

MODELO DE LA BERMA DE CORTANTE PARA ANÁLISIS DE ESTABILIDAD A CORTO PLAZO EN CONDICIONES NO DRENADAS DE TALUDES HOMOGÉNEOS Y VERTICALES¹

Juan Carlos Carvajal², Carlos Estuardo Ventura³

Resumen: En este artículo se propone un modelo bidimensional de equilibrio límite para la determinación directa de la superficie de falla, la profundidad y localización del agrietamiento vertical, y el factor de seguridad mínimo a corto plazo en condiciones no drenadas de taludes homogéneos y verticales en suelos finos cohesivos saturados. El modelo se basa en los estados de falla activo y pasivo del suelo y en los mecanismos de falla por cortante y por flexión. El mecanismo de falla basado en el deslizamiento de una masa rígida de suelo sobre una superficie circular es comparado contra el modelo propuesto.

Palabras clave: análisis límite, berma de cortante, taludes verticales.

SHEAR BERM MODEL FOR STABILITY ANALYSIS UNDER UNDRAINED CONDITIONS OF HOMOGENEOUS VERTICAL SLOPES

Abstract: A 2-D limit equilibrium model is proposed to evaluate, without iterative procedures, the failure surface, the depth and location of vertical cracking, and the minimum factor of safety under undrained conditions of homogeneous vertical slopes in saturated cohesive fine soils. The model is based on the active and passive limit states and the shear and bending failure mechanisms. The slip-circle failure mechanism is compared against the proposed model.

Keywords: limit equilibrium, shear berm, vertical slopes.

INTRODUCCIÓN

Las excavaciones son proyectos que requieren cuidado debido a la magnitud de los daños que se pueden originar por la movilización súbita de grandes volúmenes de suelo de los taludes. La evaluación de la estabilidad de éstos depende de la resistencia y la redistribución de los esfuerzos en la masa de suelo debido a la pérdida o reducción de confinamiento lateral y a las nuevas condiciones hidráulicas. El problema requiere de un análisis de esfuerzo-deformación-tiempo que considere el comportamiento visco-elasto-plástico y la conductividad hidráulica del suelo.

Este tipo de problema puede ser resuelto utilizando métodos numéricos tales como el de elementos finitos o las diferencias finitas, implementados actualmente en los programas de computador PLAXIS (Plaxis BV, 2005) y FLAC (Itasca, 2005), por ejemplo. El análisis exige al usuario no sólo un buen conocimiento de los métodos numéricos, de los programas de computador y de las limitaciones de los mismos; sino también de experiencia en el modelado geotécnico. Además, dependiendo de la complejidad del proyecto, se puede requerir de un tiempo considerable para armar, procesar e interpretar la información y los resultados del modelo analítico.

Una vía alterna para solucionar el problema es por medio del análisis de equilibrio límite o falla incipiente. Éste consiste en asumir un mecanismo de falla y comparar los esfuerzos inducidos contra la resistencia del sistema, ignorando la redistribución de los esfuerzos debido a la deformación y el tiempo. Estos análisis han ganado popularidad en la ingeniería práctica debido a la sencillez de los modelos analíticos propuestos y a la rápida evaluación de resultados. Lo anterior da una idea aproximada de la solución a un costo numérico mucho menor.

Uno de los métodos de análisis de equilibrio límite de taludes que ha sido muy utilizado en la práctica es el Método

¹ Artículo recibido el 6 de febrero de 2006 y en forma revisada el 12 de febrero de 2007.

² Candidato Doctoral, Departamento de Ingeniería Civil, University of British Columbia, Vancouver, BC Canadá V6T 1Z4. E-mail: jccu@hotmail.com.

³ Profesor, Departamento de Ingeniería Civil, University of British Columbia, Vancouver, BC Canadá V6T 1Z4. E-mail: ventura@civil.ubc.ca.

Sueco. Bajo el título genérico de Método Sueco se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia (Pettersen, 1955; Juárez, 1996; Krahn, 2004). La estabilidad del talud se evalúa asumiendo diferentes centros y radios de giro de la superficie circular de falla hasta encontrar el menor valor del factor de seguridad. Los métodos de análisis límite consideran a la masa de suelo deslizante como un cuerpo rígido que moviliza la resistencia al esfuerzo cortante de cada estrato de suelo que es interceptado por la superficie de falla. Lo anterior implica que la estabilidad general está determinada por el promedio ponderado de las resistencias al corte de los estratos.

La superficie circular de falla ha sido adoptada en los métodos de equilibrio límite debido a la simplicidad del concepto y a la facilidad en los cálculos del factor de seguridad (Fröhlich, 1954). Sin embargo, ciertas fallas en taludes han quedado sin explicación desde el punto de vista de estos métodos. Por ejemplo, se ha observado que la pérdida o reducción local de confinamiento lateral en el pie de taludes estabilizados con algún sistema de retención producen una falla general aunque teóricamente el factor de seguridad siga siendo mayor a 1. Esto parece indicar que el deslizamiento de una masa rígida de suelo sobre una superficie circular continua no es el mecanismo de falla crítico en el análisis de equilibrio límite de taludes (Kjellamn, 1954; Juárez, 1957).

MODELO DE LA BERMA DE CORTANTE

Las bermas, o taludes inclinados, han sido utilizadas extensamente en la construcción geotécnica como un sistema económico para estabilizar estructuras de tierra. Presas, terraplenes y excavaciones son sólo algunos ejemplos en donde las bermas han resuelto con facilidad la inestabilidad de los taludes verticales. Con base en la capacidad estabilizadora de las bermas y en los estados plásticos de equilibrio en el suelo, se propone en este artículo un modelo bidimensional de equilibrio límite para análisis de estabilidad y evaluación de superficies de falla en taludes. Las hipótesis del modelo son:

- 1) La falla de los taludes es una respuesta natural del terreno para conformar la berma óptima confinante que resista el empuje activo de tierras.
- 2) La deformación para movilizar la resistencia al esfuerzo cortante es muy pequeña, pudiéndose considerar el suelo como un material rígido-plástico perfecto.
- 3) Los esfuerzos principales en la masa de suelo coinciden con la presiones en la dirección vertical y horizontal.

El modelo es llamado “Berma de Cortante” y se aplica en este artículo a taludes de excavaciones verticales en suelos finos cohesivos saturados y en condición no drenada bajo carga rápida. Esto facilita la explicación del modelo ya que se puede hacer el análisis considerando los esfuerzos totales y que la resistencia al corte no cambia por la pérdida de confinamiento lateral. También se asume que la sobrecarga está uniformemente distribuida sobre la corona horizontal del talud.

El modelo conserva la simplicidad en el concepto y en la evaluación que caracteriza a los métodos de análisis límite, con la ventaja adicional de no requerir del proceso iterativo para determinar la superficie de falla, la profundidad y localización del agrietamiento vertical, y el factor de seguridad mínimo del talud. Fallas locales que pueden desencadenar fallas generales son también explicadas por el modelo.

FALLA ACTIVA Y PASIVA EN EXCAVACIONES VERTICALES

Las excavaciones de paredes verticales son muy comunes en la construcción de estructuras. En este caso, el objetivo del diseño geotécnico es definir el procedimiento constructivo, asegurando la estabilidad de los taludes y del fondo de la excavación.

En una prueba de compresión axial confinada en la cámara triaxial, la presión activa p_A y pasiva p_P están definidas como el menor y el mayor esfuerzo horizontal de confinamiento p_h , respectivamente, que puede resistir una muestra de suelo bajo un esfuerzo vertical dado p_v para alcanzar el estado de plastificación o de falla incipiente (Bowles, 1996).

Falla activa de los taludes

Asumiendo que los esfuerzos principales en la masa de suelo coinciden con la presión vertical y horizontal, la falla activa de los taludes se origina cuando localmente la presión horizontal de confinamiento p_h contra la cara vertical del talud es menor a la presión activa p_A de tierras generada por la presión vertical p_v y la resistencia al corte del material. Para el caso considerado en este artículo, la resistencia al corte es la obtenida de pruebas no drenadas S_u . La presión vertical p_v está dada en términos de esfuerzos totales y depende del peso volumétrico saturado del suelo γ , el nivel de excavación h y la sobrecarga uniformemente distribuida q en la corona horizontal del talud. El fenómeno puede describirse como:

$$\text{si } p_h < p_A \rightarrow \text{FALLA ACTIVA} \quad \text{en donde} \quad p_A = p_v - 2S_u \quad \text{y} \quad p_v = q + \gamma h \quad (1)$$

Ignorando la interacción suelo-estructura, los valores positivos de p_A representan físicamente la presión horizontal de tierras que el talud vertical ejercería contra un elemento de retención. Dicho elemento debería tener la capacidad de reaccionar con un esfuerzo confinante lateral $p_h = p_A$ para evitar el desequilibrio del estado plástico activo y la falla local por extrusión del talud.

Altura crítica

La máxima profundidad a la que se puede realizar la excavación en una sola etapa y sin ningún sistema de retención de taludes es conocido como la altura crítica $h = H_c$. Con base en la ecuación (1), H_c se obtiene con la condición $p_A = 0$ y se puede expresar como.

$$H_c = \frac{2S_u - q}{\gamma} \geq 0 \quad (2)$$

La ecuación (2) indica la profundidad hasta la cual la presión activa es $p_A \leq 0$. Estos valores negativos de p_A no generan una falla local por extrusión en la masa de suelo y por tanto, no representan físicamente una presión horizontal de tierras. Teniendo en cuenta lo anterior, si se apoyara un elemento de retención contra la cara vertical de un talud de altura $h \leq H_c$, dicho elemento reaccionaría con una presión horizontal de confinamiento $p_h = 0$. Esto significa que la zona $h \leq H_c$ no necesita ningún esfuerzo de confinamiento horizontal externo para permanecer estable. El valor de H_c , según la ecuación (2), es conocido en la geotecnia como la profundidad hasta la cual se extiende el agrietamiento vertical en el cuerpo del talud debido a los esfuerzos de tensión ($p_A < 0$) originados por la pérdida de confinamiento lateral (Bowles, 1996). Como se demostrará más adelante, el origen del agrietamiento vertical no se debe a que $p_A < 0$, sino a un efecto de flexión en la zona $p_A < 0$ cuando $h > H_c$.

