

Instituto de Estudios Ambientales IDEA
Sede Manizales
25 Años



UNIVERSIDAD
NACIONAL
DE COLOMBIA



SEMINARIO INTERDISCIPLINAR INGENIERÍA, RIESGO Y CULTURA

La Experiencia de Manizales - Homenaje In Memoriam: Samuel Darío Prieto Ramírez

En el marco de los 25 años del Instituto de Estudios Ambientales IDEA
de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales

Noviembre 8 de 2016

ESTABILIDAD DE TALUDES ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y MOVIMIENTOS DE TIERRA

RETO

Avanzar en el conocimiento de los límites (normalización) para deformaciones verticales y horizontales que no induzcan la falla o afecten las condiciones de servicio de las edificaciones e infraestructura en las zona de influencia.

ESTABILIDAD

Impedir rotura, colapso, falla
Mantener condiciones de servicio

Estados Límite Últimos (ELU)

ELU de agotamiento por sollicitación normal (flexión, tracción, compresión)

ELU de agotamiento por sollicitación tangente (cortadura, torsión).

ELU de inestabilidad elástica (Pandeo, etc.)

ELU de equilibrio (vuelco y deslizamiento).

ELU de hundimiento (en cimentaciones)

ELU de punzonamiento (en cimentaciones y elementos bidimensionales de hormigón)

Estados Límite de Servicio (ELS)

ELS de deformación excesiva. (deformación, desplazamiento)

ELS de vibración excesiva. (vibraciones)

ELS de durabilidad (oxidación, etc.)

ELS de fisuración excesiva. (fisuración)

Los estados límite son un enfoque de seguridad sugerido por la norma en H.2.4 para la evaluación de los ELU y ELS.

Para evaluar el ELU se puede utilizar el FS que en **ingeniería** es el cociente entre las fuerzas resistentes y las actuantes y en **geotecnia** es la relación entre las fuerzas o los esfuerzos cortantes resistentes máximos y los actuantes.

$$FS = \frac{F_R}{F_A} \qquad FS = \frac{\tau_f}{\tau_a}$$

El esfuerzo cortante máximo a la falla, ajustado al criterio de Mohr Coulomb es:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Así pues

$$\tau_a = \frac{(c' + \sigma' \tan \varphi')}{F_{SB}}$$

COMPORTAMIENTO APARENTE — Para el caso especial de materiales cohesivos saturados y sin fisuración, se presenta un comportamiento aparente del Criterio de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos totales, en el cual

$$\begin{aligned} C &= \text{intercepto de cohesión total} && = S_U \\ I &= \text{ángulo de fricción total} && = \Phi = 0,0 \end{aligned}$$

y entonces

$$\tau_F = S_U = \text{Resistencia no drenada}$$

En la cual, generalmente, $F_{SBU} > F_{SB}$

$$\tau_A = \frac{S_U}{F_{SBU}} \quad (\text{H.2.4-7})$$

Se permite emplear la resistencia no drenada S_U para casos de análisis en materiales cohesivos saturados y no fisurados:

- (a) Estáticos de cimentaciones superficiales
- (b) Estáticos de cimentaciones profundas
- (c) Estáticos de taludes temporales o de falla de fondo temporal

Pero NO SE PERMITE emplearlo en casos de análisis:

- (a) Estáticos de empujes de tierras
- (b) Problemas geotécnicos que impliquen relajación de esfuerzos
- (c) Estabilidad de taludes permanentes
- (d) De materiales no saturados
- (e) De materiales fisurados
- (f) Seudo estáticos
- (g) Dinámicos

MÉTODOS PARA DETERMINAR LA ESTABILIDAD DE UN TALUD

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	De fuerzas e implícito de momentos	Se analiza un bloque superficial con un determinado espesor y una altura de nivel freático, y se supone una falla paralela a la superficie del terreno.
Bloques o cuñas	Tramos rectos formando una cuña	De fuerzas	Se analiza la falla de cuñas simples, dobles o triples analizando las fuerzas que actúan sobre cada uno de los sectores de la cuña. Son útiles para analizar estabilidad de suelos estratificados o mantos de roca.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	De fuerzas y de momentos	Se asume una superficie de falla en espiral logarítmica en el cual el radio de la espiral varía con el ángulo de rotación sobre el centro de la espiral. Es muy útil para analizar estabilidad de taludes reforzados con geomallas o mailing. Se considera uno de los mejores métodos para el análisis de taludes homogéneos.
Arco circular (Peterson, 1916), (Fellenius, 1922)	Circulares	De momentos e implícitamente de fuerzas	Se supone un círculo de falla, el cual se analiza como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1959)	Cualquier forma de la superficie de falla.	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinadas a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.

