Cartagena

XVII CCG
I SSAG
2022

SCG

50 años
1971-2021

I SSAG - XVII CCG

Primer Seminario Suramericano de Geotecnia

Decimoséptimo Congreso Colombiano de Geotecnia

"Evaluación y Gestión de Riesgos Geotécnicos con Énfasis en los Efectos del Cambio Climático"

Nov. 14 – 18, 2022 | Cartagena de Indias, Colombia
http://www.scg.org.co/xvii-ccg/

Editores: Silvana Montoya-Noguera, Luis Felipe Prada-Sarmiento, Ana María Parra Bastidas, Carlos Cantillo, Mauricio Tapias, Mario Camilo Torres Suárez, Álvaro Jaime González † & Juan Montero Olarte †

Noviembre 2022

Índice

1. Artículos I Seminario Suramericano de Geotecnia **1**

J. Corominas. The challenge of managing landslide risk in the face of climate change 2

K. Ho, C. Cheung. Holistic Management of Landslide Risk: systems framework and public safety policies 22

S. Lacasse. Advances in Assessment and Management of Landslide Risk 48

L. Lombardo, C. van Westen. Developments in landslide inventory, susceptibility, hazard and risk assessments at the UT-Centre for Disaster Resilience 80

L. Picarelli. Effects of extreme weather events on slope stability. The new challenges of climate change 103

E. Rathje. Advances in Regional Seismic Landslide Assessments 125

2. Resúmenes extendidos XVII Congreso Colombiano de Geotecnia **126**

2.1. Amenazas y Riesgos geotécnicos: evaluación, análisis y mitigación 126

2.2. Comportamiento de suelos y rocas 210

2.3. Aplicaciones geológicas y geotécnicas de ingeniería : casos de estudio, obras, instrumentación, monitoreo y análisis 282

2.4. Geotecnia Ambiental 321

2.5. Exploración directa e indirecta del subsuelo 334

2.6. Geosintéticos 348

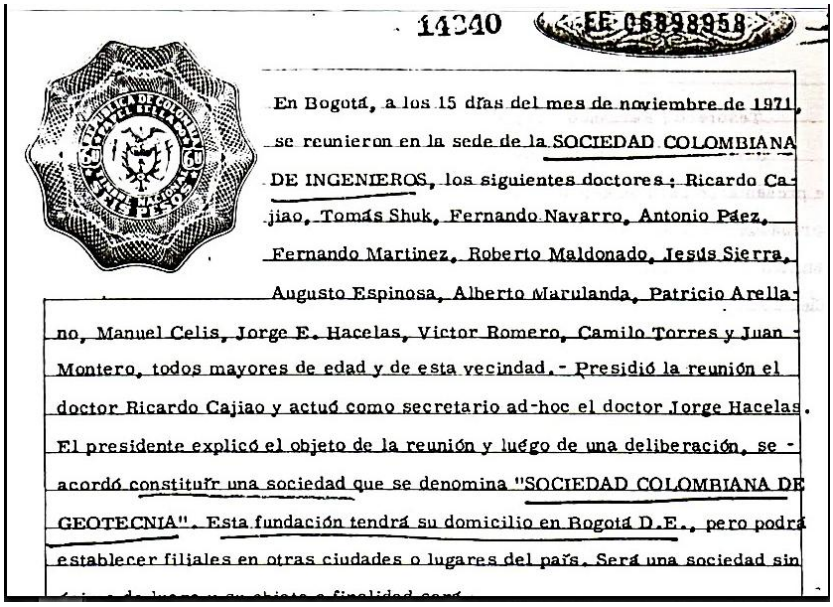
2.7. Geotecnia vial 359

2.8. Normatividad 370

Sociedad Colombiana de Geotecnia - 51 años

La Sociedad Colombiana de Geotecnia, SCG, atraviesa uno de los momentos más álgidos de su historia por la reciente pérdida de dos de los hombres insignes de esta Institución: el Geólogo Juan Montero Olarte † y el Ingeniero Álvaro Jaime González García †. Hombres probos hasta el final de sus días, quienes dedicaron sus vidas al proyecto que, otrora, significó la fundación de la SCG.

En contraste con la tristeza que embarga a sus miembros, la SCG está celebrando su aniversario número 51, ya que su fundación data del 15 de noviembre de 1971, según reza en el Acta de Constitución, la cual tuvo lugar en el seno de la Sociedad Colombiana de Ingenieros, SCI, como se observa en el extracto que se presenta a continuación:



14240 EE 05898958

En Bogotá, a los 15 días del mes de noviembre de 1971, se reunieron en la sede de la SOCIEDAD COLOMBIANA DE INGENIEROS, los siguientes doctores: Ricardo Cajiao, Tomás Shuk, Fernando Navarro, Antonio Páez, Fernando Martinez, Roberto Maldonado, Jesús Sierra, Augusto Espinosa, Alberto Marulanda, Patricio Arellano, Manuel Celis, Jorge E. Hacelas, Victor Romero, Camilo Torres y Juan Montero, todos mayores de edad y de esta vecindad.- Presidió la reunión el doctor Ricardo Cajiao y actuó como secretario ad-hoc el doctor Jorge Hacelas. El presidente explicó el objeto de la reunión y luégo de una deliberación, se acordó constituír una sociedad que se denomina "SOCIEDAD COLOMBIANA DE GEOTECNIA". Esta fundación tendrá su domicilio en Bogotá D.E., pero podrá establecer filiales en otras ciudades o lugares del país. Será una sociedad sin

La estrecha relación que desde su nacimiento han tenido las dos entidades (SCG y SCI), ha representado mutuos beneficios, con lo cual se reconoce que la Geotecnia es una de las especialidades de la ingeniería. Esto ha permitido que, en múltiples ocasiones, la SCI se soporte en su sociedad correspondiente, la SCG, y que ésta a su vez se apoye en una institución centenaria, órgano consultivo del Gobierno Nacional, como lo es la SCI.

En la conmemoración de estas efemérides, se destaca la organización por parte de la SCG del I Seminario Suramericano de Geotecnia, cuya temática principal es la *"Evaluación y Gestión de Riesgos Geotécnicos con Énfasis en los Efectos del Cambio Climático"*, asunto de plena actualidad en nuestro país y a nivel global, que involucra extensas regiones del territorio y gran parte de la población, en especial las comunidades menos favorecidas, y el XVII Congreso Colombiano

de Geotecnia, evento central de esta institución.

En esta oportunidad , el Congreso de Geotecnia ha tenido una destacada acogida, con el aporte de 141 trabajos, escritos en el modo de resúmenes extendidos, que se recibieron y procesaron por parte del Comité Técnico – Científico, cuyos miembros, dicho sea de paso, deben ser exaltados por su ardua y rigurosa labor, garantizando tanto el éxito académico e investigativo de los eventos, como ofreciendo a todos los interesados la posibilidad de participar en un evento de alta calidad de talla internacional.

Esperamos que la gran mayoría de trabajos puedan ser presentados. Para ello se configuró una Agenda Académica organizada por subtemas, propios de la especialidad de la geotecnia, los cuales, aunados a los trabajos y conferencias internacionales como nacionales que se presentarán en el marco de los eventos, serán el sello distintivo, que hace perenne la importancia de la SCG en el concierto de la geotecnia colombiana y mundial. Muchas gracias a todos los que apoyaron la realización de estos magnos eventos, en los que confluyen el conocimiento, la técnica, la tecnología, la práctica y los desarrollos y avances más recientes en cada una de las áreas que conforman la especialidad de la geotecnia.

Finalmente, deseo expresar un agradecimiento especial a los Ilustres Profesores Juan Montero Olarte † y Álvaro Jaime González García †, quienes con su bagaje y, principalmente, con su don de gentes, nos enseñaron y guiaron por el camino de la entrega, desprendida de intereses particulares, para con una institución que luego de 51 años, ha alcanzado un grado de madurez y presencia muy importantes, sobre todo en un país con tantas complejidades geológico – geotécnicas, que cada día parecieran exacerbarse por las condiciones medio ambientales, a la vez que por proyectos de gran impacto, que lamentablemente en ocasiones, no responden a esa realidad física de los territorios ni a los altos estándares técnicos que la especialidad reclama.

Con consideraciones de aprecio y respeto por todos los geotecnistas del país.

Dr.-Ing. Mario Camilo Torres Suárez
Presidente de la SCG 2022-2024

Prólogo

La Junta Directiva de la Sociedad Colombiana de Geotecnia, bajo la iniciativa de Juan Montero Olarte † y Álvaro Jaime González García † decidieron en marzo de 2021, en medio de la pandemia causada por el SARS-CoV-2, iniciar la planeación del Primer Seminario Suramericano de Geotecnia (I-SSAG) dedicado al relevante tema de la evaluación y gestión de riesgos geotécnicos con énfasis en los efectos del cambio climático junto con el Decimoséptimo Congreso Colombiano de Geotecnia (XVII-CCG), eventos organizados en el marco de la celebración de los 50 años de fundación de la Sociedad Colombiana de Geotecnia. A pesar de las incertidumbres existentes sobre la evolución de la pandemia, se decidió que los dos eventos se desarrollaran de manera presencial en la ciudad de Cartagena de Indias entre el 14 y 18 de Noviembre de 2022.

La inesperada partida de Álvaro González (febrero 2022) y Juan Montero (junio 2022) obligó a reestructurar los comités organizadores del evento y a establecer dos conferencias magistrales en el programa del Seminario como homenaje a los colegas fallecidos. La conferencia en honor a Álvaro González estuvo a cargo de Sergio Mora y la conferencia en honor a Juan Montero fue dictada por Jaime Suárez Díaz.

El Primer Seminario Suramericano de Geotecnia contó con la participación de reconocidos conferencistas internacionales y colombianos que presentaron las conferencias magistrales distribuidas en los cuatro días del evento:

Jordi Corominas (España)	*Desafíos en la gestión del riesgo de deslizamientos frente al cambio climático.*
Manuel García (Colombia)	*Geotecnia es arte, oficio, técnica, ciencia.*
Ken Ho (Hong Kong)	*Gestión integral del riesgo de deslizamientos: sistemas y políticas públicas de seguridad.*
Suzanne Lacasse (Noruega)	*Advances in assessment and management of landslide risk*
Luigi Lombardo - Cees van Westen (Países Bajos)	*Sobre los requisitos de los mapas de susceptibilidad, amenaza y riesgo de deslizamientos para la reducción del riesgo y la adaptación climática.*
Sergio Mora (Costa Rica)	*Gestión del riesgo para afrontar la inestabilidad de las laderas y el calentamiento global antropogénico en países en desarrollo.*
Luciano Picarelli (Italia)	*Efectos de los eventos meteorológicos extremos en la estabilidad de taludes. Los nuevos desafíos del cambio climático.* *Revisión de los sistemas de clasificación de deslizamientos enfocado a la relación entre la respuesta mecánica del suelo y los patrones de movimiento.*
Jaime Suárez (Colombia)	*Efectos geotécnicos y caracterización de las fallas geológicas jóvenes o secundarias.*

El XVII Congreso Colombiano de Geotecnia contó con la participación de Ellen M. Rathje como conferencista magistral con la ponencia *"avances en las evaluaciones regionales de deslizamientos inducidos por sismos"* y la presentación de 137 trabajos[1] seleccionados por el comité técnico-científico. Las presentaciones magistrales del I-SSAG y XVII-CCG tuvieron un espacio de 45 minutos de exposición seguidos por 15 minutos de discusión. Las presentaciones de los trabajos del XVII-CCG tuvieron una duración de 12 minutos con espacio de 3 minutos para preguntas. Adicionalmente los patrocinadores del evento tuvieron la oportunidad de hacer una presentación institucional mostrando los desarrollos científicos y tecnológicos de sus respectivas entidades y empresas.

Ambos eventos estuvieron antecedidos el día lunes 14 de noviembre por dos cursos especializados en inglés que contaron con la participación de más de 56 asistentes:

Dr. Thamer Yacoub	RocScience	Análisis de estabilidad de taludes 2D y 3D
Dr. Richard Bathurst	International Geosynthetics Society	Muros de suelo mecánicamente estabilizados: diseño y desempeño

Como parte de las actividades de la celebración de los 50 años de fundación de la Sociedad Colombiana de Geotecnia se presentó por primera vez el panel sobre el rol de las mujeres en la ingeniería geotécnica, evento patrocinado por el Deep Foundation Institute (DFI) de los Estados Unidos y que contó con la participación en el panel de expertas de las Ingenieras Lucky Nagarajan, Silvana Montoya-Noguera, Ana María Parra Bastidas y la moderación del Ing. Sebastián Lobo-Guerrero.

Las memorias del I-SSAG y XVII-CCG que se presentan en este documento contienen los artículos de cuatro conferencistas magistrales y los resúmenes extendidos de dos páginas de las 137 ponencias presentadas en el Congreso.

Los trabajos presentados al XVII Congreso Colombiano de Geotecnia se distribuyeron en las siguientes áreas temáticas:

- **44** artículos de Amenazas y Riesgos geotécnicos: evaluación, análisis y mitigación
- **36** artículos de Comportamiento de suelos y rocas
- **20** artículos de Aplicaciones geológicas y geotécnicas de ingeniería : casos de estudio, obras, instrumentación, monitoreo y análisis
- **10** artículos de Normatividad
- **8** artículos de Geosintéticos
- **7** artículos de Exploración directa e indirecta del subsuelo
- **6** artículos de Geotecnia vial
- **6** artículos de Geotecnia Ambiental

Los eventos contaron con una amplia aceptación de la comunidad académica y profesional vinculada con la ingeniería geotécnica. Más de 300 geotecnistas de Colombia, Argentina, Brasil, Costa Rica, Ecuador, Francia, México, Perú, España y Estados Unidos contribuyeron con sus ponencias a enriquecer la visión de la investigación y la práctica de la geotecnia en la región latinoamericana.

[1] Las opiniones, teorías, conceptos, modelos y conclusiones planteadas en estas memorias son responsabilidad exclusiva de cada autor. No reflejan ni comprometen las opiniones de la SCG o de los editores de las memorias.

Introducción

En sus 51 años de historia, la Sociedad Colombiana de Geotecnia ha organizado más de 65 eventos en la forma de congresos, simposios, seminarios, jornadas, foros, talleres, conferencias regionales que han cumplido la misión de mantener actualizada a la comunidad geotécnica nacional sobre los más recientes avances de las teorías, métodos de cálculo y diseño, ensayos de laboratorio, pruebas de campo y casos de estudio relevantes para la mejora continua de la práctica profesional y el desarrollo de la investigación del área de la geotecnia en Colombia.

Tradicionalmente los Seminarios de Geotecnia organizados por la SCG han sido el espacio de actualización del conocimiento en temas diversos de la especialidad geotécnica aplicada. El Primer Seminario Suramericano de Geotecnia (I-SSAG) está dedicado al tema de *"Evaluación y Gestión de Riesgos Geotécnicos con Énfasis en los Efectos del Cambio Climático"*. Se pretendió dar relevancia a esta temática debido a los efectos severos y frecuentes en las regiones andina y tropical de Suramérica. Como antecedentes de gran importancia técnica y científica del Primer Seminario Suramericano de Geotecnia, se cuenta con varios seminarios geotécnicos organizados por la SCG en los que han participado destacados expertos del nivel internacional como Aleksander Vesic (USA), Francois Schlosser (Francia), Evert Hoek (UK), Alberto Nieto (Perú), Kenji Ishihara (Japón), James Sherard (USA), I. M. Idriss (USA), Víctor F.B. de Mello (Brasil), Fabio Villegas (Colombia), Laurie Wesley (Nueva Zelandia), Gabriel Fernández (USA), Luis E. Vallejo (USA), J. Carlos Santamarina (USA), Kok-Kwang Phoon (Singapur), Enrique Romero (España), Ikuo Towhata (Japón), Ricardo Dobry (USA), Roberto Cudmani (Alemania), Juan M. Pestana (USA), Ramón Verdugo (Chile), Bayardo Materón (Colombia-Brasil), Luciano Oldecop (Argentina), Daniel Salcedo (Venezuela), Tarcisio B. Celestino (Brasil), Antonio Samaniego (Perú), Leonardo Cascini (Italia), Youssef Hashash (USA), Vaughan Gri ths (USA), He Manchao (China), Nick Barton (Noruega), Fermín Sánchez (México), Venkata Ramana Gunturi (India), Jorge Abraham Díaz (México) y Gabriel Auvinet (México), entre otros.

De otra parte, el Congreso Colombiano de Geotecnia constituye la reunión periódica insigne de la comunidad geotécnica colombiana. Este Congreso está dedicado a compartir experiencias y adquirir conocimientos cada dos años, periodicidad que se vio interrumpida por la pandemia global causada por el SARS-CoV-2. En su decimoséptima versión contó con 137 trabajos escritos por más de 300 autoras y autores. La nube de palabras claves presenta la riqueza y variedad de los contenidos abordados en las ponencias presentadas en los cuatro días del XVII-CCG:

topográfico
experimental
finitos
respuesta
morfodinámica
volcanes
drenada
software
estructura
mitigación
onda
sistemas
parámetros
generalizada
territorial
puentes
colapso
comportamiento
eólica
mapa
distancia
prevención
limo
pared
relaves
ingeniería
presa
licuación
elementos
back-análisis
sísmica
actividad
detonante
detallados
muros
asentamiento
bases
piezómetros
función
equilibrio
nailing
incertidumbre
vulnerabilidad
túnel
pavimentos
sitio
propiedades
estabilidad
derivados
geosintéticos
etapa
normatividad
monitoreo
ordenamiento
reforzado
amenaza
zonificación
Colombia
numérico
método
alarma
peligro
precipitación
resistencia
permeabilidad
depósitos
discreto
UAV
mecánica
ensayo
baja
geotécnica
materiales
sismos
refuerzo
datos
energía
enfoque
amplificación
centrífuga
fracturas
geotecnia
desplazamientos
suelo
rocas
cementación
rigidez
exploración
potencial
ángulo
bloque
blando
geología
geomorfología
arena
aceleración
fino
umbrales
límite
evaluación
ambiental
cenizas
falla
deslizamientos
básica
pilotes
arcilla
física
velocidad
estructura
erosión
compactación
triaxial
distribución
contención
flujos
interacción
movimientos
FOSM
geotextil
barreras
degradación
minería
grava
taludes
riesgos
seguridad
módulo
diseño
probabilísticos
factor
cortante
clasificación
lluvia
metodología
modelo
efecto
lodos
línea
partículas
laderas
agua
análisis
masa
tubería
inestabilidad
radar
macizo
succión
simulación
saturación
carga
retención
geomecánica
cíclico
mejoramiento
columna
granular
código
compresión
SPT
confiabilidad
dinámica
hidráulica
siderúrgico
estudios
curva
secundaria
detritos
variabilidad

Agradecimientos

La Sociedad Colombiana de Geotecnia (SCG), por medio de su Presidente, Mario Camilo Torres Suárez, los miembros de la Junta Directiva, y el Comité Organizador del I-SSAG y XVII-CCG desean manifestar sus agradecimientos a todas las personas, empresas, instituciones y universidades que apoyaron la realización de estos eventos.

Los Editores desean reconocer la contribución de los revisores técnicos de los resúmenes extendidos. Sin el dedicado apoyo de los revisores no hubiese sido posible consolidar este volumen de memorias del evento.

