

LIMITACIONES CONCEPTUALES EN LA EVALUACIÓN DE ESFUERZOS LATERALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

JOSE MANUEL ALVAREZ LUGO: Ingeniero Civil, Universidad de la Salle, Especialista en fundaciones avanzadas Universidad Nacional de Colombia, Master en geotecnia Universidad Nacional de Colombia. Profesor Investigador Universidad de La Universidad de la Salle, Gerente de Diseños Geotécnicos.

RESUMEN

Todo proyecto vial se ve abocado en nuestro medio, casi sin excepción, a la necesidad de emplazar estructuras de contención, para mantener la estabilidad de los rellenos de conformación de la banca o para prevenir deslizamientos provenientes del talud interno.

Si bien es cierto, el diseño de estructuras de contención tiene una fuerte connotación geotécnica, el bien intencionado propósito de tipificar estructuras que partió en el año 1967 del antiguo Ministerio de Obras Públicas y Transporte, han limitado sustancialmente los resultados técnicos de las obras de contención proyectadas y construidas y han derivado muchas veces en fallas de la estructura. Una de las mayores limitaciones conceptuales en el diseño de las estructuras de contención, parte de las falencias interpretativas de las teorías clásicas de la transmisión de esfuerzos laterales y la marcada incidencia que sobre la magnitud de estos esfuerzos tiene la componente cohesional de resistencia.

En este trabajo, se analizan diversos factores referentes a la incidencia de la componente cohesional sobre la magnitud de los esfuerzos laterales y la incidencia que esta tiene, sobre el dimensionamiento de las estructuras de contención. El tema se aborda, realizando cálculos para evaluar las presiones activas sobre el espaldar del muro, sin la existencia de la componente cohesional, con el fin de compararlas con la magnitud establecida para la misma geometría considerando la variación de dicha componente.

Así mismo, el trabajo pretende dejar de manifiesto algunas limitaciones conceptuales adicionales como lo son, la falencia que se presenta al adelantar el dimensionamiento de estas estructuras sin la debida investigación del subsuelo, las limitaciones que se presentan al obviar el entorno geotécnico y los cambios en la geometría de las estructuras que surgen de las condiciones topográficas particulares del sitio donde serán emplazadas.

Los resultados del presente trabajo pretenden mostrar, la necesidad de abandonar la práctica convencional del dimensionamiento de las estructuras de contención para ser abordados según la naturaleza misma del problema y su connotación geotécnica y estructural.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras de contención y nos referiremos en este artículo en particular al tipo de estructuras de gravedad, tiene cinco condiciones básicas generales que se pueden clasificar en dos (2) grupos; aquellas que garantizan el equilibrio interno de la estructura, es decir las que aseguran que las dimensiones de la estructura garantizan su estabilidad y en segundo lugar, las que garantizan que el muro se encuentra emplazado en un entorno suficientemente estable, sin fenómenos de inestabilidad activos o generados por el mismo peso de la estructura.

Estas condiciones particulares son las siguientes:

EQUILIBRIO INTERNO

- a) Capacidad portante
- b) Asentamientos
- c) Deslizamiento
- d) Volcamiento

EQUILIBRIO EXTERNO

- e) Estabilidad general

a) La condición de capacidad portante garantiza que el esfuerzo transmitido en la base del muro sea inferior a la capacidad portante del suelo de fundación. Una falencia en esta condición implica la falla del suelo de fundación y la probable inclinación de la estructura.

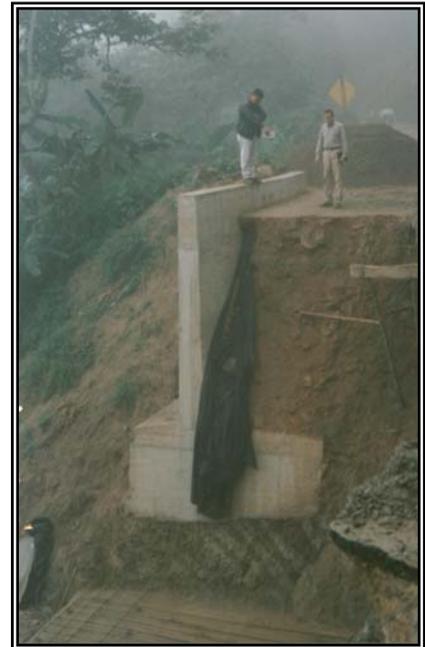
b) La condición de asentamientos garantiza que las deformaciones generadas en el suelo de fundación por el peso de la estructura, se mantengan dentro de los rangos admisibles. Esta condición pierde relevancia cuando las estructuras de contención son flexibles como en el caso de los muros internamente estabilizados. Una falencia en esta condición, genera el rompimiento o agrietamiento de las estructuras rígidas.