Autor	Parámetros	Inclinación de talud	Método analítico utilizado	Observaciones
Taylor (1948)	c_u c, ϕ	0-90° 0-90°	$\phi = 0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado. Taludes secos solamente.
Bishop y Morgenstern (1960)	c, ϕ, r_u	11-26.5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua.
Gibsson y Morgenstern (1960)	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Spencer (1967)	c, ϕ, r_u	0-34°	Spencer	Círculos de pie solamente.
Janbú (1968)	c_u c, ϕ, r_u	0-90°	$\phi = 0$ Janbú GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión.
Hunter y Schuster (1968)	c_u	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con una resistencia inicial en la superficie y c_u aumenta linealmente con la profundidad.
Chen y Giger (1971)	c, ϕ	20-90°	Análisis límite	
O'Connor y Mitchell (1977)	c, ϕ, r_u	11-26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir $N_c = 0.1$
Hoek y Bray (1977)	c, ϕ c, ϕ	0-90° 0-90°	Círculo de fricción Cuña	Incluye agua subterránea y grietas de tensión. Análisis de bloque en tres dimensiones.
Cousins (1978)	c, ϕ	0-45°	Círculo de fricción	Extensión del método de Taylor (1948).
Charles y Soares (1984)	ϕ	26-63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr-Coulomb.
Barnes (1991)	c, ϕ, r_u	11-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos del talud.



CÁMBULOS

Deslizamiento Cambulos



Diseño tratamiento de taludes – Deslizamiento Cambulos



FACTORES DE SEGURIDAD BÁSICOS MÍNIMOS DIRECTOS

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

Diseño tratamiento de taludes – Deslizamiento Cambulos

Description: CONSORCIO VIAS DEL CENTRO - DESLIZAMIENTO CAMBULOS

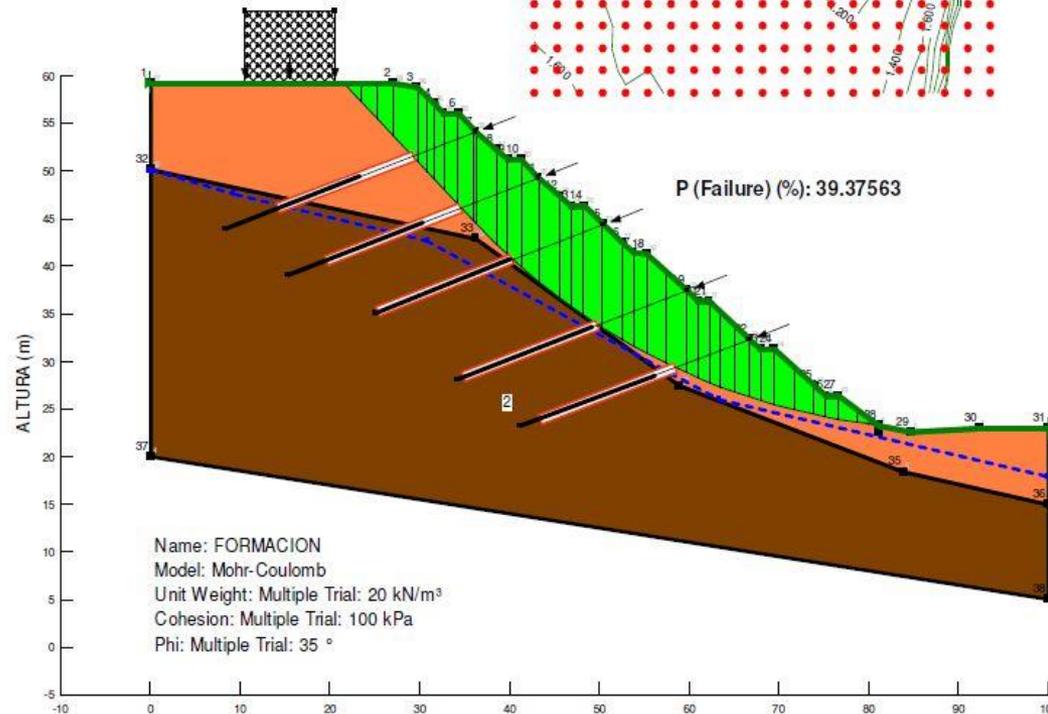
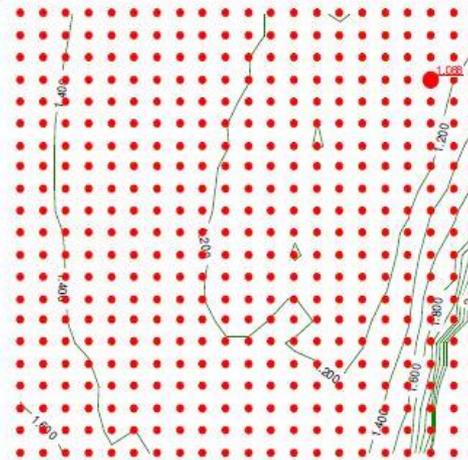
Comments: PERFIL 2, TALUD TRATADO, NAF ABATIDO, FALLA CIRCULAR, CON SISMO

