

DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD PSEUDOESTÁTICO EN CONDICIONES NO DRENADAS DE UN TERRAPLÉN APOYADO SOBRE SUELO BLANDO

P. Fuentes Núñez¹, J. M. Montenegro Cooper² y R. Ponce Abarca³

RESUMEN:

Apoyar terraplenes sobre suelos blandos suele ser bastante complejo, principalmente por la inestabilidad que producen debido a su baja resistencia y alta deformabilidad, es por ello que requieren de análisis de estabilidad global más rigurosos y adecuados para así evitar fallas o deslizamientos que suelen ser muy comunes en estas situaciones. Estos análisis generalmente se realizan con softwares que se basan en el cálculo de métodos de equilibrio límite. Sin embargo, debido a discrepancia presente en tesis anterior, en la cual, para un terraplén apoyado sobre arcilla, no fue factible determinar un valor único de factor de seguridad que no dependiera del ancho de análisis al momento de ejecutar un análisis pseudoestático a corto plazo en condiciones no-drenadas. Por esta razón, por medio del presente estudio se pretende establecer ciertas condiciones que permitan al factor de seguridad estabilizarse, empleando el software geotécnico GEOSTUDIO y aplicando el método Shansep, el cual supone un comportamiento lineal de la resistencia al corte no-drenada que aumenta con la profundidad.

PALABRAS CLAVES: Suelos blandos, resistencia al corte no-drenada, método Shansep.

ABSTRACT:

Supporting embankments on soft soils is usually quite complex, mainly due to the instability they produce due to their low resistance and high deformability, which is why they require more rigorous and adequate global stability analysis in order to avoid failures or landslides that are usually very common. in this situation. These analyzes are generally carried out with software that is based on the calculation of limit equilibrium methods. However, due to a discrepancy present in the previous thesis, in which, for an embankment supported on clay, it was not feasible to determine a single value of the factor of safety that did not depend on the analysis width when performing a short-term pseudostatic analysis. in undrained conditions. For this reason, through the present study it is intended to establish certain conditions that allow the safety factor to stabilize, using the geotechnical software GEOSTUDIO and applying the Shansep method, which assumes a linear behavior of the undrained shear strength that increases with the depth.

KEYWORDS: Soft soils, undrained shear strength, method Shansep.

¹ Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, pfuentes@ing.ucsc.cl

² Profesor Guía, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, jmontenegro@ucsc.cl

³ Profesor informante, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, rponce@ucsc.cl

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de un terraplén apoyado sobre un suelo blando es una práctica habitual en ingeniería civil. En el caso de que el material se encuentra saturado, la evaluación de las propiedades resistentes debe efectuarse en condiciones no drenadas del terreno. La resistencia al corte sin drenaje (c_u) es la principal propiedad del terreno necesaria para diseñar las infraestructuras que se apoyen sobre suelos arcillosos saturados. Dado de que Chile es un país sísmico, las estructuras construidas en nuestro país deben resistir las sollicitaciones generadas por dichos movimientos para evaluar el deslizamiento, el volcamiento, el hundimiento y la estabilidad global de las estructuras.

El comportamiento sísmico del terreno depende de varios factores, tales como el espesor de los estratos y sus propiedades geotécnicas. La respuesta de sitio puede incluso aumentar los esfuerzos de corte, y, por tanto, reducir la resistencia de los suelos. Una de las consecuencias de lo producido por lo anteriormente mencionado es -entre otros fenómenos- la falla progresiva o instantánea del talud (Suárez, 2009). La disminución de la resistencia por efecto del sismo hace aún más complicado apoyarse en estos suelos. La resistencia al corte de los suelos blandos es en general baja, así como su correspondiente capacidad de soporte.

Las propiedades geotécnicas de este tipo de materiales, tales como la baja permeabilidad o la elevada compresibilidad, dificultan apoyar una fundación en este tipo de terrenos. Si la capacidad de soporte del suelo iguala -o incluso supera- la tensión normal de trabajo de esa fundación se produciría el colapso de la estructura por hundimiento. Al construir sobre suelos blandos, un porcentaje de masa tenderá a desplazarse y esto afectará a la estabilidad global, provocando que una zona determinada sufra inestabilidad, la cual corresponderá a la superficie de deslizamiento más desfavorable (Ocampo y Tiznado, 2016).

La capacidad de soporte de fundaciones apoyadas en suelos puede ser determinada empleando procedimientos teóricos (Terzagui (1943), Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1968), Vesic (1963), etc.) o empíricos. Adicionalmente, la presión de hundimiento de una fundación superficial puede ser determinada mediante otros procedimientos, tales como las teorías de la plasticidad (cota superior y/o cota inferior), así como los métodos de equilibrio límite. González (2017), evaluó la global de un terraplén apoyado sobre un suelo blando en condiciones pseudoestático considerando condiciones no drenadas. El citado autor obtuvo varios factores de seguridad al hundimiento para una fundación superficial apoyada sobre un suelo blando en condiciones pseudoestáticas que dependía del ancho de análisis o longitud de la salida. En este sentido se concluyó que se requería un análisis más profundo del problema, dado que no es posible que el factor de seguridad de un problema dependa de la longitud de análisis y no lo haga exclusivamente del modelo geotécnico.

El presente trabajo emplea un método de equilibrio límite para estimar el factor de seguridad al hundimiento de una fundación superficial apoyada sobre un suelo blando en condiciones pseudoestáticas. El propósito de este estudio es encontrar el umbral por medio de cual pueda determinarse un factor de seguridad pseudoestático para fundaciones sobre suelos blandos en condiciones no drenadas. A diferencia de lo efectuado por González (2017), en este trabajo se incluyó el modelo constitutivo Shansep (*Stress History and Normalized Soil Engineering Properties*) desarrollado en 1974 por Ladd y Foott, el cual propone que la resistencia al corte no drenado es creciente con la profundidad (Skempton).

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Resistencia al corte

La resistencia no drenada es una de las principales fuerzas estabilizadoras y la magnitud que presenta depende de la naturaleza y estado del suelo. La seguridad de muchas estructuras en ingeniería depende de la resistencia del suelo. Fundaciones, muros de contención y taludes, son algunos ejemplos de aplicaciones geotécnicas que dependen de la resistencia al corte del suelo (Rahardjo, & Fredlund, 2012). La resistencia sin drenaje es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no drenadas o sea cuando las cargas que producen la falla se aplican sobre la masa de suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo (Suárez, 2009). Los suelos tienden a fallar por corte es por ello por lo que la resistencia al corte no drenado es uno de los parámetros fundamentales cuando se diseña.

El diseño de taludes necesita conocer el comportamiento de la resistencia al corte sin drenaje del suelo. La resistencia al corte sin drenaje al no ser algo intrínseco del terreno, requiere de otras propiedades y procedimientos (Ensayos de laboratorio o *in situ*) para estimar su valor. La evaluación precisa de la resistencia no drenada, que es esencial para la evaluación precisa de la estabilidad, es difícil porque muchos factores influyen en los resultados de las pruebas de laboratorio e *in situ* para las arcillas (Duncan, 2014). Los resultados de los ensayos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante no drenado deben analizarse teóricamente.

