

VULNERABILIDAD GEOTÉCNICA DE RELLENOS EN CARRETERAS DE MONTAÑA DE COSTA RICA

Ing. Álvaro Ulloa Calderón
Research Assistant, Department of Civil and Environmental Engineering.
University of Nevada Reno

747 Washington St. Reno, Nevada 89503

Tel: (775) 322-2641

E-mail: ulloaa@unr.nevada.edu

Ing. William Vargas Monge, Ph. D.

Profesor Asociado, Escuela de Ingeniería Civil
Universidad de Costa Rica

Código postal 2060

Tel: (506) 207-4189

Fax: (506) 207-4440

E-mail: wvargas@lanamme.ucr.ac.cr



LanammeUCR

Resumen

Este trabajo presenta una metodología de evaluación simplificada de la vulnerabilidad física de terraplenes sobre laderas, aplicable a la gestión de riesgos de carreteras de montaña. La investigación está basada en el análisis teórico de estabilidad de modelos con diferentes configuraciones geométricas y propiedades geotécnicas que representan las características de la infraestructura y de los materiales (suelos residuales) encontradas en las rutas de montaña de Costa Rica.

Se evaluó la estabilidad de tres modelos de terraplén sobre ladera, compuestos por dos materiales (suelo de cimentación y relleno) con diferentes características geométricas, físicas y geotécnicas. Las condiciones de ocurrencia de falla, en condición drenada y no drenada, se estudiaron con los métodos de Bishop y Janbu modificado implementados en un programa de cómputo. Se evaluaron los efectos de variaciones en la altura, el ancho, las pendientes del terreno y el relleno, la existencia de gavetas o bancos, la posición del nivel freático, la humedad, la relación de vacíos, el peso unitario, la resistencia en condición drenada y no drenada y el coeficiente sísmico.

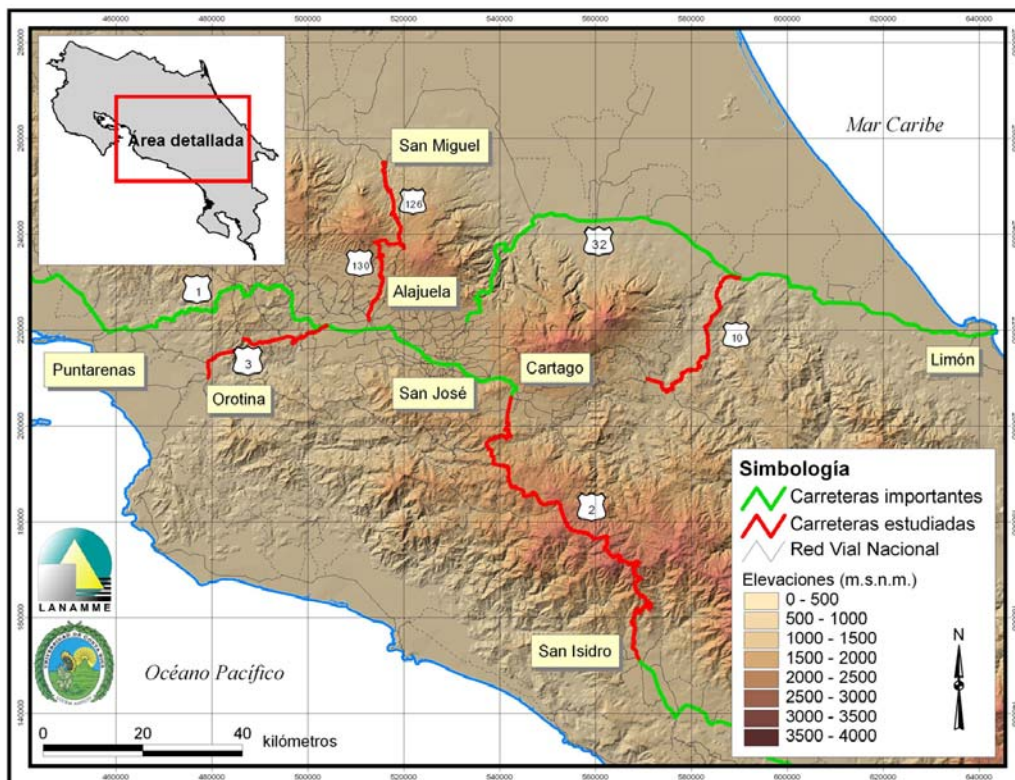
El análisis de estabilidad se simplificó mediante ecuaciones que relacionan el factor de seguridad con las características geométricas y geotécnicas del terraplén, así como el coeficiente sísmico del análisis pseudoestático. La validez de las ecuaciones de evaluación simplificada se verificó con casos de deslizamientos de terraplenes en laderas, previamente estudiados por otros investigadores, en los cuales la predicción de las condiciones de falla produjo errores inferiores al 10%.

Finalmente, a partir de las ecuaciones se propusieron criterios de evaluación preliminar de la vulnerabilidad de terraplenes en zonas montañosas, útiles para la gestión del riesgo de las rutas nacionales ubicadas sobre este tipo de topografías.

1. Introducción

La economía de Costa Rica depende fundamentalmente de la exportación de productos agrícolas y del turismo, para los cuales es de gran importancia el buen estado y funcionamiento óptimo de la red vial. La mayor cantidad de población e infraestructura se concentra en la Gran Área Metropolitana (GAM) en la zona montañosa central del país, a una elevación promedio de 1000 m, mientras que las principales regiones productoras de alimentos para el consumo interno, los puertos y atracciones turísticas están ubicadas en las planicies aluviales y costas, a elevaciones inferiores a los 100 m, tal como se muestra en la Figura 1. Como consecuencia, el transporte de productos y personas entre la GAM y esas zonas se realiza por medio de carreteras que necesariamente atraviesan montañas, entre las que se destacan por su importancia las rutas nacionales 1, 2 (Carretera Interamericana) y 32 (conocida como Carretera Braulio Carrillo).

Figura 1. Mapa de ubicación de carreteras evaluadas. Fuente: LanammeUCR, 2006



Las montañas que rodean la GAM de Costa Rica tienen topografías abruptas, climas con alta precipitación (superior a 3000 mm anuales en promedio) y suelos residuales de rocas volcánicas y sedimentarias, con grandes espesores de materiales arcillosos o limo-arcillosos, de resistencia y rigidez bajas, muy propensos a la inestabilidad cuando son alterados por la acción humana. Además, todo el país tiene una alta sismicidad, la cual ha producido cuantiosos deslizamientos de tierra y rocas en el pasado. A pesar de ello, la falla ocurre con mayor frecuencia por saturación de los suelos (en condición no drenada) y es agravada por el cambio climático global, por lo que la solución del problema adquiere carácter de urgencia.