El valor de H_c evaluado con la ecuación (2) coincide con el valor propuesto por Resal en 1910, el cual consideró la superficie de falla cicloidal en el análisis de equilibrio límite de taludes y un agrietamiento vertical en la zona donde $p_A \leq 0$ debido a la incapacidad del suelo para resistir los esfuerzos de tensión (Frontard, 1954). Este valor de H_c es la mitad del valor teórico obtenido en la literatura geotécnica (Fröhlich, 1954; Bowles, 1996), el cual se deriva de un análisis de los esfuerzos cortantes a lo largo de toda la altura del talud. Como se discutirá posteriormente, el mecanismo de falla crítico del talud hasta el nivel $h \leq H_c$ ($p_A \leq 0$) no es debido al esfuerzo cortante.

La Figura 1(a) idealiza un talud homogéneo y vertical de altura H , peso volumétrico γ , resistencia al corte no drenada S_u y sobrecarga q . La Figura 1(b) grafica la distribución de la presión vertical p_v en el cuerpo del talud debida a γ y q con el origen del sistema de coordenadas $h = 0$ en la corona y dirección positiva en el sentido vertical descendente. La Figura 1(c) presenta la distribución de la presión horizontal activa de tierras p_A de acuerdo a la ecuación (1), la cual separa al talud en una zona donde $p_A < 0$ y $p_A > 0$. La Figura 1(d) indica la altura crítica del talud H_c . Para el caso de excavaciones verticales sin ningún sistema de retención de taludes, tal como se ilustra en la Figura 1(a), la presión horizontal de confinamiento contra la cara del talud es $p_h = 0$ y por tanto, se presenta una falla activa local por extrusión en la zona $h > H_c$ debido a que $p_A > 0$ pero $p_h < p_A$.

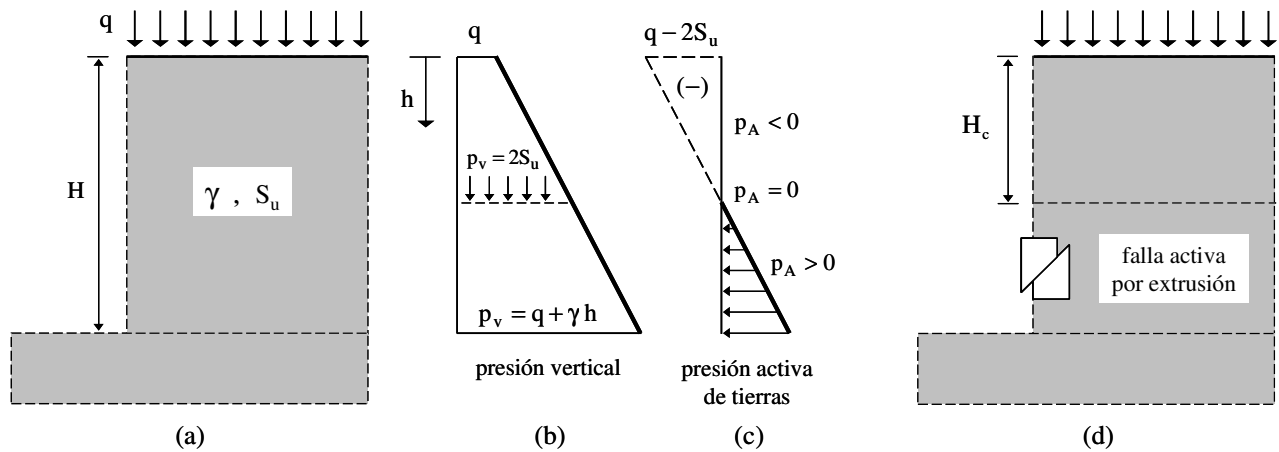


Figura 1: Presión activa de tierras, altura crítica y falla activa local en un talud vertical y homogéneo.

Estabilización de la zona en estado plástico activo $p_A > 0$

El talud entra localmente en un estado plástico activo $p_A > 0$ cuando el nivel de la excavación es $h > H_c$. La zona plastificada en desequilibrio debe ser confinada horizontalmente con algún sistema de retención para evitar un mecanismo de falla local por extrusión que deje sin soporte vertical a la zona estable $p_A < 0$ ($h < H_c$) del talud y pueda desencadenar un mecanismo de falla general.

La construcción geotécnica analiza económicamente las bermas de suelo como primera opción de estabilización. Éstas son labradas durante el proceso de excavación en geometrías simples a base de planos inclinados con ángulos α entre 45° y 70° respecto a la horizontal. La Figura 2 visualiza la berma de suelo como elemento de retención para evitar la falla activa local por extrusión del talud en la zona donde $h > H_c$ (comparar con la Figura 1d). Las bermas, al igual que cualquier otro elemento de retención, deben ser diseñadas con base en las condiciones de carga y en los mecanismos de falla posibles.

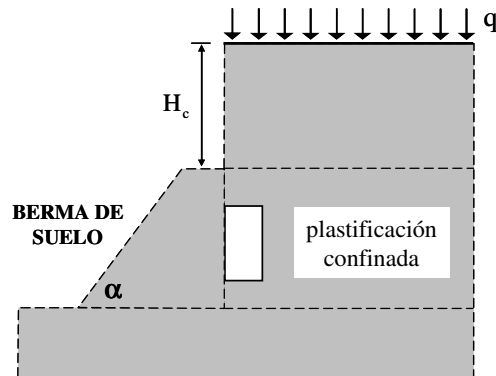


Figura 2: Berma de suelo utilizada como elemento de retención en excavaciones verticales.

El confinamiento lateral que necesita la zona en estado plástico activo $p_A > 0$ depende de la capacidad del elemento de retención para resistir los esfuerzos cortantes horizontales. La distribución de estos esfuerzos depende de la distribución de carga, de las condiciones de arriostamiento y de la sección transversal del elemento de retención. Para el caso de las bermas de suelo, la distribución de carga está dada por la presión activa horizontal de tierras p_A y el arriostamiento puede ser considerado como de placa deslizante. Este tipo de arriostamiento asume que la berma de suelo se deforma lo suficiente para desarrollar la resistencia al esfuerzo cortante S_u y pueda considerarse que las presiones activas en la cara del talud varían linealmente con la profundidad h (Bowles, 1996).

La Figura 3(a) ilustra un estrato de suelo de altura H_p con una presión vertical $p_{v0} > 2S_u$ en la parte superior y confinado lateralmente con un elemento de retención para evitar la falla activa local por extrusión. La Figura 3(b)

presenta la distribución lineal de carga, o presión activa de tierras p_A , contra el elemento de retención. El sistema de coordenadas $z = 0$ se fija en el nivel h donde p_{vo} ha sido evaluado. Para $p_{vo} < 2S_u$, $z = 0$ queda ubicado en el nivel h en donde $p_A = 0$. Este criterio para fijar el sistema de coordenadas locales $z = 0$ asegura que los esfuerzos calculados en el elemento de retención sean debidos únicamente a los valores positivos de p_A , que son los que ejercen físicamente una presión de tierras contra el elemento confinante. La Figura 3(c) ilustra la distribución de la fuerza cortante, o empuje activo de tierras E_A , que debe resistir el elemento de retención con base en las condiciones de carga y de arriostamiento considerado para las bermas de suelo.

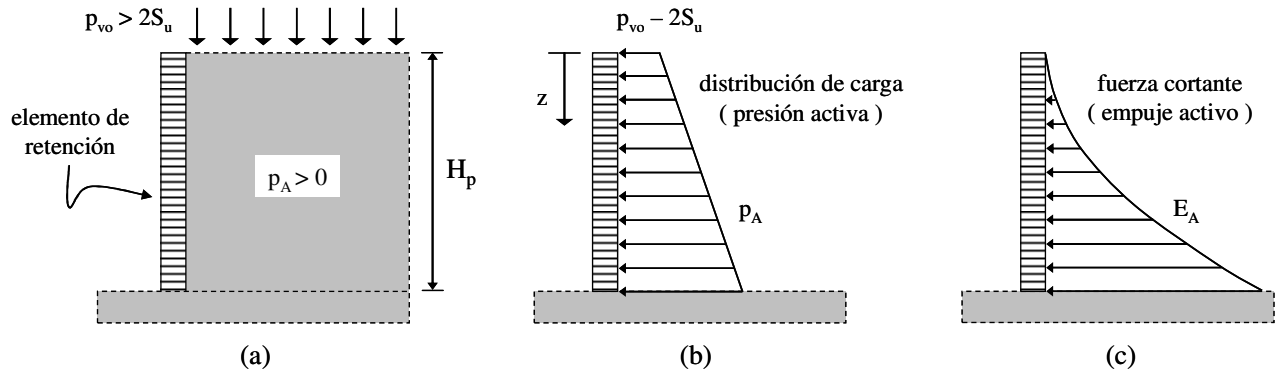


Figura 3: Coordenadas locales, distribución de carga y fuerza cortante en el elemento de retención.