2.1.1 Teoría Mohr-Coulomb

La representación matemática de la falla o rotura al cortante en un deslizamiento se realiza utilizando teorías de resistencia de materiales. La mayor parte de los suelos al fallar por corte tienden a comportarse de acuerdo a las teorías que vinculan la fricción con la cohesión del suelo. La teoría de Mohr-Coulomb (1776), establece una relación lineal entre los esfuerzos normales (*stress* normal) y los esfuerzos cortantes del suelo (*stress* de corte). Esta situación se representa dibujando los círculos de Mohr de los esfuerzos principales sobre el plano junto con la cohesión y el coeficiente de rozamiento (Figura 1), dando origen a la envolvente de falla. La resistencia al esfuerzo cortante queda determinada por la ecuación:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (1)$$

Donde τ es la resistencia al esfuerzo cortante, c la cohesión, σ el esfuerzo de confinamiento y φ la fricción entre los granos a la resistencia.

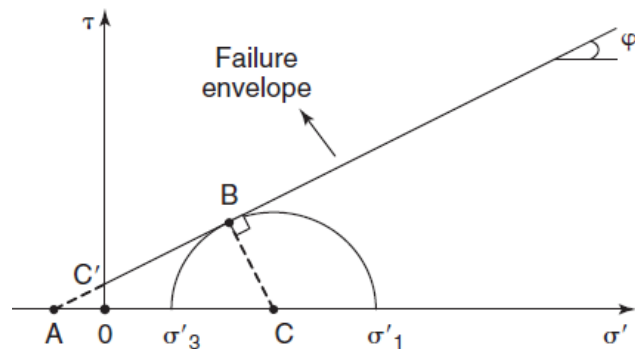


Figura 1: Criterio de Mohr-Coulomb (Fuente: Modificado de Briaud, 2013).

Los suelos cohesivos poseen valores muy bajos de fricción por lo que se desprecia. La resistencia al esfuerzo cortante es igual a la resistencia no drenada, $\tau = c_u$, ya que al ser $\varphi=0$, la envolvente de falla queda paralela al eje de las abscisas. En suelos de grano fino o cohesivos como la arcilla, la resistencia al corte sin drenaje es descrita por otra teoría.

2.1.1 Teoría de Tresca

La teoría del esfuerzo cortante máximo o criterio de Tresca (1868), indica que, para suelos finos sin drenaje bajo un estado tensional multiaxial, el fallo se produce cuando la máxima tensión cortante supera la tensión cortante de fluencia. La relación entre las tensiones se presenta en la ecuación (2), en la cual el valor de la resistencia al corte sin drenaje está determinado como la mitad de la diferencia entre la tensión máxima principal y la tensión mínima principal.

$$\sigma_1 - \sigma_3 - 2S_u = 0 \quad (2)$$

Donde σ_1 y σ_3 , tensiones principales y S_u , parámetro de estado, ambas se muestran en la figura 2.

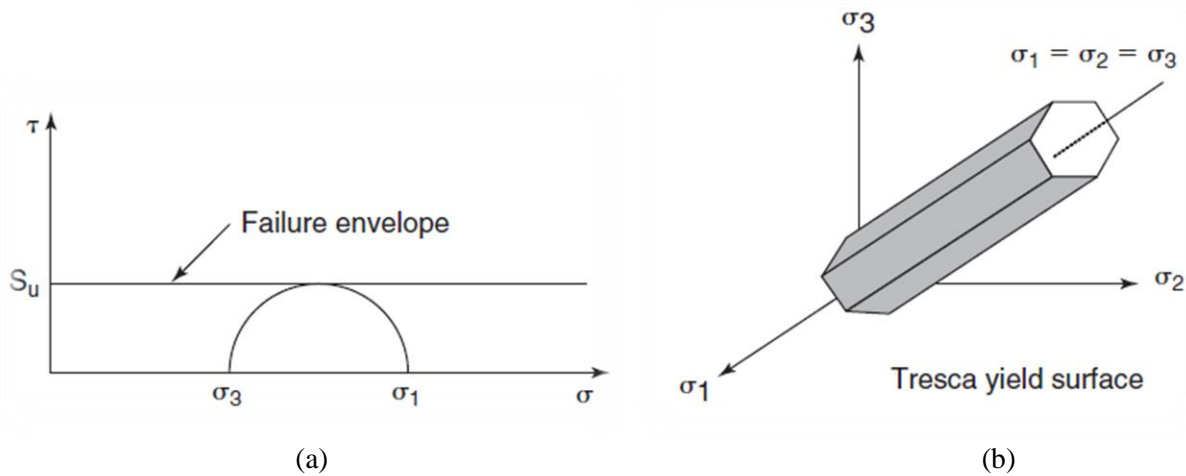


Figura 2: (a) Círculo de Mohr para el Criterio de Tresca.
 (b) Superficie de rendimiento de Tresca.
 (Fuente: Modificado de Briaud, 2013).

2.2 Ensayos de laboratorio

La resistencia al corte c_u se determina por medio de la realización de ensayos de laboratorio, ensayos de campo (*in situ*) o incluso por medio de correlaciones empíricas de otras propiedades del suelo. La resistencia que se busca es para el análisis de estabilidad de talud, por ello los ensayos que mejor recrean el comportamiento son los ensayos de laboratorio triaxial y compresión simple.

2.2.1 Ensayo triaxial

El ensayo triaxial se emplea para modelar y reproducir la respuesta del suelo al ser cargado, simulando lo que ocurre en el caso de un terraplén. Este ensayo regido por las especificaciones ASTM D2850, permite obtener información sobre la resistencia del suelo para diversas condiciones de consolidación y de drenaje en muestras de suelo inalteradas.

El ensayo triaxial (UU) sin drenaje no consolidado, es uno de los más refinados para determinar la resistencia al corte sin drenaje. La resistencia al corte no drenado o cohesión no drenada del ensayo tipo UU se obtiene a partir de los círculos de Mohr generados por las tensiones principales del ensayo (Figura 3) cuya relación está descrita por la ecuación (3).

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3)$$

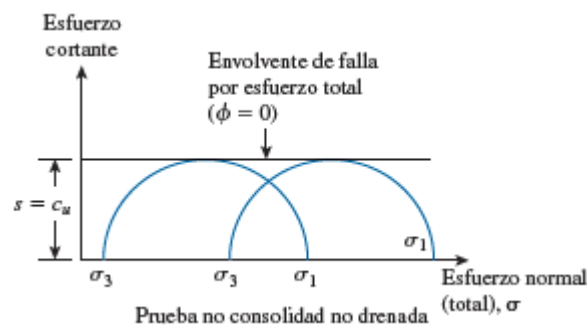


Figura 3: Círculos de Mohr – Coulomb para triaxial UU (Fuente: Modificado de Das, 2012)

2.2.2 Ensayo de compresión simple

El ensayo de compresión simple es una versión más sencilla del ensayo triaxial, pero con la diferencia que el espécimen es sometido a compresión axial sin confinamiento. La resistencia al corte sin drenaje queda determinada por la mitad de la resistencia a compresión simple q_u o resistencia no confinada (Figura 4), como se indica en la ecuación (4).