c) La condición al deslizamiento garantiza que las fuerzas horizontales equilibrantes, es decir las producidas por la fricción en la base del muro y de la eventual componente pasiva, son suficientemente superiores al esfuerzo activo. Una falencia en esta condición generará un desplazamiento horizontal de la estructura sin un patrón claro de giro.

d) La condición de volcamiento garantiza que los momentos estabilizantes, producidos en forma fundamental por el peso de la estructura, sean superiores al momento generado por la presión activa. Una falencia en esta condición genera un giro de la estructura hacia la parte externa del talud, es decir hacia el frente del muro.

e) Finalmente, la condición de estabilidad general, garantiza que el entorno geotécnico en donde se emplaza el muro sea estable y no presente deslizamientos activos y adicionalmente garantiza que no se genere la inducción de inestabilidades en virtud del peso de la estructura de contención.

Desafortunadamente, nuestra práctica habitual de la Ingeniería olvida muchas veces el cumplimiento de todas estas condiciones, restringiendo el dimensionamiento de las estructuras a garantizar en el mejor de los casos las condiciones de volcamiento y deslizamiento, lo que ha generado, muchas veces el colapso de las estructuras, como se ilustra en las fotografías adjuntas.





2. TEORÍAS BÁSICAS PARA LA EVALUACIÓN DE ESFUERZOS LATERALES

Siguen siendo las teorías clásicas de Rankine y Coulomb, las herramientas fundamentales en la evaluación de los esfuerzos laterales activos y pasivos sobre estructuras de contención. Ambos métodos se fundamentan en la teoría del equilibrio plástico de los sólidos, que basan su análisis en la evaluación del estado de esfuerzos ante la generación de una superficie de falla generalizada. Si bien es cierto, el fundamento teórico es similar, la concepción mecánica del problema es marcadamente diferente. Rankine establece sus relaciones con base en el análisis del círculo de Mohr, ante un decremento sucesivo del esfuerzo principal menor, manteniendo constante el esfuerzo principal mayor. Coulomb por su parte, establece sus expresiones con base en el análisis de cuerpo libre, de una cuña de suelo que se desliza sobre la superficie de falla ante la pérdida de soporte generado por el corrimiento del muro; esto genera una componente friccionante en el espaldar del muro, imposible de ser considerada en la teoría de Rankine.

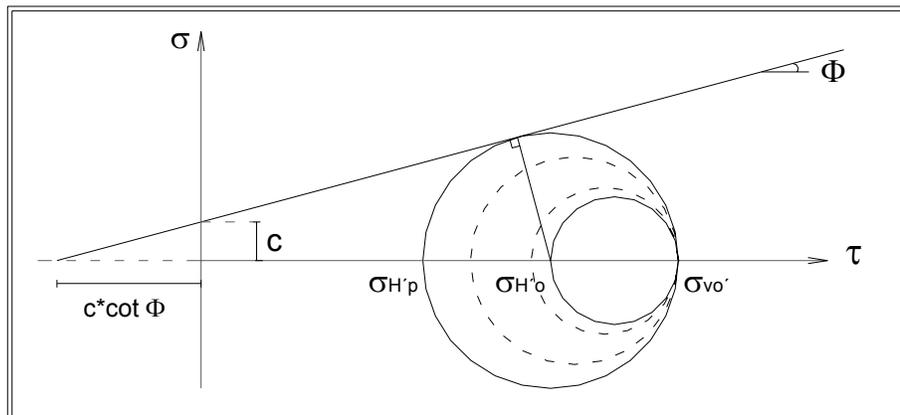


Figura No. 1:
Planteamiento
general de
Rankine.