El diagrama de fuerza cortante, o empuje activo de tierras E_A , por metro de longitud está definido como:

$$E_A = \int_0^z p_A \delta z = \int_0^z (p_{vo} + \gamma z - 2S_u) \delta z = (p_{vo} - 2S_u)z + \left(\frac{\gamma}{2}\right)z^2 \quad (3)$$

El empuje activo E_A tiende a movilizar la resistencia al corte del elemento de retención en planos horizontales de falla. Esto puede ser visualizado en las bermas de suelo como una falla por deslizamiento horizontal como se ilustra en la Figura 4(a). La condición de equilibrio al cortante en el elemento de retención es:

$$A \tau_{\max} = E_A B \quad (4)$$

en donde A es el área de la sección transversal, τ_{\max} es la resistencia al corte y B es la longitud (perpendicular al plano del papel). Para el caso de un elemento de retención construido con una berma de suelo como se ilustra en la Figura 4(b), $\tau_{\max} = S_u$ y $A = x B$ donde x es el ancho de la berma para un nivel z dado. Reemplazando los valores anteriores en la ecuación (4) y reordenando términos, la geometría óptima de la berma de suelo queda expresada como:

$$x = \frac{E_A}{S_u} = \left(\frac{p_{vo} - 2S_u}{S_u}\right)z + \left(\frac{\gamma}{2S_u}\right)z^2 \quad (5)$$

A diferencia de la berma de cara plana e inclinada utilizada en la construcción (Figura 2), la ecuación (5) indica que la cara exterior de la berma óptima es una superficie curva parabólica como se observa en la Figura 4(b) y cuya inclinación α para un nivel z dado es:

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \tan^{-1}\left(\frac{\delta x}{\delta z}\right) = \frac{\pi}{2} - \tan^{-1}\left[2\left(\frac{p_{vo}}{2S_u} - 1 + \frac{z}{2S_u/\gamma}\right)\right] \quad (6)$$

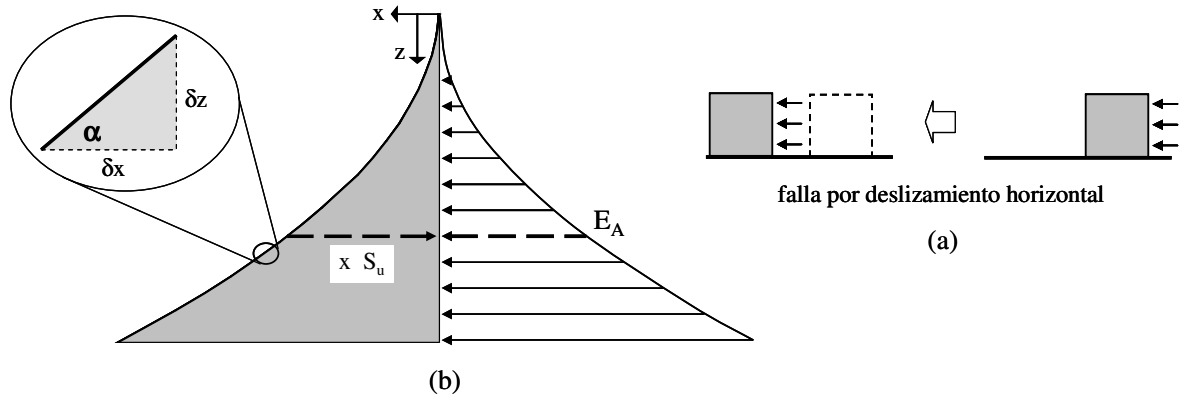


Figura 4: Geometría óptima de la berma de suelo para confinar la zona en estado plástico activo $p_A > 0$.

La ecuación (5) tiene dos parámetros que permanecen constantes y definen la altura crítica del estrato $H_c = 2S_u/\gamma$ si se considera en la ecuación (2) que la sobrecarga es $q = 0$. Esto permite expresar la geometría de la berma óptima en forma adimensional como se indica en la ecuación (7).

$$\frac{x}{2S_u/\gamma} = 2 \left(\frac{p_{vo}}{2S_u} - 1 \right) \left[\frac{z}{2S_u/\gamma} \right] + \left[\frac{z}{2S_u/\gamma} \right]^2 \quad (7)$$

La Figura 5 grafica la geometría de la berma óptima según la ecuación (7) para valores $p_{vo}/2S_u = 1, 1.5, 3$ y cuando tiende al infinito, ∞ . En esta figura se observa que el área transversal de la berma confinante es proporcional a la presión vertical en el estrato e inversamente proporcional a la resistencia al corte. Por ejemplo, si $p_{vo}/2S_u = 1.5$, el ancho de la berma $x/(2S_u/\gamma)$ aumenta a medida que $z/(2S_u/\gamma)$ aumenta. Desde otro punto de vista, si $z/(2S_u/\gamma) = 0.5$, $x/(2S_u/\gamma)$ aumenta a medida que p_{vo} aumenta si S_u es constante, o sea, si la relación $p_{vo}/2S_u$ aumenta. Por el contrario, $x/(2S_u/\gamma)$ disminuye a medida que S_u aumenta si p_{vo} es constante, o sea, si la relación $p_{vo}/2S_u$ disminuye. En la Figura 5 se observa también que la berma confinante tiende a ser horizontal cuando $p_{vo}/2S_u \rightarrow \infty$, o sea, cuando $S_u \ll p_{vo}$. Este caso límite podría explicar porque en un fluido ($S_u = 0$) en reposo no puede existir una diferencia de niveles.

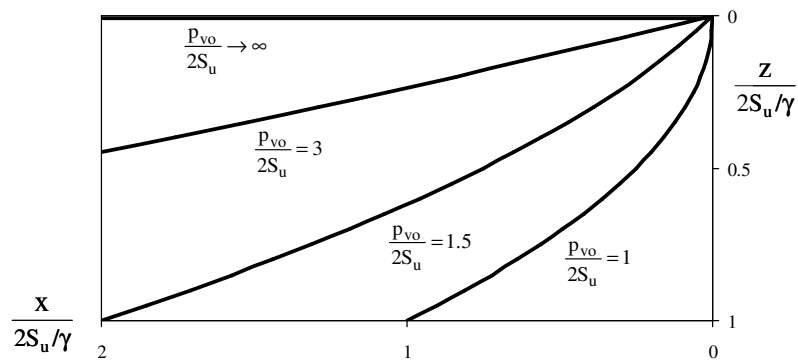


Figura 5: Geometría de la berma óptima de suelo en función de las condiciones de carga.

Falla pasiva del fondo de la excavación

Una vez resuelto el problema de inestabilidad de las paredes verticales, se puede ahora analizar la estabilidad del fondo de la excavación. La falla se presenta cuando la presión vertical p_v y la resistencia a la compresión no confinada $2S_u$ del material en el fondo de la excavación son insuficientes para equilibrar el estado plástico pasivo inducido por la presión horizontal p_h . En este caso, $p_v = 0$ y la presión horizontal es la presión activa de tierras en el pie del talud vertical $p_h = p_A > 0$. Este estado puede describirse como:

$$\text{si } p_h > p_p \rightarrow \text{FALLA PASIVA} \quad \text{en donde } p_h = p_{vo} + \gamma z - 2S_u \quad \text{y} \quad p_p = 2S_u \quad (8)$$

La Figura 6(a) ilustra un estrato de suelo de altura z_{max} sometido a una presión vertical $p_{vo} \geq 2S_u$ y confinado lateralmente con un elemento de retención de modo que la única posibilidad de falla sea por debajo del pie del elemento confinante. La Figura 6(b) idealiza la falla activa de un elemento diferencial de suelo en el pie del talud vertical debido a la presión p_{vmax} . Esta falla genera una presión horizontal de tierras $p_h = p_A$ que es transmitida al elemento diferencial de suelo en el fondo de la excavación. Debido a que $p_v = 0$, la máxima presión horizontal que este elemento de suelo puede resistir es $p_p = 2S_u$, lo cual genera una falla pasiva cuando $p_h > p_p$. Este tipo de falla es observada en el campo en forma de bufamientos en el fondo de la excavación.

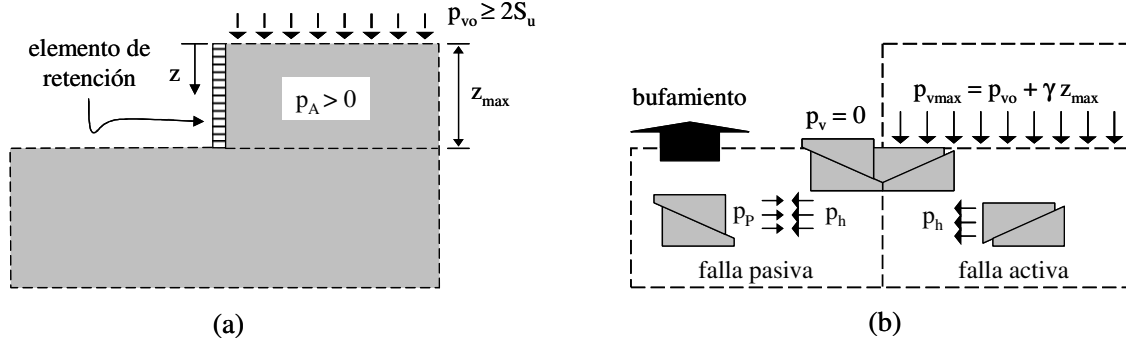


Figura 6: Visualización de la falla pasiva del fondo de una excavación de paredes verticales.

Resolviendo la igualdad $p_h = p_p$ en la ecuación (8), puede obtenerse la altura máxima $z = z_{max}$ de la zona en estado plástico activo $p_A > 0$ para llegar al estado plástico pasivo inminente en el fondo de la excavación.

$$z_{max} = \frac{4S_u - p_{vo}}{\gamma} \geq 0 \rightarrow \frac{z_{max}}{2S_u/\gamma} = 2 - \frac{p_{vo}}{2S_u} \quad \text{en donde } 1 \leq \frac{p_{vo}}{2S_u} \leq 2 \quad (9)$$

De la ecuación (9) pueden analizarse dos casos límite:

$$\text{si } \frac{p_{vo}}{2S_u} = 1 \rightarrow z_{max} = \frac{2S_u}{\gamma} \Rightarrow H_{max} = H_c + z_{max} = \frac{4S_u}{\gamma} \quad (10a)$$

$$\text{si } \frac{p_{vo}}{2S_u} = 2 \rightarrow z_{max} = 0 \Rightarrow p_{vmax} = 4S_u \quad (10b)$$

La ecuación (10a) indica la máxima profundidad H_{max} a la que se puede realizar una excavación vertical sin sobrecarga en la corona ($q = 0$) para evitar la falla pasiva del fondo. La ecuación (10b) indica la máxima presión vertical que puede soportar el material sobre el cual está apoyado el talud para evitar la falla pasiva (Bowles, 1996).