Jorge Esteban Alarcón Guerrero
Alan Aparicio
Luis Angel Aviles
Miguel Angel Cabrera
Javier Camacho Tauta
Carlos Cantillo
Ramiro Castellanos
Hebenly Celis
Elias Correa
Jesús Ramón Delgado
Lina Garzón
Alejandra María Gómez
Jaime Granados
Rodrigo Hernández
Omar Jiménez
Joan Manuel Larrahondo
Luis Carlos Leguizamón
Catalina Lozada
Cristhian Mendoza
Silvana Montoya-Noguera
Exneyder Andrés Montoya
Carlos Andrés Ordoñez
Iván Otálvaro
Ana María Parra Bastidas
Luis Felipe Prada-Sarmiento
Victor Hugo Restrepo
Jorge Alberto Rodríguez
Carlos Eduardo Rodríguez
Daniel Felipe Ruiz
Mauricio Tapias
Mario Camilo Torres Suárez
Omar Torres
Julián Vidal

Comités del evento

El I Seminario Suramericano de Geotecnia y XVII Congreso Colombiano de Geotecnia fueron ideados y liderados por Juan Montero Olarte † con la estrecha colaboración de los siguientes comités, entidades y personas:

Comité organizador

Juan Montero Olarte †, Universidad Nacional de Colombia, Colombia
Carlos Cantillo, Instituto Colombiano de Ensayos e Investigaciones Geotécnicas, Colombia
Mario Camilo Torres Suárez, Sociedad Colombiana de Geotecnia, Colombia

Comité técnico-científico

Álvaro J. González †, Universidad Nacional de Colombia, Colombia
Silvana Montoya-Noguera, Universidad EAFIT, Colombia
Ana María Parra Bastidas, Carlos H. Parra & Asociados, Colombia
Luis Felipe Prada-Sarmiento, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia
Mauricio Tapias, Universidad Nacional de Colombia, Colombia
Omar Leonardo Torres, Geomatrix, Colombia

Subcomité operativo

Ramiro Castellanos Jiménez
Juan Montero Olarte †
Mario Camilo Torres Suárez

Subcomité de apoyos y patrocinios

Junta Directiva Sociedad Colombiana de Geotecnia (2022-2024)

Presidente:	Mario Camilo Torres Suárez
Vice-Presidente:	Guillermo Pabón Gutiérrez
Secretaria:	Mónica Fernanda Bedoya Martínez
Vocales:	Ana María Gómez Gómez
	Hugo Coral Moncayo
	Luis Felipe Prada-Sarmiento
Procurador:	José Vicente Amortegui Gil
	Carlos Eduardo Motta Tierradentro

Sociedad organizadora

SCG

50 años
1971-2021

ICE|G

Comité de apoyo institucional

SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO

UNIVERSIDAD EAFIT

DEEP FOUNDATIONS INSTITUTE DFI

igs

SOCIEDAD COLOMBIANA DE INGENIEROS
@IngenieriaSCI

ANI Agencia Nacional de Infraestructura

UNGRD Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres
Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres

Universidad de los Andes Colombia

IHS Pontificia Universidad JAVERIANA Bogotá

ICE|G

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

UNIVERSIDAD La Gran Colombia

Patrocinadores

rocscience

ICE|G

DEEP FOUNDATIONS INSTITUTE DFI

igs International Geosynthetics Society

GEOPIER®

NORTENE QUEM CONHECE, USA.

wsp

MACCAFERRI

GEOBRUGG BRUGG Safety is our nature

Warco S.a.s.

Cantillo y Asociados Ltda.
Bienestar, Sostenibilidad y Desarrollo

SIGNUM INGENIERIA

centra Ingeniería y Construcción

Ingeciencia

CPS Ingenieros
CARLOS H. PARRA & ASOC.
INGENIEROS GEOTECNISTAS

C&U instrumentación

GEOMATRIX Los Expertos en Geosintéticos

SuperMap

XENITAL soluciones en ingeniería

DRONENERDS

PAVCO wavin

srk consulting

BAUER

Sika® CONSTRUYENDO CONFIANZA

DYWIDAG

TWF LATAM
Venta | Alquiler | Leasing

First South American Geotechnical Seminar
14th-18th November, 2022
Cartagena, Colombia

The challenge of managing landslide risk in the face of climate change

Jordi Corominas[1]
emeritus professor
Department of Civil and Environmental Engineering, Universitat Politècnica de Catalunya Institution, Barcelona, Spain

ABSTRACT

In this paper is we briefly review the link between climate and landslides and how the latter might react to the projected changes of the former. We specifically comment on three factors that modify the equilibrium of slopes and existing landslides: (a) the increase in temperature, responsible for the melting of permafrost and the reduction of forest cover; (b) the increase of the areal extent and intensity of the rainfall events, which are typical triggers of shallow and mid-size landslides; (c) the continuous sea level rise along with the erosive action of the waves and sea storms that seriously threaten the stability of the coastal cliffs. Landslide risk management is challenged by the appearance of new landslide hotspots and also by the occurrence of unprecedent large magnitude landslide events. Consequently, hazard analyses must be revisited considering specifically how landslide frequency and magnitude is affected by the projected climate change. This work synthesizes various previous contributions made by the author.

INTRODUCTION

Climate change is undisputable. Most recent reports of the IPPCC panel [1] not only confirm the increase of temperature trend but also show that the pessimistic scenarios will be achieved sooner than previously estimated. During last decades, many efforts have been devoted to decipher the complex relationship between climate and the stability of the slopes and how this relation can be affected by the climate change [2-4]. The analysis of this relation has multiple implications [5]:

(a) Search for rainfall thresholds which would enable the short-term prediction of slope failures and the implementation of warning systems
(b) Quantification of the mid and long-term landslide activity. Determination of the frequency of the events, which is a fundamental parameter for the landslide hazard assessment
(c) The response of the slopes and existing landslides to the current climate and climate fluctuations. The analysis of recent and past activity of landslides provides clues for understanding future scenarios.
(d) Testing the suitability of using landslides as geoindicators of the changing climate conditions. New trends of the landslide activity may be interpreted as the result of changes in hydrological conditions of the slopes, which at their turn, are controlled by climate.

In this paper is we briefly focus on the following issues: (1) the linkage between climate and landslides; (2) how landslides may respond to the climate change; (3) how climate change may affect landslide

[1] Corresponding author: Jordi.corominas@upc.edu

hazard and risk. Understanding these relationships is fundamental in order to develop strategies to build resilient societies, particularly considering that we are still far from implementing policies and solutions for the successful management of the future landslide risk.

CLIMATE-RELATED LANDSLIDE TRIGGERS

A trigger is an external stimulus that causes a near-immediate response in the form of a landslide by rapidly increasing the stresses or by reducing the strength of the slope material [6]. Main landslide triggers are the intense rainfall, snow melting, earthquake shaking, volcanic eruption, wave undermining and rapid stream erosion. However, landslides also occur spontaneously without any apparent trigger. It is expected that shortly after the occurrence of the trigger the slope failure will take place and that a cause-effect relationship can be established. In this document we will only consider the role landslide triggers that might be modified by the climate change.

Landslides are generally triggered by either persistent processes or by extreme events (e.g. extreme rainfall), which are unusual, especially severe, or unseasonal. Climate researchers consider extreme weather events as rare within their statistical reference distribution at a particular place. Definitions of "rare" vary, but an extreme weather event would normally be as rare as or rarer than the 10th or 90th percentile [1]. Thus, a high magnitude extreme rainfall event may result in a high number or density of slope failures. However, the frequency distribution of landslides usually differs from that of the rainfall events. This is because different predisposing factors control the occurrence of landslides which can also be triggered by other climate-related processes such as snow melting, permafrost thawing, or other mechanisms such as earthquakes, river erosion, among others.

Rainfall-triggered landslides

Rainfall is the most frequent and widespread landslide trigger. Rainfall infiltrates into the slope increasing positive pore-water pressures within the material above the potential surface of rupture. The ratio between the amount of rain infiltrating into the terrain and that of the groundwater draining out of the slope controls the changes in pore-water pressures. Infiltrated water may raise up the pore-water pressures in the slope to a critical level at which the resistance of the soil is overcome and the failure takes place [7]. The critical rainfall necessary to cause the slope failure will thus vary from one slope to another and, therefore, the establishment of landslide-triggering rainfall thresholds for large areas is affected by some degree of uncertainty. The relation between rainfall and landslides has been largely analyzed by numerous researchers. Updated reviews may be found in [8-10].

Three landslide-triggering rainfall patterns have been identified [5]: (a) short duration high-intensity rainfall events; (b) rainfall episodes of moderate to low intensity lasting for several days or weeks; (c) abnormally either seasonal or interannual rainfall episodes.

<u>Landslides triggered by extreme short-lasting rainfall events</u>

Shallow slides and debris flow are typically triggered short duration high-intensity rainfall events. Failures often appear on steep slopes blanketed with colluvium or weathered bedrock in first-order watersheds. The term shallow slide refers to a slope failure up to few meters' depth, however, the latter may be significantly bigger if the soil layer or weathered rock is well developed as it occurs in tropical environments.

In slopes covered with pervious soils, the build-up and dissipation of positive pore pressures may be very rapid, with the whole cycle lasting less than 24 hours and little influence of the antecedent precipitation [11]. Argillaceous soils may display similar behavior when preferential groundwater passageways are present in the soil (e.g. animal burrows, soil pipes). However, even in pervious soils, the effect of the antecedent rain cannot be completely disregarded [12-13]. In low-permeability soils, antecedent rain is often found as a necessary condition for the slope failure. Its effect in reducing soil strength has been observed in clayey-rich materials such as glacial tills [14] and colluvium [15]. Therefore, with antecedent rainfall, slope failures may occur with rainstorm intensities lesser than those normally required [16-17]. In high mountains, snow melting may trigger of debris flows either alone or in combination with rainfall episodes.

Landslides triggered by long-lasting moderate to low intensity rainfall events

Long lasting low to moderate rainfall episodes may trigger or reactivate earthflows and both mid-size rotational and translational landslides in clayey materials. As fine-grained materials drain slowly, reactivation occurs usually as a response to the increase of pore water pressures caused by cumulative rainfall. The length of the period in which rain accumulates is variable and may last from few weeks to several months. It may be expected the influence of the cumulative rainfall increases with the size of the potential landslide.

The response of active landslides to rainfall deserves a further comment. Some mudslides and earthflows may keep in motion for months or years without a direct relationship with the rainfall. Mechanisms explaining such a behavior are the sudden loss of strength of the slide material as a result of the brittle behavior of the clay or the undrained increase of pore-water pressures [18-19]. Earthflows may remain active irrespective of the weather conditions although rainy events may accelerate the movements. The Slumgullion earthflow in the San Juan Mountains, Colorado, is an excellent example of this type of behavior. Its active part of 20 million cubic meters, has been moving continuously for the past 300 years. Some changes in the rate of displacement are noticed over the course of the year but the rate appears to be constant over long periods, thus illustrating its complex hydrological system. [20] consider that this landslide must contain various internal mechanisms that operate to regulate the rate of sliding. For example, groundwater pressure changes might be counterbalanced by the presence of springs or by water inflow through open cracks on the landslide. Springs will dissipate excess of pore water pressures while infiltration cause the opposite effect.

Rainfall thresholds for active landslides may be blurred by the presence of cracks and fast drainage-ways. In extensional zones of landslide stretching may take place resulting in the development of fissures. These cracks allow a rapid infiltration of the surface water into the landslide with the subsequent increase of water pressures. Because of this, active landslides often show immediate responses to rainfall [21-22].

Landslides triggered or reactivaded by abnormally wet seasonal/annual rainy periods

Long seasonal or annual rainfall is found as one main influencing factor for generating large slope failures or reactivating large dormant landslides. However, conditions leading to the first-time failure of large landslides are diverse and sometimes unpredictable. Earthquakes, volcanic eruptions and over excavation of slopes are identified as the most frequent triggers. Large first-time slope failures in rock masses show complex hydrological and mechanical behavior, in which the geological structure and

geometrical evolution during the development of the instability process, strongly influence the behavior of the slope [23-26].

Instead, rainfall is the most frequent cause of both the reactivation of dormant landslides and the acceleration (surges) of the active ones [27-28]. However, the relationship is difficult to establish as wet episodes have occurred in the past without noticeable response of the landslide. Tentative to establish relationships between activity episodes and effective rainfall, river discharge and hydrological balance at a seasonal scale has sometimes been unsatisfying [29-30]. Besides the long-term response of some large landslides, there exist a number of cases in which reactivation takes place in association to short-lasting intense rains. In these cases, the response of the landslide cannot be properly understood without considering the special geological and hydrogeological settings that favor the rapid concentration of groundwater into the landslide body (e.g. presence of karstic systems, well developed network of fissures) [21,31]. Overlooking of these features may lead to a misconception of the role of climate in triggering landslides

Landslides related to temperature changes

Slopes are sensitive to the environmental changes. In high-latitude and alpine regions the occurrence of debris flow events is often related to the permafrost thawing combined with precipitation. Since the Little Ice Age, permafrost has progressively vanished in the highest mountain ranges, leaving uncovered poorly consolidated debris masses placed on steep slopes. Some debris flow events are originated on slopes of periglacial areas that were glacier-covered about 150 years ago [32]. The increase of debris flow activity due to permafrost melting is also observed in other alpine regions. Continued warming will enlarge the susceptible areas and amplify the activity of periglacial debris flows in the next decades and centuries [33].

Glaciers also recede as a consequence of the temperature increase. In this context, debris avalanches may result from the detachment of the glacier fronts and failure of morainic lakes, which incorporate large amounts of debris by erosion of old morainic deposits and colluvium that are found on the path. Several examples of glacier collapse have occurred due to warm weather conditions that followed the Little Ice Age in the alpine ranges [34]. Alternation of dry (drought) periods that facilitates physical weathering and erosion, which may facilitate the occurrence of extreme debris events [35-36].

Rockfalls are also reported during to rain storms. Although rainfall is responsible for rock fall activity, establishing a quantitative relationship is challenging [5]. Rock falls may also occur associated to snow melting, freeze-thaw cycles, rock weathering or root wedging. Infiltration from rain or from snow melting raise cleft water pressures in joints of rock masses promoting destabilization of blocks. Thermo-mechanical stresses due to temperature fluctuations [37], repeated freezing and thawing of water in joints [38-40] weaken rocks by creating and propagating fissures which eventually may destabilize rock blocks [41].

Erosional processes and slope stability

Despite being a less analyzed process, fluvial undercutting is one main cause of slope instability. River entrenchment and slope steepening are continuous processes in active mountain ranges. Erosion of the toe of dormant landslides is able to change the equilibrium conditions of the landslide mass, thus leading to instability. The erosion may take place in the form of both vertical and lateral undercutting, which

increases shear stresses on the surface of rupture. In terms of stability toe erosion can be as effective as the groundwater pore pressures increase [31].

Where mountain ranges meet the sea, the landscape is characterized by a rugged coast. Cliff are continuously eroded by wave attack and sea storms [42-43]. Rockfall is the predominant mechanism of failure in sea cliffs but large landslides may also develop through weak lithological contacts, especially in layered sedimentary and volcanic formations. This context is well represented in volcanic islands, formed by the stacking of successive lava flows and pyroclastic products, arranged unfavorably on the slopes of the large volcanic edifices. The erosion and retreat of the volcanic materials generate imposing cliffs with frequent rockfalls. Volcanic islands have experienced giant pre-historic landslides and the most accepted hypotheses for failure suggest the destabilization of the accumulated volcanic material by dyke intrusions and the associated seismicity, and marine erosion [44-45]. The influence of climate and, indirectly, the drop of the sea level associated with glacial episodes cannot be ruled out [46-47].

Landslide triggered by other natural and human-induced processes

There is a general recognition that anthropic activities combined with climate disturb the slope equilibrium. Forest fires and logging practices (harvesting and deforestation) favor the landslide occurrence by affecting slope stability, particularly on steep slopes [48-49]. Changes in the vegetative cover on steep slopes have increased debris flow frequency [50]. The reason is that tree roots anchor the upper soil layers and weathered rock by tying them across planes of weakness, providing an overall reinforcement in shallow or deep layers [51-52]. When forest is cleared or the native vegetation has been replaced by new cultivated forest with a shallower root network, the soil cover mobilizes lesser strength [53].

Anthropic disturbances are also the cause of increasing the frequency of the slope failures. Housing development and transport network generate new cuts that facilitate not only shallow failures but also large landslides. Analyses carried out in northern Spain [54] have shown that the frequency of landslides and their mobilized volume increased almost one order of magnitude in less than 50 years, while total rainfall, number of storms and the annual number of rainy days show no significant changes. Furthermore, they found that up 30% of the landslides in the second half of the 20th century was related to the human activity. In a global analysis [55] also observed an increase of landslides triggered by human activity, in particular in relation to construction, illegal mining and hill cutting.

CLIMATE CHANGE: WHAT DO CLIMATE MODELS FORESEE

IPCC reports include several facts and projections in relation to the climate that have a direct influence on the landslide predisposing and triggering factors. This is a summary of the most relevant [1,56]:

Observations and facts

Global surface temperature has increased by 1.09 °C from 1850–1900 to 2011–2020. Paleoclimate evidence indicates that temperatures as high as during the most recent decade (2011–2020) exceed the warmest centennial-scale range reconstructed for the present interglacial, around 6500 years ago (0.2°C to 1°C). The next most recent warm period was about 125,000 years ago during the last interglacial when the multi-centennial temperature range (0.5°C to 1.5°C) encompasses the 2011–2020 values. Warming

of the emerged land is about 45% larger than for global surface temperature and about 80% larger than warming of the ocean surface.

It is now an established fact that human-induced greenhouse gas emissions have led to an increased frequency and/or intensity of some weather and climate extremes since 1850, in particular for temperature extremes, extreme precipitation, droughts, tropical cyclones and compound extremes. The frequency and intensity of hot extremes (warm days and nights) and the intensity and duration of heatwaves have increased globally and in most regions since 1950, while the frequency and intensity of cold extremes have decreased. The frequency and intensity of heavy precipitation events have increased over a majority of land regions.

The probability of compound flooding (storm surge, extreme rainfall and/or river flow) has increased in some locations and will continue to increase due to both sea level rise and increases in heavy precipitation, including changes in precipitation intensity associated with tropical cyclones.

Both palaeoclimate and modern observations suggest that the strongest El Niño and La Niña events since the pre-industrial have occurred during the last fifty years. There have been three occurrences of extreme El Niño events (1982–1983, 1997–1998, 2015–2016), all characterized by pronounced rainfall in the normally dry equatorial East Pacific. There have been two occurrences of extreme La Niña (1988–1989, 1998–1999). El Niño and La Niña variability during the last 50 years is unusually high compared with average variability during the last millennium.

Over recent decades, widespread loss of snow and ice has been observed, and several elements of the cryosphere are now in states unseen in centuries. Snow cover duration has declined in nearly all regions, especially at lower elevations, on average by 5 days per decade. Low elevation snow depth and extent have declined, although year-to-year variation is high. Measurements of selected locations in the Northern Hemisphere show an increase in permafrost temperature of 0.19ºC ± 0.05ºC on average during the past decade. Other observations reveal decreasing permafrost thickness and loss of ice in the ground. There have been reductions in Arctic sea ice since the late 1970s (with late-summer sea ice loss likely unprecedented for at least 1000 years) and the widespread retreat of glaciers (unprecedented in at least the last 2,000 years).

Glacier, snow and permafrost decline has altered the frequency, magnitude and location of related natural hazards. Exposure of people and infrastructure to natural hazards has increased due to growing population, tourism and socioeconomic development. Glacier retreat and permafrost thaw have decreased the stability of mountain slopes and increase the number and area of glacier lakes, which may result in landslides and floods, and cascading events. In some regions, snow avalanches involving wet snow have increased, and rain-on-snow floods have decreased at low elevations in spring and increased at high elevations in winter.

Global mean sea level (GMSL) increased by 0.20 m over the period 1901 to 2018 at an average rate of 1.7 mm yr^{-1}. The rate of rise that has accelerated since the 1960s to 3.7 mm yr^{-1} for the period 2006–2018. In the past, the GMSL was only considerably higher than today during the Last Interglacial (LIG; 129–116 ka), when global mean surface temperature was 0.5ºC–1.0ºC warmer than pre-industrial, and the mid-Pliocene Warm Period (mPWP; ~3.3 to 3.0 million years ago), 2ºC–4ºC warmer. Despite the modest global warmth of the Last Interglacial, GMSL was likely 6–9 m higher.

Extreme wave heights, which contribute to extreme sea level events, coastal erosion and flooding, have increased in the Southern and North Atlantic Oceans by around 1.0 cm yr^{-1} and 0.8 cm yr^{-1} over the period 1985–2018. Sea ice loss in the Arctic has also increased wave heights over the period 1992–2014.

Projections for 21st century

The average surface warming over land will continue to be higher than over the ocean. The warming pattern will vary seasonally, with northern high latitudes warming more during winter than summer. Compared to 1850–1900, average global surface temperature over the period 2081–2100 will be higher by 1.0°C to 1.8°C and by 3.3°C to 5.7°C in the low and high CO_2 emissions scenario, respectively. Projected Mediterranean summer temperature increase will be larger than the global mean. Warming drives an increase in atmospheric evaporative demand and in the severity of drought events.

Near-term projected changes in precipitation are uncertain mainly because of internal variability, uncertainty of the model and natural and anthropogenic forcings. By 2081-2100, global annual precipitation over land is expected to increase on average between 2.4% and 8.3% relative to 1995–2014, depending on the emission scenario considered. Patterns of precipitation change due to the temperature increase exhibit substantial regional differences and seasonal contrast. A warmer climate increases moisture transport into weather systems, leading to the intensification of heavy precipitation from sub-daily up to seasonal time scales, increasing the severity of flood hazards. Extreme precipitation will increase in many regions around the world on almost all continents.