La inestabilidad de taludes de corte y terraplenes o rellenos es común en las Rutas 1 y 2, que constituyen la Carretera Interamericana, la Ruta 3, que une la GAM con la costa del Pacífico, y las Rutas 10, 32, 126 y 130, de conexión con el Caribe (ver Figura 1). Los daños y fallas en los rellenos, como los que se observan en la Figura 2, afectan negativamente la seguridad y el nivel de servicio de las vías, además de requerir reparaciones de alto costo.

Figura 2. Fallas y reparaciones de terraplenes en las carreteras de Costa Rica.

Fuente: LanammeUCR, 2004



El material involucrado en la falla de un terraplén es usualmente el mismo suelo residual de las zonas de corte, compactado y en pocos casos se han construido con bancos o gavetas. En las reparaciones como las mostradas en la Figura 1, se utiliza actualmente un material con mayor contenido de grava y arena. Con alta frecuencia, se utilizan muros de gaviones para estabilizar las fallas de los rellenos, sin considerar las limitaciones de ese sistema. En general, las reparaciones tienen un alto costo y en algunos casos deben ser repetidas por lo que la reducción de la vulnerabilidad es de gran importancia y urgencia.

2. Metodología de la investigación

Esta investigación tuvo como objetivo el desarrollo de métodos simplificados de evaluación de la vulnerabilidad física de rellenos en carreteras de montaña, a partir de los factores geométricos y geotécnicos más determinantes de la estabilidad, los cuales sustituyan el análisis detallado y pueden ser aplicados en etapas iniciales de la gestión para contribuir al mejoramiento de la infraestructura vial existente y la construcción de nuevas carreteras. La metodología empleada se resume de la siguiente manera:

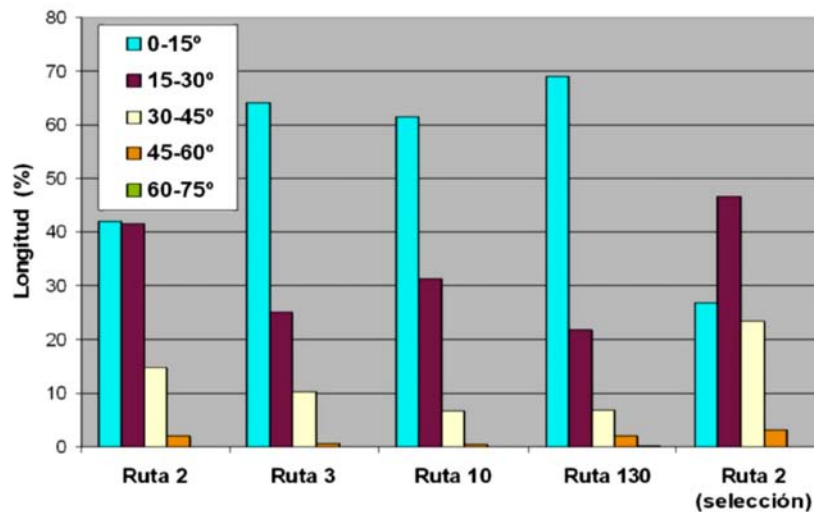
- a. Evaluación de las características de los terraplenes y las fallas observados en las carreteras de montaña de Costa Rica a partir de estudios previos y visitas al campo para definir los modelos del análisis con las configuraciones geométricas y los parámetros geotécnicos representativos.
- b. Evaluación de la estabilidad de los modelos con variaciones paramétricas, en condición drenada y no drenada, para cargas estáticas y carga sísmica pseudo-estática, con teorías de equilibrio límite y la ayuda de programas de cómputo.
- c. Análisis estadístico de los resultados para determinar las variables geométricas y geotécnicas más significativas y obtener ecuaciones de correlación que simplifiquen la evaluación detallada de estabilidad, en función de las mismas.
- d. Verificación de la validez de las ecuaciones en el análisis de casos reales previamente estudiados por otros autores.
- e. Evaluación de las implicaciones conceptuales y prácticas de los resultados y aplicación de las ecuaciones a la generación de criterios para evaluación preliminar de vulnerabilidad y gestión de riesgos de la infraestructura vial.

3. Condiciones topográficas típicas de las carreteras de montaña

Para determinar las condiciones geométricas típicas del terreno y los límites de variación de los parámetros de los modelos, se analizaron algunas de las rutas de montaña de la red vial nacional con alta vulnerabilidad a deslizamientos, estudiadas previamente en el LanammeUCR (LANAMME, 2004) y mostradas en el mapa de la Figura 1. En el Gráfico 1 se presenta la variación de la pendiente del terreno, en sentido transversal al de la carretera, en una banda de 200 m de ancho a ambos lados del eje

central de las rutas, calculada a partir de un modelo de elevación digital con topografía a escala 1:25.000.

Gráfico 1. Distribución de la longitud de carreteras según la pendiente del terreno.



En el gráfico se observa que, en promedio, cerca del 85% de la pendiente del terreno en las zonas atravesadas por las rutas analizadas se encuentra entre 0° y 30°. Se incluyó en el análisis una selección de la Ruta 2 de la cual se eliminaron los segmentos ubicados sobre los parteaguas. La eliminación de esos segmentos permite tener mayor certeza de que la sección transversal de la carretera es de corte y relleno. El Gráfico 1 muestra que la pendiente del terreno en las secciones de corte y relleno se encuentra con mayor frecuencia en el intervalo comprendido entre 15° y 30°. Los estudios realizados en LanammeUCR (Umaña 2003, Castro 2005) indican que los ángulos en las zonas de falla tienen valores promedio entre 20° y 30° por lo que en este estudio se analizan modelos con pendientes del terreno comprendidas entre 15° y 30°.