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad (4)$$

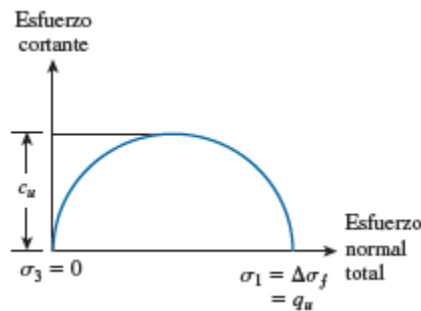


Figura 4: Círculos de Mohr en esfuerzos totales, ensayo de compresión no confinada (Fuente: Modificado Das,2012)

2.3 Skempton

La propiedad del suelo con la que es posible obtener un valor de resistencia no drenado, es el índice de plasticidad. Skempton (1957) propuso para las arcillas amasadas que tuviesen razón de sobreconsolidación igual a la unidad, una relación entre el índice de plasticidad y la presión de preconsolidación como se presenta en la ecuación 5 y en la figura 5.

$$c_u = \frac{0,11 + 0,0037 \cdot IP}{p'_0} \quad (5)$$

La resistencia al corte sin drenaje en un suelo fino muestra predisposición a incrementar su valor con respecto a la profundidad. Varios autores y ensayos interpretan esta conducta de la resistencia como se presenta en la figura 5.

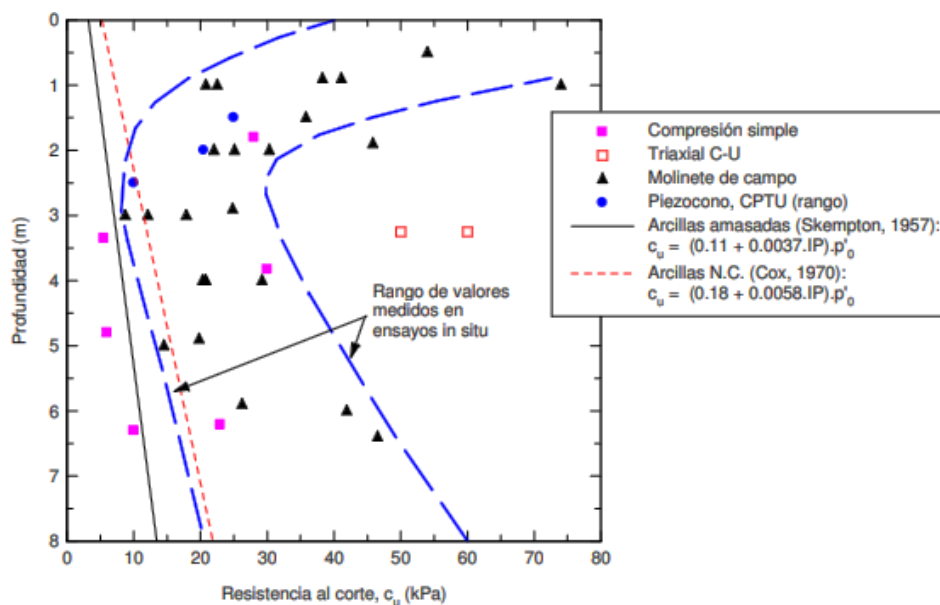


Figura 5: Resistencia al corte sin drenaje en un caso real. Limos arcillosos de plasticidad media.

(Fuente: Apuntes curso de geotecnia I (2010), universidad de Cantabria).

2.4 Método Shansep

El método Shansep (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) caracteriza de manera detallada el perfil de suelos arcillosos en toda la profundidad y predice el comportamiento de la resistencia no drenada bajo diferentes niveles de esfuerzos verticales en suelos normalmente consolidados. La resistencia al corte c_u varía con la profundidad, ya que al no ser un parámetro intrínseco del terreno depende de las tensiones efectivas del suelo. En 1974 Ladd y Foott, desarrollaron una expresión para estimar la resistencia al esfuerzo o al corte sin drenaje c_u en suelos cohesivos, particularmente en arcillas conociendo su historia de estados tensionales representado por la razón de sobreconsolidación (RSC), al cual llamaron el método Shansep.

Ladd and Foott, *et al.* (1974)

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_0}\right)_{SC}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_0}\right)_{NC}} = RSC^{0.8} \quad (6)$$

Para arcillas normalmente consolidadas c_u/σ'_0 esta entre 0.1 y 0.4.

Donde la razón de sobreconsolidación está dada por

$$RSC = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \quad (7)$$

El comportamiento de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado con la profundidad descrito por el método Shansep de las arcillas, se muestra en la figura 6. En la figura 6(a) se muestra como la resistencia aumenta a partir de un valor inicial $c_{u(0)}$ a nivel de terreno de una arcilla NC. En la figura 6(b) se muestra los resultados obtenidos del ensayo de veleta en campo de la resistencia, donde se aprecia un aumento de c_u con la profundidad.

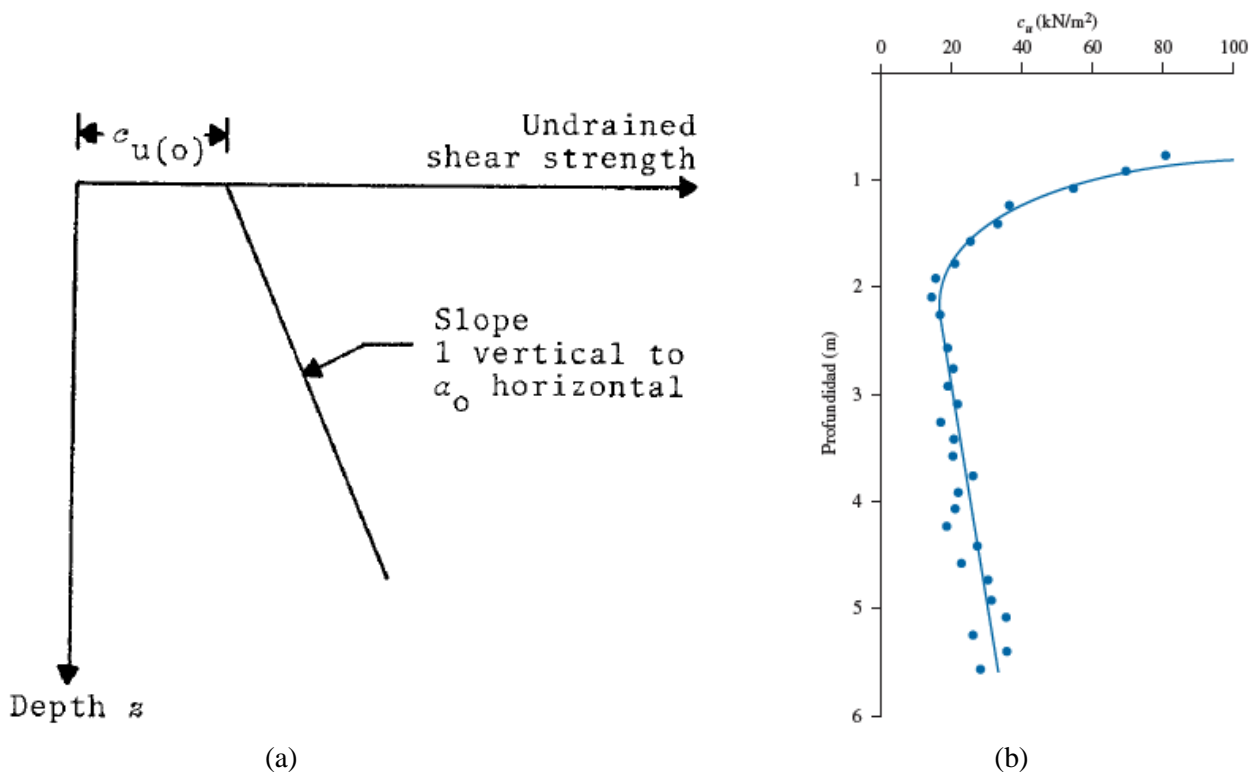


Figura 6: (a) Variación de la resistencia al corte no drenado en suelos arcillosos normalmente consolidados. Perfiles de resistencia del suelo. (Fuente: Modificado Das, 1987).