Extreme El Niño and La Niña events are expected to increase in frequency and intensify existing hazards, with drier or wetter responses in several regions across the globe. Extreme El Niño events are projected to occur about as twice as often when compared to the 20th century. The global land monsoon precipitation will increase in all time horizons and scenarios. At global and regional scales, near-term monsoon changes will be dominated by the effects of internal variability. The average intensity of tropical cyclones, the proportion of Category 4 and 5 tropical cyclones and the associated average precipitation rates are projected to increase for a 2°C global temperature rise above any baseline period.

Further warming will lead to further reductions of Northern Hemisphere snow cover and near-surface permafrost volume. In permafrost regions, increases in ground temperatures in the upper 30 m over the past three to four decades have been widespread. For each additional 1°C of warming (up to 4°C above the 1850–1900 level), the global volume of perennially frozen ground to 3 m below the surface is projected to decrease by about 25% relative to the present volume.

GMSL will continue to rise over the 21st century in response to continued warming of the climate system and is projected to be faster under all scenarios. Relative to the period 1995–2014, GMSL will rise between 0.18 m and 0.23 m (by 2050, depending on the emission scenario. By 2100, the projected rise is between 0.38 m and 0.77 m. Higher amounts of GMSL rise before 2100 could be caused by earlier-than-projected disintegration of marine ice shelves, the abrupt, widespread onset of marine ice sheet instability and marine ice cliff instability around Antarctica, and faster-than-projected changes in the surface mass balance and dynamical ice loss from Greenland. Rising mean sea levels will contribute to higher extreme sea levels associated with tropical cyclones. Coastal hazards will be exacerbated by an increase in the average intensity, magnitude of storm surge and precipitation rates of tropical cyclones.

Due to projected GMSL rise, Extreme Sea Level (ESL) that are historically rare (for example, today's hundred-year event) will become common by 2100. In the absence of adaptation, more intense and frequent ESL events, together with trends in coastal development will increase expected annual flood damages by 2-3 orders of magnitude by 2100 (However, well designed coastal protection is very effective in reducing expected damages and cost efficient for urban and densely populated regions, but generally unaffordable for rural and poorer areas). Even with well-designed hard protection, the risk of possibly disastrous consequences in the event of failure of defences remains.

The changing climate state is already altering the likelihood of extreme events, such as decadal droughts and extreme sea levels, and will continue to do so under future warming. Compound events and concurrent extremes contribute to increasing probability of low-likelihood, high-impact outcomes and will become more frequent with increasing global warming. Higher warming levels increase the likelihood of events unprecedented in the observational record.

CLIMATE CHANGE AND LANDSLIDE OCCURRENCE

The response of the slopes to the climate variability has been studied using historical records of temperature, precipitation, and landslide events. The observed behavior has been taken into account in the future predictions from downscaled Global Circulation Models. These studies have found that the occurrence or activity of landslides is expected to increase in areas where the frequency and magnitude of precipitation is predicted to increase and decrease in areas where the frequency and magnitude of precipitation is predicted to decrease. However, interactions between ongoing climate shifts, anthropogenic activities and landslide behavior are difficult to assess due to uncertainties in both climate and landslide models.

Landside response to the high-intensity rains

Simulations based on climate projections and slope stability models yield diverging results [57]. Some models confirm the increase of landslide events, particularly shallow slides and debris flows chiefly due to the increase of rainfall intensity [58]. It has also been observed the increase of both the frequency and magnitude of the events [59]. In contrast, a number of cases predict the reduction of landslide occurrence and decrease of rate of movement in the existing ones as the result of a greater evapotranspiration and lesser precipitation. Other models show that the increase of precipitation is counterbalanced by the increase of evapotranspiration [60]. Care in needed with the projections as the results depend largely on the climate models, the downscaling methods, and weather generators selected to obtain temperature and rainfall time series [57] and on the inherent limiting stability factors of the slopes which ultimately govern the response to the changing climate [61. The lack of reliable relations between climate projections and slope stability at this time, poses some limit to the consideration of the climate change in the QRA.

The immediate consequence of greater number of intense rainfall episodes will be an increase in shallow slides and debris flow. In the medium-long term, however, the rate of appearance of failures may be restricted by the availability of movable material on the slope [62]. It may occur that, in a given region, too close high-intensity rainfall episodes produce unlike results. The reason for this is because shallow failures require both the presence of a trigger and the availability of movable material. A first storm may sweep away large amount of colluvium and weathered soils and, as these slopes have been emptied of movable material, the chances that a later storm could trigger further slope failures could be drastically reduced. The infill of the hollows with new material and weathering may require decades or even

hundreds of years in contexts such as the Mediterranean region. Only slopes with unlimited sediment supply (e.g. till deposits or thick layers of weathered rocks) would increase the frequency of shallow landslides. The increase may also be due to anthropic disturbances and to the lesser protection of slopes by vegetation (e.g. logging, forest fires, ...).

Despite all the uncertainties, the human activity itself is today the main geodynamic agent, which directly and indirectly introduces changes that destabilize the slopes. How landslide activity will evolve in the future will depend more on this than on the precipitation (changes on the susceptibility to failure from human activities are much bigger than the effect of changing the rainfall pattern) [55,63]. We entered a new geological era, the Anthropocene, which is characterized by the dominance of men in the processes of erosion and sedimentation.

Landslide stationarity

Landslide susceptibility and hazard analyses rely on the principle of uniformity that future landslides will likely occur in slopes having similar geo-environmental conditions than the slopes that experienced failures in the past. Based on this principle, the probability of occurrence may be calculated from a list of both historic and prehistoric landslide events. The practical implementation of this approach assumes stationarity of the landslide record (i.e. statistical properties such as the mean or variance are constant over time). In the current practice, the stationarity assumption is accepted to make the problem tractable mathematically [64] but in the scenario of the global change (both climate and human change) it should be reconsidered [65].

The assumption of stationarity is a serious limitation to the reliability of hazard analysis. As mentioned above, once a dense cluster of landslides removes a large proportion of soil cover from steep slopes of an area, another cluster may not be possible for a considerable period of time until the slopes are again refilled [5, 62, 66]. An illustrative example is found in the Campania Region, Italy. There, shallow failures entrain the pyroclastic mantle that overlies the bedrock, deposited by successive eruptions of the Vesuvius volcano. As the mantle is progressively reduced over time so does the frequency of the events, until it is refilled again with new eruptions [67].

Glacierized regions are highly sensitive to the increase of temperature and ice-cover shrinkage and permafrost degradation is a global process [33,68], with consequences on the geometry of the slopes, on physical properties of the newly exposed soils and rocks as well as on the hydrological conditions [69]. Outside the mountain ranges, coastal cliffs emerge as highly vulnerable locations in front of the widespread sea-level rise [70].

A list of both anthropogenic and climate-induced processes affecting the landslide occurrence is presented in Table 1. Several works [33,40,71-75], argue that the frequency and magnitude of debris flows, rockfalls and rock avalanches increases in high mountain regions. It is due to a combination of factors such as the raise of air temperature, permafrost thawing [40,76-77], and sediment availability [32]. However, the intensification of landslide activity cannot be generalized. One should expect that the response of the slopes to the climate forcing be geographically uneven, nonlinear, and with a variable time lag. The increase will probably be less evident in the slopes of valleys already deglaciated during Late Pleistocene and Early Holocene times [78] and in mid latitude regions. There, it has been observed that the high initial landslide activity has declined following an exhaustion model [79], particularly in locations where sediment has been progressively washed away [80-81]. As an example, the rockfall

Parameter		Predisposing factors	Triggering factors
Increase landslide occurrence and/or magnitude	Hydrology	Wetter antecedent conditions in the slopes [61]	Increase of rainfall duration and/or intensity [58]
		Water impoundment: e.g. landslide dams [85]	Excess of pore water pressures due to permafrost thawing [86]
	Slope geometry	Redistribution of stresses in response to changes of slope geometry (e.g. oversteppening) by glacier erosion or wave actions on shorelines and cliffs [61]	
		Cracking and bulging of the slopes as result of the unloading and debuttressing [71, 87]	Melting of ice-bonds in rock joints [77, 88]
	Soil/rock Strength	Rock deterioration/ weathering - Segregation ice growth and joint widening [77]	
		Unprotected soil cover as result of wildfires and/or logging [89]	
	New exposures	New susceptible landforms: e.g. moraines and moraine-dammed lakes [90-91]	
		Increase of available unconsolidated sediment [77, 92]	
Decrease landslide occurrence		Dryer antecedent conditions: reduction of the mean annual precipitation associated to an increase of evapotranspiration [57]	Reduction of the rainfall intensity and /or duration [60]
		Long term evolution towards more stable slope profiles [83]	
		Sediment exhaustion [62]	
		Increase of forest (abandonment) [93]	

Table 1. Changes in landslide occurrence in response to climatically and anthropogenically-driven modifications of the slopes [94]

activity in Sierra Nevada during the last 150 years, in which temperatures have raised, is about 50% lower than the average of postglacial activity rate [82]. This process is known as “event resistance” [81]. Improved stability conditions are also achieved in places where large unstable rock masses slid down over discontinuity surfaces leaving more stable topographic profiles [83-84].

CLIMATE CHANGE AND LANDSLIDE RISK MANAGEMENT

In term of landslide risk management, climate change is challenging. The pace and intensity of the hazardous processes is affected but so are the exposure and resilience of the affected population and infrastructures. In this section we will not review management measures and strategies, but we will briefly highlight some critical aspects that may be affected by climate change.

Unprecedent scenarios

It is feasible to estimate of probabilities of extreme events without understanding of the causal structure that controls the stability of slopes. [95] complained that the historical or geological record it is often assumed as a random sample drawn from the postulated distribution and that frequencies are transformed in probabilities, without proper consideration of the hydrology, meteorology or climatology. Engineers design their protection works (retention basins, channelization for debris flows, etc.) based on statistical methods which extrapolate the magnitude of possible future events. Climate change will challenge this approach because purely data-driven methods can only extrapolate from past landslide records, but cannot anticipate unprecedented events. Hazard mapping based exclusively on historical events could be deceptive, as shown in recent debris flow events in Italy [96].

According to IPCC [1,56], many of the climate-related changes observed since the 1950s are unprecedented over decades to millennia and are changing at rates unprecedented in at least the last 2000 years. Sea level observations show that GMSL rose by 0.20 m over the period 1901–2018, at an average rate of 1.7 mm yr^{-1}. New analyses and paleo-evidence show that this rate is faster than during any century over at least the last three millennia.

Furthermore, most types of hydro-geomorphical hazards are expected to change in frequency, magnitude and areas affected. Thus, as the cryosphere continues to decline, landslides, floods, and cascading events resulting from glacier retreat and permafrost thaw, will also emerge where in locations where there is no record of previous events. This will affect especially alpine regions in which permafrost is vanishing, leaving uncovered poorly consolidated debris masses on steep slopes and generating new debris flow sources, while continued warming will further enlarge these zones.

The use of numerical models and, in particular, hydrological models coupled with mechanical models are therefore needed to overcome the limitations offered by statistical approaches and incorporate climate change forcing. To this aim, a minimum geological and geomechanical data are needed, such as an complete landslide inventory over a long time, an accurate 3D lithological model (e.g. the spatial distribution and the thickness of the surficial formation) and to account for the spatial variability of the geomechanical parameters [96]. These models must be upgraded to account for the expected changes not only of the climate forcing, anthropogenic changes and their effect on the landslide predisposing parameters of the slopes.

A critical issue behind the climate change is whether it will modify the magnitude/intensity of future events. As already mentioned above, this will depend on the sediment availability and the weathering rate in the affected basins [62,66]. Mitigation measures such as debris flow channels are designed for specified returns periods. They may become undersized if magnitude of the mobilized materials is bigger than the design event [73]. Increase of magnitude is feasible in locations having unlimited sediment source as it

occurs in slopes composed of weak volcanic materials [98] or where the strength of the slope materials deteriorates quickly as for example, deepening of the active layer by thawing permafrost [86]. The magnitude increase might occur despite the fact that the overall frequency suffers only slight changes [99].

Exposure

Exposure is a key component of the landslide risk assessment and management. [100] concluded that even though summer monsoon and tropical cyclones are important climatic triggers of landslides in Asia, population growth is driving the increase of fatal landslides and damages.

Various studies show an increase in fatal landslides and the number of victims. However, it is not clear whether the increment is due to the increase in landslides, to the anthropogenic changes, to the exposure or to the combined effect of all of them. These relationships deserve more careful analyses. Despite rainfall is the most common trigger for fatal landslides, an increasing trend in anthropogenically related events in the last decades has been observed in different countries [101-102]. An analysis of the period 1995-2014 in Europe shows that the increase in mortality has occurred at the same time as there was a significant reduction in intense rains in the Iberian Peninsula and an increase in the same in areas such as the north of Italy [103].

To our knowledge, there are no specific studies on how exposure has modified the observed risk. A recent study has analyzed the evolution of rockfalls with victims that occurred in the natural environment (coastal cliffs and high mountains) in Spain in the last 70 years [104]. The the number of victims has multiplied by a factor between 3 and 6 during the last two decades, coinciding with a greater human concurrence of natural spaces. These figures support the need to disaggregate fatal landslide data in order to properly assess the role of exposure and the anthropogenic factors.

Landslide mitigation measures

Landslide mitigation measures have revealed fundamental in order to reduce casualties and losses from landslide occurrence. The number of projects involving all kind of engineering and bio-remedial measures for preventing and reducing landslides has increased substantially all over the world. This is the case of China [53], where 244,559 projects and $15,920.8 million were engaged into landslide mitigation programs between 2004 to 2016. During this period, 13,603 landslides were successfully predicted and 641,333 people were spared from landslide damage, together with an estimated saving of $1,372.94 million in economic losses. However, despite the efforts and that the number of landslide events is declining, the number of fatal landslides is increasing due to the human disturbance of the slopes [53]. A similar study conducted in China showed that very large fatal landslide events (≥30 fatalities) increased during 1950–1999 and declined from 2000 to 2016 [105]. The decreasing trend after 2000 is attributed to the landslide mitigation investments. Conversely, small and medium-sized fatal landslide events (fatalities < 10) showed an increasing trend between 1950 and 2016. This significant increasing trend is partly due to the data availability but it may also be related to the increase in extreme precipitation events, urban development, and others.

Existing protections may have limitations in providing a satisfactory level of security. The engineering designs may be not be fully adequate, the construction may be poor-quality and maintenance lacking. A striking example is the event of Arás torrent in Biescas, Spain [106]. The torrent basin has 18.6km^2 and 40 check dams were built in between 1931 and 1950. On 7 August 1996, an intense and short-lasting

storm resulted in a 400-600m^3/s flood. Significant scouring and widening of the torrent bed occurred and nearly all the check dams were destroyed, releasing about 68,000 m^3 of stored sediments which spread over the fan downstream. The existing channel in the fan with a capacity of 120 m^3s^{-1} was buried with sediments and overflooded. Flood waters burst into a campsite with a toll of 87 campers and economical losses estimated at ~US$55 million. The return period of the rainfall was estimated between 200 and 300yr. The calculated discharge ranged between 400-600 m^3/s. However, according the regional hydrological records, the maximum hydrological discharge for a basin of this size is 200 m^3/s, far from the value of this event. The stratigraphic record obtained from the excavation of trenches in the accumulated sediments in the fan, shows that the size of the transported blocks in this event was unprecedented. The check dams were built to restrict torrent down cutting and widening, to prevent erosion, slope undermining, and decrease bed gradient and water velocity. However, dam undermining, scour of lateral buttress, hydrostatic pressure and impact of boulders, lead to the failure of the structures. The presence of these check dams provided a false sense of security to the users of the alluvial fan. The analysis of the event suggests that the collapse of the dams caused an aggravation of the flood and of the damages. Similar findings were obtained from the analysis of the Zhouqu debris flow disaster in China in 2010, with 1700 people killed [107]. The existence of poor engineering practices and inadequate construction is found to play a critical role on the increase of fatal landslides in Turkey [101].

It is important to highlight that protection measures encourage the development of places previously classified as hazardous. In the case of the occurrence of events bigger than the design or operational failure the damages may be substantially greater. In this regard, it must be insisted that hazard and risk maps should specifically specify/delineate the areas considered as residual risk areas, in the sense defined by the Swiss standards [108].

In coastal regions, sea level rise (SLR) remains a challenge. A diversity of adaptation responses to coastal impacts have been implemented around the world, but mostly as a reaction to current coastal risk or experienced disasters. Most of measures are reactive based initially on hard engineering structures (e.g. seawalls, breakwaters) and are found all around the world, particularly around many coastal cities and deltas. Despite of this, it lacks of a global management strategy to fight coastal erosion. The protection of long stretches of cliffs and the stabilization of coastal landslides remains a challenge. As a general conclusion, it will be very difficult to establish protection measures against erosion and undermining of long stretches of coastal cliffs. Only in the case of large slides threatening property and infrastructures the protection measures would be economically feasible or affordable [63.

Early Warning/Alert Systems

These are last-option measures that are applied when the threatened population cannot move from the dangerous locations. Alert systems rely on a chain of decisions/component (proper prediction in both temporal and spatial coordinated, sturdy and redundant measurement system, communication/alert system and educated population and enough time for reaction). The predicted scenario may be overcome by disaster aggravation processes. Recent experiences show that despite their implementation they cannot avoid catastrophic consequences as shown in Tongzilin Gully in China. There, despite the existence of an alert system the event produced 25 fatalities and large economic losses [36]. The catastrophe was aggravated by coarse particles blocking road culverts leading to an overflow. The affected area was 25% bigger than the model predictions.

FINAL REMARKS

Increasing evidence indicates that global change (both climate and anthropogenic) affect the stability of slopes worldwide and this fact can no longer be omitted in landslide hazard assessment and in QRA. A main restriction is that the quantitative relation between the global change and the landslide occurrence is not yet entirely reliable. The response of the slopes is complex, geographically dissimilar and non-linear. It may involve late responses that can be delayed from a few decades to hundreds of years. Analysis of future scenarios has to consider the occurrence of opposing effects: (i) shift of potential landslide sources towards receding glacial and periglacial environments, which release large amount of sediments, exposing degraded rock mass and overstepped slopes. In contrast, the reduction of both the activity and frequency may be expected following sediment exhaustion and evolution towards more stable slope profiles; (ii) the increase precipitation will favor the increase of landslide frequency, particularly in high-latitude and alpine settings. Conversely, a substantial reduction of precipitation is expected in other regions such as the Mediterranean basin, with the subsequent reduction of landslides.

Special concern is required in locations where landslide activity was hitherto minimal. In this sense, coastal areas can become new hotspots for the occurrence of landslides. In any case, it should not be forgotten that a number of studies show that anthropogenic alterations can be more detrimental to the future incidence of landslides than the climate.

In terms of hazard analysis, statistical approaches have to be revisited as they might have become obsolete due to climate change. Hazard should be estimated based on numerical analysis and coupled models in which the climate change input incorporated.

Although preventive measures to reduce landslide hazard and risk should be preferred to reactive measures, in particular, the land use planning. There are still numerous difficulties in implementing preventive measures, especially in developing countries. The management of the landslide risk by means of structural protection works is expensive and sometimes unsustainable. With the economic development, the impact of engineering activities on mountain disasters is expected become more prominent in the future. The existing protection and diversion engineering structures must be checked in base of future scenarios. Some design can be undersized if new events become much larger than the design-event. Care is particularly needed in locations where existing protection works have promoted the development of previously considered dangerous areas (residual risk areas). It is therefore necessary to perform follow-ups and evaluations after major events to analyze the cost-benefit ratio of the measures undertaken.

Effective governance is fundamental for reducing risk. A key issue is the consideration of the exposure and undertake measures such as planning, zoning, and exert strong control to restrict urbanization in potentially hazardous areas. Early warning systems must be considered the last-option and requires reliable alerts (population is reluctant to false alerts), careful supervision and follow up and permanent checking of the appropriate functions of the component and an educated population.

Acknowledgements

This study was supported by the National Research Project "Advances in rockfall quantitative risk analysis (QRA) incorporating developments in geomatics (GeoRisk)" with reference PID2019-103974RB-I00, funded by MCIN/ AEI/10.13039/501100011033.