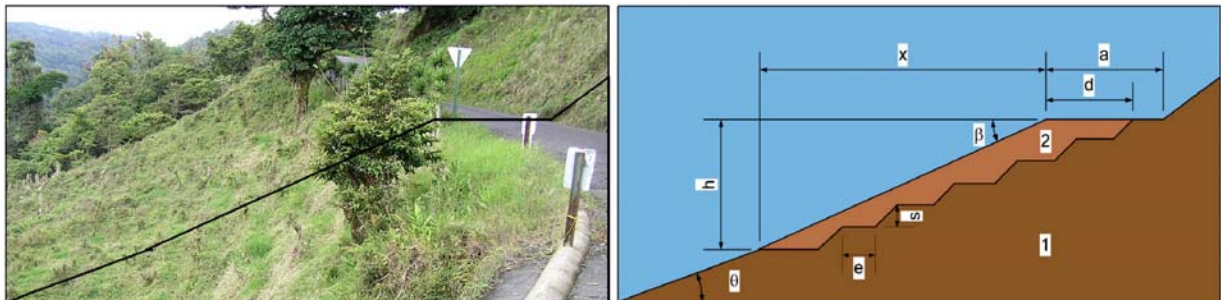
4. Análisis de estabilidad de modelos geotécnicos

Con base en la literatura revisada y las investigaciones previas realizadas en LANAMME, se definieron los factores determinantes (propiedades de resistencia y las condiciones geométricas) de la vulnerabilidad geotécnica de rellenos en carreteras de montaña y se propusieron los modelos de análisis que se detallan a continuación.

4.1 Modelo Varablanca

Como punto de partida para el estudio, se eligió un caso típico representativo de las condiciones de las rutas previamente analizadas. Mediante el análisis de la topografía de un sitio real se obtuvo el modelo “Varablanca”, cuya configuración se presenta en la Figura 3.

Figura 3. Modelo “Varablanca”



Este modelo se caracterizó mediante las siguientes variables geométricas:

θ : pendiente del terreno natural. Típicamente $15^\circ \leq \theta \leq 35^\circ$

β : ángulo del talud del relleno. Típicamente $\beta \geq 25^\circ$ (Relaciones V:H de 1:2 y 1:1)

h: altura del relleno

a: ancho total de la carretera o vía. Típicamente 10 a 15 m (2 ó 3 carriles).

d: ancho del relleno con respecto a la carretera $0 \leq d \leq a$

s: altura de la gaveta o banqueo

e: ancho del banqueo. Al menos 3 m para efectos constructivos

x: longitud de la proyección horizontal del talud del relleno. Relacionada con β y h.

NF: Nivel freático que se varía desde la condición seca (ausencia de agua) hasta la condición más crítica con el relleno saturado y salida del agua superficial.

Los parámetros geotécnicos usados fueron los siguientes:

γ_1 : peso unitario del relleno

γ_2 : peso unitario del terreno de cimentación

ϕ'_1 : ángulo de fricción del material de relleno

ϕ'_2 : ángulo de fricción del suelo de cimentación

c_1 : resistencia en condición no drenada (cohesión) del material de relleno

c_2 : resistencia en condición no drenada (cohesión) del suelo de cimentación

Los intervalos de magnitud de los parámetros geotécnicos usados en la evaluación de la estabilidad del modelo geotécnico Varablanca fueron recopilados de la literatura consultada y se presentan en la Tabla 1. Aún tratándose del mismo material

(suelo residual), las propiedades geotécnicas del relleno se asumieron superiores a las del terreno de cimentación por el efecto de la compactación realizada en la construcción.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos del modelo Varablanca

Material	Peso Unitario Húmedo (γ)		Peso Unitario Saturado (γ_{sat})		Resistencia en condición no drenada (c)		Ángulo de fricción (ϕ') °
	kN/m ³	ton/m ³	kN/m ³	ton/m ³	kPa	ton/m ²	
Terreno	16,2	1,65	18,2	1,85	20 – 100	2 – 10	15 – 30
Relleno	19,6	2,00	20,9	2,13	50 – 200	5 – 20	25 – 35

Fuente: Los autores con base en, Bowles 1997, Holtz & Kovacs 1981, Suárez 1998.

Además, se analizó la influencia de la configuración de la superficie de contacto entre el relleno y el terreno (con gavetas o plana) y la posición del nivel freático sobre la ocurrencia de falla del modelo.

4.1.1 Modelo Varablanca en condición drenada ($\phi' \neq 0$, $c' = 0$):

En la condición drenada, la estabilidad está directamente relacionada con la configuración geométrica de la estructura y está garantizada solamente si el ángulo de inclinación del talud es inferior al ángulo de fricción del material correspondiente (conocido en este caso como ángulo de reposo). Cuando el ángulo de fricción del relleno es igual o inferior al del suelo de cimentación, la falla en condición drenada se localiza en el talud del relleno. Cuando el material de relleno tiene mejor resistencia que el suelo de cimentación, la falla tiende a acercarse al plano de contacto entre el suelo y el relleno.

Se evaluó el efecto de la cohesión real, c' , y se determinó que, para un valor de ϕ' constante, el incremento de la cohesión real produce un aumento del factor de seguridad, lo cual equivaldría a una reducción de la vulnerabilidad. Sin embargo, es cuestionable que los suelos residuales estudiados posean esta propiedad, la cual es más común en las rocas. Adicionalmente, la evaluación simplificada de vulnerabilidad que se propuso como objetivo debe ser conservadora, por lo que en la investigación posterior se excluyó la cohesión real y se asumió una envolvente de resistencia dada solamente por el ángulo de fricción, ϕ' en ambos materiales.

4.1.2 Modelo Varablanca en condición no drenada ($c \neq 0$, $\phi = 0$):

En todos los casos analizados, la superficie de falla se localizó en el terreno de cimentación, dado que se asumió que el relleno cuenta con mayor resistencia. Donde esta es la situación real, se concluye que la resistencia del suelo de cimentación controla la estabilidad de toda la estructura geotécnica.

Al aumentar el peso unitario del relleno se incrementan las fuerzas motoras del deslizamiento y es necesaria mayor resistencia en condición no drenada del suelo de cimentación para asegurar la estabilidad, dado que ésta controla la falla. Esto indica que si no se incrementa la resistencia del suelo, los muros de gravedad, como los gaviones, no deben ser usados en la construcción o reconstrucción de un terraplén en ladera dado que el material de relleno tendría un peso mayor y la falla muy probablemente volverá a producirse en el suelo de cimentación.

