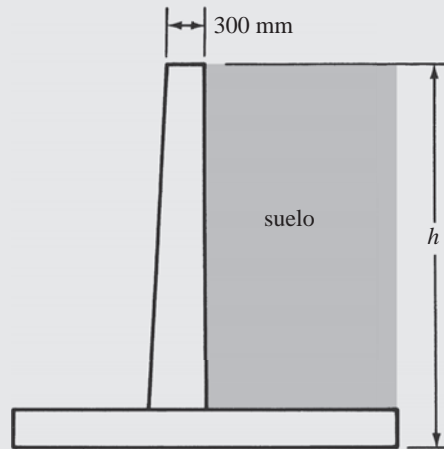
En los Problemas 13.29 y 13.30, si el coeficiente de Rankine es igual a 0.35, el peso del suelo es 16 kN/m^3 , el peso del concreto es 23.5 kN/m^3 y el coeficiente de fricción (concreto sobre suelo) es igual a 0.50, determine los factores de seguridad contra el volteo y el deslizamiento para el muro mostrado.



Problema	A (m)	B (m)	C (mm)	D (m)	E (mm)	h (m)
13.29	5	1.5	500	3.0	800	7
13.30	4	1.5	300	2.2	700	5

(Respuesta al Problema 13.29: 4.31, 1.64)

En los Problemas 13.31 a 13.33, escoja dimensiones aproximadas para el muro de retención en voladizo mostrado y determine el refuerzo requerido en la base del vástago usando esas dimensiones y los siguientes datos: $f'_c = 21 \text{ Mpa}$, $f_y = 420 \text{ MPa}$, $\rho =$ aproximadamente $\frac{3}{8} \rho_{bal}$, ángulo de fricción interna $33^\circ 40'$, peso del suelo = 16 kN/m^3 y peso del concreto reforzado = 23.5 kN/m^3 .



Problema	h (m)	Sobrecarga
13.31	4	Ninguna
13.32	6	Ninguna
13.33	7	4 kN/m

(Respuesta al Problema 13.31: usar 320 mm en la base del vástago con $d = 250 \text{ mm}$ y varillas #16 @ 225 mm en acero vertical.)
 (Respuesta al Problema 13.33: Usar 560 mm en la base del vástago con $d = 490 \text{ mm}$ y varillas #25 @ 225 mm en acero vertical.)