

2017-10

Reliability Analysis of Active Earth Pressure for Cantilever Walls on Mudflows and Residual Soils of the Aburrá Valley

Juan David Castro

Universidad de Antioquia, juan.castros@udea.edu.co

Juan Camilo Viviescas

Universidad de Antioquia, juan.viviescas@udea.edu.co

Juan Pablo Osorio

Technological University Dublin, juan.osorio@tudublin.ie

Follow this and additional works at: <https://arrow.tudublin.ie/engschcivcon>



Part of the [Civil Engineering Commons](#), [Geological Engineering Commons](#), and the [Geotechnical Engineering Commons](#)

Recommended Citation

Castro, Juan David; Viviescas, Juan Camilo & Osorio, Juan Pablo. (2017). Análisis por confiabilidad del empuje activo para el diseño de muros de contención en voladizo en los flujos de lodos y suelos residuales del área metropolitana del Valle de Aburrá. *Ingeniería y Tecnología* Vol. 13, No.26, pp. 21-28.

This Conference Paper is brought to you for free and open access by the School of Civil and Structural Engineering at ARROW@TU Dublin. It has been accepted for inclusion in Conference papers by an authorized administrator of ARROW@TU Dublin. For more information, please contact arrow.admin@tudublin.ie, aisling.coyne@tudublin.ie.



This work is licensed under a [Creative Commons Attribution-NonCommercial-Share Alike 4.0 License](#)
Funder: Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación - COLCIENCIAS

Análisis por confiabilidad del empuje activo para el diseño de muros de contención en voladizo en los flujos de lodos y suelos residuales del área metropolitana del Valle de Aburrá.

Reliability analysis of active earth pressure for cantilever walls on mudflows and residual soils of the Aburrá valley.

Juan David CASTRO¹, Juan Camilo VIVIESCAS¹, Juan Pablo OSORIO¹

¹GeoResearch International – GeoR, Escuela Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad de Antioquia UdeA, Calle 70 No 52-21, Medellín, Colombia. Email: juan.castros@udea.edu.co; juan.viviescas@udea.edu.co; juan.osorio@udea.edu.co

RESUMEN: De acuerdo a la variabilidad de la geología local del área metropolitana del valle de Aburrá, se analizaron dos mantos geológicos con granulometría similar, compuestos por los flujos de lodos de la ladera oriental en la zona del Poblado y los suelos residuales del stock de San Diego, los cuales en relación al número de golpes N del ensayo de penetración estándar SPT presentan un comportamiento mecánico similar. Se realizaron análisis por medio de métodos de confiabilidad para la determinación de los empujes activos para el diseño geotécnico de muros de contención en voladizo. En los análisis se varió el rango de la altura del muro de contención entre 1 y 10 metros y las inclinaciones del relleno entre 0 y 25 grados, además, como parámetros de diseño, se consideraron los resultados obtenidos por medio de ensayos de laboratorio (cohesión y ángulo de fricción) y los resultados obtenidos a partir de correlaciones del ensayo SPT (ángulos de fricción equivalentes). Las variables de entrada se representaron por medio de sus funciones de distribución de probabilidad, las cuales se obtuvieron en base a los resultados de los pruebas de campo y de ensayos de corte directo. Los resultados indican que aunque estos mantos presentan comportamientos mecánicos similares, existe una influencia geológica desde el punto de vista probabilístico, ya que estos presentan funciones de probabilidad distintas para los parámetros de diseño, los cuales afectan directamente la función de probabilidad de los empujes activos y por lo tanto la probabilidad de falla para la muros de contención analizados.

ABSTRACT: According to the variability of the local geology of the Aburrá Valley, two geological strata with similar grain size distribution were analyzed. The geologies are composed of mudflows and residual soils from the San Diego stock in the Poblado neighborhood. These soils show a similar mechanical behavior in relation to the number of blows of the standard penetration test SPT. The analysis was carried out by reliability methods for the determination of the active earth pressure for the geotechnical design of a cantilever walls. The analysis consists in the variation of the height of the retaining wall between 1 and 10 meters and the inclinations of the filling between 0 and 25 degrees, using design parameters obtained from laboratory tests (effective cohesion and friction angle) and the results obtained from correlations of the SPT test (equivalent friction angle). These input variables were represented by their probability distribution functions, based on the results of the field tests and the direct shear tests. The results indicate that, although these geologies show similar mechanical behavior, there is a geological influence from the probabilistic point of view, since these soils have different probability functions for the design parameters, which directly affect the probability function of the active earth pressure and therefore the probability of failure for the cantilever retaining walls analyzed.