(b) Variación de la resistencia al corte no drenado con la profundidad obtenida de pruebas de corte con veleta en campo. (Fuente: Modificado Das, 2012).

2.5 Capacidad de soporte

La capacidad portante del suelo se refiere a la magnitud de carga que es capaz de soportar el terreno sin producirse falla en su aplicación. La capacidad de soporte del suelo asegura la estabilidad del talud, por lo que deben verificarse todos los posibles casos que pueden producir alguna falla. Los estados últimos permiten comprobar la resistencia del suelo bajo diferentes circunstancias. Estos estados se describen a continuación:

- Estabilidad frente al hundimiento: En este caso, el terreno cede cuando la carga bajo el elemento de fundación es superior a la carga de hundimiento.
- Estabilidad frente al deslizamiento: Ocurre cuando entre el terreno y la fundación existen tensiones de corte y estas son mayores a la resistencia del suelo, ocurriendo deslizamiento entre ambos elementos.
- Estabilidad frente al volcamiento: Esta clase de falla es común en estructuras fundadas sobre terrenos cuya capacidad portante es mucho mayor que la requerida para sostener la fundación.
- Estabilidad global: Este tipo de falla es el más importante en esta investigación, por ser la más usual en los taludes.

En la literatura, la capacidad de soporte de una cimentación se encuentra descrita por varios autores, algunos de ellos son Brinch Hansen (1968), Meyerhof (1963), Vesic (1963) y Terzaghi (1943).

2.6 Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite se utilizan como instrumento para determinar la estabilidad global de un talud o terraplén bajo distintas condiciones. Estos métodos consisten en suponer un mecanismo de falla o rotura en la masa de suelo y comparar las fuerzas que resisten el movimiento con las que contribuyen con la inestabilidad. Los MEL determinan el estado de equilibrio de una masa de suelos basados en las leyes de la estática y no consideran las deformaciones como los métodos que utilizan elementos finitos (Pereira, 2012). Las suposiciones o criterios realizados al efectuar métodos de equilibrio límite se reflejan en la precisión de los resultados conseguidos.

Los resultados de los distintos tipos de métodos de equilibrio límite, separa a estos en métodos exactos y no exactos. Los exactos se basan en el equilibrio estático de una masa de suelo geoméricamente simple, en él se asume que no existen deformaciones y que el factor de seguridad permanece constante en toda la superficie potencial de deslizamiento. Los métodos no exactos, poseen una geometría de la superficie potencial de falla más compleja, generando un problema hiperestático, por lo que no es posible estimarla.

Los problemas hiperestáticos pueden ser resueltos mediante simplificaciones. Los métodos aproximados permiten determinar el factor de seguridad del talud mediante la eliminación de incógnitas. El método aproximado más conocido es el de Fellenius o método ordinario. Este supone que las fuerzas de interacción entre rebanadas no inciden de manera significativa en el cálculo de la estabilidad, ya que son de pequeña magnitud o se anulan casi totalmente entre ellas; aunque este hecho no es totalmente cierto para determinados casos donde hay cargas no uniformes sobre el terreno (Espinoza & Tapia, 2013). Sólo satisface el equilibrio de fuerzas de cada dovela por si sola y de la masa deslizada.

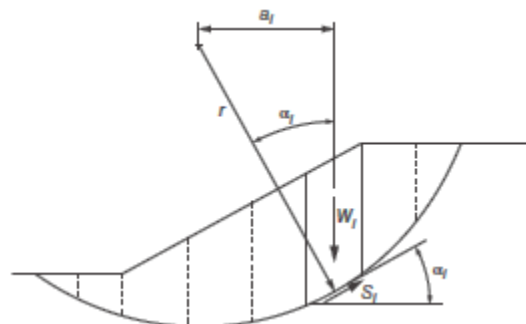


Figura 7: Superficie de falla circular de una masa de suelo, subdividida verticalmente en dovelas

(Fuente: Modificado de Duncan, 2014).

La otra manera de determinar el factor de seguridad en casos hiperestáticos es con los métodos precisos. Los métodos precisos plantean hipótesis con respecto a los esfuerzos tangenciales y normales en las caras de las dovelas siguiendo una ley general.

El método de Morgenstern y Price es considerado una de los más precisos o rigurosos, ya que satisface las ecuaciones de equilibrio para la totalidad de la masa de suelo potencialmente inestable. Este método propone una superficie de rotura circular dividida en tajadas. Se definen las fuerzas de cada dovela e inter-dovelas, y se calcula el factor de seguridad por medio de procesos iterativos, hasta encontrar un valor mínimo. El procedimiento se puede realizar por medio de equilibrio de momentos como por equilibrio de fuerzas.

Uno de los aspectos más importantes en el diseño de taludes es la evaluación de la estabilidad sísmica del talud. El terraplén al estar sometido a cargas cíclicas tiende a perder o disminuir la resistencia del suelo. En la evaluación de la estabilidad, las fuerzas producto de un sismo son reemplazadas por una fuerza estática, que es la multiplicación del peso de la masa deslizante por el coeficiente sísmico, el cual depende de la aceleración de gravedad y su valor se encuentra descrito por la norma chilena NCh433 of 1996 mod 2009. El análisis pseudoestático en equilibrio límite los efectos de un sismo sobre el terraplén se agregan como una fuerza horizontal, en el centroide de cada dovela. Como se muestra en siguiente figura:

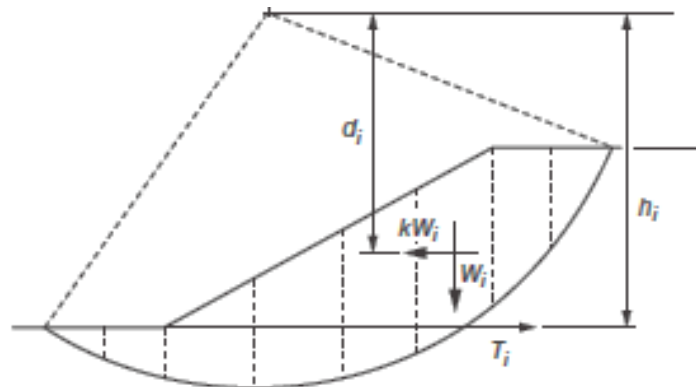


Figura 8: Talud con fuerzas sísmicas y de refuerzo conocidas.