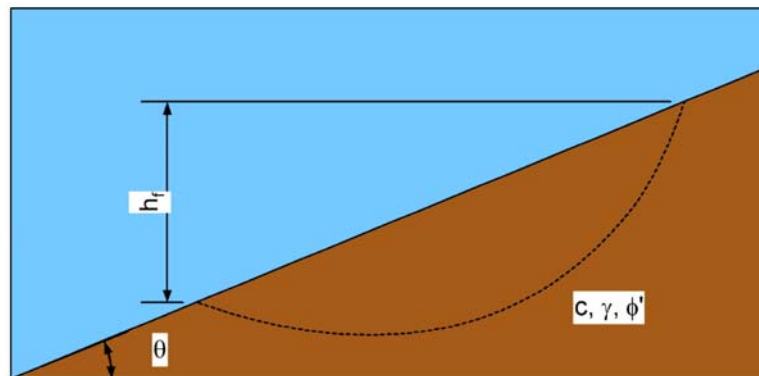
Mediante la variación de la posición del nivel freático se verificó que la condición más crítica se presenta cuando éste alcanza la superficie del relleno, de manera que la estructura de pavimento y los materiales están completamente saturados y la falla se da en condición no drenada. Este resultado confirma la importancia de los drenajes para el desempeño de la infraestructura vial en zonas muy lluviosas, especialmente de frente al cambio climático.

El efecto de la configuración de la superficie de contacto entre el relleno y el suelo de cimentación sobre la estabilidad se evaluó comparando el modelo original, con bancos o “gavetas”, normalmente empleados en la construcción de este tipo de obra, y otro constituido por los mismos materiales, con una superficie plana de contacto. Se determinó que tanto el factor de seguridad (FS) como la ubicación de la superficie de falla son prácticamente idénticos, por lo que se concluyó que la configuración de la superficie de contacto no afecta la estabilidad global. Sin embargo, se debe rescatar que la utilización del banqueo, además de ser una técnica constructiva adecuada, elimina una superficie potencial de infiltración de agua y de falla, evidentemente indeseable.

4.2 Modelo de talud infinito

La configuración de talud infinito, mostrada en la Figura 4 se utilizó para representar los casos en los cuales la falla está localizada o afecta solamente al talud de los rellenos y no alcanza a la estructura del pavimento, la cual es más típica en taludes de corte y laderas naturales que en rellenos.

Figura 4. Configuración geométrica del Modelo Talud Infinito



En este caso, se usó un suelo homogéneo cuyo contenido de humedad, peso unitario y resistencia en condición drenada y no drenada, variaron dentro de los intervalos de valores indicados en la Tabla 1. El análisis del talud infinito se realizó variando el ángulo de la pendiente entre 15° y 30° .

4.2.1 Modelo Talud Infinito en condición drenada ($\phi \neq 0, c' = 0$):

En la condición drenada, los resultados del análisis de estabilidad del talud infinito corresponden con la literatura. En esta condición, la falla ($FS < 1$) se presenta solamente si el ángulo de fricción del material es inferior a la inclinación del talud ($\phi' < \theta$). La superficie de falla es relativamente superficial y la estabilidad queda expresada por la Ecuación 1.

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \theta}$$

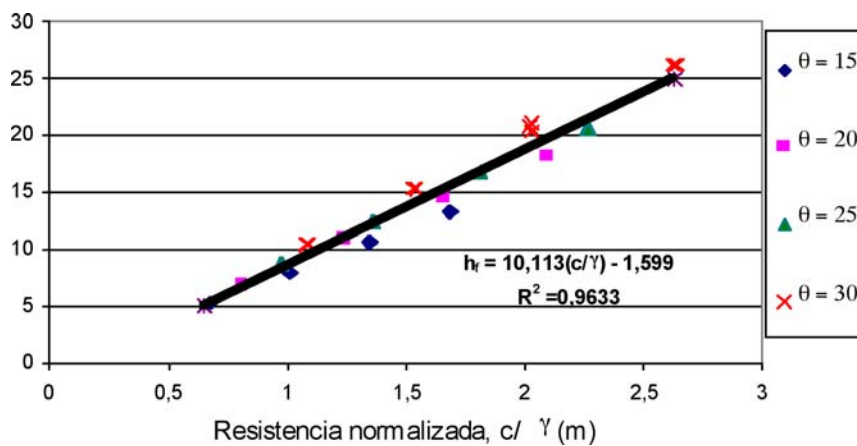
Ecuación 1

4.2.2 Modelo Talud Infinito en condición no drenada ($c \neq 0, \phi = 0$):

En la condición no drenada, las superficies de falla que predicen los distintos métodos de análisis (Bishop y Janbu) son similares, lo que indujo a suponer que las dimensiones de la falla dependen de los parámetros geométricos y geotécnicos. Se

determinó que la altura h de la zona de falla ($FS=1$) varía en forma aproximadamente lineal con la resistencia en condición no drenada (c), o más propiamente con la resistencia normalizada por el peso unitario del material (c/γ), que también tiene unidades de longitud, tal como se observa en el Gráfico 2.

Gráfico 2. Falla en condición no drenada de un talud infinito



Aunque es evidente que el ángulo θ , es una variable que produce diferencias entre los datos, se observa en el gráfico una relación aproximadamente lineal entre la altura h y la resistencia normalizada del material c/γ . En consecuencia se consideró que la altura y la resistencia normalizada son parámetros adecuados para representar la susceptibilidad del modelo a la falla en condición no drenada y para evaluar la estabilidad del talud en forma simplificada se optó por una ecuación lineal en términos solamente de esas últimas dos variables, independiente del ángulo del talud y se obtuvo un coeficiente de correlación cercano a la unidad ($r^2=0,963$).

$$h_f = 10,11 \left(\frac{c}{\gamma} \right) - 1,60 \text{ m}$$

Ecuación 2

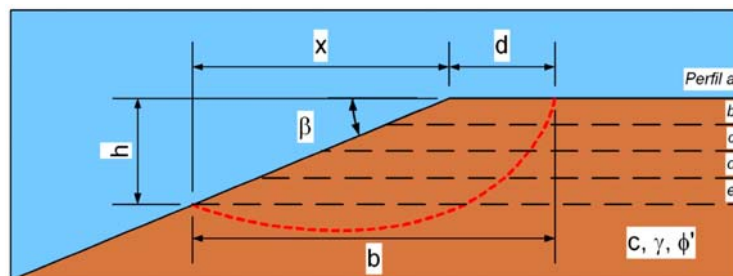
La Ecuación 2 permite obtener la altura de falla del talud h_f a partir de la resistencia en condición no drenada (c) y el peso unitario (γ), o viceversa. La Ecuación 2 implica que la altura máxima estable de un talud de corte, $h_{m\acute{a}x}$, es directamente proporcional a la resistencia normalizada del material, c/γ , dado que debe ser inferior a la de falla $h_{m\acute{a}x} \leq h_f$, para garantizar $FS > 1$. Se deduce que un talud de altura h , puede fallar cuando la resistencia normalizada alcanza el valor de c/γ establecido por la