De ambas teorías, es la de Rankine, la de mayor aplicación en nuestro medio, debido quizás a dos condiciones particulares. Primero, la determinación del coeficiente de fricción entre el espaldar del muro y el suelo (δ) empleado en el método de Coulomb es un factor de difícil determinación mediante ensayos de laboratorio y en segundo lugar, por el hecho de que nuestros muros cuentan típicamente con zarpa interna, en cuyo caso, la reacción friccionante se traslada al contacto entre el material de relleno del espaldar y el material fuera del muro.

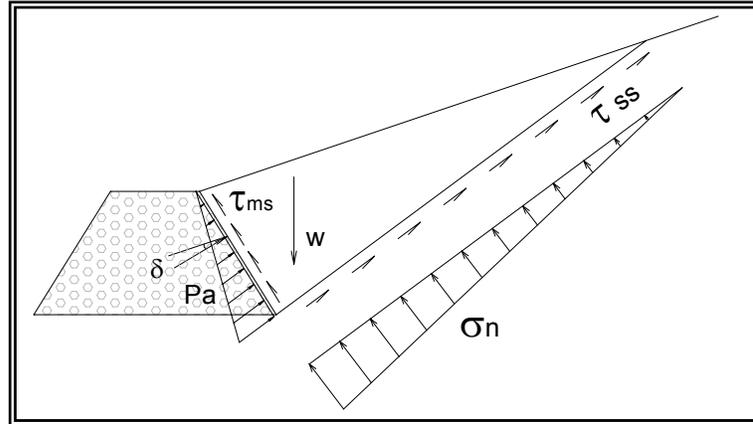


Figura No. 2: Planteamiento general de Coulomb.

La ecuación de Rankine, en su forma general para condición de esfuerzos en estado activo se puede expresar de la siguiente manera:

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_{vo} * K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

Siendo en su expresión más general

$$K_A = \frac{\cos \beta \left[\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi} \right]}{\left[\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi} \right]}$$

Donde:

σ'_{ha} : Esfuerzo horizontal efectivo en estado activo

σ'_{vo} : Esfuerzo horizontal geostático

K_a : Coeficiente de presión activa

C : Componente cohesional de la resistencia

β : Inclinación de la superficie del terreno

ϕ : Ángulo de fricción interna

3. HIPÓTESIS FRECUENTES PARA LA EVALUACION DE ESFUERZOS LATERALES DE LOS MATERIALES DE RELLENO Y SUS LIMITACIONES

Típicamente se suelen hacer algunas simplificaciones al momento de dimensionar estructuras de contención, lo cual tuvo su origen hacia el año de 1967, cuando el entonces MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, generó una interesante propuesta de

predimensionamiento de estructuras de contención por gravedad. Esta propuesta, plasmó en una tabla de fácil utilización, las aproximaciones a posibles geometrías de las estructuras de contención.

Al tenor de las buenas intenciones de la propuesta, su utilización se fue haciendo masiva, convirtiéndola desafortunadamente en una propuesta de diseño. Las hipótesis básicas con las que fueron evaluadas estas propuestas si bien es cierto son sanamente conservadoras, parten de parámetros geomecánicos que distan de ser representativos del comportamiento de los materiales que se ajustan a las especificaciones de construcción vigentes en la actualidad y que tan rigurosamente procuramos garantizar con la aplicación de nuestros a veces anquilosados sistemas de aseguramiento de calidad. He aquí algunas de las limitaciones de las hipótesis básicas con las que fueron establecidas las geometrías propuestas en aquellas tablas de predimensionamiento:

- Peso unitario del material de relleno = $1,7t/m^3$: Valor que dista sustancialmente del peso unitario alcanzado por un material seleccionado y debidamente compactado.
- Angulo de fricción interna del material de relleno = 30° : de igual manera, este valor resulta sustancialmente bajo para un material seleccionado, bien gradado y debidamente compactado. La práctica indica que fácilmente son alcanzables valores superiores a los 33° .
- Componente cohesional $C=0 t/m^2$: Si se tiene en cuenta que los materiales seleccionados utilizados en nuestro medio, contemplan porcentajes de finos entre el 0 y el 20% y teniendo en cuenta que por encima del 12% de fracción fina el comportamiento mecánico de los materiales es fuertemente diseccionado por la matriz fina del material, razón por la cual la ausencia de cohesión es prácticamente imposible.
- El predimensionamiento se fundamenta en el equilibrio interno: Hipótesis que es apenas lógica dadas las características generales de la propuesta, de ahí su imposibilidad en contemplar algún tipo de entorno geotécnico.
- Magnitud de la fuerza pasiva = 0: Esto implica que el espesor de la zarpa en la parte posterior del muro se encuentra descubierta, práctica en nada común.