(Fuente: Modificado de Duncan,2014).

3. METODOLOGÍA

La indeterminación del factor de seguridad de un talud fundado sobre suelos blandos al ser evaluado en condiciones sin drenaje, a corto plazo y bajo cargas sísmicas. Se presupone que el no poder alcanzar un valor único de factor de seguridad, depende de la forma como se comporta la resistencia al corte sin drenaje con la profundidad. El procedimiento realizado para buscar un factor de seguridad apropiado para taludes fundados sobre suelos blandos se describe a continuación.

El análisis del problema se desarrolla a partir de un modelo tipo que busca reproducir las condiciones del problema. El modelo se proyecta utilizando la misma geometría (Altura 3 metros, base 36 metros y pendiente 1:1) del talud estudiado por González *et al.* (2017). Los parámetros geotécnicos elegidos son aquellos que satisfacen de mejor forma el proceso de cálculo del problema. El peso específico se consideró de 17 kN/m^3 , valor característico de suelos blandos y se define tanto para el suelo del terraplén como para el suelo de fundación. El ángulo de rozamiento interno se determina por medio del criterio de rotura de Tresca. El modelo permite establecer las circunstancias para proceder con el análisis.

El análisis pseudoestático incluye el efecto que tienen los sismos sobre el terraplén, a través del coeficiente sísmico horizontal. El coeficiente sísmico, según indica el manual de carreteras (MC) (2002) corresponde a la mitad del coeficiente máximo de la aceleración efectiva, el cual depende de la zona en la que se ubique el estudio (NCh 433 Of.1996). Sin embargo, con el fin de analizar el comportamiento de la estabilidad, se usaron coeficientes de aceleración horizontal K_h de 0,05, 0,1 y 0,2. El efecto sismo se integra al análisis de estabilidad.

3.1 Excel

Para encontrar un punto donde el problema se indetermine, se efectúa un análisis de equilibrio limite por el método ordinario en el software Excel. El modelo se presenta en la figura 10(a), en él se especifica una única superficie de rotura. La falla es circular de radio 40 metros y alcanza una profundidad a partir del nivel de terreno de 14 metros. La superficie de falla se divide verticalmente en 12 dovelas de ancho equivalente (Figura 10(b)), como se puede ver en la figura 10(a).

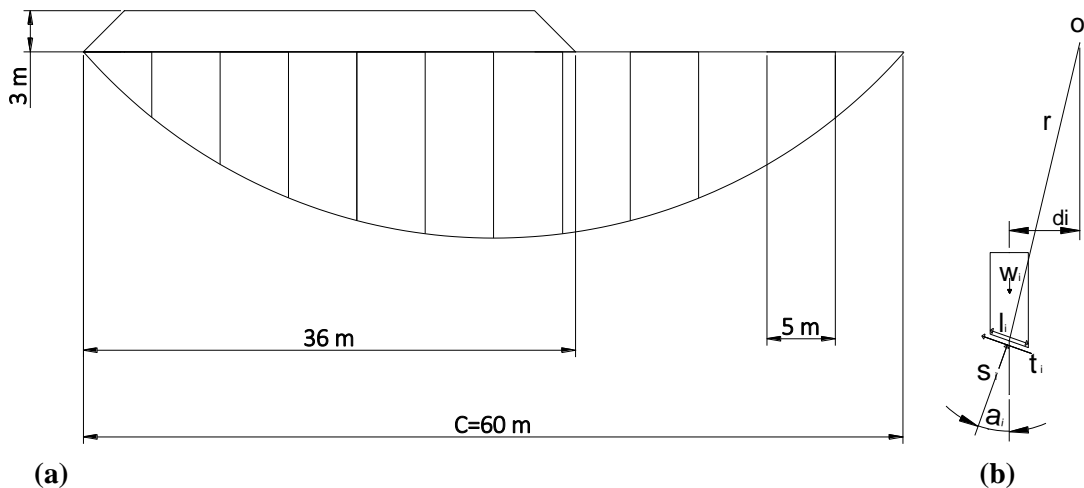


Figura 10: (a) Modelo terraplén, (b) Esquema de fuerzas que actúan en una dovela.

Con el software AutoCAD y mediante relaciones geométricas, se obtuvo para cada dovela (Figura 10 (b)), resultante peso (W_i), componente normal de la fuerza de reacción al peso (S_i) y la componente tangencial de la fuerza de reacción al peso (T_i). La tabla 1, presenta a modo de ejemplo los valores obtenidos para el cálculo del método ordinario de la dovela 1.

Tabla 1: Información dovela 1 en Excel.

Slice #	1
Width (m)	5
Mid- height (m)	3,3
Weight (kN)	381,4
Alpha (degrees)	-43
β (m)	6,9
$A\beta$ (F. Cort. en la base res (kN))	138
Fuerza sísmica horizontal (kN)	10,1
$NTan(\Phi)$	0
$W \sin\alpha$	-260,1
$c\beta + NTan(\Phi)$	138
Resultante	381,6
Ángulos	1,5
	45,5
N (F.N. en la base (kN))	272,1
F. Corte en la base mov (kN)	99,7
E. Corte en la base mov (kN)	14,5

El método de equilibrio límite de Fellenius sólo satisface equilibrio de momento ya que no se consideran las fuerzas de presión de la tierra y el cortante en las paredes entre dovelas. Por lo que el factor de seguridad se determina mediante la siguiente ecuación:

Cálculo de factor de seguridad:

$$FS = \frac{M_R}{M_d} = \frac{\sum c_{u_i} \Delta l_i}{|\sum T_i|} \quad (10)$$

Momento resistente:

$$M_R = R \sum c_{u_i} \Delta l_i \quad (11)$$

Momento deslizando o actuante:

$$M_d = R \sum |T_i| \quad (12)$$

Donde c_{u_i} es la resistencia al corte sin drenaje ubicada en la base de cada dovela, l_i el largo de la base de cada dovela y T_i la componente tangencial de la fuerza de reacción al peso de cada dovela.

El factor de seguridad se calcula mediante la sumatoria de todos los momentos resistentes (Ecuación 11) y dividiéndolo por la suma de todos los momentos actuantes de las dovelas (Ecuación 12) con respecto al centro del círculo de falla especificado inicialmente. El método de Fellenius en este estudio solo se utiliza como base de referencia debido a la falta de precisión que posee.

3.2 Slope/W

El análisis de estabilidad con el software de GEOSTUDIO con análisis en Slope/W, se realiza con el método de equilibrio límite de Morgenstern – Price, para dos escenarios. El primer análisis, se enfoca en el método Shansep, por lo que en este caso se define que la resistencia al corte sin drenaje varía con la profundidad en un suelo que se encuentra normalmente consolidado (figura 6(a)). El otro análisis se realiza como a cualquier tipo de suelo, asumiendo que la resistencia al corte sin drenaje permanece constante con la profundidad.

El modelo de talud que se utiliza es el mismo que en el análisis con el método de Fellenius, mismas propiedades y el talud se modela en el programa como una sobrecarga. En la figura 11, se logra ver la sobrecarga a nivel de terreno y las características principales del problema.