Ecuación 2. Típicamente, la falla ocurre cuando se satura el suelo, en la época lluviosa o por deficiencias en los drenajes, dado que la resistencia alcanza su valor mínimo y el peso unitario su valor máximo. La falla de suelos saturados en condición no drenada es la más frecuente en las carreteras de Costa Rica, según otras investigaciones realizadas (LanammeUCR, 2004). Si el contenido de humedad del suelo es inferior a la saturación, la resistencia es superior a la no drenada por el efecto de la succión, el peso unitario menor que el saturado y, consecuentemente, la falla es menos probable.

4.3 Modelo de terraza

Este modelo se utilizó para evaluar el caso más frecuente de falla observada en las carreteras de Costa Rica, cuando ésta afecta no solamente el talud del relleno sino que alcanza a destruir parte de la estructura del pavimento. Esta fue denominada “falla del hombro” del terraplén y se utilizó un modelo de terraza para analizar su comportamiento. El modelo de terraza tiene un talud de inclinación β , terminado en una superficie horizontal, tal como se muestra en la Figura 5.

Figura 5. Modelo Terraza



VARIABLES DEL MODELO TERRAZA:

β : ángulo de inclinación de talud

x : dimensión horizontal de talud

b : proyección horizontal de zona de falla (ancho de falla potencial)

d : ancho de vía o estructura de pavimento afectada por la falla

h : proyección vertical de zona de falla (altura de falla potencial)

Este modelo está compuesto por un solo material cuyos parámetros geotécnicos se ajustaron a los intervalos de valores de la Tabla 1. El ángulo de inclinación del talud, β se hizo variar entre 15° a 30° con incrementos de 5° , la dimensión horizontal del talud del relleno (x) entre 0 y 50 m, con incrementos de 10 m y altura del relleno se calculó a

partir de x como $h=x*\tan\beta$. A partir del análisis realizado con el programa de cómputo se determinó el ancho total de la zona fallada b y el ancho de la vía afectado por la falla, d .

4.3.1 Modelo Terraza en condición drenada ($\phi \neq 0, c' = 0$):

La Ecuación 3 expresa el factor de seguridad en condición drenada de la configuración del modelo Terraza y es similar a la Ecuación 1.

$$FS = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta}$$

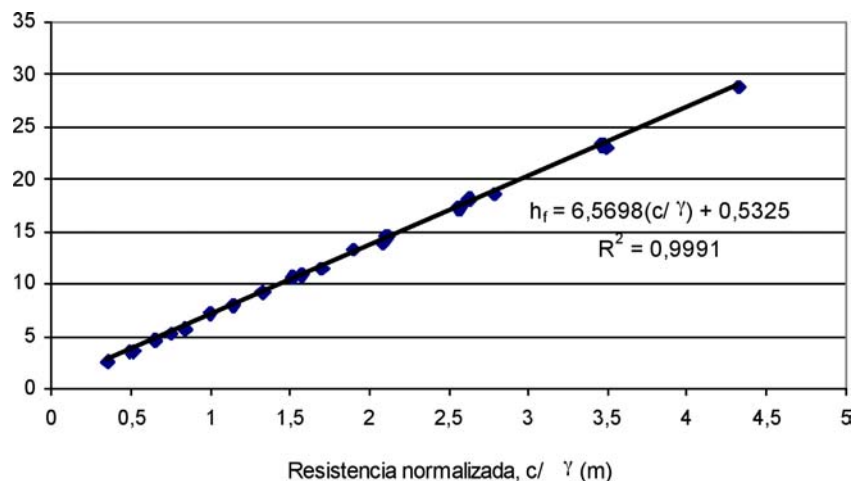
Ecuación 3

La ecuación indica que el talud es estable si $\beta < \phi'_{\text{relleno}}$, aunque la superficie de falla no sea planar. El cumplimiento de este requisito es poco usual en las carreteras de Costa Rica (inclinaciones típicas 1:2 o 1:1) y aunque la falla en condición drenada es poco frecuente, los materiales deslizados tienden a acumularse al pie de los taludes, con ángulos de reposo establecidos por la resistencia en condición drenada (ϕ').

4.3.2 Modelo Terraza en condición no drenada ($c \neq 0, \phi = 0$):

El Gráfico 3 resume los resultados del análisis de estabilidad del modelo en condición no drenada, en forma similar al Gráfico 2.

Gráfico 3. Altura de falla vs resistencia normalizada (c/γ) para FS=1 estático



Se observa nuevamente que existe una proporcionalidad directa entre la altura de falla y la resistencia normalizada, independiente de la inclinación del talud. Mediante un análisis de regresión se obtuvo la Ecuación 4, la cual expresa la proporcionalidad y da una aproximación con un alto coeficiente de correlación ($r^2=0,999$).

$$h_f = 6,57 \left(\frac{c}{\gamma} \right) + 0,533 \text{ m}$$

Ecuación 4

La ecuación anterior simplifica el análisis y permite predecir la altura de falla de un relleno a partir de los parámetros geotécnicos más básicos, o el retrocálculo de la resistencia normalizada del suelo en una falla, con un alto nivel de confianza. Se observa de nuevo, que la condición más crítica es la de saturación total, dado que produce la resistencia normalizada mínima.

5. Aplicabilidad de las ecuaciones al análisis de casos reales

En primer lugar, se estudió la aplicabilidad de la ecuación al análisis en forma simplificada del modelo “Varablanca” en condición no drenada. Se determinó que el uso de la peor combinación de las propiedades geotécnicas de los materiales, es decir, la resistencia **menor** (del suelo de cimentación) y el peso unitario **mayor** (del relleno compactado), producen un error máximo del 10% en el cálculo de la altura de falla. Si la ecuación se utiliza para calcular la resistencia normalizada a partir de la altura de falla, el resultado tiene un error máximo similar y es siempre conservador.