References

[1] Arias, P.A., N. Bellouin, E. Coppola, R.G et al. (2021). *The Physical Science Basis* . . In Climate Change 2021. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge, UK and New York, NY,USA, pp. 33−144. doi:10.1017/9781009157896.002

[2] Caine, N. (1980). The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows. Geogr. Ann., 62A, 23-27

[3] Iverson, R.M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. Water Resources Research, 36(7), 1897-1910.

[4] Delonca, A., Gunzburger, Y., and Verdel, T. (2014). Statistical correlation between meteorological and rockfall databases, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 14, 1953–1964, doi:10.5194/nhess-14-1953-2014

[5] Corominas, J. (2000). Landslides and climate. Keynote lecture- In Bromhead E, Dixon N, Ibsen ML (eds).: Proceedings 8th International Symposium on Landslides, Cardiff, UK; A.A. Balkema, CD-ROM vol. 4: 1–33

[6] Wieczorek, G.F. (1996). Landslide triggering mechanisms. In A.K. Turner & R.L. Schuster (eds.) *Landslides: investigation and mitigation*. TRB Special Report, 247. National Academy Press, Washington: 76-90

[7] Casadei, M., Dietrich, W.E., Miller, N.L. (2003). Testing a model for predicting the timing and location of shallow landslide initiation in soil-mantled landscapes. Earth Surface Processes and Landforms 28, 925–950.

[8] Guzzetti F, Peruccaci S, Rossi M, Stark C. (2008). The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update. Landslides, 5: 3-17.

[9] Baum, R.L., Godt, J.W. (2010). Early warning of rainfall-induced shallow landslides and debris flows in the USA. Landslides,7:259–272.

[10] Segoni, S.; Piciullo, L.; Gariano, S.L. (2018). A review of the recent literature on rainfall thresholds for landslide occurrence. Landslides 2018, 15, 1483–1501.

[11] Johnson, K.A., Sitar, N. (1989). Hydrologic conditions leading to debris-flow initiation.Canadian Geotechnical Journal, 27: 789-801

[12] Au, S.W.C. (1998). Rain-induced slope instability in Hong Kong. Engineering Geology, 51: 1-36

[13] Finlay, P.J.; Fell, R. and Maguire, P.K. (1997). The relationship between the probability of landslide occurrence and rainfall" Canadian Geotechnical Journal, 34: 811-824

[14] Sandersen, F.; Bakkehøi, S., Hestnes, E.; Lied, K. (1996). The influence of meteorological factors on the initiation of debris flows, rockfalls, rockslides and rockmass stability. In: Senneset (Ed.). *Landslides.* Proceedings 7th International Symposium on Landslides. A.A. Balkema. Vol. 1: 97-114

[15] Wieczorek, G.F. (1987). Effect of rainfall intensity and duration on debris flows in central Santa Cruz Mountains, California. Geological Society of America. Reviews in Engineering Geology, 7: 93-104

[16] Rahardjo, H., Li, X.W., Toll, D.G., Leong, E.C., (2001). The effect of antecedent rainfall on slope stability. Geotechnical and Geological Engineering 19, 371–399

[17] Rahimi A, Rahardjo H, Leong C (2011) Effect of antecedent rainfall patterns on rainfall-induced slope failure. J Geotech Geoenviron Eng (ASCE) 137(5):483–49

[18] Hutchinson, J.N.; Bhandari, R. (1971). Undrained loading: a fundamental mechanism of mudflows and other mass movements. Geotechnique, 21: 353-358

[19] Aaron, J., Loew, S., Forrer, M. 2021. Recharge response and kinematics of an unusual earthflow in Liechtenstein. Landslides, 18: 2383-2401. DOI 10.1007/s10346-021-01633-5

[20] Savage, W.Z.; Fleming, R. W. (1996). Slumgullion landslide fault creep studies. In D.J Varnes & W. Z. Savage (eds.). The Slumgullion earth flow: a large-scale natural laboratory. U. S. Geological Survey Bulletin, 2130: 73-76

[21] Corominas J, Moya J, Ledesma A, Lloret A, Gili JA. (2005). Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain). Landslides 2:83–96

[22] Malet J.P., van Asch, T.H.W.J., van Beek, R., Maquaire, O.(2005). Forecasting the behaviours of complex landslides with a spatially distributed hydrological model Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 5: 71-85, 10.5194/nhess-5-71-2005

[23] Eberhardt, E., Stead, D., Coggan, J.S., (2004). Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes—the 1991 Randa rockslide. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 41 (1), 69 – 87

[24] Guglielmi, Y. Cappa, F. (2010). Regional-scale relief evolution and large landslides: insights from geomechanical analyses in the Tinée Valley (southern French Alps). Geomorphology 117, No. 1–2, 121–129.

[25] Pánek T, Klimeš J. (2016). Temporal behavior of deep-seated gravitational slope deformations: a review. Earth-Science Reviews 156: 14–38

[26] Stead, D., and A. Wolter (2015), A critical review of rock slope failure mechanisms: The importance of structural geology, J. Structural Geol., 74: 1–23, doi:10.1016/j.jsg.2015.02.002.

[27] Noverraz, F.; Bonnard, Ch.; Dupraz, H., Huguenin, L. (1998). Grands glissements et climat. Rapport final PNR 31. Vdf. Zurich. 314 pp.

[28] Ronchetti, F.; Borgatti, L.; Cervi, F.; Corsini, A. (2010). Hydro-mechanical features of landslide reactivation in weak clayey rock masses. Bull. Eng. Geol. Environ. 69, 267–274

[29] Flageollet, J.C.; Maquaire, O.; Martin, B. & Weber, D. 1999. "Landslides and climatic conditions in the Barcelonnette and Vars basins (Southern French Alps, France)". Geomorphology, 30: 65-78

[30] Gariano, S.L., Guzzetti, F. (2016). "Landslides in a changing climate". Earth Sci. Rev. 162: 227–252

[31] Corominas, J.; Alonso, E.E. Geomorphological effects of extreme floods (November, 1982) in the southern Pyrenees. (1990). In *Hydrology in mountainous regions*. IAHS, 1990, Publ. 194: 295-302

[32] Zimmermann, MN., Haeberli, W. (1992). Climatic change and debris flow activity in high-mountain areas. A case study in the Swiss Alps. In: Greenhouse-Impact on Cold-Climate Ecosystems and Landscapes. Catena supplement, 22: 59-72

[33] Patton, A.I., Rathburn S.L., Capps, D.M. (2019). Landslide response to climate change in permafrost regions. Geomorphology, 340: 116–128.

[34] Eisbacher, G. H. & Clague, J.J. (1984). Destructive mass movements in high mountains: hazard and management. Geological Survey of Canada Paper 84-16: 230 pp.

[35] Irmler, R., Daut, G., Mäusbacher R., (2006). A debris flow calendar derived from sediments of lake Lago di Braies (N. Italy). Geomorphology 77, 69–78

[36] Zhong, Z.; Chen, N., Hu, G., Han, Z., Ni, H. 2021. Aggravation of debris flow disaster by extreme climate and engineering: a case study of the Tongzilin Gully, Southwestern Sichuan Province, China. Natural Hazards, 109: 237–253 https://doi.org/10.1007/s11069-021-04834-2

[37] Draebing, D. and Krautblatter, M.(2019). The efficacy of frost weathering processes in alpine rockwalls, Geophys. Res. Lett., 46, 6516–6524

[38] Matsuoka, N. & Sakai, H. (1999). Rockfall activity from alpine cliff during thawing periods. Geomorphology, 28: 309-328

[39] Regmi D, Watanabe T (2009) Rockfall activity in the Kangchenjunga area, Nepal Himalaya. Permafrost and Periglacial Processes 20: 390-398. https://doi.org/10.1002/ppp.664

[40] Ravanel, L., Deline P. (2010). Climate influence on rockfalls in high-Alpine steep rockwalls: the north side of the Aiguilles de Chamonix (Mont Blanc massif) since the end of the Little Ice Age. The Holocene, 21: 357-365

[41] Savi,, S., Comiti, F., Strecker, M. (2021). Pronounced increase in slope instability linked to global warming: a case study from the eastern European Alps Earth Surf. Process. Landforms, 46 (7): 1328-1347

[42] Sallenger, A. H., W. Krabill, J. Brock, R. Swift, S. Manizade, and H. Stockdon. (2002). Sea cliff erosion as a function of beach changes and extreme wave run-up during the 1997–1998 El Niño. Marine Geology 187:279–297

[43] Hapke, C.J., Green, K.R., (2006). Coastal landslide material loss rates associated with severe climatic events. Geology 34, 1077–1080

[44] Hürlimann, M.; Ledesma, A. y Martí, J. (1999). Conditions favouring catastrophic landslides on Tenerife (Canary Islands). Terra Nova 11: 106-111

[45] Masson, D. G., et al. (2002), Slope failures on the flanks of the western Canary Islands, Earth Sci. Rev., 57, 1 – 35, doi:10.1016/S0012-8252(01)00069-1

[46] Carracedo, J.C., Day, S., Guillou, H., Pérez Torrado, F.J., (1999). Giant Quaternary landslides in the evolution of La Palma and El Hierro, Canary Islands. Journal of Volcanology and Geothermal Research Special Issue, 94, 1-4: 169-190

[47] Ablay, G. y Hürlimann, M. (2000). Evolution of the north flank of Tenerife by recurrent giant landslides. J. Volcanol. Geoth. Res, 103: 135-159.

[48] Turner, TR; Duke SD, Fransen BR, Reiter ML, Kroll AJ, Ward JW, Bach JL, Justice TE, Bilby RE (2010) Landslide densities associated with rainfall, stand age, and topography on forested landscapes, southwestern Washington, USA. For Ecol Manage 259(12):2233–2247

[49] Pfeil-McCullough E, Bain DJ, Bergman J, Crumrine D (2015) Emerald ash borer and the urban forest: Changes in landslide potential due to canopy loss scenarios in the City of Pittsburgh, PA. Sci Total Environ 536:538–545

[50] Strunk, H. (1997). A 3300 years history of debris-flow activity in the southern Alps: vegetation cover, soil depth, forest fire and overgrazing as controlling factors. Palaeoclimate Research, 19: 223-232

[51] Jakob M (2000). The impacts of logging on landslide activity at Clayoquot Sound, British Columbia. Catena 38(4):279–300

[52] Shu HP, Hürlimann M, Molowny-Horas R, González M, Pinyol J, Abancó C, Ma JZ (2019) Relation between land cover and landslide susceptibility in Val d'Aran, Pyrenees (Spain): Historical aspects, present situation and forward prediction. Sci Total Environ 693:133557

[53] Zhang FY, Peng, J., Huang, X., Lan, H. 2021. Hazard assessment and mitigation of non-seismically fatal landslides in China. Natural Hazards (2021) 106:785–804 https://doi.org/10.1007/s11069-020-04491-x

[54] Remondo, J., Soto., J.; González-Díez, A.; Díaz de Terán, J.R.; Cendrero, A.(2005). Human impact on geomorphic processes and hazards in mountain areas. Geomorphology, 66, 69-84.

[55] Froude MJ, Petley DN (2018) Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016. Nat Hazards Earth Syst Sci 18(8):2161–2181

[56] IPCC, 2019: Technical Summary Pörtner, H.O.; Roberts, D.C. et al. (2019). IPCC Special Report on the Ocean and Cryosphere in a Changing Climate [Pörtner, H.O.; Roberts, D.C. et al (eds.)]. In press.

[57] Gariano, S.L., Guzzetti, F. (2016). Landslides in a changing climate. Earth Sci. Rev. 162: 227–252

[58] Chiang, S.H., Chang, K.T. (2011). The potential impact of climate change on typhoon-triggered landslides in Taiwan, 2010–2099. Geomorphology 133: 143–151.

[59] Jakob, M., Owen, T. 2021. Projected effects of climate change on shallow landslides, North Shore Mountains, Vancouver, Canada. Geomorphology, 393, 107921. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2021.107921

[60] Comegna, L., Picarelli, L., Bucchignani, E., Mercogliano, P. (2013.) Potential effects of incoming climate change on the behaviour of slow active landslides in clay. Landslides, 10 (4): 373–391

[61] Crozier, M. (2010). Deciphering the effect of climate change on landslide activity: A review. Geomorphology, 124: 260-267

[62] Corominas, J., Moya, J. (2008). A review of assessing landslide frequency for hazard zoning purposes. Engineering Geology, 102: 193-213.

[63] Corominas, J.; Mateos, R.M.; Remondo, J.(2017) Review of landslide occurrence in Spain and its relation to climate. In Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change; Ho, K., Lacasse, S., Picarelli, L., Eds.; CRC Press: Leiden, The Netherlands. pp. 351–377; ISBN 978-1-315-38778-9.

[64] Guzzetti, F., Galli, M., Reichenbach, P., Ardizzone, F., Cardinali, M. (2005). Landslide hazard assessment in the Collazzone area, Umbria, Central Italy. Nat. Hazards Earth System Sci., 6: 115–131

[65] Meusburger, K., Alewell, C. (2009). On the influence of temporal change on the validity of landslide susceptibility maps in an alpine catchment, Switzerland. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 9, 1495–1507.

[66] Jakob, M., Bovis, M., Oden, M., (2005). Estimating debris flow magnitude and frequency from channel recharge rates. Earth surf. Processes Land,. 30, 755–766

[67] Ferlisi, S., De Chiara, G., Cascini, L. (2016). Quantitative risk analysis for hyperconcentrated flows in Nocera Inferiore (southern Italy). Nat. Hazards, 81 (Suppl. 1): 89–115

[68] Bottino, G., Chiarle, M., Joly, A., Mortara, G. (2002). Modelling rock avalanches and their relation to permafrost degradation in glacial environments. Permafrost and Periglacial Processes, 13: 283 – 288.

[69].Johnson, B.G., Smith, J.A., Diemer, J.A. (2017). A chronology of post-glacial landslides suggests that slight increases in precipitation could trigger a disproportionate geomorphic response. Earth Surface Processes and Landforms, 42: 2223-2239.

[70] Bray, M.J., Hooke, J.M. (1997). Prediction of soft-cliff retreat with accelerating sea-level rise. J. Coastal Research, 13: 453-467.

[71] Geertsema, M., Clague, J.J., Schwab, J.W., Evans, S.G. (2006). An overview of recent large catastrophic landslides in northern British Columbia, Canada. Eng Geol., 83:120–143

[72] Petley, D.N., Hearn, G.J., Hart, A., Rosser, N.J., Dunning, S.A., Oven, K., Mitchell, W.A. (2007). Trends in landslide occurrence in Nepal. Nat Hazards, 43:23–44.

[73] Keiler, M., Knight, J., Harrison, S. (2010). Climate change and geomorphoogical hazards in the eastern European Alps. Philosophical Transactions of the Royal Society A 368: 2461–2479

[74] Dietrich, A., Krautblatter, M. (2017). Evidence for enhanced debris-flow activity in the Northern Calcareous Alps since the 1980s (Plansee, Austria). Geomorphology, 287: 144–158

[75] Deline, P., Gardent, M., Magnin, F. and Ravanel, L.. (2012). The morphodynamics of the Mont Blanc massif in a changing cryosphere: a comprehensive review. Geografiska Annaler: Series A, Physical Geography, 94, 265–283. doi:10.1111/ j.1468-0459.2012.00467.x.

[76] Gruber, S., Haeberli, W. (2007). Permafrost in steep bedrock slopes and its temperature- related destabilization following climate change. Journal of Geophysical Research 112, F02S18

[77] Kellerer-Pirklbauer, A., Lieb, G.K., Avian, M., Carrivick, J. (2012). Climate change and rock fall events in high mountain areas: numerous and extensive rock falls in 2007 at Mittlerer Burgstall, Central Austria. Geografiska Annaler: Series A, Physical Geography, 94, 59–78. doi:10.1111/j.1468-0459.2011.00449.

[78] Messenzehl, K., Meyer, H., Otto, J.C., Hoffmann, T., Dikau, R. (2017). “Regional-scale controls on the spatial activity of rockfalls (Turtmann Valley, Swiss Alps) - A multivariate modeling approach”. Geomorphology, 287: 29–45.

[79] Ballantyne, C.K., Sandeman, G.F., Stone, J.O., Wilson, P., (2014). Rock-slope failure following Late Pleistocene deglaciation on tectonically stable mountainous terrain. Quat. Sci. Rev., 86: 144–157.

[80]. Jomelli, V., Pech, V.P., Chochillon, C., Brunstein, D., (2004). Geomorphic variations of debris flows and recent climatic change in the French Alps. Climatic Change 64, 77–102.

[81] Glade, T., Crozier, M. (2005). The nature of landslide hazard impact. In: Glade T, Anderson M, Crozier M (eds) Landslide hazard and risk. Wiley, Chichester, pp 43–74

[82] Wieczorek, G.F.; Jäger, S. (1996). Triggering mechanisms and depositional rates of postglacial slope-movement processes in the Yosemite Valley, California.Geomorphology, 15: 17-31

[83] Cruden, D.M., Hu, X.Q. (1993). Exhaustion and steady state models for predicting landslide hazards in the Canadian Rocky Mountains. Geomorphology, 8: 279-285

[84] Ballantyne, C.K. (2002). Paraglacial geomorphology. Quat. Sci. Rev., 21: 1935-2017.

[85] Richardson, S.D., Reynolds, J.M. (2000). "An overview of glacial hazards in the Himalayas". Quat. Int., 66: 31–47.

[86] Harris, C., Arenson, L. U., Christiansen, H. H., Etzelmüller, B., Frauenfelder, R., Gruber, S., Haeberli, W., Hauck, C., Hölzle, M., Humlum, O., Isaksen, K., Kääb, A., Kern-Lütschg, M. A., Lehning, M., Matsuoka, N., Murton, J. B., N¨otzli, J., Phillips, M., Ross, N., Seppälä, M., Springman, S. M., Mühll, D. V. (2009). "Permafrost and climate in Europe: Monitoring and modelling thermal, geomorphological and geotechnical responses". Earth-Sci. Rev., 92, 117–171,

[87] Holm, K., Bovis, M.J., Jakob, M. (2004). The landslide response of alpine basins to post-Little Ice Age glacial thinning and retreat in southwestern British Columbia. Geomorphology, 57: 201 – 216

[88] Davies, M.C.R., Hamza, O., Harris, C. (2001). The effect of rise in mean annual temperature on the stability of rock slopes containing ice-filled discontinuities. Permafrost and Periglacial Processes,12: 137–144

[90] Clague, J.J., Evans, S.C., (2000). A review of catastrophic drainage of moraine-dammed lakes in British Columbia. Quat. Sci. Rev., 19: 1763–1783

[91] Kääb, A., Reichmuth, T. (2005). Advance mechanisms of rockglaciers. Permafrost and Periglacial Processes 16 (2), 187–193.

[92] Frank, F., Huggel, C., McArdell, B.W., Vieli, A. (2019). Landslides and increased debris-flow activity: A systematic comparison of six catchments in Switzerland. Earth Surf. Process. Landforms 44, 699–712

[93] Houet, T., Grémont, M., Vacquié, L., Forget, Y., Bourrier, F., Peltier, A., Puissant, A., Bernardie, S., Grandjean, G. (2017). "Downscaling scenarios of future land use and land cover changes using a participatory approach: An application to mountain risk assessment in the Pyrenees (France)". Reg. Environ. Chang., 17: 2293–2307.

[94] Corominas, J. (2021). Quantitative assessment of landslide risk: how well are we doing? In : M. A. Cabrera, L.F. Prada-Sarmiento & J. Montero (editors). SCG- XIII International Symposium on Landslides. Cartagena, Colombia. June 15-19, 2020. https://www.issmge.org/publications/online-library

[95] Klemes, V. (2000). Tall tales about tails of hydrological distributions. J. Hydrol. Eng. 5: 227-231

[96] Arattano, M., Conte, R., Franzi, L., Giordan, D., Lazzari, A., Luino, F. (2010). Risk management on an alluvial fan: a case study of the 2008 debris-flow event at Villar Pellice (Piedmont, N-W Italy). Natural Hazards and Earth System Sciences, 10, 999-1008

[97] Baum R, Coe JA, Godt JW, Harp EL, Reid ME, Savage WZ, Schulz WH., Brien DL, Chleborad AF, McKenna JP, Michael JA., 2005. Regional Landslide-Hazard Assessment for Seattle, Washington, USA. Landslides, 2: 266-279

[98] Yano, A., Shinohara, Y., Tsunetaka, H., Mizuno, H., Kubota, T. (2019). Distribution of landslides caused by heavy rainfall events and an earthquake in northern Aso Volcano, Japan from 1955 to 2016. Geomorphology, 327: 533–541.