PALABRAS CLAVE. Empuje activo, probabilidad de falla, confiabilidad, muros en voladizo, flujo de lodos, suelos residuales.

1. INTRODUCCIÓN

La determinación de los empujes de tierra, a través de los coeficientes activos de presión lateral, es una de las tareas más importantes en el diseño de muros de contención. Para el diseño geotécnico de este tipo de estructuras se involucran normalmente dos etapas: la estimación de las propiedades de resistencia del suelo y el cálculo de las cargas laterales por medio de teorías como las de Rankine o Coulomb (Fenton, Griffiths, & Williams, 2005).

En un enfoque de diseño determinístico, donde se requiere emplear valores puntuales de los parámetros

geotécnicos, es normal que los ingenieros utilicen valores promedio de las propiedades de resistencia al corte del suelo, mientras que otros más conservadores optan por usar las propiedades más desfavorables (Whitman, 1984). Estos análisis no tienen en cuenta la variabilidad del suelo, ni la influencia que esta podría tener en el desempeño de la estructura a diseñar. Tradicionalmente, en compensación a la incertidumbre en la resistencia y en las cargas, se utilizan factores de seguridad, los cuales se seleccionan empíricamente por lo que no existe una relación con la probabilidad de falla, existiendo la posibilidad que se presenten estructuras

altamente susceptibles o diseños sobreestimados (Chalermyanont & Benson, 2004; Low & Tang, 1997)

Debido a la magnitud de las incertidumbres que se pueden encontrar para la realización de los diseños geotécnicos, aparecen técnicas basadas en la probabilidad, cuya principal ventaja es de vincular la incertidumbre en los parámetros de diseño con la probabilidad de falla o confiabilidad (Al-Zoubi, 2015; Babu & Basha, 2008). Existen múltiples ejemplos en ingeniería geotécnica en los que se han utilizado satisfactoriamente análisis por confiabilidad en casos que involucran problemas por inestabilidad o asentamientos (Basheer & Najjar, 1996; Chalermyanont & Benson, 2004; Duncan, 2000; Prada, Ramos, Solaque, & Caicedo, 2011)

El objetivo de este trabajo es el de evaluar la probabilidad de falla en muros de contención en voladizo respecto al deslizamiento, el giro y la capacidad portante, variando la altura del muro entre 1 y 10 metros y la inclinación del suelo de relleno entre 0 y 25 grados. Además, se comparan los resultados de dos tipos de suelos que poseen una granulometría similar: el flujo de lodos y el suelo residual. Estos análisis se realizaron implementando dos tipos de parámetros: parámetros mixtos (PM) adquiridos a partir de ensayos de laboratorio de corte directo y parámetros equivalentes (PE) obtenidos con correlaciones aplicadas a los resultados de ensayos de penetración estándar SPT. Para la determinación de las cargas laterales actuantes se utiliza la teoría clásica de Rankine.

2. SUELOS DE ESTUDIO

Los suelos utilizados en este trabajo son los depósitos de vertiente tipo flujos de lodos y los suelos residuales del stock de San Diego de la ladera oriental del Valle de Aburrá en la zona denominada como "El Poblado". Este tipo de suelos han sido caracterizados anteriormente como parte de otras investigaciones (Parra & Hidalgo, 2015; Viviescas & Osorio, 2015). Viviescas & Osorio (2016) recopilaron los resultados de múltiples ensayos de campo y de laboratorio para la caracterización de las funciones de distribución de probabilidad (FDP) del ángulo de fricción y la cohesión de este tipo de suelos. Los resultados de las correlaciones del ensayo SPT se presentan en la Tabla 1, mientras que los resultados de los ensayos de laboratorio de corte directo se presentan en la Tabla 2.

Tabla 1. Parámetros equivalentes.

Tipo de suelo	N1 ₍₆₀₎	Correlación aplicada	ϕ'_{equiv} (μ)	σ^2	FDP ajustada
Flujo de lodos	11	Kulhawy & Mayne	32.9°	7.14°	Normal
Residual	11	JNR	32.1°	1.54°	Normal

Tabla 2. Parámetros mixtos.