Para validar las ecuaciones de análisis simplificado, se revisó la estabilidad de rellenos cuya falla fue evaluada previamente por otros autores en forma detallada. La información la suministró el Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI) del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) de Costa Rica. La Tabla 1 muestra características de los casos estudiados.

Tabla 2. Información de los casos de fallas evaluados.

Nombre y localización	c (ton/m ²)	γ _{sat} (ton/m ³)	h _f (m)
Taras – La Georgina	8,0	1,7	33,5
Turrialba – Sta. Teresita (6+100)	1,0	1,7	4,52
Turrialba – Sta. Teresita (9+000)	1,07	1,7	5,05
Orotina – Pozón	4,1	1,0	16,5
Quepos – La Managua	1,2	1,8	4,93

Fuente: Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI)

El resumen de los resultados del análisis simplificado, realizado con las Ecuaciones 3 y 6, se presenta en la Tabla 3.

Tabla 3. Estimación de parámetros de falla de los casos reales

Caso	Altura de falla, h_f			Resistencia normalizada, c/γ		
	Real (m)	Calculada (m)	Error (%)	Real (m)	Calculada (m)	Error (%)
Taras – La Georgina	33,5	31,2	-6,9	4,71	5,02	6,2
Turrialba – Sta. Teresita (6+100)	4,52	4,41	-2,4	0,59	0,61	3,2
Turrialba – Sta. Teresita (9+000)	5,05	4,67	-7,5	0,63	0,69	9,2
Orotina – Pozón	16,5	15,5	-6,2	2,20	2,44	7,0
Quepos – La Managua	4,93	4,63	-6,1	0,67	0,67	0,3

El error absoluto que generan los cálculos realizados con la Ecuación 4, con respecto a los valores reales reportados en los análisis detallados, es inferior al 10%. Por lo tanto, el estudio de casos valida el uso de la ecuación para predecir la altura de falla y retrocalcular la resistencia normalizada. Esta validación da el fundamento necesario para generar criterios de evaluación de vulnerabilidad de rellenos.

6. Análisis sísmico pseudoestático

Se cuantificó el efecto de un sismo en condición drenada y no drenada, aplicando una carga horizontal al modelo de terraza en función de un coeficiente sísmico horizontal (k_h). Se utilizaron valores del coeficiente sísmico entre 0,10 y 0,25 con base en las aceleraciones pico efectivas de la zonificación del Código Sísmico de Costa Rica (2002) y de Laporte (2004). El factor de seguridad usado en el análisis fue $FS=1,15$, tal como lo recomienda Seed (en Abramson, 1998).

El análisis en condición drenada reveló una relación lineal entre el ángulo del talud, β , el coeficiente sísmico, k_h y el ángulo de fricción del material, ϕ' , con un coeficiente de correlación $r^2 = 0,999$, resumida por la Ecuación 5.

$$\beta = 0,939 \cdot \phi' - 0,892 - 57,2 \cdot k_h \quad \text{Ecuación 5}$$

La Ecuación 5 es válida en el intervalo $15^\circ < \beta < 30^\circ$. ϕ' y β son valores en grados. Según se deduce de la ecuación 5.3, al considerar el efecto sísmico, el ángulo máximo del talud (β) debe ser menor que el ángulo de fricción (ϕ') del material.

Para la condición no drenada también se obtuvo una relación lineal entre la altura de falla (h), la resistencia normalizada (c/γ) y el coeficiente sísmico para un $FS=1,15$, con un coeficiente de correlación $r^2 = 0,999$, resumida por la Ecuación 6.

$$h = \frac{10,48 \cdot (c / \gamma) + 6,35 - 142 \cdot k_h}{2,03 + k_h}$$

Ecuación 6

Nuevamente, es claro que la inclusión del efecto sísmico implica una reducción en la altura máxima (de falla) del material, suponiendo que la resistencia (c) no se ve afectada.

7. Criterios para evaluación de vulnerabilidad

Según la investigación realizada, la vulnerabilidad geotécnica de los rellenos sobre laderas depende de los parámetros geométricos altura (h) y ángulo del talud (β) y de los parámetros geotécnicos peso unitario (γ), resistencia en condición drenada (ϕ') y no drenada (c). La vulnerabilidad, que en términos generales representa una probabilidad de daño o falla, fue definida con base en el factor de seguridad según los criterios presentados en la Tabla 4.

Tabla 4. Factor de seguridad y criterios de vulnerabilidad

Factor de seguridad, FS	Criterio de Vulnerabilidad	Color
1,0 < FS < 1,25	Muy alta	Rojo
1,25 < FS < 1,5	Alta	Naranja
1,5 < FS < 2,0	Moderada	Amarillo
2,0 < FS < 3,0	Baja	Verde
FS > 3,0	Muy baja	Azul

7.1 Vulnerabilidad en condición drenada:

Para la condición drenada la investigación confirmó que las pendientes del terreno y del talud del relleno deben tener como límite superior el ángulo de fricción del material correspondiente. El factor de seguridad en condición drenada estática, relaciona los ángulos θ y β con los ángulos de fricción ϕ'_1 y ϕ'_2 del suelo de cimentación y del relleno respectivamente según la Ecuación 7.

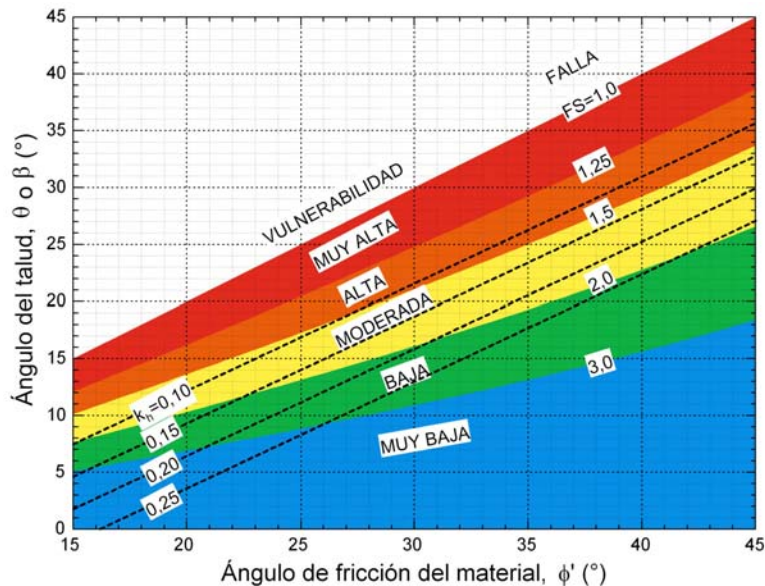
$$FS_1 = \frac{\tan \phi'_1}{\tan \theta} \quad FS_2 = \frac{\tan \phi'_2}{\tan \beta}$$

Ecuación 7

Aplicando los criterios definidos anteriormente y la Ecuación 7 se obtiene el Gráfico 4, que representa la vulnerabilidad de rellenos en condición drenada. Se

incluyen las líneas de $FS=1,15$ (Ecuación 5) para algunos valores típicos del coeficiente sísmico, recomendados para su uso en Costa Rica por Laporte, 2004.