4. INCIDENCIA DE LA COMPONENTE FRICCIONANTE EN LA MAGNITUD DE LOS ESFUERZOS LATERALES

Los materiales de relleno seleccionados, típicamente utilizados en nuestro medio y definidos en la normatividad actual, son materiales bien gradados, con contenidos de finos importantes. Los valores del ángulo de fricción interna que se alcanzan en este tipo de materiales, fácilmente superan los 33° y pueden alcanzar valores incluso cercanos a los 38° . Esto, aún sin modificar las hipótesis restantes, genera un decremento importante de la magnitud de los esfuerzos laterales. En la gráfica siguiente, se muestra la variación de la magnitud de las fuerzas laterales con la variación del ángulo de fricción, los cuales han sido normalizados con respecto a la fuerza lateral generada para un material que ostente un ángulo de fricción interna de 30° , con el fin de apreciar cuantitativamente su incidencia. La estructura de referencia que se ha tomado, es un muro de geometría convencional, de 4,0m de altura.

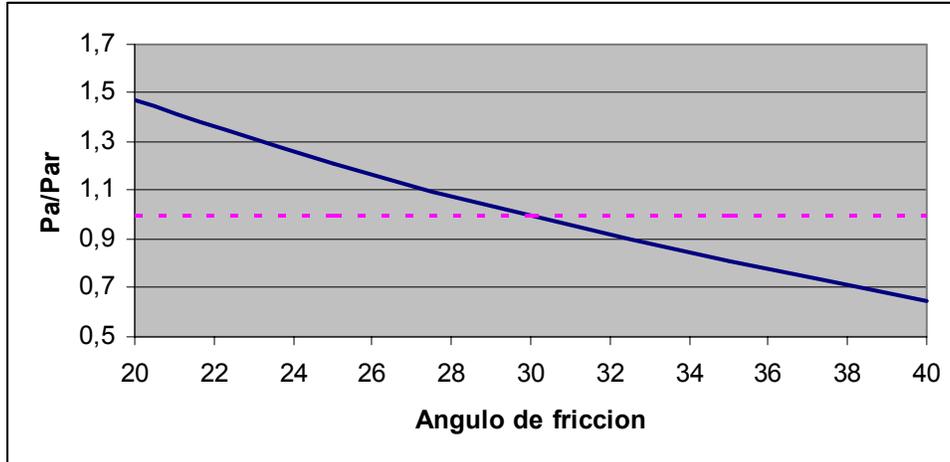


Figura No. 3: Variación de la fuerza horizontal activa con el ángulo de fricción, normalizada a la fuerza generada para $\phi=30^\circ$.

Se puede apreciar en la gráfica, que con relación a un material con ángulo de fricción interna de 30° , valor que resulta sustancialmente bajo para un material granular con procesos adecuados de compactación, la fuerza lateral es el 30% superior a la fuerza lateral activa generada en la misma estructura por un suelo que ostente un ángulo de fricción interna de 38° .

5. INCIDENCIA DE LA COMPONENTE COHESIVA EN LA MAGNITUD DE LOS ESFUERZOS LATERALES

El incremento de esfuerzos laterales con la profundidad en los suelos netamente friccionantes se expresa como un diagrama triangular, con valor de cero a nivel de superficie, lo que indica como es lógico, que incluso a alturas muy pequeñas de corte, existen esfuerzos laterales que deben ser soportados.