La ecuación (9) marca un límite en la altura de la zona en estado plástico activo $p_A > 0$ y por consiguiente, en la altura de la berma óptima confinante. Esto genera que la ecuación (7) sea válida $\leq p_{vo}/2S_u \leq 2$ y $z/(2S_u/\gamma) \leq z_{max}/(2S_u/\gamma)$. La Figura 7(a) grafica la ecuación (7) con la limitante de la falla pasiva según la ecuación (9). La Figura 7(b) ilustra la berma óptima confinante como elemento de retención de la zona $p_A > 0$ para el caso $p_{vo}/2S_u = 1$.

Estabilidad de la berma óptima de suelo

El mecanismo de falla crítica en la berma óptima de suelo es por deslizamiento horizontal; sin embargo, esta estructura térrea puede colapsar si internamente se presenta un desequilibrio en los estados plásticos.

El estado plástico activo es inducido por el peso propio de la berma y se desequilibra cuando la presión vertical en cualquier punto dentro de ésta es $p_v > 2S_u$. En la Figura 7(a) se observa que la altura máxima que la berma puede

alcanzar es $z_{\max} = 2S_u/\gamma$, lo cual genera puntualmente un esfuerzo máximo vertical $p_{v\max} = 2S_u$ en la cara interior, evitándose la falla y empujes activos adicionales. El estado plástico pasivo es inducido por la presión horizontal activa de tierras del talud vertical. La condición crítica se desarrolla en la cara exterior de la berma donde la presión vertical es $p_v = 0$. Esto podría ser interpretado como una falla pasiva del fondo de la excavación y según la Figura 7(a), no se presenta. Con base en los análisis anteriores, se concluye que la berma óptima de suelo es estable bajo las solicitaciones máximas de carga.

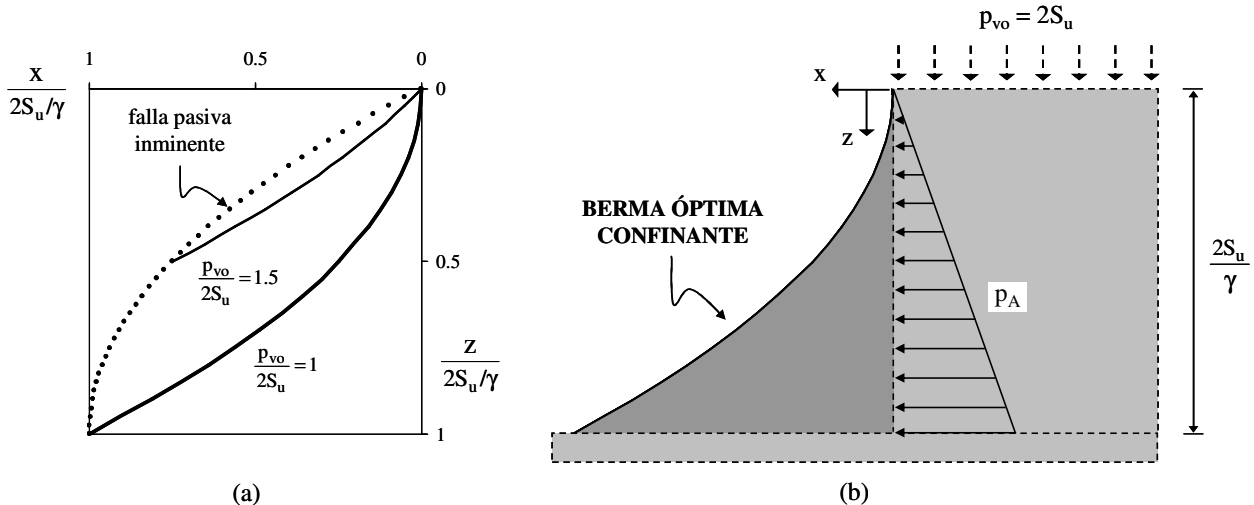


Figura 7: Altura máxima de la berma óptima de suelo para evitar la falla pasiva del fondo de la excavación.

Se debe mencionar que este tipo de berma parabólica es impráctica en la construcción debido a la complejidad de la geometría a labrar. Sin embargo, la berma óptima confinante tiene su aplicación en la evaluación de la superficie de falla de los taludes, como se discutirá a continuación.

MECANISMOS DE FALLA EN TALUDES VERTICALES

El colapso general del talud se origina por una extrusión lateral de la zona en estado plástico activo $p_A > 0$ que deja sin soporte vertical a la zona estable $p_A < 0$. Desde este punto de vista, el mecanismo de falla en el talud depende del signo algebraico de p_A .

Falla de la zona donde $p_A > 0$

La zona en desequilibrio plástico necesita un elemento confinante que equilibre el empuje activo de tierras. Este confinamiento puede ser dado labrando una berma de suelo durante el proceso de excavación. El problema de inestabilidad se presenta cuando la berma confinante es eliminada para conformar los taludes verticales que el proyecto requiere (Figura 8a).

Ante esta nueva condición de frontera, la zona plastificada busca la forma de auto estabilizarse, liberando localmente la presión vertical por medio de la movilización de material hasta conformar la berma confinante que equilibre el sistema. Este fenómeno es conocido como una falla de talud y la cara exterior de la berma interpretada como la superficie de falla o de deslizamiento (Figura 8b). El sistema ahora puede ser visualizado como un talud vertical cuya cara exterior y diagrama de presión activa de tierras han sido desplazados horizontalmente hacia dentro del cuerpo del talud, más una berma confinante que lo estabiliza (Figuras 8a y b). Bajo esta perspectiva, las condiciones de carga que tienden a desequilibrar el sistema permanecen constantes pero las de frontera cambian; o sea, el diagrama de p_A es igual antes y después de la falla pero la geometría de la cara exterior del estrato cambia de un plano vertical a una superficie inclinada.

La forma de la superficie de falla ha sido un factor fundamental en el análisis de equilibrio límite de taludes. Uno de los pioneros en este campo fue Coulomb, quién en 1776 propuso superficies planas de deslizamiento en la falla de los

taludes, aunque aclaró que la superficie de falla real podría ser curva (Golder, 1948). Collin en 1846 reportó grietas de tensión y superficies curvas cicloidales de deslizamiento en la falla de los taludes cohesivos (Skempton, 1949). Petterson en 1916 propuso la superficie curva circular como hipótesis para simplificar el análisis de estabilidad (Método Sueco). Redulic en 1935 propuso una superficie curva en forma de espiral logarítmica como una mejor aproximación a la superficie curva real, obteniéndose resultados similares al análisis con la superficie circular (Taylor, 1937). Recientemente, Huang ha estudiado las superficies curvas parabólicas de deslizamiento en el análisis tridimensional de taludes (Huang et al, 2002).

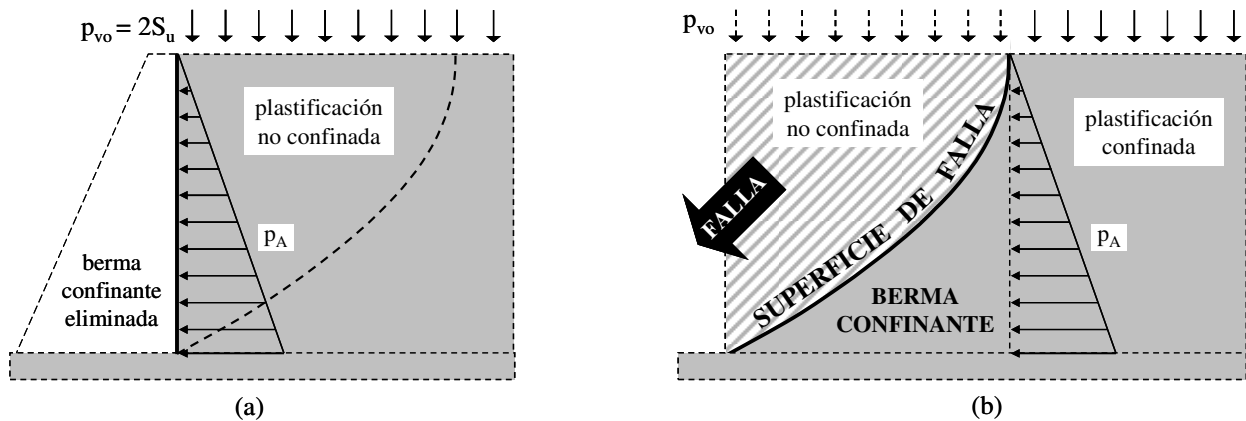


Figura 8: Mecanismo de falla de la zona $p_A > 0$ para conformar la berma confinante.

Teniendo en cuenta entonces que la superficie de falla observada en taludes cohesivos es curva, se asumirá que la zona plastificada moviliza una sección de suelo para conformar la berma óptima confinante (Figura 8b), la cual tiene una superficie curva parabólica en la cara exterior (Figura 7). Con base en la teoría de Mohr–Coulomb y asumiendo que la presión vertical coincide con el esfuerzo principal mayor, la movilización de la sección de suelo se presenta en planos de falla a $45^\circ + \phi'/2$ respecto a la horizontal, los cuales labran la berma óptima confinante por medio de una falla progresiva que se origina en la cara vertical no confinada del talud. Lo anterior es válido para cualquier punto en la masa deslizante y en la zona de la superficie de falla donde el ángulo de inclinación es $\alpha \geq 45^\circ + \phi'/2$. La movilización puntual del material en la superficie de falla donde $\alpha < 45^\circ + \phi'/2$ se presenta en planos de deslizamiento paralelos a la inclinación de la berma. Para que esto sea posible, se debe comprobar que el esfuerzo cortante es mayor a la resistencia al corte en los planos de falla críticos a lo largo de la superficie parabólica.