[99] Stoffel, M., Mendlik, T., Schneuwly-Bollschweiler, M., Gobiet, A. (2014). Possible impacts of climate change on debris-flow activity in the Swiss Alps. Climatic Change 122, 141–155.

[100] Petley, D.N. (2010). On the impact of climate change and population growth on the occurrence of fatal landslides in South, East and SE Asia. Q J Eng Geol Hydrogeol, 43:487–496

[101] Görüm, T., Fidan, S. (2021). Spatiotemporal variations of fatal landslides in Turkey. Landslides,18:1691–1705. DOI 10.1007/s10346-020-01580-7

[102] Garcia-Delgado , H., Petley, D.N., Bermúdez, M.A., Sepúlveda, S.A. (2022). Fatal landslides in Colombia (from historical times to 2020) and their socio-economic impacts. Landslides, DOI 10.1007/s10346-022-01870-2

[103] Haque U, Blum P, da Silva PF, et al. (2016) Fatal landslides in Europe. Landslides 13(6):1545-1554, doi: 10.1007/sl0346-016-0689-3

[104] Corominas, J (2022). Los desprendimientos rocosos, impacto y análisis cuantitativo del riesgo. X Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Granada, España. Keynote lecture

[105].Lin, Q.G.; Wang, Y. (2018). Spatial and temporal analysis of a fatal landslide inventory in China from 1950 to 2016. Landslides, 15: 2357–2372

[106] Alcoverro, J., Corominas, J., Gomez, M., (1999). The barranco de Aras flood of 7 August 1996 (Biescas, Central Pyrenees, Spain). Engineering Geology 51, 237 –255

[107] Wang, G.L. (2013) Lessons learned from protective measures associated with the 2010 Zhouqu debris flow disaster in China. Nat Hazards 69(3):1835–1847. https:// doi. org/ 10. 1007/ s11069- 013- 0772-1

[108] Lateltin O, Haemmig C, Raetzo H, Bonnard C. (2005). Landslide risk management in Switzerland. Landslides 2: 313–320

First South American Geotechnical Seminar
14th-18th November, 2022
Cartagena, Colombia

Holistic Management of Landslide Risk: systems framework and public safety policies

Ken K. S. Ho[1]* and Carrie Cheung[2]
[1] Formerly Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong SAR Government, China
[2] Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong SAR Government, China

ABSTRACT

This paper reflects on the insights and lessons learned in the formulation and implementation of integrated landslide risk management in Hong Kong over the past 45 years. From the safety manager's and governance perspective, a systems approach appears to be the most effective means in managing, at scale, the landslide risks posed to a community. However, it is imperative to recognise that the evolution of a comprehensive system is the result of many years of experience accumulation and collaboration of key stakeholders, including professionals, safety managers, policy-makers and the general public. While learning from past landslide incidents is a painful way to systems design, it is advisable for a country/jurisdiction to maximise the benefits from technical studies, management reviews as well as experience transfer (including other countries' current policies or guidelines/framework/ recommendations from international organisations with suitable adaptation for local conditions) in terms of public safety policies. A paradigm shift from conventional geotechnical approach to risk management is of the essence. Key factors for quality public safety policy and potential pitfalls, and the risk management strategies for slopes in the urban and rural settings, are also discussed.

The advances and extensive applications of innovation and technology for slope safety management in Hong Kong in recent years are consolidated in the paper. In addition, the acute challenges associated with climate emergency, in particular the impact of extreme weather events, are highlighted, together with the pragmatic strategies and measures adopted in Hong Kong to manage the corresponding landslide risks under the context of mitigation, adaptation and resilience.

* Corresponding author: kenho911@gmail.com

1. INTRODUCTION

Rapid urban development and climate change leading to extreme weather events occurring more frequently and becoming more severe can bring about a drastic increase in landslide risk. Slope failures are usually more detrimental to many developing and less-developed countries where slope safety management appears to be piecemeal and largely comprised of reactive measures following landslide disasters.

The establishment of a customised slope safety management system is not the sole responsibility of a policy-maker. In fact, unless the policy-maker is deeply engaged, it will generally be difficult for the concerned person to appreciate the imminent need for continued funding of risk reduction policies against potential losses. Political considerations may also override in practice. The buy-in process relies heavily on engaging and initialising stakeholders regarding the nature and reality of landslide risks at all levels of stakeholders. Under the context of landslide risk management, there are three key parties, namely (i) professionals providing expert geotechnical/geological input, (ii) slope safety managers and regulators who are involved in designing and implementing risk management governance and processes, together with the corresponding resource allocators and policy-makers, and (iii) general public whose activities may knowingly or unknowingly destabilize a slope or unduly expose themselves to landslide risk (Ho & Cheung, 2020). A proper understanding of the respective empowerment, authority, technical competence and limitations, as well as their inter-relationships, is of paramount importance.

This paper focuses on the roles of slope safety managers and regulators, who are usually the most influential to policy-makers, in formulating the slope safety policies and designing regulatory systems that are most appropriate and fit-for-purpose to a particular country or jurisdiction, taking into account the political and societal environment, retrofitting works vis-à-vis landslide remedial costs, scientific understanding of the key problems faced and technological support, etc. While the apportionment of the reliance on risk factors for decision-making, and hence resources allocation, may be split between urban and rural slopes due to their different constraints, the fundamental risk-based concepts are aligned and applicable to both settings.

2. SYSTEMS FRAMEWORK FOR RISK MANAGEMENT

2.1 Evolution of Hong Kong's Slope Safety System

It is common that the government of a jurisdiction is expected to discharge its due diligence and undertake full responsibility in protecting her vulnerable citizens against natural disasters. From an engineering point of view, this is an acute challenge due to the uncertainties and risk that could not be fully eliminated. To better manage expectations, it is more appropriate to describe that the government would undertake a centralised and prompting role among various stakeholders or key parties to ensure potential management weak-links are strengthened via a systems framework, while nurturing an environment for devolution and community-based approaches. An ideal system should comprise both top-down (e.g. legislation-empowered audits, risk management policies and plans, assignment of slope maintenance responsibilities, etc.) as well as bottom-up (e.g. community participation, capacity building, empowerment of local champions amongst indigenous population, private slope owners proactively carry out regular slope maintenance, etc.) policies and approaches to be applied in different proportions that best fit a specific district/area/community.

The adoption of a risk-based or risk-informed approach for slope safety management is believed to be an indispensable element of holistic landslide risk management. This has proven to be successful in many aspects, including parametric measurements (e.g. rolling average annual slope failure rate statistics) and international peer benchmarking (e.g. Slope Safety Technical Review Board or its equivalent). These are also useful tools for geotechnical professionals to demonstrate to policy-makers or the general public the overall performance of a basket of slope safety management strategies. Hong Kong has a track record of the evolution of a comprehensive slope safety system over more than four decades (adjustments were made mainly on a crisis-driven basis at early stages with designed enhancements at later stages), with strategies addressing various slope classes, systematically learning hard lessons from serious landslides, uncertainties and achievements, together with key observations for potential system improvement. (Malone, 1999; Wong, 2005 & 2009; Morgenstern, 2017; Ho & Cheung 2020).

2.2 Systems Design

2.2.1 From problems to solutions and public safety policies

A proper understanding of the key problems is the first step to systems design. The problems could either be revealed by landslide incidents raising an alarm or public outcry (viz. painful lessons), technical studies (viz. enhancing understanding by research development), or management reviews (viz. governance). Quality data is of the essence in this regard. Based on the identified problems, goals, roadmaps and associated strategies should be set and prioritized. These rudiments of public safety policies will have to be reviewed in respect of the scope and coverage (e.g. new and existing slopes, urban man-made features and rural natural terrain including illegal site formation works, pre-construction and post-construction condition review, etc.), developed based on consideration of relative priorities, and implemented in an orderly manner with a view to achieving the most cost-effective and efficient risk reduction/management approach.

The next step is resource allocation which comprises two parts. 'Part 1: justification' is a 'selling' process which involves lobbying the resource allocators (usually the politicians) on the imminent needs and value for money of the proposed approach and investment. On top of risk-based considerations of socio-economic factors, relevant technical standards and international best practice, the recommendations by international counterparts in the form of a Technical Review Board- or Expert Panel may short-circuit the approach and tap expert insights and hard-earned lessons from other places with similar challenges. Technically competent persons who are renowned professional practitioners or from the academia may also add to the cogent argument in the form of think-tanks or learned societies. Their contributions to the risk management perspective for hazard evaluation and mitigation are most valuable.

'Part 2: risk-based allocation' is a scientific mechanism incorporated into the systems framework, which is subject to review and refinement based on Key Results Areas (Wong & Ho, 2006). For instance, urban man-made slopes can include those with high consequence upon failure and strategies supporting a stabilization approach to prevent major failures may be more appropriate. Slopes dispersed in a rural setting with a correspondingly lower risk in terms of consequence-to-life may not deserve the same emphasis under the principle of prudent management of public finance. What really deserve attention are human activities (e.g. unregulated site formation works/dumping of construction waste or household waste/mining, human settlements towards hillsides with adverse site settings, deforestation, cultivation, etc.) that contribute to predisposing and triggering factors for landslides and increase the cost and risks correspondingly. For these, a regulatory or preventive approach with solid and at-scale actions should

be taken. As for natural terrain which is too sizeable to treat using in-situ engineering measures, a mitigation approach (e.g. use of debris-resisting or rockfall barriers) should be adopted. Afterall, the allocation of resources should preferably be a risk-based, data-driven balance of political, socio-economical and technical considerations.

During the decision-making process, the connections and collaboration of stakeholders/interested parties should form a strong bond to advocate policy proposals. Usually, the policy proposals would comprise different options, e.g. soft-start-progressive approach or aggressive-start approach, their financial implications and risk apportionment in the long term, etc. are key considerations by the policy-makers.

2.2.2 From public safety policies to participation by stakeholders

Risk management strategies and public safety policies are empowered and materialized via legislation for private slopes and through administrative measures for government slopes. It is imperative to define clearly the agent, together with its authority and ambit, for control actions.

One-way implementation of legislation and administrative measures by the safety manager cannot guarantee a good system. A further step forward is to engage the public (through alignment of goals and objectives), but the prerequisite is to educate them and enhance their emergency preparedness. For example, stepping up public awareness and education programme, community early alert-and-alarm system or systematic programme to upskill and enhance community resilience, improve social cohesion and promote self-help culture, etc. For example, the key components that contributed to landslide risk reduction in the Hong Kong Slope Safety System are (i) regulating and policing new developments, (ii) engineering measures to retrofit existing substandard slopes, (iii) slope maintenance and (iv) non-engineering measures (Cheung, 2021).

The Sandai Framework for Disaster Risk Reduction (2015-2030) (United Nations Office for Disaster Risk Reduction, 2015) promulgates the urgent need to re-address and build a risk reduction framework under the context of sustainable development in respect of adaptation to climate change and extreme weather events. It provides comprehensive guiding principles on priorities for action at local, national, regional and global levels. It also outlines the specific roles and responsibilities of stakeholders, from leaders to the under-privileged persons, in terms of their commitment, goodwill, knowledge, experience and resources. It calls for international, regional, sub-regional and trans-boundary cooperation, as well as cross-sectoral inputs, such as technology transfer and capacity building, that should be implemented in a timely manner.

2.2.3 From conventional geotechnical approach to risk management – a paradigm shift

Traditionally, the margin of safety of a slope is assessed by stability calculations, supported by site-specific ground investigation. The key premise of this conventional geotechnical approach is that only specific slopes are being assessed, which is mainly suited for engineering projects when assessing the performance of slopes within a site on a 'microscopic' scale. The risk-informed approach, which provides a much broader scale of understanding and perspective, is more appropriate for policy decisions, particularly for slope managers responsible for a large portfolio of slopes. Instead of knowing the stability of an individual slope, the overall risk (i.e. likelihood and consequence of different forms of potential failure) is evaluated for an area, with grid resolutions ranging from district, territory, regional to national scales. Examples of application for land-use planning and control are the susceptibility, hazard and risk

maps. Recently, the concept of risk mitigation design has been extended to local (individual slope) and is found to be particularly pragmatic for poor countries where resources are severely limited (United Nations Office for Disaster Risk Reduction, 2017).

Another paradigm shift is the willingness of some policy-makers to proactively invest in spite of future uncertainties in order to protect life and property, hence in turn averting potential social problems, considering that the reactive (i.e. post-disaster remedial) approach will be more expensive and damaging, not to mention the possible creation of socio-economic and political crises. Having said that, post-disaster forensic landslide investigation and review to pin-point the predisposing and triggering factors are still vital. While it is usually human nature to look at problems in hindsight, mishaps are apparently becoming more unpredictable (in terms of occurrence and scale) even for countries that have a fairly well-established system, one of the main reasons being the increasingly more frequent occurrence of extreme weather events due to climate change.

2.2.4 Keys to success

The keys to success of a systems approach include the following:

(i) each system component corresponds to certain hazards and risk-based targets;
(ii) scalable (i.e. a balance of scope of coverage, public expectation and resources);
(iii) measurable (i.e. articulable and traceable); and
(iv) continuous improvement mindset and culture (i.e. responsive to technical audits and collaborations).

The Hong Kong Slope Safety System is an example of a highly mature state with components covering policing, works projects, technical development work and setting standards, and public education and information, which contribute to reducing the likelihood and/or consequence of landslides, or addressing public attitude and tolerability of landslide risk as a goal (Wong & Ho, 2006). In recent years, emphasis has been placed on the extensive application of innovation and technology in respect of hazard identification, risk mitigation and management of residual risk (Ho, 2020 and Ho & Cheung, 2020). It took Hong Kong more than 40 years of development in an evolutionary manner responding to various painful lessons arising from fatal landslides. Countries/jurisdictions whose slope safety policy framework is still at its preliminary or infancy stage can take advantage of others' lessons and experience and short-circuit the process by tapping relevant key ingredients for policy setting and systems design. The post-disaster reviews of major failure cases (e.g. Balmforth, 2020, Robertson et. al., 2019 and many other landslide investigation reports available in the public domain, including the GEO reports for past major landslide incidents) provide insights to the probable causes and pragmatic recommendations to prevent the recurrence of similar failures. The importance of forensic landslide investigations is highlighted by Ho et al. (2009), Ho & Lau (2010), Oliver-Smith et al. (2016) and Morgenstern (2018).

Depending on the maturity levels and affordability, developing or less-developed countries should be mindful in prioritizing their needs when customizing others' experience for their application. A smart knowledge and technology transfer refers to the judicious selection of fit-for-purpose risk-reduction approaches strategically and tactically, targeting at specific major hazards and taking into account local conditions. This does not only call for the insight of the policy-holders, but also quality and insightful advice from geotechnical professionals that are conversant with risk concepts, socio-economical conscious and pragmatic.

Another secret of success is being open to feedback from technical review board members and stakeholders to pursue continuous improvement of the system. The organisation undertaking the role of a slope safety manager may opt to establish a dedicated research and development (R&D) section to conduct applied research and technical development work with a view to addressing practical and pressing initiatives, with measureable metrics which are an essential proof of money well spent to taxpayers, and in turn justifying sustained funding from the resources allocators. Apart from policy-driven in-house research, the safety manager should also collaborate with the industry, learned societies and the academia on R&D (Government Office for Science, 2013, Noveck et al., 2019), which can have multiple benefits, i.e. capture expertise and state-of-the-art practice by engaging the design consultants and the works contractors, benchmarking best practice across practitioners, aligning goals among stakeholders, bring best value to resources spent which could be part-funded by government and private companies, etc. (see also Section 3.2.2 of this paper). For example in Hong Kong, a Working Group established under the Hong Kong Institution of Engineers comprising members from the Hong Kong SAR Government, academics and practitioners to review the design guidelines on use of soil nails in loose fill slopes in 2011. Each member contributed according to their expertise and carried out either numerical modelling or construction review to consolidate experience gained and explore improvement in future practice. The result of the Working Group was the publication of supplementary guidelines in 2011 (GEO & HKIE Geotechnical Division, 2011).

One should never underestimate the potential value that would be brought about by overseas experts in the form of technical review boards or consultancies for specialised services (e.g. landslide investigation for major incidents, highly-specialised technology such as slope stability in close proximity to explosives depot, special geology, etc.), as well as professionals from other related disciplines, particularly for innovations and application of new technologies.

Continuous improvement also means that a system should not be immutable and frozen, but to be enhanced corresponding to updates in slope safety policies in view of changing circumstances. Taking Hong Kong as an example, system evolution includes the extension of Landslip Preventive Measures (LPM) Project in 2000 in order to accelerate risk reduction to high-consequence slopes including roadside slopes in response to higher public expectations under economic boom, the introduction of Landslide Prevention and Mitigation Programme in 2010 to dovetail the LPM Project to address the risks posed by natural hillsides (Wong, 2009), as well as the change in policies on slopes affecting squatters(GEO, 2021). The rationale and potential trigger for public safety policy changes are further discussed in Section 3 below.

3. PUBLIC SAFETY POLICIES

3.1 Maturity-based customisation

Policing is an indispensable component of risk management systems design. It is the master plan of related legislation, administrative measures, community engagement programmes, etc. Reference may be made to the Control Objectives for Information and Related Technology (COBIT), which was promulgated by the Information Systems Audit and Control Association (ISACA) and the IT Governance Institute (ITGI) in 1996 for software development/data management, which can be applied to e-business process management. The six levels of process maturity adopted to customize public safety policies are illustrated in Table 1.

Level	Definition	Characteristics	Status under the Public Safety Policy Context
0	Non-existent	• Unrecognised issues	• No specific policy for tackling landslide risks • Disasters imminent
1	Initial/Ad-hoc	• Recognised issues • No standardised process • Ad-hoc approach for tackling problems on a case-by-case basis • Disorganised management	• Reactive (remedial actions and review of lessons learnt) only after each landslide event • No comprehensive analysis
2	Repeatable and Intuitive	• Similar procedures undertaken for the same task • No formal training/standardised procedures • Reliance on individual knowledge • Errors likely	• Some policies outlined • Heavy reliance on knowledge and ad-hoc judgement of geotechnical professionals
3	Defined Process	• Standardised and documented procedures • Communication through training • Mandated processes and minimal chance of deviation • Non-sophisticated procedures	• System framework started to be established • Personnel trained for risk reduction strategies
4	Managed and Measurable	• Monitor and measure compliance with follow-up actions • Constant improvement • Use of automation and tools	• Able to monitor and measure performance of systems • Continuous improvement of various elements • Use of novel technology to assist the work in some aspects
5	Optimised	• Refined for good practice • Integrated tools to automate workflow	• Well-established comprehensive system covering most of the risk reduction areas, from government-led approaches to community-based elements • Integrated use of innovative technology to increase effectiveness of different aspects • Achievements reflected in statistics and are measurable

Table 1. COBIT Level of Maturity and its Application to Public Safety Policy (Adapted from ISACA (2018) and Asian Development Bank (2010))

Another comprehensive framework that is noteworthy is the Information Systems for Health Maturity Assessment Tool (IS4H-MM) of the Pan American Health Organization of the World Health Organization (PAHO/WHO) (Figure 1). Areas for development are grouped into strategic domains, namely the Data Management and Information Technologies (DMIT), Management and Governance (MAGO), Knowledge Management and Sharing (KMSH) and Innovation (INNO), respectively. Their components, characteristics, focus and potential assets are transferrable in the context of landslide risks and slope safety. Through maturity assessment against key capability characteristics by means of the tool which is readily available for downloading, an organization may define its own maturity level for each strategic goal, hence the appropriate starting point, goals and roadmaps can be set.