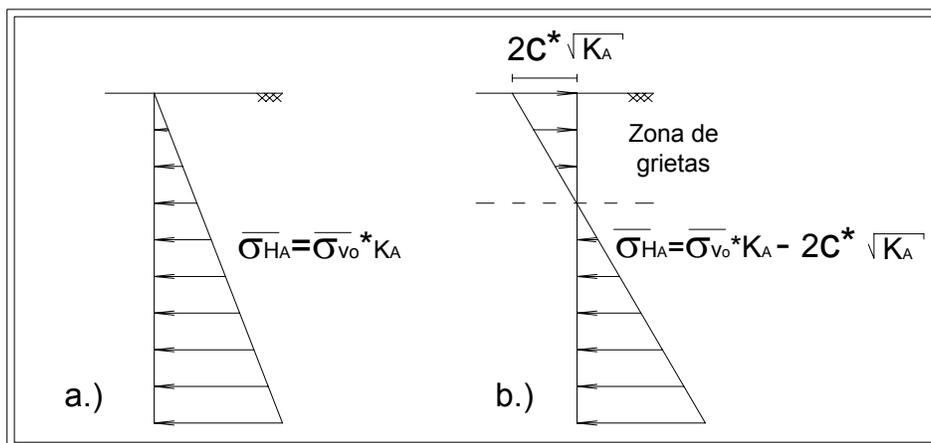


Figura No. 4: Diagrama de esfuerzos laterales de suelos netamente friccionantes (a) y con cohesión (b).

En el caso de suelos cohesivos, el esfuerzo a nivel de superficie está dado por el término $2 \cdot C \cdot \sqrt{KA}$, lo que indica, que no solo no existen esfuerzos laterales, sino que se presenta un esfuerzo de tracción generado por la componente cohesiva, que desde el punto de vista mecánico, es lo que permite excavar un suelo cohesivo sin necesidad de un sistema de sostenimiento y lo que genera que los suelos superficiales se agrieten ante el desconfinamiento. En otros términos, para un mismo valor de ángulo de fricción interna, la magnitud de la fuerza lateral disminuye con el incremento de la cohesión. Si la altura de corte no supera la zona de tracción, sencillamente no se requerirá de una estructura de contención.

En las dos gráficas siguientes se muestra la variación del factor de seguridad al volcamiento y al deslizamiento con el incremento de la componente cohesional para diferentes valores de ángulo de fricción interna, tomando como referencia de cálculo un muro de 4,0m de altura sin considerar la generación de fricción entre el espaldar del muro y el suelo natural.

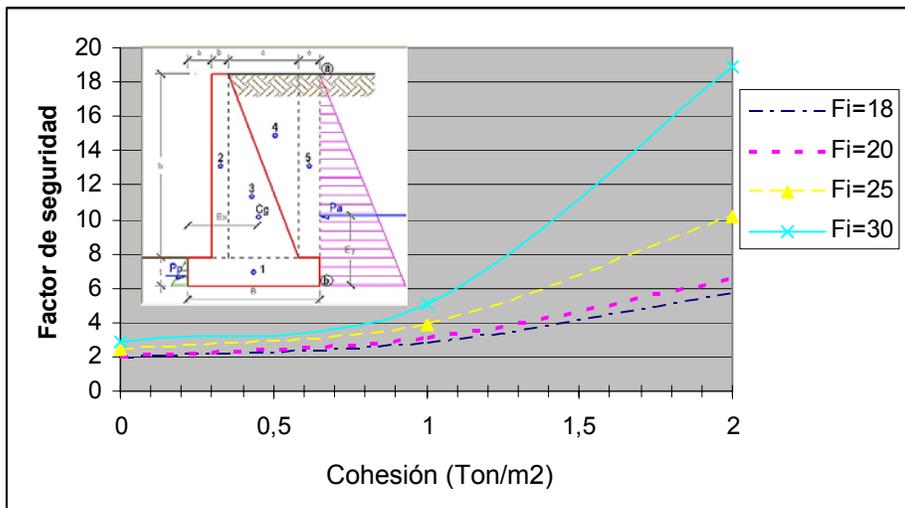


Figura No. 5:
Variación del factor de seguridad al volcamiento con los valores de cohesión con base en la teoría de Rankine.