La ecuación (11) evalúa el esfuerzo cortante τ en la superficie de falla, o cara exterior de la berma óptima, en función del ángulo de inclinación α de los planos de falla críticos y de la presión vertical. El ángulo de inclinación se calcula con la ecuación (6) y su valor es válido para $\alpha \leq 45^\circ$.

$$\frac{\tau}{S_u} = \left(\frac{P_{vo}}{2S_u} + \frac{z}{2S_u/\gamma} \right) \sin(2\alpha) \quad \text{en donde } \alpha \leq 45^\circ \quad (11)$$

La ecuación (11) asume que el ángulo efectivo de fricción interna es $\phi' = 0$. Esto se debe a que el cálculo de la presión activa p_A en la ecuación (1) está en términos de esfuerzos totales y en condición no drenada.

Las Figuras 9(a) y (b) ilustran las variables que influyen en la evaluación del esfuerzo cortante τ en un punto de la superficie de falla debido a la presión vertical de una columna de suelo de ancho δx . En la Figura 9(c) se determina el ángulo de inclinación α de los planos de falla críticos (línea continua) para $p_{vo}/2S_u = 1$. En este caso, el ángulo de inclinación de la cara exterior de la berma varía de 90° a 45° (línea curva punteada) en el primer medio de la altura y de 45° a 27° , aproximadamente, (línea curva continua) en la sección inferior. La línea vertical continua en la abscisa 45° indica la inclinación del plano crítico de falla del material donde se presenta el esfuerzo cortante máximo. Esta línea es interrumpida por la inclinación de la berma en la sección inferior debido a que un plano de deslizamiento a 45° requeriría la movilización adicional del esfuerzo pasivo y una destrucción local del elemento confinante en equilibrio límite. Lo anterior indica que el deslizamiento local del material a lo largo de esta sección de la cara de la berma se debe presentar en planos de falla paralelos a la inclinación de la misma.

En la Figura 9(d) se observa que el esfuerzo cortante τ a lo largo de la superficie de falla (línea continua) supera en cualquier punto a la resistencia no drenada S_u del material. Esto comprueba la factibilidad de conformar la berma óptima por medio de la movilización parcial y natural del estrato. La línea curva punteada en el primer medio de la altura de la Figura 9(d) indica el esfuerzo cortante en la cara de la berma y en planos de falla paralelos a la inclinación de la misma. Como se observa, estos planos no representan la condición crítica de falla del material debido a que los esfuerzos cortantes son menores a los inducidos en planos a 45° ; incluso, hasta el primer cuarto de la altura, el material permanecería estable. El fenómeno que se presenta entonces en el primer medio de la altura de la sección en estado plástico activo $p_A > 0$ es un deslizamiento del material en planos de falla a 45° a partir de la cara exterior de la berma óptima. Esto podría demostrar que no es completamente válido evaluar la estabilidad general del talud con base en un promedio ponderado de los esfuerzos cortantes inducidos en planos de falla paralelos a una superficie continua de deslizamiento predeterminada, lo cual es la hipótesis básica de los métodos de análisis límite de taludes propuestos en la geotecnia (Krahn, 2004).

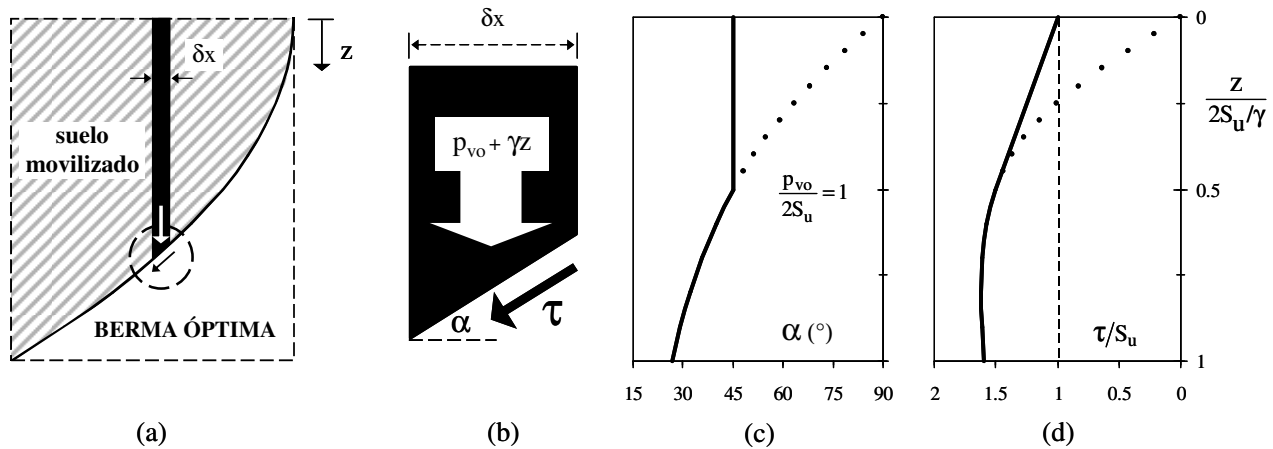


Figura 9: Esfuerzo cortante en la superficie de falla para conformar la berma óptima confinante.

Falla de la zona donde $p_A < 0$

La movilización del material para conformar la berma óptima de suelo en la zona en estado plástico activo $p_A > 0$ deja sin soporte vertical a la zona estable del talud $p_A < 0$. Bajo esta nueva condición de frontera, la zona $p_A < 0$ tiende a comportarse mecánicamente como una viga corta en voladizo cuya estabilidad depende de la resistencia al esfuerzo cortante y a la tensión debida a la flexión (Hibbeler, 2003) como se ilustra en las Figuras 10(a y b), respectivamente.

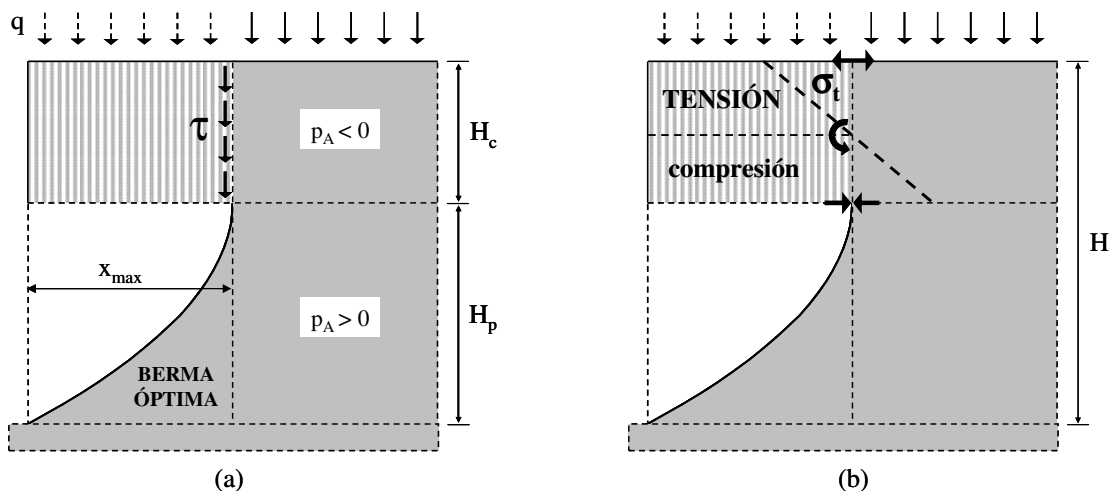


Figura 10: Mecanismos de falla por cortante y por flexión de la zona $p_A < 0$.

La sollicitación máxima de esfuerzos se presenta en un plano vertical ubicado a la distancia x_{max} a partir de la cara

vertical exterior del talud (Figura 10a). Esta distancia es interpretada como el claro de la viga de suelo y su valor es igual al ancho de la base de la berma óptima, el cual es función de la altura H_p de la zona $p_A > 0$ (Figura 7). La distribución de los esfuerzos en el plano de interés depende de q , γ , H_c , x_{max} y B . Evaluando la fuerza cortante, el momento flexionante y las propiedades geométricas de la sección transversal en el plano de interés, la estabilidad de la zona $p_A < 0$ está definida como:

$$\frac{\tau}{S_u} = 2 \left(1 - \frac{q}{2S_u} \right) \left(\frac{H_p}{H_c} \right)^2 \leq 1 \quad (a) \quad \frac{\sigma_t}{2S_u} = 3 \left[\left(1 - \frac{q}{2S_u} \right) \left(\frac{H_p}{H_c} \right)^2 \right]^2 \leq R_t \quad (b) \quad (12)$$

La ecuación (12a) representa el esfuerzo cortante máximo τ normalizado respecto a la resistencia al corte S_u . La ecuación (12b) representa el esfuerzo de tensión máximo σ_t en la corona del talud, debido a la flexión, y normalizado respecto a la resistencia a la compresión no confinada $2S_u$. R_t es la resistencia a la tensión expresada como una fracción de $2S_u$. Reorganizando términos y aplicando la condición de falla inminente ($\tau/S_u = 1$ y $\sigma_t/2S_u = R_t$), se obtiene:

$$\frac{H}{2S_u/\gamma} = \left(1 - \frac{q}{2S_u} \right) + \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 - \frac{q}{2S_u} \right)} \quad (a) \quad \frac{H}{2S_u/\gamma} = \left(1 - \frac{q}{2S_u} \right) + \sqrt{\frac{R_t}{3} \left(1 - \frac{q}{2S_u} \right)} \quad (b) \quad (13)$$

Las ecuaciones (13a y b) evalúan la altura máxima de la excavación ($H = H_c + H_p$) para alcanzar el estado de falla inminente de la zona $p_A < 0$ debido a la movilización de material en la zona $p_A > 0$. La ecuación (13a) evalúa H con base en la falla por cortante y la ecuación (13b) con base en la falla por tensión en flexión. La Figura 11(a) grafica estas ecuaciones para diferentes valores de R_t , pudiéndose analizar los siguientes casos límite:

Caso $q/2S_u = 0$. Los límites en la altura para esta condición de carga son: $1.0 \leq H/(2S_u/\gamma) \leq 1.71$. El límite inferior representa la falla por flexión para $R_t = 0\%$ y el límite superior, la falla por cortante.