Gráfico 4. Vulnerabilidad geotécnica de los rellenos en condición drenada



Este gráfico permite determinar la vulnerabilidad de un terraplén en condición drenada, mediante la combinación de los ángulos de los taludes θ (suelo de cimentación) y β (terraplén), el ángulo de fricción ϕ' del material respectivo y el coeficiente sísmico, k_h .

Como ejemplo, a partir del Gráfico 3 se deduce que, si el ángulo de fricción del material es de 35° y el coeficiente sísmico es menor que 0,125, el ángulo del talud máximo que garantiza una vulnerabilidad *moderada* en condición estática ($FS=1,5$) es de 25° . Aunque la mayoría de los suelos residuales de Costa Rica tienen ángulos de fricción inferiores a 35° , es común que los taludes de carreteras tengan ángulos θ o β superiores a 25° (en algunos casos son verticales), lo cual es indicador de una alta vulnerabilidad generalizada en la condición drenada. Sin embargo, las fallas en esa condición se presentan solamente si los suelos se secan o se saturan completamente, puesto que en condiciones intermedias la succión produce resistencia adicional.

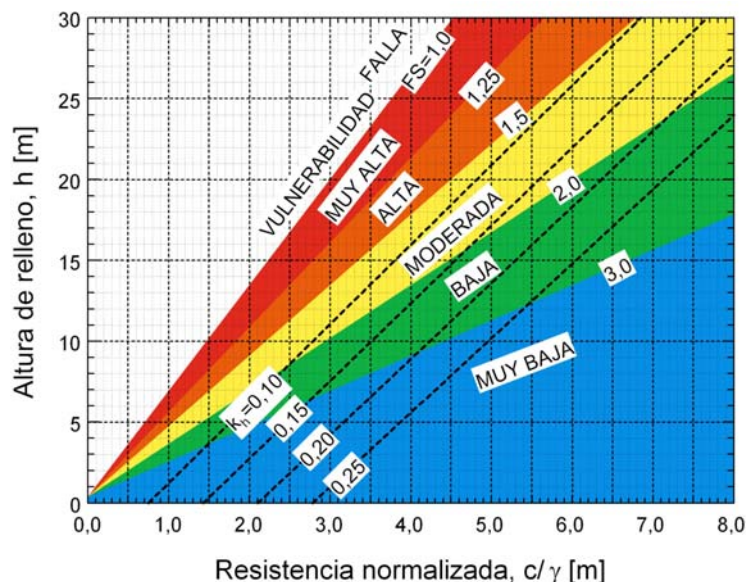
7.2 Vulnerabilidad en condición no drenada:

Con el objetivo de obtener criterios similares en función del factor de seguridad en condición no drenada, se estudió la variación del FS en función de la altura del relleno (h) con la resistencia normalizada (c/γ) a partir del modelo Terraza, dada su versatilidad. Mediante un análisis de regresión múltiple de todos los datos del modelo Terraza se obtuvo la Ecuación 8, la cual establece una relación entre FS, altura del relleno h, y resistencia normalizada, independiente del ángulo del talud β en el intervalo estudiado.

$$h_{\text{máx}} = \frac{6,55}{\text{FS}} \cdot \left(\frac{c}{\gamma} \right) + 0,384 \text{ m} \quad \text{Ecuación 8}$$

La Ecuación 8 sirve como base para generar los criterios de evaluación de vulnerabilidad de los terraplenes en condición no drenada. Estos se presentan en el Gráfico 5 en conjunto con las líneas del análisis sísmico pseudoestático (Ecuación 6). El gráfico y/o las ecuaciones se pueden utilizar como herramienta para el retro-análisis de fallas de rellenos en laderas, toma de decisiones y diseño preliminar.

Gráfico 5. Vulnerabilidad geotécnica de los rellenos en condición no drenada



Tal como fue expresado anteriormente, la resistencia normalizada que se debe utilizar en las ecuaciones es la que produzca la combinación de parámetros geotécnicos

más crítica: la menor resistencia y el mayor peso, es decir, debe calcularse como $c_{\text{suelo}}/\gamma_{\text{relleno}}$.

La resistencia normalizada, obtenida a partir de las combinaciones de propiedades de los materiales estudiados, se encuentra en el intervalo comprendido entre 0,5 m y 14 m. Según las referencias consultadas, los suelos residuales en Costa Rica pueden tener resistencias normalizadas tan bajas como 1,5 m, lo cual limitaría la altura máxima de un terraplén a 7 m para garantizar una vulnerabilidad moderada (con inclinación del talud entre 15° y 35°), aunque la altura que produciría la falla estática sería de 10 m. Sin embargo, al considerar un coeficiente sísmico de 0,10, la altura debe reducirse a un máximo de 4 m.