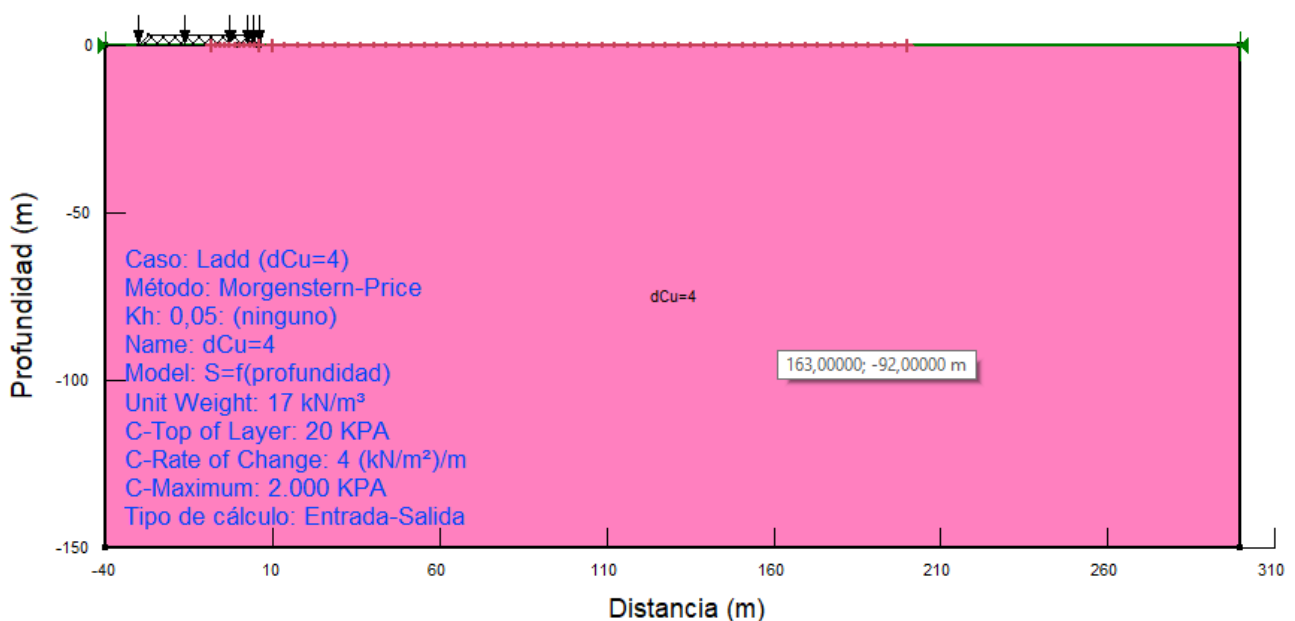


Figura 11: Ejemplo de modelo utilizado en SLOPE/W.

En el análisis de equilibrio límite se planteó un conjunto de casos donde se consideran diferentes valores de resistencia al corte sin drenaje. La resistencia utilizada fue de 0, para simular cuando c_u permanece constante con la profundidad. En el caso donde se supone un aumento de la resistencia (figura 6(a)), se fija un valor inicial de c_u a partir del cual se incrementará su valor a distintas tasas hasta alcanzar un máximo de 2000 kPa. Las tasas de incremento que se aplican van desde los 2(kN/m²)/m hasta los 40 (kN/m²)/m.

El factor de seguridad para poder estimarlo se especificaron distintas zonas de entrada y salida de las superficies de deslizamientos. Al indicar la salida de los posibles círculos de falla se acota la superficie del problema. La dificultad en análisis pseudoestático a corto plazo se debe a que, sin importar el tamaño de la superficie en estudio, el programa entrega valores de factor de seguridad diferentes. Las salidas que se emplearon son de 20,50,100 y 200 metros, obteniendo un total de 108 casos.

Para efectos de cálculo:

-En ambos casos no se considera nivel freático.

-La profundidad del análisis se estimó basada en la utilizada para fundaciones superficiales en donde esta es 5 veces el ancho de la fundación, aproximadamente.

-Se considero suelo isotrópico.

-El análisis es sólo a corto plazo, ya que la resistencia generalmente es mayor a largo plazo. Las resistencias no drenadas de las arcillas son importantes para condiciones de carga a corto plazo (Duncan, 2014).

4. RESULTADOS

En este apartado se presenta los resultados conseguidos en el cálculo del factor de seguridad del modelo propuesto y el análisis de estos. Los resultados entregados por Slope/W, describen la superficie de falla de la masa potencialmente inestable del talud, la cual corresponde al mínimo valor de factor de seguridad que se obtuvo. Las superficies de falla se muestran poco profundas.

Con la finalidad de ejemplificar, en la figura 12, se muestran la solución proporcionada por el software GEOSTUDIO. El análisis se realizó para una salida de 200 metros de extensión, con un incremento de resistencia al corte sin drenaje de 2 (kN/m²)/m y coeficiente sísmico horizontal K_h igual a 0,1y empleando el método Shansep. El factor de seguridad obtenido es 1,834.

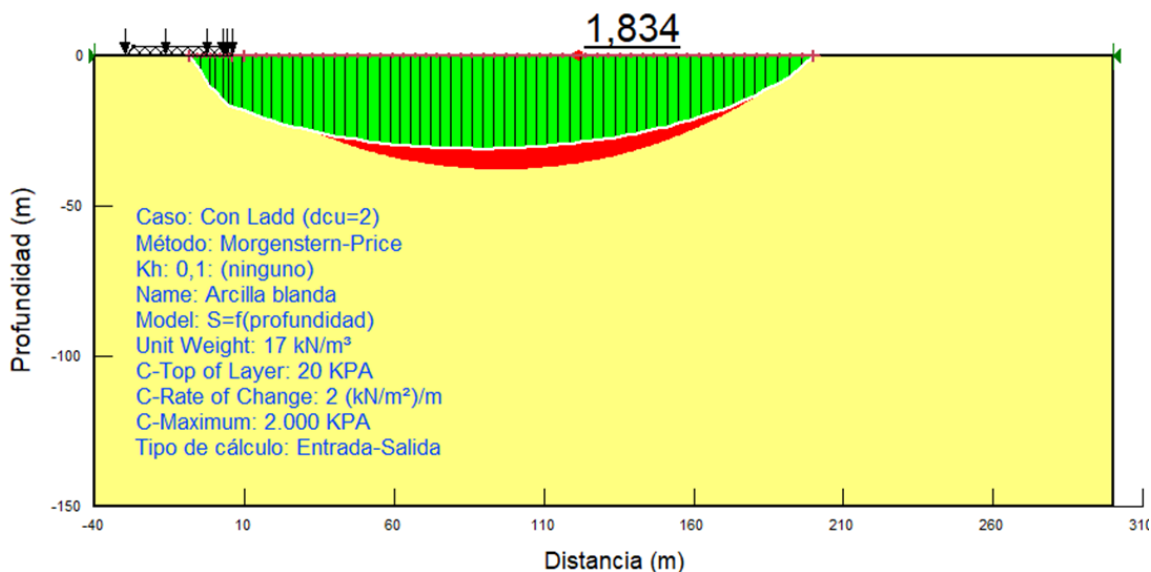


Figura 12: Resultados Método Shansep.