Caso $H/(2S_u/\gamma) = 1$. Los límites en la sobrecarga para esta condición geométrica son: $0 \leq q/2S_u \leq 0.5$. Nuevamente, los límites inferior y superior representan la falla por flexión para $R_t = 0\%$ y por cortante, respectivamente.

Caso $q/2S_u = 1$. La altura de la excavación para esta condición de carga es $H = 0$ en ambas condiciones de falla debido a que $p_A > 0$ desde la corona del talud $\rightarrow H_c = 0$.

Con base en la Figura 11(a) y en los análisis de los casos anteriores, se puede concluir que la falla por tensión en flexión rige la estabilidad de la zona $p_A < 0$ (Figura 11b). Esto es comprobable físicamente en el campo cuando se analizan las características del agrietamiento vertical de un talud cohesivo en estado de falla inminente. En esta situación, el desnivel en la superficie a los lados del agrietamiento es prácticamente nulo y la separación horizontal concuerda con un fenómeno de rotación de la viga de suelo en voladizo cuando la resistencia a la tensión R_t es superada. La falla por cortante, por otra parte, tiene unas características físicas contrarias; o sea, el desnivel en la superficie a los lados del plano vertical de falla es claramente apreciable pero la separación horizontal es nula.

La resistencia a la tensión R_t de los suelos es un parámetro generalmente ignorado en el análisis geotécnico debido a los bajos valores que se obtienen y a la falta de pruebas estandarizadas de laboratorio para su evaluación. Sin embargo, como se observa en la Figura 11(a), bajos valores de R_t pueden contribuir significativamente a la estabilidad de la zona $p_A < 0$. Por ejemplo, si $R_t = 2\%$ y $q = 0$, la altura de la excavación $H/(2S_u/\gamma)$ puede incrementarse en un 30% respecto a la condición $R_t = 0\%$. Desde otra perspectiva, si $H/(2S_u/\gamma) = 1$, el talud resiste un incremento en la sobrecarga $q/2S_u = 0.25$. El límite teórico de la resistencia a la tensión sería $R_t = 75\%$, ya que bajo esta condición las fallas por flexión y cortante se presentan simultáneamente. El límite real para geomateriales tales como los suelos, las rocas y el concreto es $R_t < 10\%$, aproximadamente (Bažant, 1985).

El colapso general del talud está asociado a la falla conjunta de la zona $p_A > 0$ y la zona $p_A < 0$. Como se discutió anteriormente, R_t genera que la zona $p_A < 0$ se auto soporte dentro de ciertos límites de H y q aunque la falla del material bajo el claro de la viga de suelo sea total. En este artículo no se tiene en cuenta el efecto de la deformación en el comportamiento del talud; sin embargo, un análisis cualitativo puede demostrar que la falla de la zona $p_A > 0$ depende de la deformación inducida por el desplazamiento vertical de la zona $p_A < 0$ para alcanzar su nivel de equilibrio. Lo anterior puede generar dos situaciones: a) el talud falla localmente en la zona $p_A > 0$ si la deformación vertical inducida por la zona $p_A < 0$ es mayor a la deformación necesaria para alcanzar la falla del material, o b) la zona $p_A < 0$ se auto soporta

con desplazamientos verticales muy pequeños que descargan parcial y localmente a la zona $p_A > 0$, evitando la falla local. Desde el punto de vista geotécnico, la situación (b) es más desfavorable ya que oculta visualmente el estado activo interno de plastificación $p_A > 0$ en el talud, generando confianza en el proceso de excavación y colapsos generales súbitos cuando el estado de falla inminente en la zona $p_A < 0$ se desequilibra.

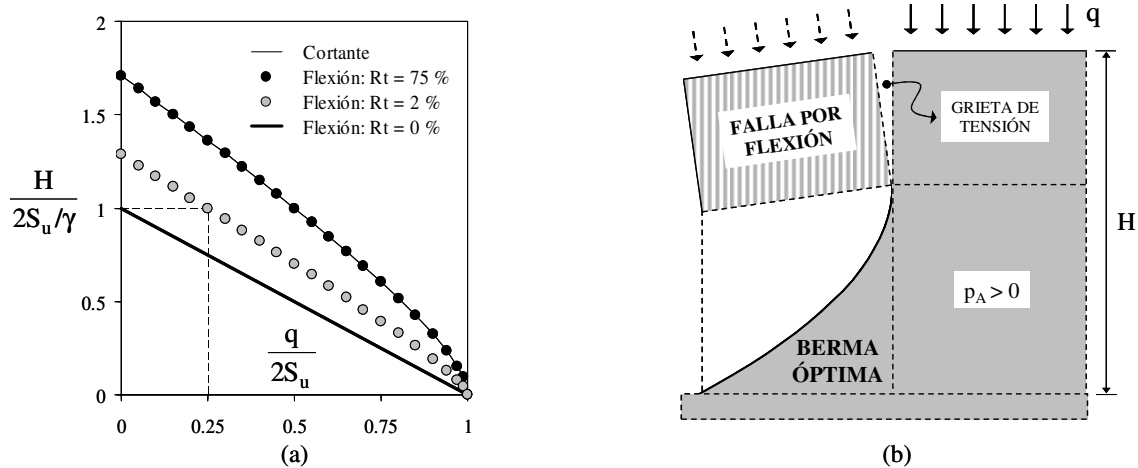


Figura 11: Altura máxima de la excavación para alcanzar la falla inminente de la zona $p_A < 0$.

La idea de considerar la resistencia a la tensión del suelo en la estabilidad del talud ya había sido mencionada brevemente en la conferencia sobre estabilidad de taludes sostenida en Suecia en 1954. En esa oportunidad, Fröhlich criticó el valor de H_c propuesto por Resal y Frontard debido a que representaba la mitad del valor obtenido por Coulomb. Frontard argumentó que el valor de H_c propuesto por Resal podría ser mayor si el suelo fuese capaz de resistir tensión (Fröhlich, 1954). Como se observa en la Figura (11a), pero analizado desde una perspectiva diferente a la de Resal, la resistencia a la tensión del suelo R_t sí puede incrementar la altura crítica del talud H_c obtenida con la ecuación (2). Este incremento podría llegar a ser teóricamente hasta $0.71 H_c$ en un talud con $q = 0$ y $R_t = 75\%$. La altura crítica reportada en la literatura geotécnica es $H_c' = 2H_c / FS$ donde $FS \geq 2$ es un factor de seguridad empírico que considera las incertidumbres en las propiedades y en las hipótesis del modelo de Rankine (Juárez, 1996; Bowles, 1996). Considerando $FS_{\text{mínimo}} = 2$, se observa que $H_c' = H_c$. Códigos como el OSHA, en los Estados Unidos, limitan la altura crítica del talud a $H_c' = 1.5$ m por consideraciones prácticas y de seguridad.

R_t es una propiedad que debe ser tomada con reserva en el campo debido a la rápida reducción del valor con el tiempo. Los principales factores que afectan a esta propiedad en la zona $p_A < 0$ son: a) fatiga por tránsito de carga en la corona y vibración de maquinaria, b) degradación de la estructura interna por micro fisuras y absorción de agua, y c) deformación viscosa bajo carga a tensión. Estos factores indican que la contribución de R_t a la estabilidad general del talud puede ser un factor significativo durante el proceso constructivo si los periodos de pérdida o reducción de confinamiento lateral son cortos. Debe tenerse en cuenta también que la excavación y relleno de zanjas en la corona del talud representa una fuerte discontinuidad en la estructura del suelo que incrementa significativamente los esfuerzos de tensión en la zona $p_A < 0$.

Con base en lo anterior y teniendo en cuenta las incertidumbres para la evaluación de R_t de los suelos en el laboratorio, se puede concluir que considerar $R_t = 0$ es una hipótesis razonable en el diseño geotécnico de taludes. Bajo esta condición, la ecuación (13b) se reduce a la ecuación (2), indicando que el talud presenta un colapso general, caracterizado por un plano vertical de falla (agrietamiento vertical) en la zona $p_A < 0$ (Figura 12), cuando la altura de la excavación es mayor a la altura crítica ($H > H_c$).

La consideración del comportamiento a flexión de la zona $p_A < 0$ permite determinar de manera directa la profundidad y la ubicación del agrietamiento vertical en el talud. Ésto podría ser otra ventaja adicional del modelo de la Berma de Cortante en comparación con los métodos actuales de equilibrio límite donde la ubicación de la grieta representa una variable a iterar.