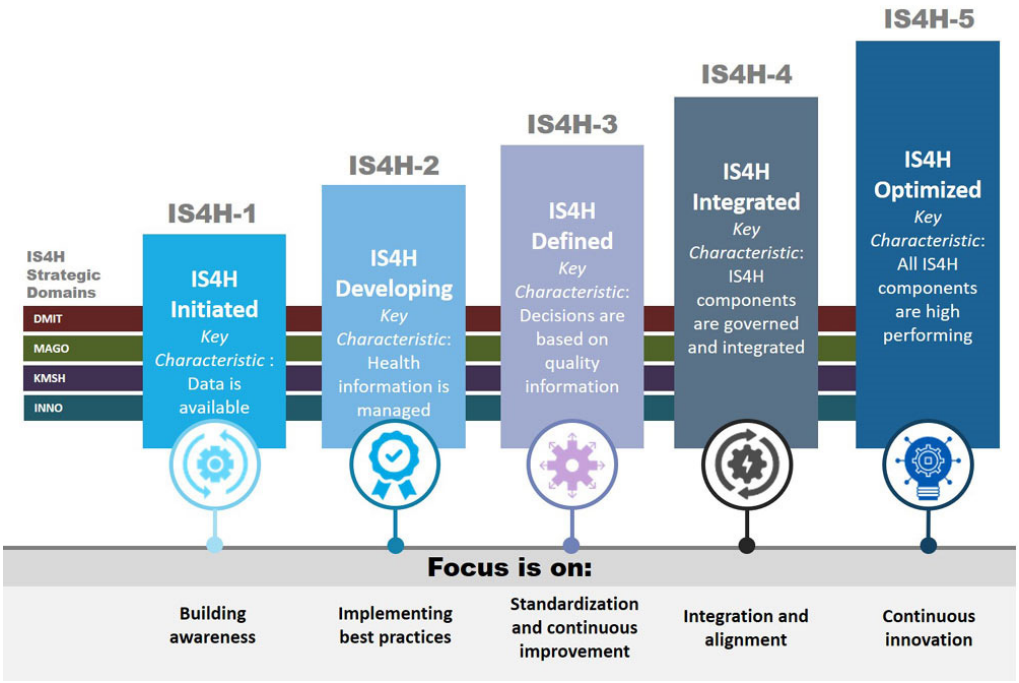


Figure 1. IS4H-MM Framework of the PAHO/WHO (Source: PAHO Website (https://www3.paho.org/ish/index.php/en/about-mm))

3.2 Policing Role

3.2.1 Quality public policies

Each country/jurisdiction has its own public policy framework that is compatible with the administration structure, legal system, socio-economic characteristics, etc. The Organisation for Economic Co-operation and Development (OECD) publication "Policy Framework on Sound Public Governance" provides policy-makers with handy guidance and a benchmarking tool for designing and establishing governance in any policy area. It highlights the values (e.g. integrity, transparency, accountability, rule of law, etc.), enablers (e.g. leadership, equitable, evidence-informed, public expectations, resources, etc.), sound policy formulation and implementation (e.g. instruments, quality and coherence of policies, budget decisions, management mechanism, outcome monitoring, etc.), and robust policy evaluation (e.g. level of stakeholders engagement, quality of evaluation, measures to enable realisation of feedback loop and optimisation, etc.). The core considerations, country practices and other miscellaneous resources, including legal instruments and assessment tools, are given, which are particularly useful to policy areas in tackling disaster risks.

There are abundant sources of policy frameworks from various international organisations (e.g. UNSDG objectives), which could be tailored for use. One could also make reference to nation-based documents, such as various Words into Action guidelines (https://www.undrr.org/words-action-all-guides-series) and country reports (https://www.undrr.org/undrr-publication-type/reports) published on the United Nations Office for Disaster Risk Reduction.

In qualitative terms, it is important to gauge from time to time as to whether quality and appropriate public policies have been formulated, based on the following metrics:

(i) Defensibility

The time window of opportunity to put forward a new crisis-driven policy is usually very short, taking into account the crisis-shock and time taken to deal with numerous matters during the rescue and remedial phases. It is often very difficult for an all-round decision to be made on a medium-to-long term strategy in a timely manner. As a result, refinement to the direction and implementation approach is likely to materialise sometime after the crisis-driven policy is promulgated.

An alternative to the above is the evolutionary approach. In this case, a much longer time is needed for data collection, analysis, scientific review, policy formulation, political lobbying, etc. Most of the time, the greatest obstacle is to convince the politicians to pass the proposed policy under a 'non-urgent' perception. For any passed laws or measures, the next challenge is to defend the recommendation and prove to the community at large that the money spent would be worthwhile and justified. Miscalculation, near-misses or the like could lead to a socio-political crisis. Any future advocacy might become unprecedentedly difficult. To avoid this, one could take an 'open-book' approach to risk management, i.e. be transparent with the pros and cons and adopting the risk-based advocacy, and to be as rational and scientific to the layman as possible whilst explaining the issues at stake in simple terms.

Back in the mid-2000s, thanks to the insights derived from Quantitative Risk Assessment (QRA), it came to the attention of the Geotechnical Engineering Office of the Hong Kong SAR Government that following city development and under the impact of climate change, natural terrain landslide risk was approaching that of old man-made slopes in terms of their relative risk proportions, the latter of which had been reduced by various measures over the preceding three decades. Preparation work commenced to enhance the slope safety policy to the next level, i.e. a multi-pronged approach to expand risk reduction strategy to include natural terrain. Therefore, when the 2008 severe rainstorm stroke the rural area of Hong Kong (i.e. Lantau Island), the Government was able to react immediately and accelerate the implementation of a matured, rational and defensible plan under the Landslip Prevention and Mitigation Programme.

(ii) Reliability

The most concrete reliability of public safety policy is built on risk-based, data-driven recommendations and risk-informed decisions. While there is intrinsically a certain amount of uncertainties in a risk-based assessment, the importance of acquiring good quality data (i.e. sufficiently comprehensive and accurate) should not be underestimated, since it provides the fundamental basis to estimate the risk level sufficiently reliably. The process of "garbage in, garbage out" must be avoided. The Slope Information System (SIS) in Hong Kong commenced as a compilation of the Old Slope Catalogue in 1977 following the establishment of the Geotechnical Engineering Office, which was later supplemented by "Systematic Identification and Registration of Slopes in the Territory (SIRST) database" and "Systematic Inspection of Features in the Territory (SIFT)" in the 1990's. The SIS was later subsumed into the Geographic Information System (GIS) for data management. During each stage, the mapping and

assessment were carried out by professional engineers recording and updating pertinent information and cross-checking against literatures, development records, aerial photographs and topographic maps to ensure data coverage and accuracy.

(iii) Outcome focused

A sound public safety policy has to be outcome-focused. To gauge the effectiveness of the policy implemented over time against resources spent by Government in the promulgation of slope safety and landslide emergency preparedness, there must be an objective means of measurement. The Geotechnical Engineering Office engages an independent organisation to conduct telephone survey every year to interview a random sample of Hong Kong residents about their evaluation of general matters related to slope safety in Hong Kong. For more than two decades, public awareness in terms of regular slope maintenance and private property owners' responsibility remains fairly high (Figure 2). More than two-thirds of the respondents have shown satisfaction towards slope safety conditions and slope appearance in Hong Kong. A great majority of the respondents notice that the Government would issue Landslip Warning through the media during heavy rainfall, and more than half can recite at least one self-help tips when the Landslip Warning is hoisted. These are strong evidences of continued good-performance of the Government's slope retrofitting measures and a successful public education programme.

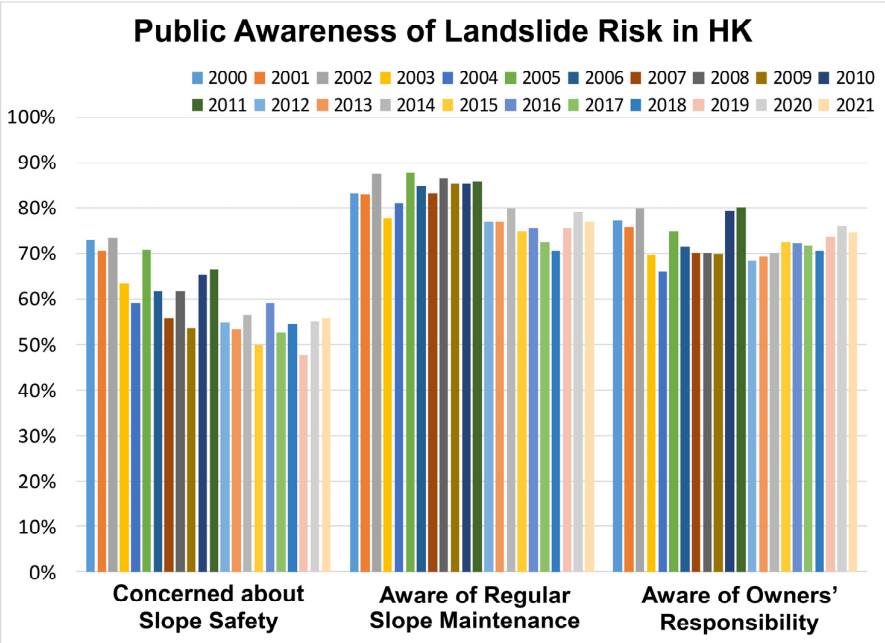


Figure 2. Results of public opinion surveys – some key indicators of public awareness of landslide risk in Hong Kong (CUHK, 2021)

In spite of the promising opinion survey results, it is noteworthy that about 75% of the respondents believe the chance of a landslide in Hong Kong that involve large casualties is small or very small. The lack of major landslide incidents involving casualties in recent years (during which time the rainstorms experienced were not particularly severe as measured by the 'landslide index', has given rise to a sense of complacency among the general public. One of the focus areas of the Hong Kong SAR Government in promoting slope safety is to keep reminding the general public (including the policy-makers and resource allocators within the Government) of the painful lessons in the past, and to promote the need for self-protection and emergency preparedness given the impact of climate change, hoping that they would stay vigilant to the hazards. The problem of complacency is further discussed in Section 3.2.3(i) below.

(iv) People-centric

An effective public safety policy must be people-centric. Collaboration and partnership among professional engineers, academia, experts in inter-related areas such as meteorologists, and the general public are of the essence with a common aim to save lives. It calls for a sense of ownership of the issue. For example, under the legislation and law enforcement framework, the authority and slope owners (or their agents) have to be well-defined and clearly informed of their responsibilities and ambits. Public education is a long-term process requiring a participative environment for immersive learning. It covers top-down pragmatic training to management agencies (adults in the mainstream workforce) and bottom-up message dissemination through teenagers at schools to their parents at home. Identification of suitable platforms and target influencers in the society is an effective multiplier in drawing people's attention to a particular topic.

(v) Holistic

The target of system customisation is to develop governance and best practice that is well-suited to a country's or jurisdiction's legislation as well as socio-economic and political situations. Customisation based on the availability of resources must be done with care and mostly involves prioritisation of the more urgent needs. Modern geotechnology and risk management should be considered and undertaken in a holistic manner. One should always endeavour to avoid discarding totally an aspect within a system with inadequate resources as the sole reason. The multi-pronged approach adopted by the Hong Kong SAR Government in the last few decades encompasses customisation of guidelines, technical development, legislative framework and governance, systematic slope retrofitting and landslide investigation, public education and publicity, international benchmarking of technical guidelines, etc.

3.2.2 *Resources*

One of the most critical hindrances for implementation of slope safety policies in developing or less-developed countries is limited resources. Apart from convincing policy-makers for prioritisation during internal resources allocation, one may also seek donors' support externally. For instance, the Least Developed Countries Report 2007 (UNCTAD, 2007) suggested collaborative research, technical training and knowledge sharing offered by professional engineering associations, non-government organisations and engineering companies in the developed countries to enhance the technical capabilities at these

Least Developed Countries. Public-private partnership is also encouraged. Through this, the developing or less-developed countries would benefit in aspects of technical knowledge including engineering knowledge and public policy strategies, support for education activities, skilled and unskilled volunteers from professional associations and humanitarian relief groups (e.g. Engineers Without Borders, RedR UK, Engineers Against Poverty, iCarE x BAMS projects masterminded by the Institution of Civil Engineers Hong Kong Association, etc.), which will assist these countries in engineering capacity building to a certain extent. Moreover, selected private engineering companies are proactive in providing project-based support and training as part of their corporate social responsibility (CSR) and company mission (e.g. Wuzhiqiao (Bridge to China) Project). Developing or less-developed countries are strongly encouraged to explore various means (not limited to the above-mentioned ones) to maximise their benefits. Developed countries are also urged to serve as donors or supporters under a humanitarian, sustainable and global village context.

Similar mechanisms may be considered at an inter-state/county/province level.

3.2.3 *Potential pitfalls*

Ho & Cheung (2021) discussed five practical challenges in the implementation of landslide risk management at scale, namely (1) disconnect between policy and practice, (2) human inadequacies or fallacy, (3) weak link between government steer and community-based programme, (4) the importance of system uniqueness and expert benchmarking, and (5) deficiency in risk communication. Each issue would require a paradigm shift of stakeholders' traditional mindset in slope safety to bring about transformation in respect of landslide risk management as a whole.

From the perspective of governance, the following are pertinent:

(i) From inertia to trust, then to complacency

The challenges in explaining a relatively complex technical topic to the vast majority of non-engineering population (layman) would change with the stages of system implementation. Initially, there might be inertia shown by the policy-makers in supporting the allocation of sustained financial resources and the public perception about the importance of ex-ante landslide risk reduction measures. Even where there is strong public outcry after a serious landslide, human memory is usually very short. The pain arising from social and political crisis often would not last long enough to support an overall safety system review cycle. Sections 2.2 and 3.2 of this paper discuss the potential approaches to initiate the spark for the launching of a systematic risk reduction regime.

As system implementation progresses for years and decades, like the situation in Hong Kong, the risk management challenge faced could switch to another angle, i.e. complacency. As shown in the public opinion surveys carried out by a third-party engaged by the Hong Kong SAR Government, more than 75% of the respondents believe that there is only a slim chance of massive fatal landslides to occur in Hong Kong. While this is testament to the success of the sustained slope safety investment and efforts over the years, it is an art to balance continual nurturing of a risk-conscious environment while assuring investors (taxpayers and policymakers) that their investments are paid off by measurable outcomes. The essence is to cultivate a community that is vigilant to exposed risks, especially emerging risks associated with extreme weather scenarios due to climate change and is well-equipped in terms of crisis preparedness

and resilience (e.g. engaged in emergency plan development and drills, and collaborate with Government's rescue services in case of need).

(ii) Trademark strategy

The success in the partnership between the government-steered policies and community-based programmes depends very much on public trust, which in turn comes from government's credibility in the subject. The trademark strategy places focus on building a positive image by means of accomplishments and professional character. The accomplishments are data-supported risk reduction as reflected indirectly by slope failure and landslide fatality rates, and are acknowledged by international peer benchmarking. Positive professional image is related to visibility (which can be enhanced by partnership with the media and local key opinion leaders) and capacity building (professional upskilling). In the long term, it is hoped that a successful trademark strategy could motivate more effective policy implementation and help avoid or minimise a 'blame culture'.

Public distrust would create general political mistrust and discredit spokespersons from the government, hence causing a vicious cycle in regulatory failures, obstacles to policy implementation, suspicious of multiple misconducts such as corruption, revolving doors and conflict of interest. It is imperative to uphold the pillars of integrity, transparency and engagement in order to build or rebuild the trademark. Building of public trust towards the government will also help to maintain the tolerability of landslide risk by the community at a rational and realistic level.

(iii) Changing conditions and risk profiles

To keep pace with the changing conditions and risk profiles, which could be due to slope deterioration with time, urbanisation caused by population increase and impact of climate change and extreme weather events, unregulated human actions with destabilising effects on slopes, etc., the system should incorporate a built-in regular review process. Safety managers will also have to stay vigilant to changing scenarios and their potential effects on the existing practice.

(iv) Managing public and stakeholders expectations

Landslide risk management is not an exact science but involves expert analyses and judgements. It is important for the different parties to understand their own roles and limitations. The safety managers, who are usually professional engineers, should undertake the key responsibility in advising the high-level officials, who are politicians, on ALARP (i.e. risk level that is 'as low as reasonably practicable' in terms of risk tolerability) principles, and not to over-promise, hence managing the expectations of the general public. This is imperative in keeping the society from becoming complacent and avoiding a political crisis intensifying during the post-disaster rescue phase.

4. STRATEGIES FOR SLOPES IN URBAN AND RURAL SETTINGS

4.1 Overview

With respect to the different levels of geotechnical input and human influence, slopes can be classified into man-made slopes (including non-engineered slopes, engineered slopes and special (or high-level) engineered geotechnical structures), quasi-natural terrain and natural terrain (Ho & Cheung, 2021). From a risk management perspective, man-made slopes in the urban setting are usually of the highest safety concern in terms of risk to life and property and deserve engineering measures to achieve the required factor of safety in most cases. Natural terrains are usually located in the rural setting or at urban fringe. Extensive engineering measures might not be cost-effective in terms of risk management. Thus, a mitigation approach or regular monitoring coupled with early warning might be more appropriate. Quasi-natural terrains refer to disturbed terrains or hillside pockets between developed land, which could be located in the urban city or semi-urban zones with human settlements. Preventive, mitigation or monitoring/early warning should be considered on a case-by-case basis.

4.2 Slopes in an Urban Setting

4.2.1 *Characteristics and constraints*

Landslide risk matters only when landslides interact with the built environment. Such interaction is intense in urban areas, where landslide challenges can be particularly severe due to a combination of factors as follows:

- Slope failures in an urban setting could result in serious consequences due to the high concentration of population and vulnerable facilities as well as critical infrastructures.
- Urban development itself, if carried out without adequate geotechnical input, would result in formation of potentially unstable slopes or even trigger landslides, and thereby increase the landslide frequency.
- Given the close proximity of the elements at risk, even relatively small landslides with moderate mobility can cause harm. In addition, due to the need to attend to smaller-sized landslides, predicting and preventing failures would be more difficult.
- Landslide problems may be aggravated by human factors in an urban environment, such as settings that lead to concentrated and uncontrolled surface water flow and localised illegal cutting and filling. In a densely populated city or highly developed community, relocation of existing facilities that are at risk from landslides is often not viable. Provision of landslide prevention and mitigation works can be difficult and costly, given the space, access and private lot boundary constraints.

4.2.2 *Lessons*

The Hong Kong Slope Safety System managed by the Geotechnical Engineering Office has continued to evolve by capturing the lessons learned from its systematic landslide investigation programme and feedback from stakeholders. It is often regarded as a role model in landslide risk management for densely-urbanised cities. For more details, visit the Hong Kong Slope Safety Website: https://hkss.cedd.gov.hk/hkss/en/home/index.html.

4.2.3 *Strategies*

In view of the potential severe consequences due to failure of urban slopes, tackling urban landslide problems requires a holistic risk management strategy and system entailing the use of engineering and non-engineering approaches (including policy, legislative, administrative, technical, educational, community-based and emergency-preparedness provisions) (Wong, 2009).

In reality, such a comprehensive system and large amount of work require years to complete. A common question for countries or jurisdictions who find themselves in a less matured level under Section 3.1 is where to start given the abundant number of problematic urban slopes. Appropriate initiatives and measures should be implemented in accordance with a risk-based priority ranking, which provides a scientific basis for selection of deserving slopes to implement enforcement actions or engineering measures in an orderly fashion. The greatest merit of this stepwise approach is to ensure slopes posing the highest risk and deserving more immediate attention to be treated first, which would enable a sharper drop in fatality rate in the course of a systematic risk reduction programme.

The next challenge is to sustain the risk trend, i.e. to keep a decreasing trend until ALARP level is reached. To achieve this, retrofitting old substandard slopes solely will not be sufficient but a holistic risk management approach involving both engineering and non-engineering measures has to be adopted. The objectives and details of various measures implemented by the Geotechnical Engineering Office have already been discussed in many literatures (Cheung, 2021).

4.3 Slopes in a Rural Setting

4.3.1 *Characteristics and constraints*

Human settlements in rural areas or remote villages, particularly in a vast country, pose highly localised and dispersed risks in relation to landslides either from natural terrain or illegal site formations (resulting in substandard man-made slopes).

From a risk management perspective, natural terrain in a rural setting deserves attention only when slope failure is liable to cause damage to human lives and properties. The challenge of tackling natural terrain lies with the prediction of landslide location, scale and characteristics (i.e. debris volume, entrainment and runout distance) so as to assess the potential impact on the community. Low-frequency, large-magnitude landslide hazards could also be a concern, in which case a multi-pronged approach is called for (Ho & Cheung, 2020).

Special engineered structures such as water dams, tailings dams, landfill slopes, etc., despite their usual location in the rural area, are a different story and warrant special and high-level attention. The risk considerations should be at least similar to those of slopes in an urban setting, as the intrinsic risk could be a lot higher than other rural slopes.

4.3.2 *Lessons*

Slopes in a rural setting generally calls for a bottom-up strategy involving a formal community-based approach. This has been implemented at a number of places including Latin America, Taiwan, Mainland China, etc. The corresponding experiences and key observations have been summarised by Ho & Cheung (2020), together with insights on the bottlenecks and limitations that were reported previously.