Parámetro	Flujo de lodos			Residual		
	μ	σ^2	FDP	μ	σ^2	FDP
ϕ' (°)	25	2	Normal	24	3.8	Normal
c (kPa)	17	3	Normal	6	9	Lognormal

3. DISEÑO POR CONFIABILIDAD

Un análisis probabilístico o diseño por confiabilidad se utiliza para cuantificar la incertidumbre que surge de la variabilidad espacial de las propiedades de los suelos de estudio (ángulo de fricción, cohesión y ángulo de fricción equivalente). El proceso para este análisis en el muro de contención en voladizo se muestra conceptualmente en la Figura 1. Los factores de seguridad de los modos de falla analizados se calcularon usando las variables aleatorias que describen la incertidumbre en las propiedades del suelo, donde más que un único valor determinístico para los parámetros de diseño, se utilizan las FDP para describir el rango de los posibles valores de entrada con su respectiva probabilidad de ocurrencia.

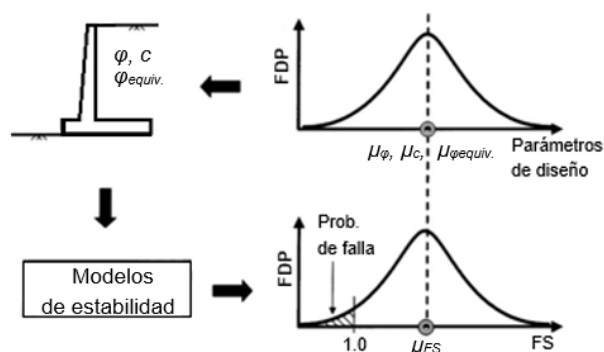


Figura 1. Análisis probabilístico de un muro de contención en voladizo (modificado de Chalermyanont & Benson, 2004)

Cuando se utiliza modelos de estabilidad con variables aleatorias como entrada, los resultados de los cálculos de estabilidad realizados de los factores de seguridad (FS) se obtienen en forma de distribución de probabilidad (Chandler, 1996), donde $FS = Resistencia / \sum Fuerzas desestabilizadoras$. Luego, la probabilidad de falla para cada uno de los modos de falla evaluados, se calcula como la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor a uno, los cuales se calculan en un total de 1000 iteraciones por medio de simulaciones de Monte Carlo.

4. COEFICIENTES DE PRESIÓN ACTIVA

Los coeficientes activos de la presión lateral de tierras son calculados usando la teoría de Rankine (K_a) tal cual se presenta en la ecuación (1):

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \quad (1)$$

donde, ϕ' = ángulo de fricción interna del suelo ($^\circ$) y β = ángulo de inclinación del suelo del relleno respecto a la horizontal ($^\circ$). Haciendo el remplazo en esta ecuación de las variables aleatorias de entrada (ϕ' y ϕ' _{equiv.} en este caso) se obtiene la distribución de los coeficientes de presión de tierras para el flujo de lodos y los suelos residuales. En la Tabla 3 y 4 se presentan los valores promedio y los coeficientes de variación (C_v) de los coeficientes activos de Rankine para el flujo de lodos y el suelo residual respectivamente.

Tabla 3. Media y C_v de los K_a para el flujo de lodos.

Tipo de análisis	μ C_v	β ($^\circ$)					
		0 $^\circ$	5 $^\circ$	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	25 $^\circ$
PM	μ	0,406	0,413	0,432	0,472	0,555	0,674
	C_v (%)	7,6	7,7	8,3	9,5	13,2	13,2
PE.	μ	0,306	0,31	0,321	0,343	0,372	0,403
	C_v (%)	29,7	30,1	31,5	33,6	35,2	35,0

Tabla 4. Media y CV de los K_a para el suelo residual.

Tipo de análisis	μ C_v	β					
		0 $^\circ$	5 $^\circ$	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	24 $^\circ$
PM	μ	0,425	0,432	0,455	0,502	0,57	0,611
	C_v (%)	14,6	14,8	16,3	18,9	20,2	18,7
PE	μ	0,306	0,31	0,32	0,34	0,373	0,434*
	C_v (%)	6,2	6,5	6,6	7,1	7,8	43,4*

(*) Valores obtenidos con $\beta=25^\circ$

5. DISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN ACTIVA EN EL MURO DE CONTENCIÓN

La ecuación (2) se utiliza para calcular la presión activa que actúa en el muro de contención al utilizar los PM del suelo. En esta ecuación se considera la grieta que se genera en la interfaz entre suelo-muro (ver Figura 2) que va desde la parte superior hasta la profundidad h_0 (ecuación 3), la cual es ocasionada por el efecto de la cohesión haciendo que el esfuerzo

horizontal en esta zona sea negativo (esfuerzo a tensión) (Das, 2001).