El valor del factor de seguridad obtenido se ingresa en una tabla Excel. En la hoja de cálculo se agrega el factor de seguridad del resto de los casos realizados para Δc_u igual a 2 (kN/m²)/m, como se muestra en la Tabla 2.

El gráfico de la figura 13, se origina a partir de la tabla 2, en ella se logra apreciar que el factor de seguridad disminuye mientras la extensión de la salida(distancia) del modelo aumenta, independientemente del valor del coeficiente sísmico horizontal, aunque entre mayor sea el valor de este, más notorio es la reducción del factor de seguridad. Este hecho se repite para el resto de las resistencias al corte sin drenaje analizadas.

Tabla 2: Factor de seguridad con incrementos de resistencia al corte sin drenaje de 2 (kN/m²) /m.

D	$\Delta c_u = 2 \text{ (kN/m}^2\text{)}/\text{m}$		
	K_h		
	0,05	0,1	0,2
20	2,206	1,946	1,443
50	2,206	1,947	1,302
100	2,206	1,947	1,131
200	2,206	1,834	0,956

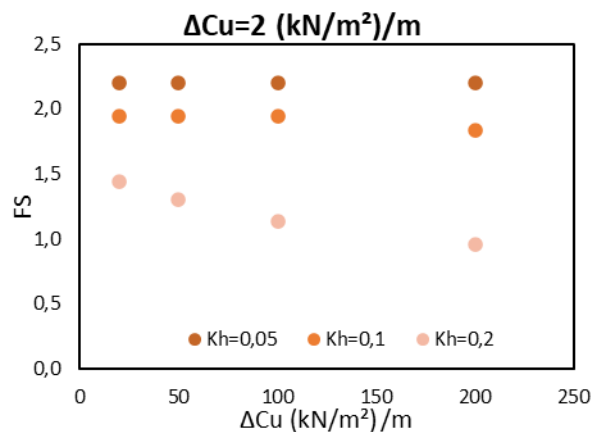


Figura 13: Factores de seguridad obtenidos con incrementos de resistencia al corte sin drenaje de 2 (kN/m²) /m.

Los resultados alcanzados de factor de seguridad para cada coeficiente sísmico horizontal son diferentes. El factor de seguridad se estabiliza en todos los casos analizados. El talud es estable para los casos donde el coeficiente horizontal $K_h = 0,05$ (figura 14(a)), cuando el factor de seguridad es de 2,206 y la resistencia al corte sin drenaje de 2 (kN/m²) /m, lo cual implica que para resistencias menores a ese valor no es posible determinar el factor de seguridad con el método utilizado. La estabilidad para los casos con coeficiente horizontal $K_h = 0,1$ (figura 14(b)), se logra cuando el factor de seguridad alcanza un valor de 2,378 y una resistencia al corte no drenado de 4 (kN/m²) /m. Para resistencias menores a 4 (kN/m²) /m no es factible el valor del factor de seguridad. Para el coeficiente horizontal $K_h = 0,2$ (figura 14(c)), los factores de seguridad crecen hasta el valor de 2,378 y la resistencia al corte sin drenaje es de 8 (kN/m²) /m, por lo tanto, para resistencias no-drenadas menores a ésta, el factor de seguridad se indetermina.

El factor de seguridad se determina y alcanza un valor único para cierta resistencia (Figura 14(d)), por lo que es factible establecer un rango para poder estimar el factor de seguridad en suelos blandos que no dependa del tamaño de salida del problema. Pero estará limitada por el coeficiente sísmico horizontal y del incremento de la resistencia al corte sin drenaje.

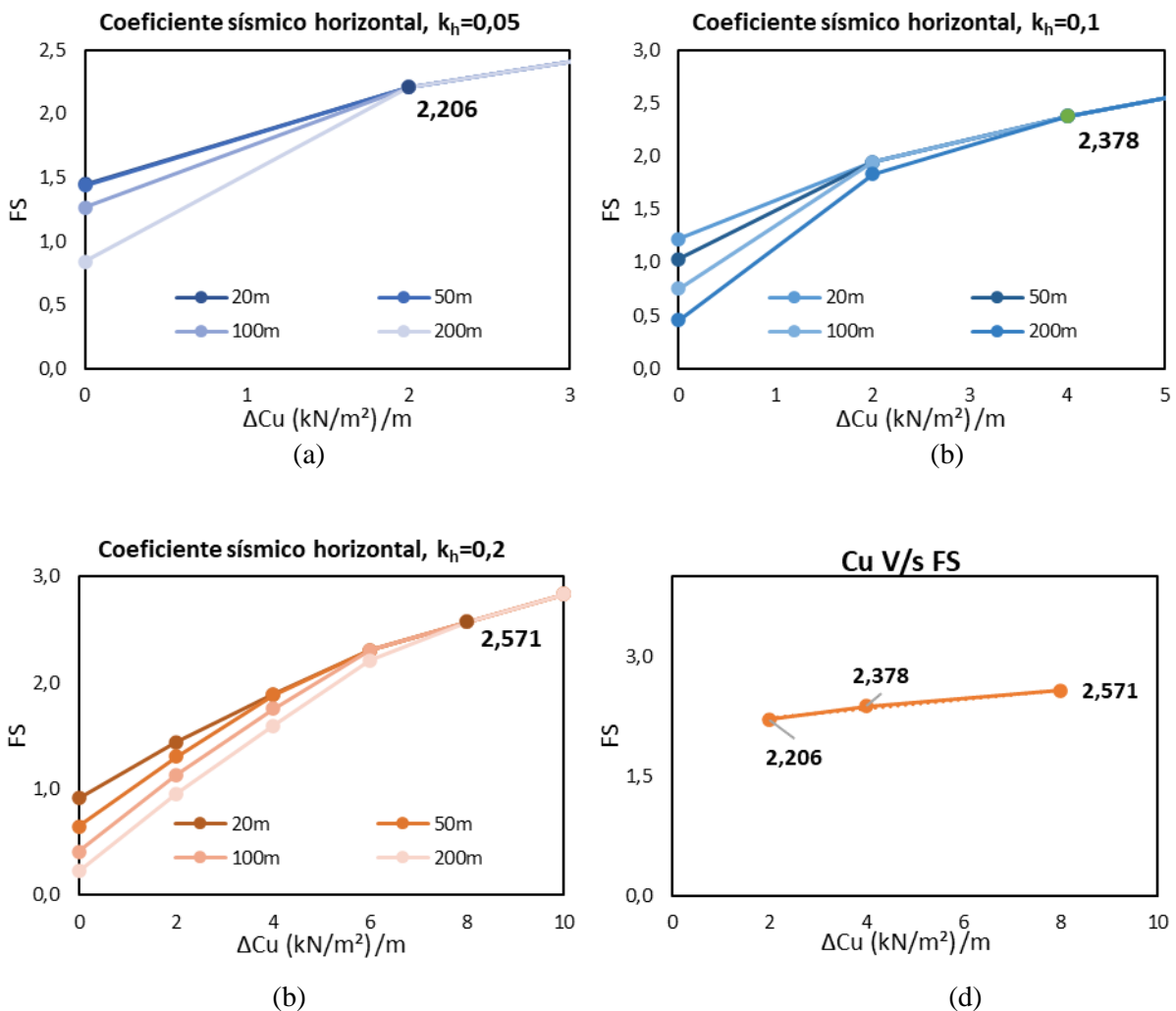


Figura 14:(a) Gráfico factor de seguridad v/s ΔC_u , obtenidos para coeficiente horizontal de 0,05.
 (b) Gráfico factor de seguridad v/s ΔC_u , obtenidos para coeficiente horizontal de 0,1.
 (c) Gráfico factor de seguridad v/s ΔC_u , obtenidos para coeficiente horizontal de 0,2.
 (d) Gráfico umbral factor de seguridad.