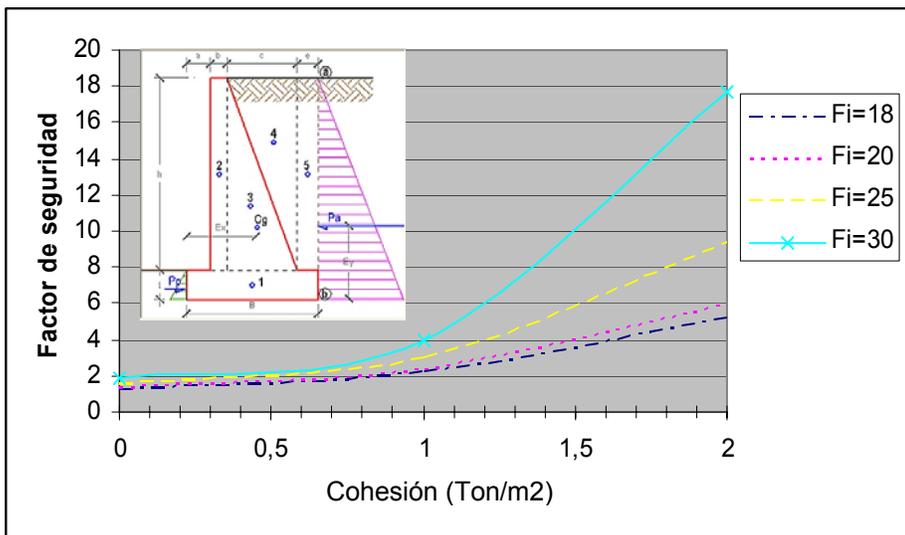


Figura No. 6:
Variación del factor de seguridad al deslizamiento con los valores de cohesión con base en la teoría de Rankine.

Estas gráficas ilustran como, a medida que incrementa la cohesión, la altura de tracción se hace mayor y los esfuerzos laterales disminuyen, generando un incremento en el factor de seguridad. Obsérvese como para un ángulo de fricción de 30° , la presencia de una cohesión tan solo de $2t/m^2$ (recuérdese que suelos netamente cohesionales con valores inferiores a $5t/m^2$ clasifican como muy blandos), genera un incremento del factor de seguridad hasta 19 para volcamiento y 18 para deslizamiento. Así las cosas, desconocer la componente cohesiva por pequeña que esta sea, genera fuertes sobredimensionamientos de la estructura.

6. COMPARACIÓN CUANTITATIVA DE LOS ESFUERZOS LATERALES DE MATERIALES DE RELLENO Y SUELOS NATURALES

Nuestra concepción habitual de las estructuras de contención en la que se hace una excavación en el suelo natural por sostener y se emplaza allí la estructura, para luego ser rellena por material natural, nos ha convencido que el esfuerzo por sostener, es el producido por el material de relleno y no por el terreno natural. No obstante, es este último el que debe ser sostenido, ya que no tiene sentido conceptualmente, que un material natural sea sostenido por uno cuyos empujes sean mayores. Para dar idea de este hecho, en la gráfica siguiente se aprecia la magnitud del esfuerzo horizontal activo para diferentes alturas de muro para tres condiciones diferentes de suelo. La línea superior, representa el empuje generado por el material de relleno típico utilizado en los análisis convencionales, es decir, con un ángulo de fricción interna de 30° y sin cohesión. Las líneas inferiores, representan dos condiciones geotécnicas diferentes, ambos de suelos con propiedades mecánicas pobres, que bien podrían ser condiciones de suelo natural.

Se observa en primera medida, que para ambos casos, la magnitud de la fuerza horizontal es sustancialmente mayor para el material de relleno. Para un muro de 6m de altura, mientras que un material netamente friccionante que representa el material de relleno genera una carga cercana a las 11ton por metro lineal de muro, para la misma altura, un material con ángulo de fricción interna 18° y una cohesión de $2t/m^2$ genera un empuje de 5ton/ml, menos de la mitad del anterior. Finalmente, un suelo de ángulo de fricción interna de cero y una cohesión de $5t/m^2$, está en el límite de no necesitar una estructura de contención, de modo que una inclinación de su talud, podría ser suficiente para alcanzar niveles adecuados de seguridad.