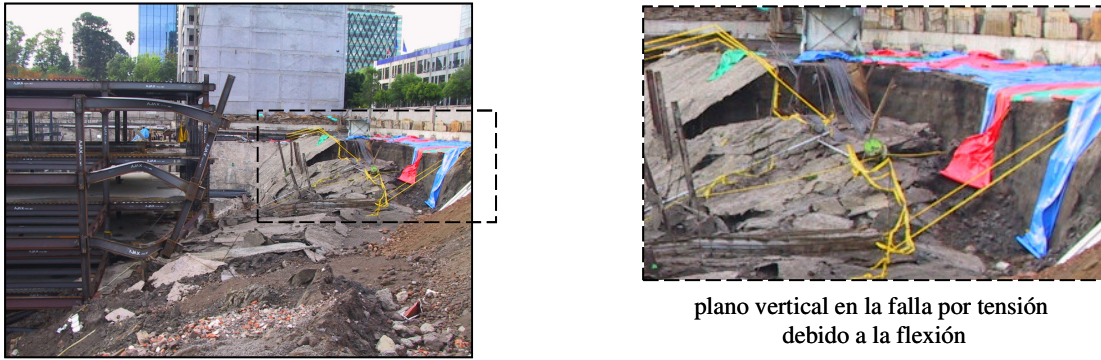


Figura 12: Colapso general de un talud arcilloso en una excavación estabilizada con bermas de suelo.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN TALUDES VERTICALES

El concepto de estabilidad en la geotecnia está generalmente asociado al factor de seguridad FS, el cual es una relación entre la resistencia y la carga para un mecanismo de falla dado. $FS < 1$ indica inestabilidad.

$$FS = \frac{\text{Resistencia}}{\text{Carga}} \quad (14)$$

Factor de seguridad contra la falla de talud

Como se ha discutido hasta ahora, la falla a corto plazo en condiciones no drenadas de los taludes verticales y sin confinamiento lateral se origina cuando la presión vertical p_v en cualquier punto de la cara exterior del talud es mayor a la resistencia a la compresión no confinada $2S_u$ del estrato. La sollicitación máxima de carga vertical p_{vmax} se presenta en el pie del talud. Con base en la ecuación (14) y en las consideraciones anteriores, el factor de seguridad contra la falla activa del talud FS_{TALUD} es:

$$FS_{TALUD} = \frac{2S_u}{p_{vmax}} = \frac{2S_u}{q + \gamma H} \quad (15)$$

Taylor (1937) y Janbu (1954) aplicaron el Método Sueco al caso de un talud simple y homogéneo y expresaron el factor de seguridad, asociado a círculos correspondientes a falla por el pie, en función de un número de estabilidad N_e y de las propiedades mecánicas y geométricas del talud. Estos trabajos redujeron el procedimiento iterativo a un análisis directo por medio de parámetros que se obtienen a partir de gráficas. La desventaja de estos trabajos radica en que no consideran el caso de un talud con sobrecarga uniformemente distribuida en la corona q ni el agrietamiento vertical. Esto último genera factores de seguridad mayores a los obtenidos con los métodos de análisis límite donde la superficie de falla y la grieta de tensión son asumidas iterativamente hasta obtener el factor de seguridad mínimo.

Factor de seguridad contra la falla de fondo

De acuerdo a la ecuación (10b), la máxima presión vertical que puede soportar el material sobre el cual está apoyado el talud es $p_{vmax} = 4S_u$. Con base en esto, el factor de seguridad contra la falla pasiva del fondo de la excavación FS_{FONDO} es:

$$FS_{FONDO} = \frac{4S_u}{p_{vmax}} = \frac{4S_u}{q + \gamma H} = 2FS_{TALUD} \quad (16)$$

$FS_{FONDO} < 1$ indica inestabilidad, por tanto, se puede deducir que la falla pasiva se presenta cuando $FS_{TALUD} < 0.5$.

El Método Sueco no define directamente un factor de seguridad para evaluar la falla de fondo. Fellenius, Taylor y Janbu demostraron analíticamente que el círculo de falla crítico se presenta por debajo del pie de un talud homogéneo si la inclinación de éste es inferior a 53° . Lo anterior podría ser interpretado como una falla de fondo pero no es considerado el mecanismo de falla crítico en un talud vertical.

EVALUACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA

La expresión matemática para calcular la superficie de falla se obtiene a partir de la ecuación (5). En este caso, el origen del sistema de coordenadas locales $z = 0$ se fija en el corte vertical de la excavación y con el eje x orientado hacia el cuerpo del talud, como se indica en la Figura (13). Este cambio en la posición y orientación del eje x permite visualizar ahora la superficie de falla como la frontera que delimita a la masa de suelo deslizante (comparar Figuras 4b y 13). Lo anterior busca obtener una expresión matemática que sea coherente con la visualización del fenómeno de la falla de los taludes.

Las ecuaciones para evaluar la superficie de falla dependen del signo algebraico de p_A en la corona del talud, como se discute a continuación.

A) $p_A \geq 0$ DESDE LA CORONA. Esta situación se presenta cuando la sobrecarga en la corona es $q \geq 2S_u$, generando que la altura crítica del talud sea $H_c = 0$. En este caso, el sistema de coordenadas locales ($z = 0$) queda ubicado en la corona ($h = 0$) ya que $p_A \geq 0$ en todo el cuerpo del talud. Bajo esta condición, $p_{vo} = q$ y la superficie de falla queda definida sólo como una parábola. La ecuación (17) resume lo explicado anteriormente.

$$\text{si } 1 \leq \frac{q}{2S_u} \leq 2 \rightarrow H_c = 0 \rightarrow \frac{p_{vo}}{2S_u} = \frac{q}{2S_u} \Rightarrow x = 2 \left(\frac{p_{vo}}{2S_u} - 1 \right) (H_p - z) + \left(\frac{\gamma}{2S_u} \right) (H_p^2 - z^2) \quad (17)$$

B) $p_A < 0$ EN LA CORONA. Para $q < 2S_u$, $p_A > 0$ se inicia a partir de $h = H_c$ en donde también queda fijado el sistema de coordenadas locales ($z = 0$). A este nivel, $p_{vo} = 2S_u$. La superficie de falla queda definida entonces como un plano vertical de agrietamiento de altura H_c más una superficie parabólica de altura H_p hasta el pie del talud. Éste es el caso ilustrado en la Figura 13 y probablemente el más común en taludes homogéneos y verticales. La ecuación (18a) evalúa la sección parabólica de la superficie de falla.

$$\text{si } \frac{q}{2S_u} < 1 \rightarrow H_c > 0 \rightarrow \frac{p_{vo}}{2S_u} = 1 \Rightarrow x = \left(\frac{\gamma}{2S_u} \right) (H_p^2 - z^2) \quad (18a)$$

De acuerdo a la ecuación (18a), el agrietamiento vertical en la corona del talud está localizado a la distancia $x = x_{\max}$ (en $z = 0$) a partir de la cara vertical del talud (Figura 13), como lo determina la ecuación (18b).

$$x_{\text{grieta}} = \left(\frac{\gamma}{2S_u} \right) H_p^2 \quad (18b)$$

El algoritmo para la evaluación de la superficie de falla puede resumirse como:

1. Evaluar el diagrama de presiones verticales $p_v = q + \gamma h$, en donde h es el nivel medido a partir de la corona del talud.
2. Calcular el factor de seguridad FS_{TALUD} (ecuación 15).

A) si $FS_{\text{TALUD}} \geq 1 \rightarrow$ Talud Estable \rightarrow No Existe Superficie de Falla

B) si $0.5 \leq FS_{\text{TALUD}} < 1 \rightarrow$ Talud Inestable

3. Evaluar el diagrama de presiones activas $p_A = p_v - 2S_u$ y calcular la altura crítica del estrato $h = H_c$ (ecuación 2).

4. Fijar el sistema de coordenadas locales $z = 0$ en $h = H_c$ y calcular la presión vertical $p_{vo} = q + \gamma H_c$.

5. Calcular la altura de la zona plastificada del talud $H_p = H - H_c$
6. Evaluar la superficie de falla con la ecuación (17) ó (18) según el valor de $q/2S_u$.

C) si $FS_{TALUD} < 0.5 \rightarrow$ Falla Pasiva del Fondo de la Excavación

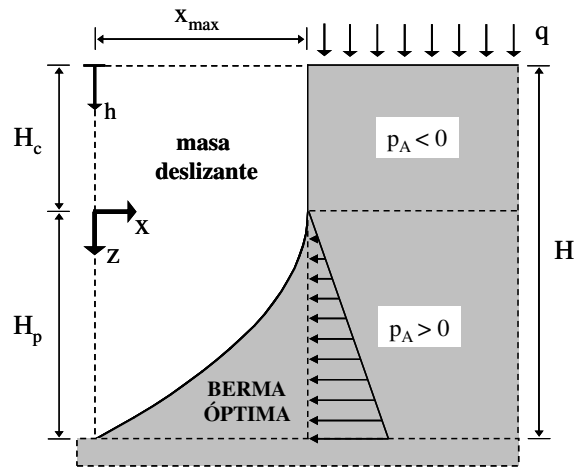


Figura 13: Coordenadas locales para evaluar la superficie de falla.

EJEMPLO NUMÉRICO

A continuación se aplica el modelo de la Berma de Cortante al caso de un talud vertical y homogéneo, de altura $H = 2.5$ m y con sobrecarga en la corona q variable en incrementos $\Delta q \approx 19.6$ kPa. El modelo es comparado contra el Método Sueco. La Tabla 1 presenta los resultados del análisis, la cual está dividida en las siguientes secciones:

Propiedades. En esta sección se especifica la altura H del talud, el peso volumétrico γ y la resistencia al corte no drenada S_u del estrato.

Análisis de estabilidad. En esta sección se evalúa la presión vertical máxima p_{vmax} en el pie del talud, teniendo en cuenta γ , H y la sobrecarga q_i en la corona. Como se observa, los factores de seguridad FS decrecen a medida que se incrementa la sobrecarga q . El modelo de la Berma de Cortante indica que la inestabilidad del talud se presenta cuando $q > 39.2$ kPa ($FS_{TALUD} < 1$) y la falla de fondo cuando $q = 117.7$ kPa ($FS_{TALUD} = 0.5$). Los análisis con el Método Sueco muestran que $FS_{SUECO} > FS_{TALUD}$. En la condición de falla inminente del talud $FS_{TALUD} = 1.0$, el Método Sueco evalúa un factor de seguridad 40% mayor al obtenido con el modelo de la Berma de Cortante.