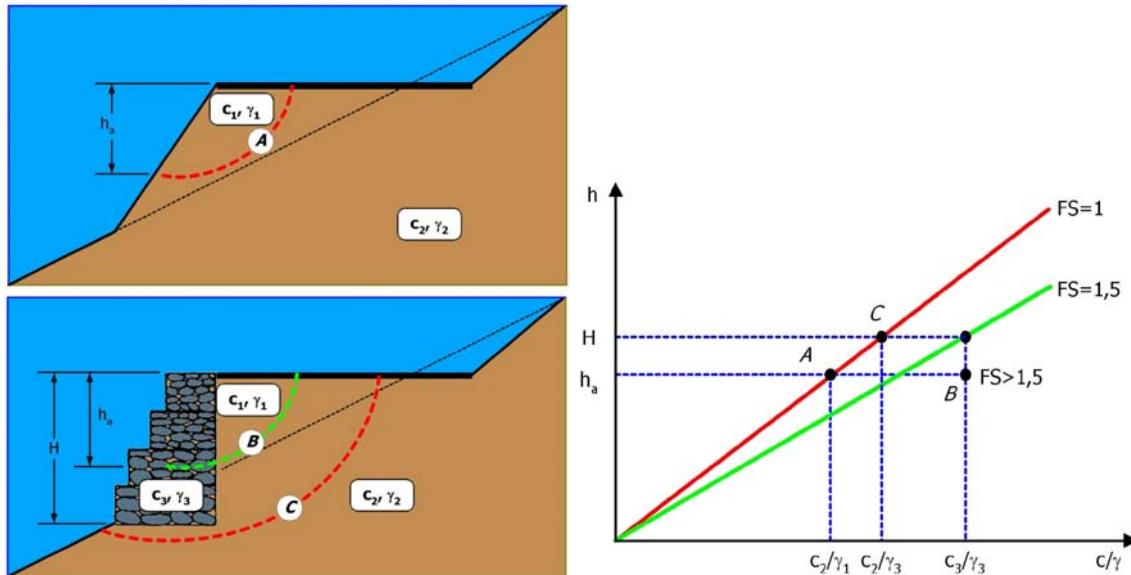
Para la aplicación de los criterios de vulnerabilidad a la evaluación de terraplenes existentes se deben conocer los parámetros geotécnicos fundamentales del suelo de cimentación y del relleno, los cuales idealmente se obtiene a partir de ensayos de campo y de laboratorio. En el caso de que se cuente con ensayos de penetración estándar (SPT) se pueden emplear correlaciones con los parámetros necesarios. Dado que las ecuaciones básicas se obtuvieron con modelos, no pueden reemplazar de ninguna manera a los análisis detallados que deben realizarse para el diseño definitivo y la construcción de cualquier proyecto de infraestructura.

7.3 Medidas de reducción de la vulnerabilidad

La reducción de vulnerabilidad de los terraplenes de carretera de montaña implica necesariamente el aumento del factor de seguridad para alcanzar la estabilidad. No todas las soluciones son igualmente apropiadas para alcanzar ese objetivo y los resultados de esta investigación permiten analizar la eficacia y limitaciones de las mismas.

Como ejemplo, se analiza a continuación el uso de muros de gaviones en laderas y se demuestra su inconveniencia dado que aumentan el peso sobre el suelo de cimentación y pueden producir un cambio en la configuración de la falla, sin resolver el problema. La Figura 6 muestra el análisis simplificado de un caso en el cual se da una falla en condición no drenada con altura h_a , controlada por las propiedades del suelo de cimentación (c_2/γ_1) (punto A).

Figura 6 Falla de muro de gaviones en ladera



Al introducir el muro de gaviones, aparentemente se soluciona el problema, dado que el factor de seguridad para la altura h_a se incrementa, gracias a la alta resistencia normalizada del muro (c_3/γ_3) (punto B). Sin embargo, la combinación de resistencia del suelo (c_2) con el peso unitario del muro (γ_3) produce una falla con dimensiones mayores (punto C). Por lo tanto, no se puede considerar que esta sea una solución adecuada.

8. Conclusiones

Se desarrolló una metodología de evaluación simplificada de la vulnerabilidad geotécnica de terraplenes de carreteras en zonas montañosas, aplicable en la gestión de riesgos de la infraestructura vial, en la forma de ecuaciones para determinar la estabilidad de las configuraciones geométricas típicas encontradas en Costa Rica. Las ecuaciones demostraron su eficacia para realizar las siguientes tareas:

- Estimar los parámetros geotécnicos del suelo en una falla a partir de la configuración geométrica del deslizamiento, sin necesidad de un análisis de estabilidad detallado, con error muy bajo.
- Diagnosticar rápidamente la estabilidad de terraplenes y taludes a partir de la configuración geométrica y parámetros geotécnicos esenciales.

- Diseñar preliminarmente las obras de este tipo en nuevos proyectos de infraestructura vial.

A partir de las ecuaciones simplificadas se proponen criterios de evaluación de vulnerabilidad geotécnica de los terraplenes de uso recomendado como herramienta práctica para la gestión de riesgos. Los criterios de evaluación de vulnerabilidad propuestos permiten:

- Identificar los rellenos con alto grado de vulnerabilidad para planificar la inversión y priorizar el mejoramiento de la infraestructura vial existente.
- Evaluar la aplicabilidad y definir estrategias para el mejoramiento de terraplenes sobre laderas. Por ejemplo, descartar el uso de gaviones e incentivar el de materiales con bajo peso unitario y alta resistencia.

9. Referencias bibliográficas

1. Abramson Lee, et al. Slope Stability and Stabilization Methods, John Wiley and Sons, Inc. U.S.A. 1996.
2. Bowles, Joseph E. Foundation Analysis and Design. 5ta edición. 1997.
3. Castro H., Kattia. Vulnerabilidad física de la infraestructura vial en las rutas 130, 712, 146, 120 y 126, Tramo Alajuela – Fraijanes – San Miguel de Sarapiquí. Informe final de proyecto de graduación. Universidad de Costa Rica. 2005
4. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. Código Sísmico de Costa Rica 2002. Editorial Tecnológica de Costa Rica. 2003.
5. Holtz, Robert D.; Kovacs, William D. An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice-Hall. 1981.
6. LanammeUCR. Evaluación de vulnerabilidad ante amenazas naturales de la Ruta Nacional 2. Informe de Investigación. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales Universidad de Costa Rica. 2004.
7. Laporte P., María. Propuesta para la Escogencia del Coeficiente Dinámico para el Análisis Pseudoestático de Estabilidad de Taludes. III Congreso Panamericano de Enseñanza-Aprendizaje de Ingeniería Geotécnica. 2004.
8. Rico, Alfonso; Del Castillo, Hermilo. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, Volumen 1 y 2. Noriega Editores. México. 1996.
9. Suárez D., Jaime. Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamientos. Colombia. 1998.
10. Umaña R., Carlos L. Vulnerabilidad ante amenazas naturales de la Ruta Nacional 10, Tramo Turrialba – Siquirres. Informe final de proyecto de graduación. Universidad de Costa Rica. 2003.