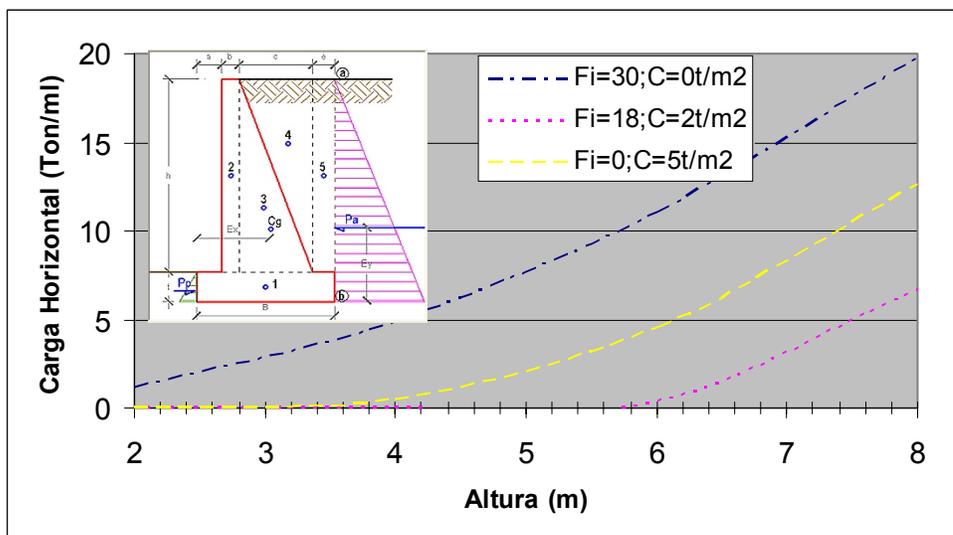


Figura No.7:
Magnitud de fuerza horizontal activa para diferentes propiedades geomecánicas del suelo

Así las cosas, no resulta osado afirmar que algunas de las estructuras de contención están diseñadas y construidas, para soportar los empujes de los materiales de relleno ya que el suelo natural genera empujes ostensiblemente menores.

7. DESARROLLO INTERRUPTIDO DE LA SUPERFICIE DE FALLA DE LOS MATERIALES DE RELLENO

Recordando el planteamiento de Coulomb de la teoría de presiones activas es posible en forma sencilla, comprender la naturaleza cinemática de dichos empujes. Revisando nuevamente la figura No.2, en la que se expone el modelo físico de Coulomb, se aprecia que es el resultado del peso de una cuña de falla, contrareestado por las fuerzas de fricción del suelo mismo y del espaldar del muro, las que producen las presiones sobre la estructura. La inclinación de la superficie de falla, corresponde como es fácilmente demostrable a un ángulo de $45 + \phi / 2$, de modo que si la excavación para la construcción del muro se dispone con una inclinación superior a este ángulo, la superficie de falla no se desarrollará en el material de relleno si no en el suelo natural y el material de relleno se convertirá en un medio de transferencia de carga del suelo natural al espaldar del muro.

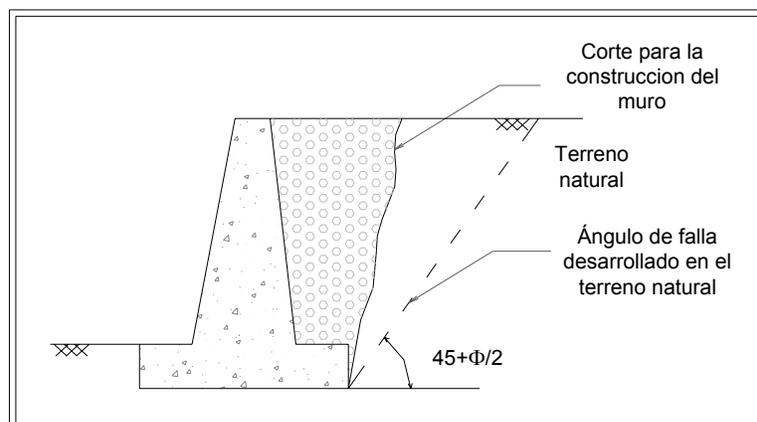


Figura No.8: Ángulo de falla desarrollado en el terreno natural

8. CONCLUSIONES

El diseño de estructuras de contención debe satisfacer cinco (5) condiciones de estabilidad, asociadas a la estabilidad interna y externa. La carencia de un análisis integral en este sentido, arroja diseños que no se adaptan adecuadamente al entorno geotécnico particular de cada obra.