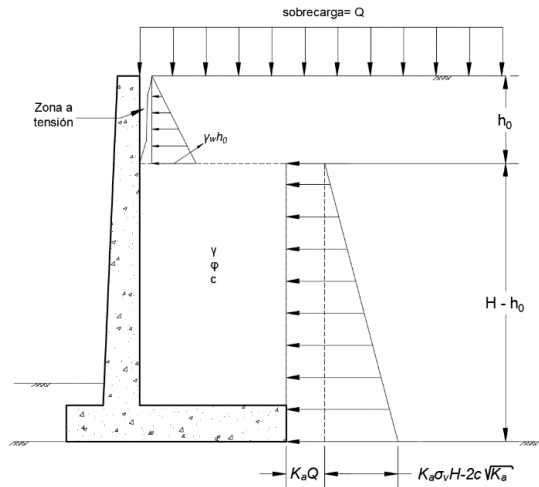


Figura 2. Distribución de la presión lateral activa en un suelo cohesivo

$$P_a = \frac{1}{2} (H' - h_0) [(K_a \gamma H') - 2c \sqrt{K_a}] + Q K_a (H' - h_0) \quad (2)$$

$$h_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} - \frac{Q}{\gamma} \quad (3)$$

Donde H' = altura desde el punto A hasta el punto B (ver Figura 3) (m); γ = peso unitario del suelo (kN/m^3); Q = sobrecarga aplicada en la parte superior del suelo retenido (kN/m^2); c = es la cohesión del suelo retenido (kN/m^2).

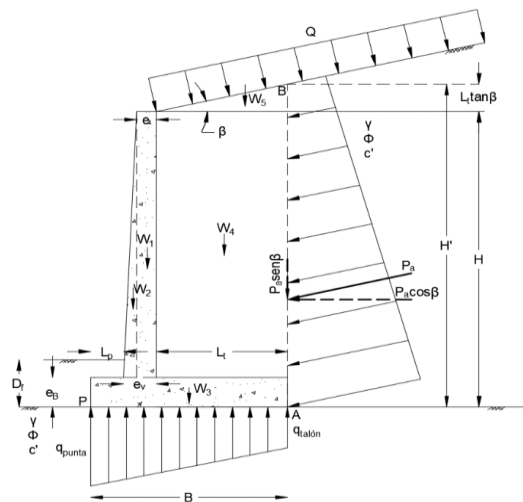


Figura 3. Fuerzas que actúan sobre un muro de contención en voladizo

Además de la presión activa ejercida por el suelo retenido, se consideró que la grieta que se desarrolla en la zona de tensión está llena de agua, donde la presión hidrostática en esta zona se calcula como:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w h_0^2 \quad (4)$$

Donde γ_w es el peso unitario del agua (kN/m^3); h_0 es la profundidad de la zona a tensión (m)

Cuando el suelo retenido es representado por medio de los PE (ϕ' equiv.), la distribución de la presión activa de tierra de Rankine toma la forma que se muestra en la Figura 3 y se calcula de acuerdo a la ecuación (5).

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H'^2 + QK_a H' \quad (5)$$

6. MODOS DE FALLA EVALUADOS

Los modos de falla que se evalúan en este trabajo son: falla por deslizamiento a lo largo de la base, falla por giro o vuelco alrededor de la punta del muro y falla por capacidad portante en el suelo de cimentación. Las fuerzas que actúan sobre un muro de contención en voladizo se muestran en la Figura 3. Las expresiones para el cálculo de los factores de seguridad de los modos de falla evaluados son las presentadas en las siguientes secciones.