File Name: BAS_DINAM_CAMBULOS_P2_DRENADO_10.gsz

Analysis Method: Bishop, Ordinary and Janbu

Seismic Coefficient: horz: 0.375, vert: 0

Name: RESIDUAL
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: Multiple Trial: 16.12 kN/m³
Cohesion: Multiple Trial: 34.5 kPa
Phi: Multiple Trial: 30.5 °



OTROS FACTORES DE SEGURIDAD

H.2.4.4 — FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS — El Factor de Seguridad Básico o directo FSB definido en H.2.4.1 es el factor de seguridad geotécnico real, pero de él se derivan Factores de Seguridad Indirectos que tienen valores diferentes y los cuales se especifican en los diferentes capítulos de este Título H, pero en todo caso se debe demostrar que el empleo de éstos FS indirectos implica Factores de Seguridad Básicos FSB iguales o superiores a los valores mínimos FSBM

CIMENTACIONES

Tabla H.4.7-1
Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos

Condición	F_{SICP} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

CIMENTACIÓN

Estructuras de contención y puente Avenida Colón



ASENTAMIENTOS

H.4.9 — EFECTOS DE LOS ASENTAMIENTOS

H.4.9.1 — CLASIFICACIÓN — Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación:

- (a) **Asentamiento máximo** — Definido como el asentamiento total de mayor valor entre todos los producidos en la cimentación.
- (b) **Asentamiento diferencial** — Definido como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.
- (c) **Giro** — Definida como la rotación de la edificación, sobre el plano horizontal, producida por asentamientos diferenciales de la misma.

H.4.9.2 — LÍMITES DE ASENTAMIENTOS TOTALES — Los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

- (a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- (b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

H.4.9.3 — LÍMITES DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES — Los asentamientos diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla H.4.9-1, expresados en función de ℓ , distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción.

Tabla H.4.9-1
Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados
en función de la distancia entre apoyos o columnas, l

Tipo de construcción	Δ_{\max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{l}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{l}{160}$

H.4.9.4 — LÍMITES DE GIRO — Los giros calculados deben limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso localmente pueden sobrepasar de $l/250$.

EXCAVACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES

H.5.1.1 — GENERALIDADES — En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- (a) **De falla** — colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de entibado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por sub presión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías;
- (b) **De servicio** — movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán calculados para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se construyan en el sitio.

H.5.1.2 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA — La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin entibado y del fondo de la misma. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas libres próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²).

H.5.1.2.1 — Estabilidad de taludes de excavación para edificaciones

H.5.1.2.2 — Falla de fondo

H.5.1.2.3 — Estabilidad de estructuras vecinas

CVC Pantalla Panamericana



H.5.1.3 — ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO — Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se proyecta construir.

H.5.1.3.1 — Expansiones instantáneas y diferidas por descarga — Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes. En el caso de excavaciones entibadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre anclajes o puntales.

H.5.1.3.2 — Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones — En el caso de cortes entibados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones entibadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

H.5.2 — ESTABILIDAD DE TALUDES EN LADERAS NATURALES O INTERVENIDAS

Tabla H.5.2-1
Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

H.6.2 — ESTADOS LÍMITE

H.6.2.1 — ESTADOS LÍMITE DE FALLA — Los estados límite de falla que se deben considerar para un muro serán la rotura estructural, las deformaciones de la estructura, el volteo, la falla por capacidad de carga, la pérdida de apoyo por erosión del terreno, el deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

H.6.2.2 — ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO — Cuando las deformaciones del sistema de contención afecten el funcionamiento de estructuras vecinas o generen procesos de falla en otras estructuras, se denomina estado límite de servicio.

Tabla H.6.4-1

Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activo y pasivo

Tipo de suelo	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	0.001 H	0.020 H
Granular suelto	0.004 H	0.060 H
Cohesivo firme	0.010 H	0.020 H
Cohesivo blando	0.020 H	0.040 H

Tabla H.6.9-1
Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≥ 3.00 $\leq 1/6$	≥ 3.00 $\leq 1/6$	Diseño Diseño	≥ 2.00 $\leq 1/4$
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema: Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05