La mayoría de los procedimientos actuales de diseño se encuentran saturados de hipótesis, la mayoría de ellas extremadamente conservadoras, como la adopción de parámetros propios de materiales seleccionados con deficientes procesos constructivos, no considerar la componente cohesiva de los materiales de relleno, no considerar que los verdaderos esfuerzos laterales a ser sostenidos no son los del material de relleno si no los del terreno natural, obviar las condiciones del entorno geotécnico particular de cada

estructura entre otros. A continuación se relacionan algunas conclusiones asociadas a este tipo de hipótesis.

- Valores de ángulo de fricción interna cercanos a 30° , asumidos típicamente para el dimensionamiento de nuestras estructuras, dista sustancialmente de los ángulos de fricción que ostentan los materiales con las características granulométricas solicitadas en las especificaciones actuales. Estos materiales pueden alcanzar con facilidad valores cercanos a 35° . La subvaloración del ángulo de fricción interna, puede arrojar, valores de fuerzas laterales hasta un 30% por encima de los valores reales, esto sin considerar el efecto adicional que implica la presencia de una componente cohesiva.
- La componente cohesiva, genera una zona de tracción que disminuye la magnitud de los esfuerzos laterales. Si la altura del corte es inferior a la zona de grietas, sencillamente, el muro no es necesario.
- Una magnitud de componente cohesiva de $2t/m^2$ que correspondería a un suelo netamente cohesivo muy blando, es suficiente para elevar el factor de seguridad a volcamiento de 2,8 a 19 y por deslizamiento de 1,9 a 18 para un suelo con ángulo de fricción interna de 30° , tomando como referencia una estructura de 4m de altura.
- La normatividad vigente establece el uso de materiales de relleno granulares, con componentes de finos que alcanzan hasta el 20%, las cuales, necesariamente generan un incremento en la resistencia al corte y una disminución muy sustancial de los esfuerzos laterales transmitidos.
- Nuestros diseños convencionales de estructuras de contención han centrado su atención en la determinación de los esfuerzos laterales producidos por el relleno y no por el suelo a ser sostenido. En el caso de un muro de 6,0m de altura, mientras que un material netamente friccionante que representa el material de relleno genera una carga cercana a las 11,0ton por metro lineal de muro, para la misma altura, un material con ángulo de fricción interna 18° y una cohesión de $2t/m^2$ genera un empuje de 5ton/ml, menos de la mitad del anterior, y finalmente al adoptar un suelo de ángulo de fricción interna de cero y una cohesión de $5t/m^2$, está en el límite de no necesitar una estructura de contención, de modo que una inclinación de su talud podría ser suficiente para alcanzar niveles adecuados de seguridad. Así las cosas, se podría concluir fácilmente que algunas de las estructuras de contención están diseñadas y construidas para soportar los empujes de los materiales de relleno los cuales son ostensiblemente mayores que los del suelo natural.
- Adicionalmente a lo planteado en el presente documento, existen fuertes limitaciones geométricas de las estructuras de contención por gravedad, asociados a entornos geotécnicos particulares, que no han sido objeto del presente artículo, pero que generan sobrecargas extremas a ambientes de altas pendientes o elevados potenciales de inestabilidad. Buscar suelos de fundación adecuados en taludes de elevadas pendientes suele arrojar estructuras extremadamente altas que afectan el entorno de estabilidad del sitio, siendo más conveniente transferir cargas a la parte interna del talud mediante tensores de anclaje o utilizar cimentaciones profundas para alcanzar los suelos de mayor aptitud. Nuestra práctica de definir el suelo de fundación durante el proceso constructivo, ha generado estructuras de contención de alturas cercanas a los 10,0m, para recuperar diferencias de nivel en la banca levemente

superiores a 1m, aspecto que se podría prever simplemente con la ejecución de un sondeo durante la etapa de diseño o previo a la construcción.

Como conclusión general, se recalca que el diseño de estructuras de contención consiste en la evaluación de esfuerzos laterales que interactúan en un entorno geotécnico y que solo la evaluación conjunta de estos aspectos puede arrojar el diseño técnica y económicamente mas adecuado.