6.1. Falla por giro

La suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el giro alrededor del punto P (ver Figura 3), despreciando el peso del suelo por encima de la punta del muro, se puede expresar según la ecuación (6) como:

$$\sum M_R = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 \quad (6)$$

donde M_1, M_2, M_3, M_4 y M_5 son los momentos alrededor de la punta tomados a partir del punto P debidos a los pesos W_1, W_2, W_3, W_4 y W_5 , respectivamente. M_6 es el momento resistente debido a la componente vertical de la presión activa de Rankine (P_a).

Los momentos que tienden a girar el muro al rededor del punto P (M_O) son ocasionados por la componente horizontal de la presión activa de Rankine mas el momento debido a la presión hidrostática en la zona de tensión, para el caso de PM. El factor de seguridad contra el giro o vuelco se define entonces como la relación entre los momentos que se oponen al giro ($\sum M_R$) sobre los momentos que tienden a causarlo ($\sum M_O$), tal cual se presenta en la ecuación (7)

$$FS_{\text{giro}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (7)$$

6.2. Falla por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra el deslizamiento a lo largo de la base se calcula de acuerdo a la ecuación (8). Este consta en la relación entre las fuerzas horizontales que se oponen al movimiento ($\sum F_R$) y las fuerzas horizontales que lo impulsan ($\sum F_d$).

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} = \frac{\sum V \tan \phi' + Bc + P_p}{P_a \cos \beta} \quad (8)$$

donde ($\sum V$) = sumatoria de las fuerzas verticales actuando en el muro de contención por unidad de longitud (kN/m); B = base del muro de contención (m); P_p = presión pasiva de tierra del lado de la punta del muro (kN/m), esta no es considerada en este trabajo, como en muchos otros casos (Das, 2001).

6.3. Falla por capacidad portante

La capacidad de carga última del suelo (q_u) bajo la base del muro de contención se calcula siguiendo el procedimiento sugerido en el libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, capítulo 16 (Das, 2001), :

$$q_u = cN_c F_{ci} F_{cd} + qN_q F_{qi} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma (B - 2e) N_\gamma F_{\gamma i} F_{\gamma d} \quad (9)$$

donde $q = YD_f$ es el esfuerzo efectivo en la parte inferior de la base del muro de contención; $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de carga de; $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad; N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga; e = excentricidad de la fuerza resultante

La máxima presión vertical que el muro de contención transmite al suelo se presenta en la punta de la base, la cual se expresa mediante la ecuación (10):

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \left[\frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \right] \quad (10)$$

La relación entre la máxima presión que el muro ejerce sobre el suelo de cimentación y la capacidad de carga última se define como el factor de seguridad por capacidad portante, luego este se expresa como:

$$FS_{\text{cap.portante}} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}} \quad (11)$$

7. DATOS DE ENTRADA

Para el predimensionamiento de los muros en voladizo se utilizaron los valores que se presentan en la Tabla 5 (Clayton *et.al*, 2014)

Tabla 5. Predimensionamiento del muro en voladizo

Dimensión	Símbolo	Proporción
Base	B	0,6H
Espesor de la base	e_B	0,1H
Longitud del talón	L_t	B- L_p - e_v
Longitud de la punta	L_p	0,1H
Espesor muro	e	0,3m (*)
Espesor del vástago	e_v	0,1H

(*) Valor para todos los muros analizados.

En la Tabla 6 se presentan los parámetros geotécnicos resumidos de los dos tipos de suelos utilizados en este trabajo y la sobrecarga asumida en la parte superior del relleno, la cual se consideró constante para todos los muros analizados.

Tabla 5. Parámetros geotécnicos y sobrecarga

Tipo de suelo	Parámetro	Valor	FDP
Flujo de lodos	γ (kN/m ³)	16.5	cte.
	ϕ' (°)	25	Normal
	c (kN/m ²)	16	Normal
	$\phi'_{equiv.}$ (°)	32.9	Normal
	Q (kN/m)	20	cte.
Residual	γ (kN/m ³)	17.9	cte.
	ϕ' (°)	24	Normal
	c (kN/m ²)	6	Lognormal
	$\phi'_{equiv.}$ (°)	32.1	Normal
	Q (kN/m)	20	cte.

8. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En las Figuras 4 y 5 se presentan los resultados de las probabilidades de los modos de falla por capacidad portante y deslizamiento calculados con PM y PE en el flujo de lodos y el suelo residual, respectivamente, donde el eje horizontal corresponde a la variación del ángulo β y en el eje vertical a las probabilidades de falla en escala logarítmica. Cabe resaltar que en ninguno de los análisis se presentó falla por giro, por lo que la probabilidad de este modo de falla en todas las combinaciones de análisis realizadas es igual al 0%. Lo anterior se debe a que en el diseño de los muros en voladizo, cumpliendo el predimensionamiento establecido en la Tabla 5, la componente vertical del peso del muro más el peso del suelo por encima del talón y la sobrecarga aportan un momento resistivo generalmente mayor que el momento de giro ocasionado por la componente horizontal de la presión activa del suelo.

De las Figuras 4 y 5 se puede observar, respecto a la probabilidad de falla por capacidad portante, que en general los muros en voladizo que retienen un

suelo residual son más propensos a fallar que los que contienen un flujo de lodos, de acuerdo a un análisis realizado con PM. Los resultados obtenidos con PE reflejan la tendencia opuesta, donde las mayores probabilidades de falla ocurren con el flujo de lodos, a excepción cuando se tiene un $\beta=25^\circ$ donde, para la mayor parte de alturas analizadas, las probabilidades de falla por capacidad portante son mayores en el suelo residual.

En cuanto a la falla por deslizamiento, se observa que con PM los suelos residuales presentan mayor probabilidad de falla para todas las alturas e inclinaciones analizadas comparadas con las obtenidas para el flujo de lodos, en los que la máxima probabilidad de falla por deslizamiento es del 9.2% para el caso más crítico ($H=10$ y $\beta=25^\circ$) a diferencia del 57% obtenido con el suelo residual. Con PE los muros con flujo de lodos presentan mayores probabilidades de falla al deslizamiento, siendo esta mayor al 10% en todos los casos, a diferencia de los muros con suelo residual en donde tan solo el muro de 1m de altura presenta altas probabilidad de falla por deslizamiento.

Teniendo en cuenta lo anterior, se evidencia una clara diferenciación entre hacer un análisis por PM y por PE. En los análisis con PM el flujo de lodos manifiesta una tendencia a presentar menores probabilidades de falla que las del suelo residual. Esto se debe a las FDP de la parámetros de entrada en el cálculo de las fuerzas involucradas en los factores de seguridad, donde la cohesión es una variable diferenciadora entre ambos tipos de suelo, siendo esta mucho más uniforme y de mayor contribución en la estabilidad en el flujo de lodos, mientras que el suelo residual presenta cohesiones inferiores y mucho más segadas debido al proceso de formación de este tipo de suelo.

Por otro lado, el ángulo de fricción influye igualmente de forma significativa en la probabilidad de falla, debido a la influencia en los C_v de los coeficientes de presión activa obtenidos en la Tabla 3 y 4, donde en los cálculos con los K_a con mayor dispersión se presentan mayores probabilidades de falla independiente del tipo de análisis, lo cual se vincula directamente a las características de cada una de las geologías analizadas.

9. CONCLUSIONES

En base a las modelaciones realizadas en este estudio se pueden realizar las siguientes observaciones:

- A pesar que los resultados del ensayo de penetración estándar SPT sugieren que el comportamiento del flujo de lodos y el suelo residual es similar, existe una influencia geológica que se ve reflejada en la FDP del $\phi_{equiv.}$ y al mismo tiempo en los empujes que