Superficie de falla. El cálculo de x_{max} se realizó con la ecuación (17) ó (18), dependiendo del factor $q/2S_u$. En este caso, el talud presenta una grieta de tensión localizada entre $0 < x_{max} < 1.3$ m y de altura variable $2.5 > H_c > 0$ m para $39.2 < q < 78.5$ kPa, respectivamente. Éste es el principal efecto de la sobrecarga en la forma de la superficie de falla, o sea, q define la altura H_c de la zona $p_A < 0$ y por tanto, de la grieta de tensión. Para $q > 78.5$ kPa la superficie de falla es solamente una parábola. La última columna de esta sección evalúa el esfuerzo de tensión máximo $\sigma_t/2S_u$ en la corona del talud (ecuación 12b), lo cual podría dar una idea de la estabilidad temporal de la zona $p_A < 0$ si se conociera R_t .

La Figura 14(a) grafica la distribución de la presión vertical p_v para los valores de sobrecarga $q_4 = 58.9$ y $q_7 = 117.7$ kPa de la Tabla 1. La Figura 14(b) ilustra la distribución de la presión activa de tierras p_A , indicando que para $q_4 \rightarrow p_A > 0$ a partir de $h = 1.25$ m y para $q_7 \rightarrow p_A > 0$ a partir de la corona ($h = 0$). En la Figura 14(c) se aprecia la grieta vertical de tensión de altura $H_c = 1.25$ m para el caso q_4 . Para el caso q_7 no existe grieta de tensión debido a que $p_A > 0$ desde la corona. La superficie de falla evaluada con el Método Sueco depende principalmente de la altura H del talud, con ligeras variaciones si se considera la sobrecarga q . En la evaluación del Método Sueco se tuvo en cuenta la grieta de tensión que se presenta para el caso q_4 . Como se observa en la Figura 14(c), la superficie de falla evaluada con el modelo de la Berma de Cortante depende no sólo de las condiciones geométricas del talud, sino también de la presión vertical y la resistencia al corte.

Tabla 1: Análisis de estabilidad y evaluación de superficies de falla en función de la sobrecarga q.

PROPIEDADES			ANÁLISIS DE ESTABILIDAD				SUPERFICIE DE FALLA								
H	γ	S_u	q_i	$q/2S_u$	p_{vmax}	FS_{TALUD}	FS_{SUECO}	H_c	p_{vo}	$p_{vo}/2S_u$	H_p	x_{max}	$\sigma_t/2S_u$		
m	kN/m^3	kPa	i	kPa	kPa			m	kPa		m	m	%		
2.5	15.7	39.2	1	0.0	0.0	39.2	2.0	3.9	5					TALUD ESTABLE	
			2	19.6	0.3	58.9	1.3	2.0	3.75						TALUD ESTABLE
			3	39.2	0.5	78.5	1.0	1.4	2.5	78.5	1.0	0	0	0	
			4	58.9	0.8	98.1	0.8	0.9	1.25	78.5	1.0	1.25	0.3	19	
			5	78.5	1.0	117.7	0.7	0.8	0	78.5	1.0	2.5	1.3	∞	
			6	98.1	1.3	137.3	0.6	0.7	0	98.1	1.3	2.5	2.5	-	
			7	117.7	1.5	157.0	0.5	0.6	0	117.7	1.5	2.5	2.5	3.8	-

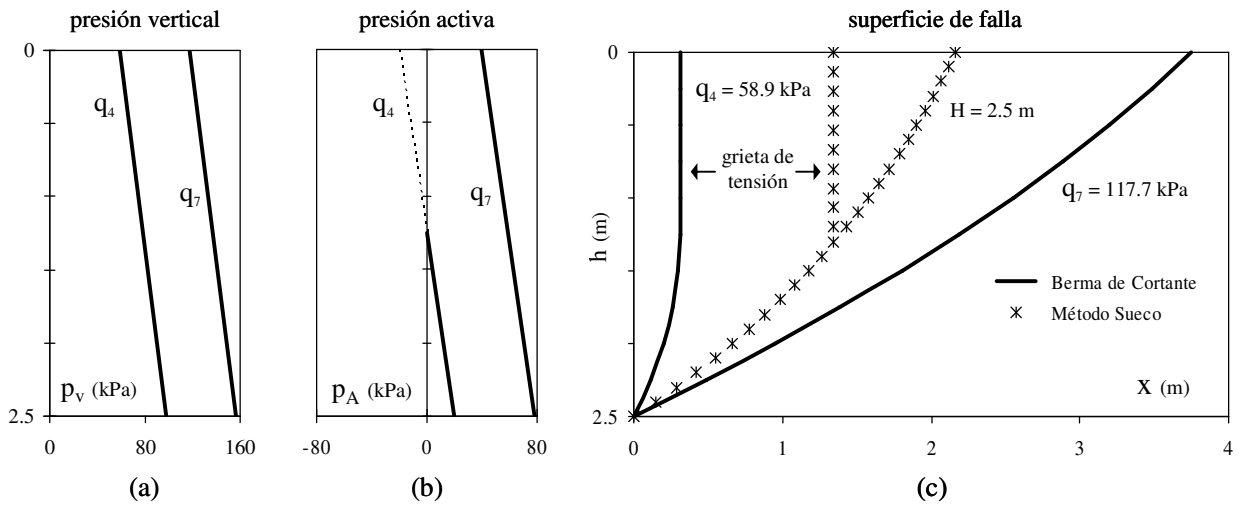


Figura 14: Diagrama de presiones y superficies de falla en función de la sobrecarga q en la corona.

Por limitaciones de espacio en este artículo no se analizó el caso de un talud vertical y estratificado. Sin embargo, se puede demostrar que las diferencias en el análisis de estabilidad y evaluación de superficies de falla entre el modelo de la Berma de Cortante y el Método Sueco pueden ser mucho mayores que para el caso de un talud homogéneo.

CONCLUSIONES

El colapso general de un talud se origina por la extrusión local de la masa de suelo cuando la presión horizontal de confinamiento contra la cara vertical del talud es menor a la presión activa de tierras. Según esto, el deslizamiento de una sección rígida de suelo sobre una superficie circular de falla no representa el mecanismo de falla crítica en los taludes.

La altura crítica teórica del talud evaluada con el modelo de la Berma de Cortante es la mitad de la altura crítica teórica reportada en la literatura geotécnica.

Los factores de seguridad evaluados con el modelo de la Berma de Cortante son menores a los obtenidos con el mecanismo de falla basado en la superficie circular de deslizamiento.

La superficie de falla evaluada con el modelo de la Berma de Cortante depende no sólo de la altura H del talud, sino también de la presión vertical y la resistencia al corte.

El agrietamiento vertical en el talud se debe a un fenómeno de flexión en la zona $p_A < 0$ cuando la altura H del talud es mayor a la altura crítica H_c .

La resistencia a la tensión del suelo puede contribuir significativamente a la estabilidad temporal del talud aunque los valores de R_t sean bajos.

RECONOCIMIENTOS

Este proyecto fue financiado parcialmente por el Consejo Canadiense para la Investigación en Ingeniería y Ciencias Naturales (NSERC).

Los autores agradecen las sugerencias hechas por el revisor de la RIDNAIC para mejorar la versión final de este artículo.

REFERENCIAS

- Bažant, Z. P. (1985). *Mechanics of Geomaterials: Rocks, Concrete, Soils*, John Wiley and Sons.
- Bowles, E. J. (1996). *Foundation Analysis and Design*, 5th edition, McGraw-Hill.
- Frölich, O. K. (1954). "General theory of stability of slopes", Proceedings of the Conference on the Stability of Earth Slopes held in Stockholm in 1954, *Géotechnique*, Vol. 4, pp. 37-54.
- Frontard, J. (1954). "Lignes de glissement et hauteur dangereuse d'un massif de terre limité par un talus plan", Proceedings of the Conference on the Stability of Earth Slopes held in Stockholm in 1954, *Géotechnique*, Vol. 4, pp. 33-36.
- Golder, H. Q. (1948). "Coulomb and earth pressure", *Géotechnique*, Vol. 1, Nro. 1, pp. 66-71.
- Hibbeler, R. C. (2003). *Mechanics of Materials*, 5th edition, Prentice Hall.
- Huang, C. C., Tsai, C. C. y Chen, Y. H. (2002). "Generalized method for three-dimensional slope Stability analysis", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, Nro. 10, pp. 836-848.
- Itasca. (2005). *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota.
- Janbu, N. (1954). "Stability analysis of slopes with dimensionless parameters", *Harvard Soil Mechanics Series*, No. 46, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Juárez, B. E. (1957). "La ecuación de Kötter en el análisis de estabilidad de taludes simples formados por suelos cohesivos", *VII Congreso Panamericano de Carreteras*, Panamá.
- Juárez, B. E. y Rico, R. A. (1996). *Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*, 2^{da} edición, Limusa, México D.F.
- Kjellman, W. (1954). "Do slip surfaces exist?", Proceedings of the Conference on the Stability of Earth Slopes held in Stockholm in 1954, *Géotechnique*, Vol. 4, pp. 18-22.
- Krahn, John (2004). "Stability Modeling with SLOPE/W, An Engineering Methodology", Geo-Slope/W International Ltd, Canada.
- Petterson, K. E. (1955). "The early history of circular sliding surfaces", *Géotechnique*, Vol. 5, Nro. 4, pp. 275-296.
- Plaxis BV. (2005). *PLAXIS – Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*, Plaxis, Delf, Holanda.
- Skempton, A. W. (1949). "Alexander Collin, a note on his pioneer work in Soil Mechanics", *Géotechnique*, Vol. 1, Nro. 4, pp. 216-221.
- Taylor, D. W. (1937). "Stability of earth slopes", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 24, Nro. 3, pp. 197-246.