For a sizeable and well-populated rural village that is located in a vulnerable area (e.g. near the mouth of a major drainage line that could be affected by large-scale debris flows or debris avalanches from the natural terrain in the catchment above upon the impact of a severe rainstorm, the importance of crisis preparedness planning and integrated emergency management (including early warning systems) cannot be over-stated. The wisdom of the indigenous population in this regard should also be tapped as far as possible.

4.3.3 *Strategies*

Due to the scale of potential instability and the far-fetched nature of affected areas, relocation of the settlement away from a vulnerable area may be feasible in certain cases. Otherwise, natural terrain in the rural setting calls for a wider application of the risk mitigation concept than the application of traditional slope engineering practice. In Hong Kong, the recent advances centre on natural terrain hazard study, debris mobility modelling (calibration of impact parameters), debris-barrier interaction, rainfall-landslide correlation, application of quantitative risk assessment (QRA) as well as landslide susceptibility analysis.

The multi-pronged approach against low-frequency, large-magnitude hazards could comprise mitigation measures, real-time monitoring of slope performance as well as early warning and emergency plans in case of alarm.

The strategies for special engineered structures should involve high level input by suitable experts.

4.4 Crisis Management

4.4.1 *Crisis Management Plan*

Risk management of notable hazards, including low-frequency, large-magnitude hazards, relies heavily on a holistic approach which comprises mitigation, monitoring and emergency plans, as well as engineering measures at localised areas where considered appropriate. The emergency plan should be two-fold, one being community-based as in the Latin America's 'Management of Slope Stability in Communities' programme (MOSSAIC) (Anderson & Holcombe, 2006), Taiwan's Integrated Community-based Disaster Management Program (ICBDM) (Chen et al., 2006), Hong Kong's community-based initiatives, etc., and another mainly providing a crisis management protocol for government actions. Figure 3 shows the different stages of a crisis management cycle and the key actions during each stage.

When formulating a crisis management plan involving the entire government, special attention has to be paid to the following areas:

(i) Compatibility of the response plans of various emergency departments;
(ii) Protective measures for critical infrastructures (well-defined for identification) by the relevant departments;
(iii) Information flow between bureaux/departments/offices within the government and public announcements;
(iv) Procedures for handling reported landslide incidents involving professional expertise of multiple parties;
(v) Logistics support; and
(vi) Monitoring and coordination.

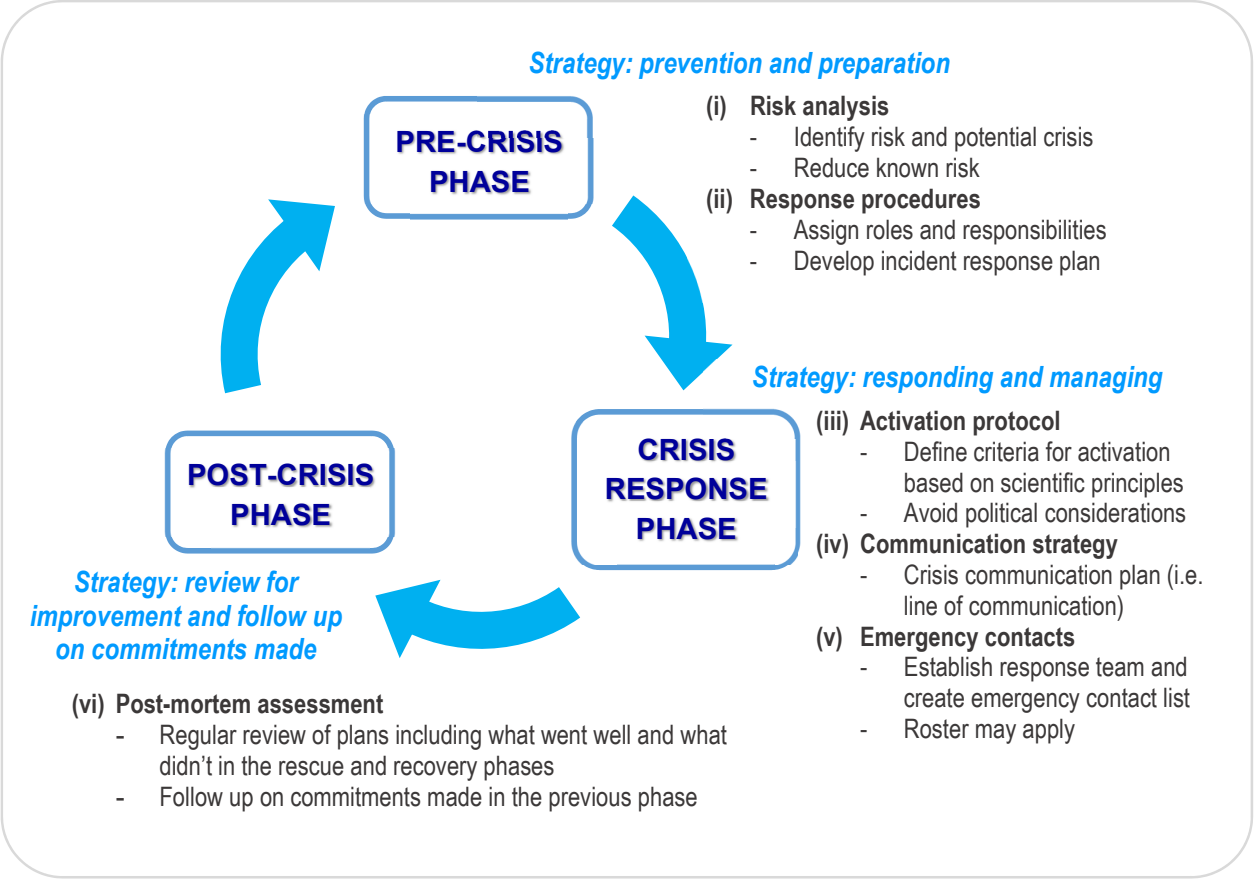


Figure 3. Crisis Management Plan in the context of landslide emergency in Hong Kong

Appropriate information technology should be adopted to minimise manual handling and allow more efficient and accurate sharing of information. For example, the Common Operation Picture (COP) developed by the Hong Kong SAR Government is an electronic Geographic Information System platform containing real-time sharing of emergency incident information (e.g. landslides, flooding, storm surge, major road incidents, etc.) and supporting information (e.g. weather, traffic, mapping data, etc.) in relation to natural disasters. It is accessible on both desktop and mobile devices by the Police, Fire Services Department, Hospital Authority, Hong Kong Observatory, Civil Aid Service, Government Flying Service, Auxiliary Medical Service, Lands Department and various works departments.

4.4.2 *Crisis Management Structure*

The crisis management structure of an organisation comprises at three levels, namely the strategic level, tactical level and operational level. The strategic level focuses on the long-term interests of the organisation and limits the possible negative ramifications of a crisis situation. The tactical level is responsible for alerting and mobilising. It plans, initiates and monitors all necessary measures. The operational level reduces damage, saves lives and protects assets, and removes the cause of the crisis. Typically, the organisation's response teams will have to work in cooperation with emergency and rescue

services. To ensure a clear line of communication, the safety manager is assigned the role of Crisis Management Controller under whom are the Crisis Investigation Manager, Crisis Manager (together with crisis response teams specific for incidents of different nature), and Crisis Communication Manager.

In Hong Kong, the Geotechnical Engineering Office maintains a 24-hour, year-round service to handle emergency situations of geotechnical nature, mainly involving landslide incidents. The roles and duties of various personnel are clearly delineated, such as the Emergency Manager as the coordinator, while Emergency Duty Officers who carry mobile phones and radio pagers will respond to calls for technical or professional advice from other government departments. In times of envisaged high demands for service, such as when a Landslip Warning and/or tropical cyclone warning signal number 8 or above is in force, the Geotechnical Engineering Office operates the Emergency Control Centre which is manned by an Emergency Team Controller and a team of professional engineers on 8-hour shifts. A training programme is organised for new comers and current staff during the pre-wet season every year to refresh everyone's skills and the latest administration process, as well as to highlight recent technological enhancements.

The progressive development and enhancement of the Hong Kong Landslip Warning System over the years have been discussed in various publications, e.g. Chan et al. (2003), Yu et al. (2004), Wong et al. (2014), Kong et al. (2020), and Cheung et al. (2021).

5. ENHANCING PREPAREDNESS AGAINST IMPACT OF CLIMATE CHANGE ON SLOPE SAFETY

5.1 Overview

The Joint Technical Committee on Natural Slopes and Landslides (JTC1) coordinated the publication of a book which contains 17 reports on the state-of-the-art on climate modelling and rainfall projections, together with slope safety preparedness for climate change impact in 21 countries (Ho et al., 2017). The landslide hazard will increase in cold areas due to permafrost degradation and snow melting. In more temperate zones, the landslide hazard will depend on the effects of climate change on the precipitation regime, usually in form of shorter-duration but higher-intensity rainfall which corresponds to increase in severe washout. In this connection, areas underlain by coarse-grained soils are susceptible to more frequent occurrence of extreme weather events and the landslide risk is liable to escalate significantly.

The state of preparedness for climate change impact varies considerably across the globe. A cultural shift is needed for enhanced landslide risk management to address climate change related hazards (Picarelli et al., 2021). As an illustration of the range of adaptation and resilience strategy and measures that could be considered for the climate emergency challenge, the multi-pronged approach adopted in Hong Kong is highlighted below.

5.2 Adaptation and Resilience Measures for Climate Change Impact

5.2.1 *Uncertainties*

The assessment of potential impact of climate change on slope safety is fraught with considerable uncertainty, including known unknowns as well as unknown unknowns. There are major uncertainties associated with the behaviour of the hillside under extreme rainfall. The possibility of the landslide hazards adopting new forms (such as more sizeable and mobile debris flow or debris avalanches) cannot

be precluded. Lack of experience with the behaviour under extreme rainfall may result in under-estimation of the potential runout zone. It is conceivable that extreme weather events may also trigger concurrent multiple hazards (e.g. landslides, flash flooding and storm surge), with cascading effects elevating the risk level further.

5.2.2 Pragmatic measures

Ho et al. (2021) consolidated the concerted efforts made by the Geotechnical Engineering Office to enhance the slope safety preparedness for extreme weather events associated with climate change. The salient aspects are highlighted below:

(i) Undertook detailed studies to learning the key technical lessons from a recent record-breaking rainfall event which triggered a large number of mobile landslides on the natural hillsides (e.g. updating the rainfall-landslide density relationship and enhancing the understanding of debris mobility and runout characteristics for different forms of landslides under more severe rainfall, etc.).

(ii) Conducted scenario-based assessment and stress testing to gauge the probable range of response of the hillside in terms of landslide hazards.

(iii) Expanded the scope of the systematic slope retrofitting programme to cover natural hillsides which are more prone to the impact of extreme weather events.

(iv) Expanded the criteria for identifying vulnerable hillsides to include those with the potential for developing mobile debris flows under extreme rainfall (e.g. along major drainage lines).

(v) Promoting enhanced slope engineering practice (e.g. adopting more robust engineering measures and updating the guidance on the design and detailing of slope drainage with enhanced redundancy.

(vi) Enhancing the landslide warning system (e.g. the Natural Terrain Landslip Alert was implemented as an added measure to facilitate better emergency preparedness and response under extreme weather events based on the real-time prediction using the rainfall-based landslide susceptibility model.

(vii) Enhancing emergency preparedness and response (e.g. implemented initiatives to enhance the resilience of the landslide emergency service against any prolonged regional breakdown of communication networks and power grid, together with the use of hand-held laser scanning equipment and unmanned aerial vehicle (UAV) for emergency inspections where access is difficult and unsafe).

(viii) Adopting a strengthened public education strategy to promote self-protection and neighbourhood support in case of emergency and distributing publicity materials.

(ix) Adopting a Common Operational Picture (COP) which is an information technology platform with GIS functions for sharing real-time emergency information on different hazards to facilitate decision-making and better coordination of emergency response across different departments.

(x) Conducting desktop drills with all concerned departments to walk through hypothetical extreme weather events and identify the likely constrains and bottlenecks in respect of emergency management, including the response and recovery phases.

(xi) Introducing the Smart barrier system to provide instant alerts through a desktop and mobile application when a debris-resisting barrier intercepts landslide debris.

(xii) Embarking on a programme of systematically dating ancient debris fan deposits to study the potential relationship between landslide activity and climate conditions in the geological past to assist in the consideration of low-frequency, large-magnitude events.

(xiii) Carrying out vulnerability and risk assessment of landslides affecting critical infrastructures.
(xiv) Application of innovation and technology in geotechnical practice through collaboration with industry partners and the academia (see also Section 6 below).

6. APPLICATION OF ADVANCED TECHNOLOGIES AND INNOVATIONS

Benefiting from technological advances, there have been significant enhancements to different aspects of landslide risk management over the past decade. COVID-19 pandemic has further provided an opportunity of great leap in the proactive application of digital technology in Hong Kong for virtual site visits, data monitoring and transmission as well as cloud management of site supervision records. A summary of mainstreaming of different advanced technologies and innovations in geotechnical practice is given in Table 2 and Figure 4.

Areas of Development	Advanced Technology / Innovation	Details of Application
Novel Materials	Self-compacting backfill material	- Applicable to congested sites in urban area - Reduction of labour and manual handing for fill replacement and compaction at fill slopes, and the waiting time for compaction control test results
	Engineered cementitious composites (ECC)	- Allow formation of multiple micro cracks - Self-healing behaviour enhances corrosion protection of soil nails
Automation and Robotics	Automated materials testing systems	- Fully computerised testing process for concrete cubes and steel bars - Enhanced efficiency, quality control and occupational safety
	Quadruped mobile robot	- Enables site inspection across a wide variety of terrain and site environment, including man-made slopes, landslide sites, disused tunnels, active tunnel construction sites, etc. - Carries with it a hand-held laser scanner, high resolution camera and AI-based camera to capture point cloud data for creation of 3D models to facilitate site reconnaissance and subsequent geotechnical assessment
Digital technology	Building Information Modelling (BIM)	- In 7-dimensions including geometry (3D), construction planning (4D), cost estimation (5D), sustainability evaluation (6D) and asset management (7D) - Digital design workflow to enhance design efficiency, buildability and cost effectiveness - Digital automation for slope stability assessment and design of soil nails as upgrading works - Visualisation of construction procedures and final slope appearance from different angles
	Advanced numerical tools	- Application of coupled analysis of landslide debris mobility and flexible barrier design using 'LS-DYNA', which can be integrated into a BIM platform - Effective visualisation for public education and project presentation

	Virtual platform for knowledge exchange under COVID-19 pandemic	- Online Innotech Forum and virtual site visits that can bring together local and overseas experts and practitioners for knowledge exchange using cutting-edge technologies
	Digital site supervision system	- A cloud-based platform to facilitate site inspection record monitoring, processing and retrieval with blockchain technology
	Remote sensing techniques	- Adoption of global navigation satellite system (GNSS) for movement monitoring of sensitive structures - Adoption of territory-wide LiDAR survey and site-specific Unmanned Aerial Vehicle (UAV) photogrammetry to generate more accurate topographical information to facilitate improved terrain characterisation - Digital rock joint discontinuity mapping
	Internet of Things (IoT)	- Novel smart mobile data logger to collect raingauge data and improve data transmission by dual active mobile networks with robustness and redundancy - Data sharing on cloud platform to enhance effective cross-departmental decision-making on issuance and cancellation of landslip warning
	Common Operation Picture (COP)	- A cross-departmental cloud platform to facilitate timely information sharing and formulation of effective contingency plan and rescue procedures, particularly when subjected to multiple hazards
	Smart Barrier System	- Use of IoT devices installed on debris-resisting barriers to detect the occurrence of landslides by means of all-weather and non-stop real-time monitoring - Provisions of immediate alerts to government officers via mobile applications when the barriers are hit by landslide debris (Reference: GEO Information Note 28/2021)
	GEO Community Messaging System using LoRaWAN technology	- Application of the LoRaWAN technology to develop a local community messaging system that provides landslide information and specific messages to local residents potentially threatened by landslide hazards, e.g. in vulnerable villages near natural hillside.
Artificial Intelligence (AI)	Automated identification of natural terrain landslides using aerial photographs and satellite images	- Improved turnaround time for updating the natural terrain landslide inventory (viz. a comprehensive database of landslide characteristics and hazards)
	Landslide prediction	- Machine learning to handle vast amount of landslide-related data including rainfall and other potential cause factors for estimation of landslide propensity and susceptibility across the territory

Table 2. Applications of advanced technologies and innovations to landslide risk management in Hong Kong (Adapted from Kong et al. (2020) and HKIE Geotechnical Division (2021))

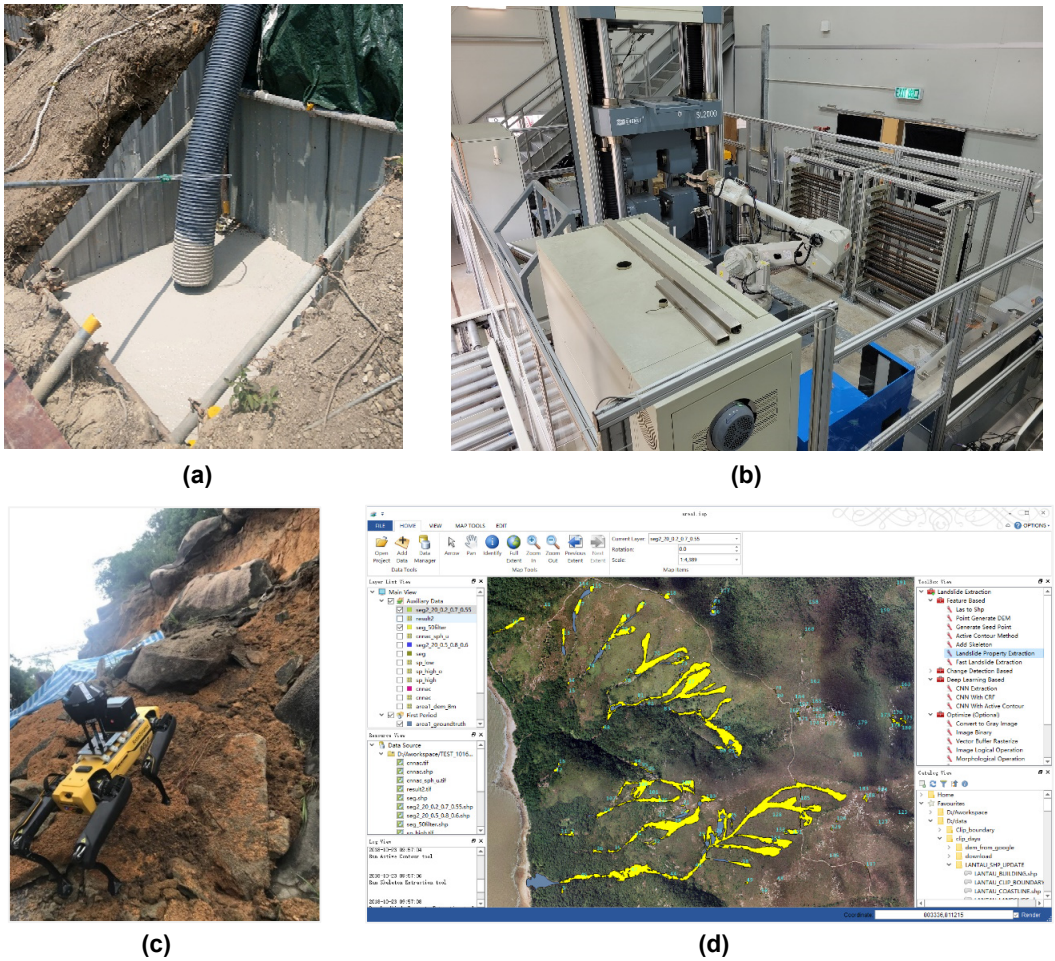


Figure 4. (a) Self-compacting backfill material, (b) automated concrete cube testing system, (c) robotics for landslide inspection and (d) identification of landslides by artificial intelligence

7. MAKING GOOD USE OF INFORMATION IN PUBLIC DOMAIN

Thanks to technology advancement and open data policies of many countries, there are abundant freely available information on the public domain. The Words into Action Guidelines on National Disaster Risk Assessment – Hazard Specific Risk Assessment (UNISDR, 2017) summarises some examples of open databases, which contain some relevant parameters for landslide risk assessment, available from international sources (Table 3). Similar tables are given for other hazards such as flooding and earthquake, which are equally useful particularly for multiple hazard events. The guidelines also provide sources of useful information such as the United States Geological Survey, Hong Kong Slope Safety website, MoSSaiC, etc. The users should be aware of the data source and data resolution in the consideration of the applicability and limitations of the information for specific use.