Los resultados obtenidos, la mayoría de los círculos de deslizamiento crítico se encontraron cerca de la superficie. La falla es superficial debido a que el método utilizado (Shansep), indica que a medida que se profundiza, la resistencia al corte no drenado aumenta tiene valores menores a nivel de terreno y más altas en profundidad (Figura 15).

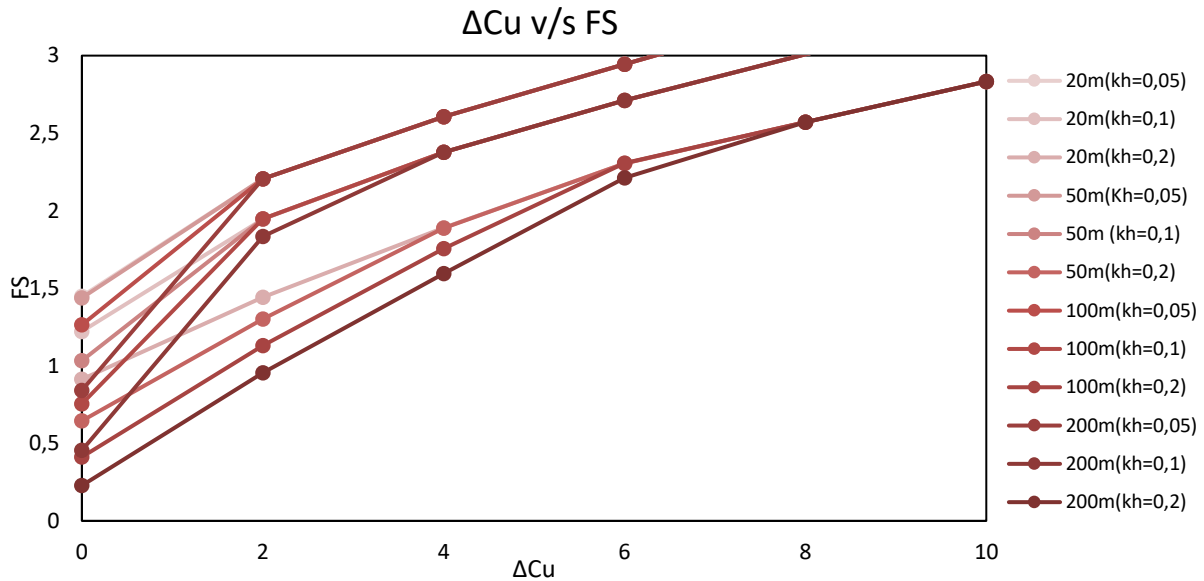


Figura 15: Variación del factor de seguridad con respecto al incremento de la resistencia al corte sin drenaje por metro de profundidad.

5. CONCLUSIÓN

El factor de seguridad de estabilidad global se logró obtener para el caso pseudoestático sin drenaje a corto plazo en suelo blando. El procedimiento obtiene un valor único para el factor de seguridad el cual no depende de la extensión de la salida en el modelo de análisis utilizado. El cálculo del factor de seguridad depende de las hipótesis que se consideren, ya que estas no suelen reproducirse en el terreno.

El procedimiento desarrollado permite determinar los factores de seguridad según indica la norma. La resistencia al corte sin drenaje establece un umbral a partir del cual los factores de seguridad pueden ser determinados. Por lo que la estabilidad depende de la resistencia al corte.

En base a los resultados obtenidos en el método de equilibrio límite para el análisis pseudoestático no drenado a corto plazo de un talud, no fue posible conseguir un valor único de factor de seguridad para las resistencias más bajas y cuando la resistencia permanece constante con la profundidad. Se recomienda para un futuro estudio, realizar el análisis con otros tipos de métodos de equilibrio o métodos numéricos y otro comportamiento de la resistencia al corte sin drenaje.

El procedimiento descrito en este apartado es específicamente para el modelo y condiciones propuestas en él.

6. REFERENCIAS

- Atkinson, J (2014). “*Fundamentals of Ground Engineering*”. CRC Press.
- Briaud, J. (2013). “*Geotechnical Engineering: Unsaturated and saturated soils*”. Wiley.
- Ladd, C. & Lambe, W. (2022). “*The strength of “undisturbed” clay determined from undrained test*”.
- Das, B. (1987). “*Theoretical foundation engineering*”. Elsevier.
- Das, B. (2012). “*Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*”. Cengage Learning.
- Duncan, J., Wright, S. & Brandon, T. (2014). “*Soil strength and slope stability*”. Wiley.
- Espinoza, C. & Tapia, L. (2013). “*Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto PACALORP*”. Universidad de Cuenca.
- González, S. (2017). “*Análisis de estabilidad global de un relleno reforzado con geosintético en la localidad de Llico*”. Universidad Católica de la Santísima Concepción. Tesis.
- Ladd, C. & Foott, R. (1974). “*New design procedure for stability of soft clays*”. Journal of the geotechnical engineering division.
- Laire, R. (2021). “*Análisis de sensibilidad de la estabilidad de taludes para tranques y embalses de relave utilizando el método de equilibrio límite*”. Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago de Chile.
- Makdisi, F. & Seed, B. (1978). “*Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations*”. Journal of 7 geotechnical engineering division.
- Manual de Carretera (2002). “*Vol. 3, Instrucciones y Criterios de Diseño*”. Dirección de Vialidad. Ministerio de obras públicas (MOP). Chile.
- Montenegro, J. (2016). “*Resistencia al corte*”, apuntes de mecánica de suelos, Universidad Católica de la Santísima Concepción.
- NCh 433 (1996). “*Diseño sísmico de edificios*”. INN Chile.
- Ocampo, M. & Tiznado, A. (2016). “*Estabilidad de terraplenes sobre suelos blandos mediante el uso de columnas de grava*”. Universidad Andrés Bello
- Pérez, E. (2005). “*Estabilidad de taludes*”. Universidad Politécnica de Catalunya.
- Pereira, (2012). “*Método de análisis de estabilidad de taludes*”. Universidad central de Venezuela.
- Suárez, J. (1998). “*Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*”. Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, J. (2009). “*Deslizamientos volumen 1: análisis geotécnico*”. Universidad Industrial de Santander.
- Sanhueza, P. & Rodríguez, C. (2013). “*Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales*”. Revista de la construcción, Vol.12 N°1-2013.
- GeoStudio (2004). “*Stability modeling with Geostudio*”. Geo-slope.
- Zamora, J. (2014). “*Optimización de tratamientos de suelos blandos bajo terraplenes*”. Pontificia Universidad Católica del Perú.