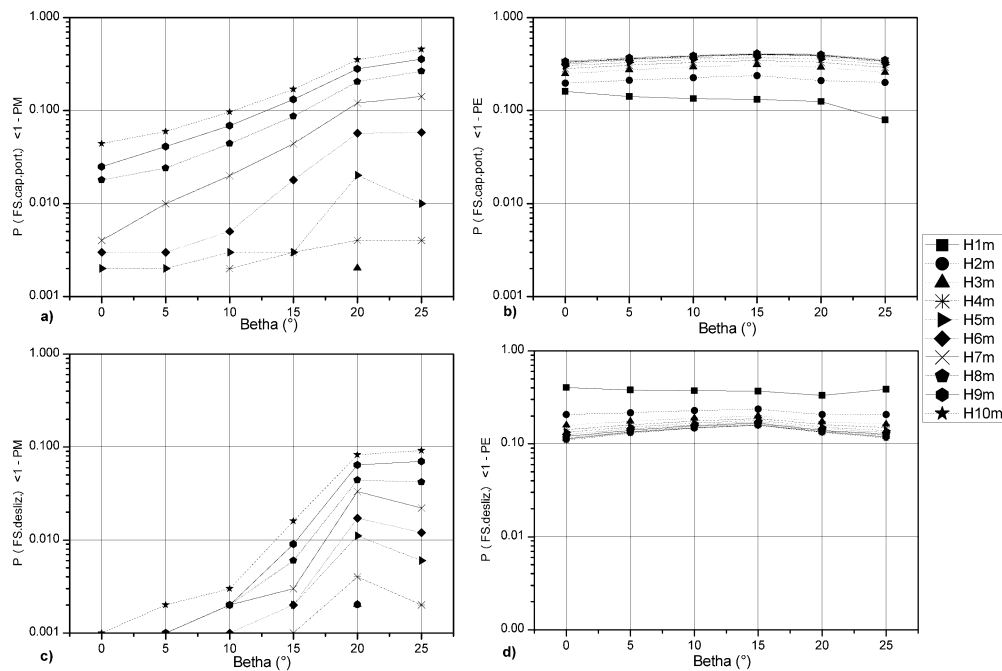


Figura 4. Resultados de los análisis por confiabilidad de los muros de contención en voladizo reteniendo el flujo de lodos. a) Probabilidad de falla por capacidad portante con PM b) Probabilidad de falla por capacidad portante con PE c) Probabilidad de falla por deslizamiento con PM d) Probabilidad de falla por deslizamiento con PE

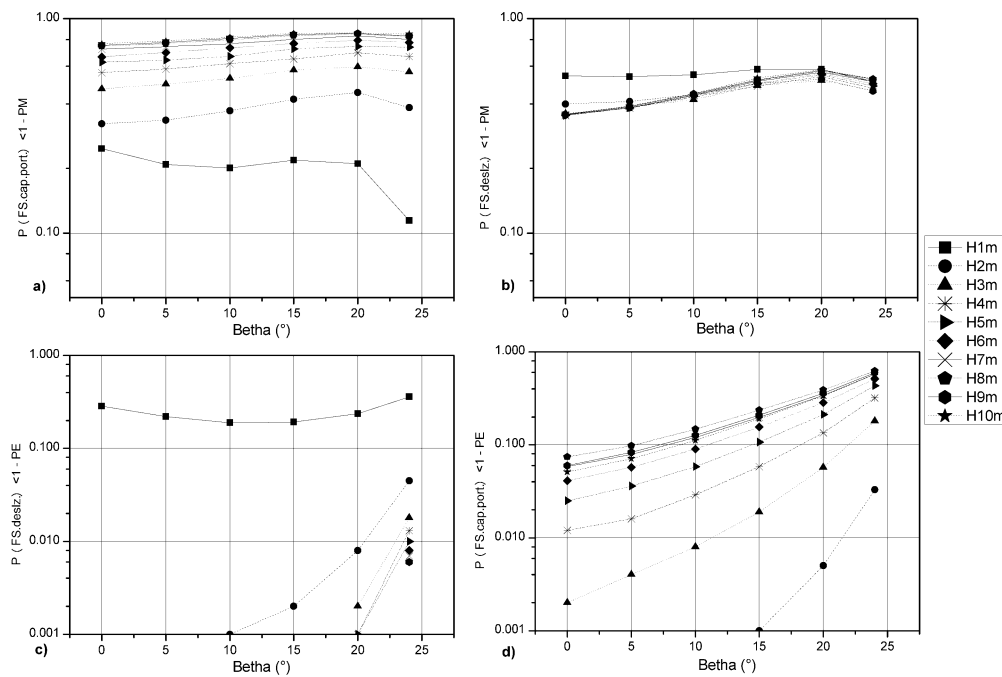


Figura 5. Resultados de los análisis por confiabilidad de los muros de contención en voladizo reteniendo el suelo residual. a) Probabilidad de falla por capacidad portante con PM b) Probabilidad de falla por capacidad portante con PE c) Probabilidad de falla por deslizamiento con PM d) Probabilidad de falla por deslizamiento con PE

inducen a la falla en un muro de contención en voladizo, donde en el flujo de lodos se presentan mayores probabilidades de falla por capacidad portante y deslizamiento que los muros con suelo residual.

- Con PM la diferencia entre las probabilidades de falla entre un suelo y otro son controladas principalmente por la cohesión, sin embargo, se puede observar que existe una mayor variación de los coeficientes del empuje activo para el suelo residual y con valores promedio mayores a los del flujo de lodos.
- La presión lateral activa en los muros de contención incrementa a medida que el ángulo de inclinación del relleno es más empinado, ocasionando que las probabilidades de falla por capacidad portante y deslizamiento aumenten con β , independientemente del tipo de parámetros que se utilicen en el análisis. Aunque en las Figuras 4 y 5 se observa que con PM hay una disminución en la probabilidad de falla cuando se utiliza un β superior a 20° , se debe a que la ecuación (1) no está definida cuando $\phi' < \beta$, por lo que en la simulaciones de Monte Carlo en los cálculos de los FS se tuvieron en cuenta un menor cantidad de iteraciones influyendo en las probabilidades de falla.
- Existe una relación directa entre el aumento de la variabilidad de los coeficientes activos de Rankine y el aumento del ángulo de inclinación del relleno, independientemente del tipo de suelo y parámetros utilizados. Esta relación se refleja en el comportamiento ascendente de la probabilidad de falla a medida que la superficie del suelo retenido por el muro de contención se hace más inclinada.
- En un diseño con parámetros equivalentes, los muros de contención de menor altura, para los dos tipos de suelo de estudio, tienden a presentar altas probabilidades de falla por deslizamiento, ya que la componente horizontal de la presión activa de tierra tiende a ser superior que la componente resistente aportada por la fricción que se genera sobre la base del muro, siendo esta la única fuerza que se opone al movimiento, mientras que en los análisis con PM, el aporte de la cohesión sobre la resistencia ocasiona que esta probabilidad disminuya considerablemente.
- El enfoque de diseño por confiabilidad proporciona un marco lógico para escoger un factor de seguridad adecuado de acuerdo al grado de incertidumbre que tengan las propiedades de diseño y del problema que se esté considerando.

10. AGRADECIMIENTOS.

Los autores quieren agradecer la ayuda económica a través de la beca otorgada por el Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación “Colciencias” por medio de la convocatoria 727 del 2015.

11. REFERENCIAS

- Al-Zoubi, M. S. (2015). Reliability-Based Determination of the Coefficients of Lateral Earth Pressure on Retaining Walls Subjected to Seismic Loading. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 9(4).
- Babu, G. L. S., & Basha, B. M. (2008). Optimum Design of Cantilever Retaining Walls Using Target Reliability Approach, (August), 240–252.
- Basheer, I., & Najjar, Y. (1996). Reliability-based design of reinforced earth retaining walls. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (1526), 64–78.
- Chalermyanont, T., & Benson, C. H. (2004). Reliability-based design for internal stability of mechanically stabilized earth walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(2), 163–173.
- Chandler, D. S. (1996). Monte Carlo simulation to evaluate slope stability. In *Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice* (pp. 474–493). ASCE.
- Clayton, C. R. I., Woods, R. I., Bond, A. J., & Milititsky, J. (2014). *Earth pressure and earth-retaining structures*. CRC Press.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage Learning Latin America.
- Duncan, J. M. (2000). Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(4), 307–316.
- Fenton, G. A., Griffiths, D. V., & Williams, M. B. (2005). Reliability of Traditional Retaining Wall Design, 55(1), 55–62.
- Low, B. K., & Tang, W. H. (1997). Reliability analysis of reinforced embankments on soft ground, 672–685.
- Parra, M., & Hidalgo, C. (2015). Evaluation of the Variability of Mechanical Parameters of Some Formations from East of Medellín.
- Prada, F., Ramos, A., Solaque, D., & Caicedo, B. (2011). Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención. *Obras Y Proyectos*, (9), 49–58.
- Viviescas, J. C., & Osorio, J. P. (2015).

Caracterización de las Propiedades Índices de los Flujos de lodos en 3 Km² de la Ladera Oriental de la Ciudad de Medellín. *Memorias XV Congreso Colombiano de Geología*, 139–148.

Viviescas, J. C., & Osorio, J. P. (2016). *Evaluación de la variabilidad de las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante para Flujos de Lodos y Residuales (saprolito) del Valle de Aburrá partir de ensayos de penetración estándar (SPT)*. Universidad de Antioquia.

Whitman, R. V. (1984). Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(2), 143–188.