Table 3. Sources of data for landslide risk assessments at regional and national scale (Source: UNISDR (2017))

Apart from the above, other potentially useful online resources include:

- The Landslide Blog (https://blogs.agu.org/landslideblog/) by Professor Dave Petley
- NASA Landslide Team Projects, e.g. Landslide Hazard Assessment for Situational Awareness (LHASA) Model, Global Landslide Model, Global Landslide Susceptibility Map, Global Landslide Catalogue of Cooperative Open Online Landslide Repository, etc. (https://gpm.nasa.gov/landslides/projects.html)
- Open LiDAR data from government and non-government organisations, e.g. GEO Open Data for Public Use (https://www.geomap.cedd.gov.hk/GEOOpenData/eng/Default.aspx) and Lands Department's Open Data (Geospatial) (https://www.landsd.gov.hk/en/spatial-data/open-data.html) of the Hong Kong SAR Government

8. CONCLUDING REMARKS

Globally, the landslide risk is liable to escalate due to population growth, increasing urbanisation, damage of the environment by human activities, and climate change. Holistic landslide risk management, which entails the combined use of engineering and non-engineering measures in a systems approach, is the key. Stakeholders at all levels should be engaged to adopt a participative, multi-disciplinary approach in co-designing risk management measures and enhancing community resilience.

The core of a high-performing team or organisation comprises people, process, technology and data. People take the centre stage and are the drivers of innovations and mastery of solutions to problems. Public safety risk management in an increasingly uncertain world due to climate change is a very challenging and risky business. Continued upskilling of professional competence, mainstreaming the application of innovation and technology, and enhancing collaboration and sharing of experiences and lessons are of the essence.

9. ACKNOWLEDGEMENT

This paper is published with the permission of the Head of Geotechnical Engineering Office and the Director of Civil Engineering and Development, Government of the Hong Kong Special Administrative Region, China.

10. REFERENCES

Anderson, M.G. & Holcombe, L. (2006). *"Sustainable landslide risk reduction in poorer countries"*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Engineering Sustainability, vol. 159, issue ES1, pp 23-30.

Asian Development Bank (2011). E-Government Capability Maturity Model (online), https://www.unapcict.org/resources/ictd-infobank/e-government-capability-maturity-model, 254 p. Project Number: RETA 7351, 2010.

Balmforth, D. (2020). Troddbrook Reservoir Independent Review Report (online), https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/872769/toddbrook-reservoir-independent-review-reporta.pdf, 89 p. Accessed 24 October 2022.

Chan, R.K.S., Pang, P.L.R. & Pun, W.K. (2003). *"Recent developments in the Landslip Warning System in Hong Kong"*. In: Ho, K.K.S. & Li, K.S.(editors) Proceedings of the Fourteenth Southeast Asian Geotechnical Conference - Geotechnical Engineering Meeting Society's Needs, Southeast Asian Geotechnical Society, Hong Kong, vol. 3, pp 219-224

Chen, L.C., Liu, Y.C. & Chan, K.C. (2006). *"Integrated community-based disaster management program in Taiwan: A case study of Shang-An Village"*. Natural Hazards, vol. 37, pp 209-223.

Cheung, R.W.M. (2021). *"Landslide risk management in Hong Kong"*. Landslides, vol. 18, pp 3457-3473.

Cheung, R.W.M., Chu, E.K.H., Law, R.H.C., and Chung, W.K. (2021). Keynote abstract: Recent Development of the Hong Kong Landslip Warning System, EGU General Assembly 2021, online, 19–30 Apr 2021, EGU21-10647, https://doi.org/10.5194/egusphere-egu21-10647, 2021.

CUHK (2021). Public Opinion Survey on GEO's Slope Safety Work and Landslide Preparedness Campaign 2021, Telephone Survey Research Laboratory, The Hong Kong Institute of Asia-Pacific Studies, The Chinese University of Hong Kong.

GEO (2021). Information Note 24/2021: Reducing Landslide Risks to Squatters, Hong Kong.

GEO (2021). Information Note 28/2021: Smart Barrier System, Hong Kong.

GEO and HKIE Geotechnical Division (2011). Design of soil nails for upgrading loose fill slopes. Geotechnical Engineering Office and Hong Kong Institution of Engineers, Hong Kong.

Government Office for Science (2013). Engaging with Academics: How to Further Strengthen Open Policy Making (online), https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/283129/13-581-engaging-with-academics-open-policy-making. pdf, 32p. Assessed 24 October 2022.

HKIE Geotechnical Division (2021). *"When innovation and technology meeting geotechnical engineering"*. Hong Kong Engineer, Journal of The Hong Kong Institution of Engineers, vol. 49, pp 7-13.

Ho, K.K.S. & Cheung, C. (2020). "*Human fingerprints in landslides – the importance of strategic landslide risk management" (keynote paper)*. In: Cabrera, M.A., Prada-Sarmiento, L.F. & Montero, J. (editors) Proceedings of the SCG-XIII International Symposium on Landslides, Cartagena, Colombia.

Ho, K.K.S. & Lau, J.W.C. (2010). *"Learning from slope failure to enhance landslide risk management"*. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, vol. 43, pp 33-68.

Ho, K.K.S., Lacasse, S. & Picarelli, L. (2017). Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change. Taylor & Francis Group, CRC Press, 571p.

Ho, K.K.S., Lau, T.M.F. & Lau, J.W.C. (2009). *"Forensic landslide investigations in Hong Kong – reflections on the past 40 years"*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 142, pp 44-51.

Ho, K.K.S., Sun, H.W., Lam, E.J., Lo, F.L.C. (2021). *"Enhancing Preparedness against Impact of Climate Change on Slope Safety in Hong Kong."* In: Vilímek, V., Wang, F., Strom, A., Sassa, K., Bobrowsky, P.T. & Takara, K. (editors) Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk, Proceedings of Fifth World Landslide Forum 2020, Osaka, Japan.

ISACA (2018). COBIT 2019 Framework: Governance and Management Objectives, USA.

Kong, V.W.W., Kwan, J.S.H. & Pun, W.K. (2020). *"Hong Kong's landslip warning system—40 years of progress"*. Landslides, vol. 17, pp 1453–1463.

Malone, A.W. (1999). *"Slope safety systems for Asian cities"*. Proceedings of the Second International Conference on Landslides, Slope Stability and the Safety of Infrastructures, Singapore.

Morgenstern, N.R. (2018). *"Geotechnical risk, regulation, and public policy"*. Soils and Rocks, Sao Paulo, vol. 41(2), pp 107-129.

Noveck, B.S., Harvey R. & Dinesh, A. (2019). The Open Policymaking Playbook (online), https://www.thegovlab.org/static/files/publications/openpolicymaking-april29.pdf., 57 p. Accessed 24 October 2022.

OECD (n.d.). Policy Framework on Sound Public Governance (online), https://www.oecd.org/governance/policy-framework-on-sound-public-governance/. Accessed 26 July 2022.

PAHO (n.d.). Information System for Health (online), https://www3.paho.org/ish/index.php/en/about-mm. Accessed 26 July 2022.

Picarelli, L., Lacasse, S., Ho, K.K.S. (2021). *"The Impact of Climate Change on Landslide Hazard and Risk."* In: Sassa, K., Mikoš, M., Sassa, S., Bobrowsky, P.T., Takara, K. & Dang, K. (editors) Understanding and Reducing Landslide Disaster Risk, Proceedings of Fifth World Landslide Forum 2020, Osaka, Japan.

Robertson, P.K., de Melo, L., Williams, D.J. & Wilson, G.W. (2019). Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijao Dam I, https://bdrb1investigationstacc.z15.web.core.windows.net/assets/Feijao-Dam-I-Expert-Panel-Report-ENG.pdf, 81 p.

UNCTD (2007). The Least Developed Countries Report 2007 – Knowledge, Technological Learning and Innovation for Development (online), https://unctad.org/system/files/official-document/ldc2007_en.pdfhttps://unctad.org/system/files/official-document/ldc2007_en.pdf. Accessed 26 July 2022.

United Nations Office for Disaster Risk Reduction (2015). *"Sendai framework for disaster risk reduction".*

United Nations Office for Disaster Risk Reduction (2017). *"Words into Action Guidelines – National Disaster Risk Assessment – Hazard Specific Risk Assessment".*

Wong, A.C.W. & Ting, S.M. & Shiu, Y.K. & Ho, K.K.S. (2014). *"Latest developments of Hong Kong's landslip warning system"*. Proceedings of the Third World Landslide Forum, vol. 2, pp 613-618.

Wong, H.N. & Ho, K.K.S. (2006). *"Landslide risk management and slope engineering in Hong Kong"*. Proceedings of the Seminar on the State-of-the-Practice of Geotechnical Engineering in Taiwan and Hong Kong, Hong Kong, pp 101-141.

Wong, H.N. (2005). *"Landslide risk assessment for individual facilities"*. In: Hungr., O., Fell, R., Couture, R. & Eberhardt, E. (editors) Proceedings of the International Conference on Landslide Risk Management, Vancouver, Canada, pp 237-296.

Wong, H.N. (2009). *"Holistic urban landslide risk management – challenges and practice"*. Proceedings of Seventh Asian Regional Conference of the International Association of Engineering Geology and the Environment, Chengdu, China.

Yu, Y.F., Lam, J.S., Siu, C.K. & Pun, W.K. (2004). *"Recent advance in Landslip Warning System"*. Proceedings of the HKIE Geotechnical Division Annual Seminar 2004, Hong Kong Institution of Engineers, Hong Kong, pp 139-147.

First South American Geotechnical Seminar
14th-18th November, 2022
Cartagena, Colombia

Advances in Assessment and Management of Landslide Risk

Suzanne Lacasse[1]*, Jean-Sébastien L'Heureux[1], Zhongqiang Liu[1]
[1] Norwegian Geotechnical Institute (NGI), Oslo, Norway

ABSTRACT
The paper discusses landslide risk reduction with the help of recent technological advances. Society and construction standards require "risk-informed" decisions and the development of sustainable and holistic solutions. New challenges reside in integrating the emerging technologies, for example new models, new testing, remote sensing and artificial intelligence solutions, into practical risk assessment, management and risk reduction tools. The emerging technologies will help identify and quantify natural or man-made geohazards and interconnectivity allow rapid update of hazard, vulnerability and risk maps. Examples are presented, including two recent quick clay landslides in Norway and the use of machine learning to predict the spatial occurrence of rainfall-induced landslides. The paper proposes a framework for enhanced landslide risk management, with focus on risk as it changes with time and demography, requiring increased follow-up, good communication and the use of "lessons learnt" from earlier events. The geotechnical profession not only serves society, its role is also to save lives in landslide-prone regions.

1 INTRODUCTION

The paper proposes a framework for landslide risk assessment and management and discusses the benefits new technology can provide to reduce landslide risk. Society and construction standards require more and more "risk-informed" decisions and sustainable and holistic solutions. New challenges reside in integrating emerging technologies, e.g., new models, remote sensing and artificial intelligence models, into practical risk assessment and management tools. Emerging technologies include remote sensing identifying and quantifying natural or man-made hazards, digital twinning to model landslides and response, and ubiquitous interconnectivity allowing to rapidly update hazard, vulnerability and risk maps.

Examples of two quick clay landslides in Norway and machine learning predictions of the spatial and temporal occurrence of rainfall-induced landslides are discussed. A new framework is proposed for improved landslide risk management, with a focus on risk as it changes with time.

2 LANDSLIDE HAZARD AND RISK

Risk is a measure of the probability and severity of an adverse effect on life, health, property and/or the environment. From an engineer's standpoint, risk (*R*) is the product of hazard (*H*) and consequence (*C*), where *H* is the likelihood or probability of an event occurring over a period of time, and *C* includes all elements at risk, their exposure, vulnerability and utility (or value of associated loss). ISO 31000:2018 defined risk as the "effect (positive or negative) of uncertainties on the objectives", emphasizing the importance of the uncertainties on risk.

A hazard assessment is usually conducted by answering the following questions:

- Which conditions can lead to an undesirable situation?
- Can geology, layering, soil properties, analysis method, construction or external actions cause an unsatisfactory or unexpected behaviour?

* Corresponding author: Suzanne.Lacasse@ngi.no
Part of this paper was published in Geohazards8, Québec City, Canada, June2022.

- Which investigations (laboratory, field, numerical etc) can document or reduce the uncertainty in the state and properties of the material and foundation?
- Given this information, which triggers and failure modes are plausible and how often could they happen?

Risk assessment and risk management have been formalised into a framework by ISO 31000:2018 (Fig. 1), with integrated risk assessment and risk treatment (or risk mitigation) involving communication and consultation (left-hand side in the figure) and monitoring and review (right-hand side). In 2018, ISO added a "recording and reporting" requirement, and the entire process was assimilated to a revolving circle. ISO 2394:2015 contains an appendix on reliability assessment for geotechnical structures.

2.1 Safety factor, uncertainties and failure probability

The objective of a safety assessment is to demonstrate that the risk associated with a facility is acceptable. The conventional way is to use a safety factor, FS. A safety factor of 1.5 is often used to account for the combination of uncertainties in the ground, in the analysis parameters and in the calculation method.

There is a general perception that a design with a FS ≥ 1.5 must be "safe". In reality, a FS of 1.5 represents a spectrum of failure probabilities that depend on the uncertainties in the parameters in the analysis.

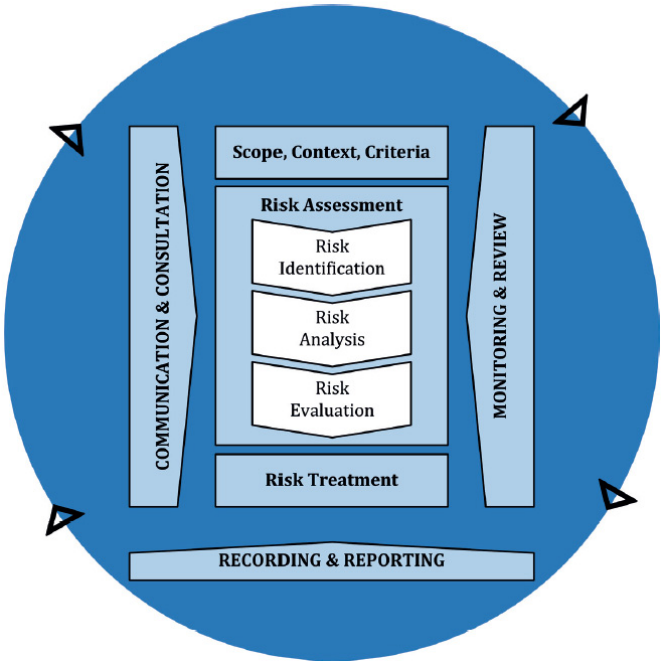


Figure 1. ISO framework for risk assessment and management (ISO 31000:2018)

The safety margin M is the difference between "Resistance" and "Load". When the Resistance is greater than the Load ($M>0$), the construction is safe; when $M\leq 0$, the construction is unsafe. M has an uncertainty due to the uncertainties in Load and Resistance. Figure 2 illustrates the concept of uncertainty in load and resistance and the overlap of the uncertainties that can lead to a safety margin of less than 1. Because the uncertainties in a design are never zero, the failure probability, $P_f = P[M\leq 0]$, is not zero.

A design with a high FS can have a higher failure probability (P_f) than another with a lower FS because the FS is affected by the uncertainties in the analysis (Lacasse and Nadim, 1996). Figure 3 illustrates this:

the slope with an FS of 1.8 had a higher failure probability than the slope with an FS of 1.4. The failure probability is the area under the curve where the FS is less than 1. A higher FS, therefore, does not imply a lower risk than a low FS, because the actual safety is affected by the uncertainties in the analysis, and the uncertainties differed for the two cases in Figure 3, The uncertainty is given by the width of the probability density function.

Through regulation or tradition, today's prescriptive design in codes and standards require the same value of safety factor for cases with differing levels of uncertainty. This is not logical. The safety factor is thus not a sufficient indicator of safety because it does not account for the uncertainties in the analysis. Believing that a deterministic FS provides a high degree of certainty is erroneous.

Most designers recognize the impact of uncertainty in, e.g., the geology of a foundation, the limited number of punctual measurements, the type of clay and its properties, etc. Some geotechnical problems are governed by average properties; others are dominated by local seams or discontinuities, some by strain-weakening characteristics. Experienced designers can tell of surprises (e.g., Peck, 1998). There are also uncertainties in the triggers of a landslide, e.g. hydrometeorological or seismic events.

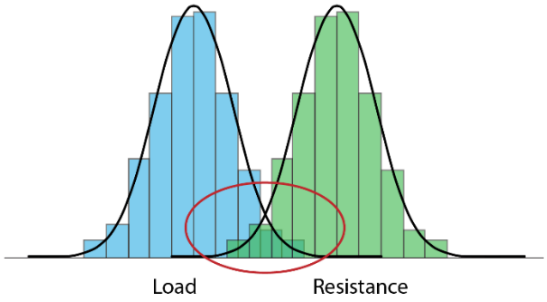


Figure 2. Uncertainty in load and resistance and overlap that may lead to failure

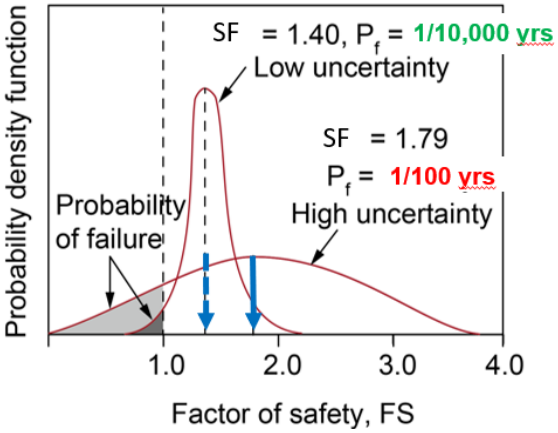


Figure 3. Safety factor and failure probability for a slope

2.2 Risk-informed decision-making

There are two approaches to assess the safety of a slope: (1) the conventional standard-based approach; and (2) the risk-informed decision-making" (RIDM) approach. The latter encourages a proactive mindset in identifying potential problem areas, requiring justified reasoning for the choices in the analysis.

The objective of RIDM is always to minimize the risk of losses. RIDM also recognizes that human judgment plays an important role in decisions, and that technical information cannot be the only basis for decision-making. Gaps in knowledge and data are unavoidable, and decision-making is an inherently subjective, value-based task, integrating technical and non-technical elements. RIDM focuses on, just like risk assessment, sequences of possible events, characterizing both the likelihood and the potential consequences of each scenario.

3 RISK ANALYSIS

A typical risk analysis usually includes the following steps:

1) Site visit and familiarisation with geology, topography, soil types and boundary/external conditions.
2) Review of observations and earlier events if any.
3) Brainstorming on triggers and failure modes, and screening of the most critical scenarios.
4) Discussion and agreement on scales, terms and categories to describe probability estimates.

5) Construction of a diagram or use of an analytical tool (e.g. risk matrix, event tree, bowtie diagram, FOSM, FORM etc., Section 3.1), estimating the likelihood and consequences for each scenario.
6) Calculation/estimation of probabilities for each scenario leading to a failure and the ensuing consequences.
7) Evaluation of results (comparison with guidelines or statistics or other similar cases).

The risk assessment is best carried out by a team, often in a workshop format, regrouping persons with diverse relevant expertise.

The result of a qualitative risk assessment is a risk matrix, with hazards and consequences in different cells in a matrix. The cells are usually colour-coded and divided into a low, medium and high-risk zone. Risk matrices, usually 3x3 or 5x5, can use different risk zones for different situations, e.g., High/Unacceptable risk (in red), requiring risk reduction measures; Medium risk (in orange), requiring considerations of the necessity of implementing risk reduction measures; and Low/ or acceptable risk (green), where no measures required.

The result of a quantitative risk analysis is a set of temporal occurrence probability-consequences on a so-called F-N diagram with the horizontal axis the consequence, and the vertical axis the probability (likelihood) of occurrence, on a log-log scale. The consequence metric can be expressed as different types of losses (Fig. 4): fatalities, economical loss, time to repair the damage, contamination etc.

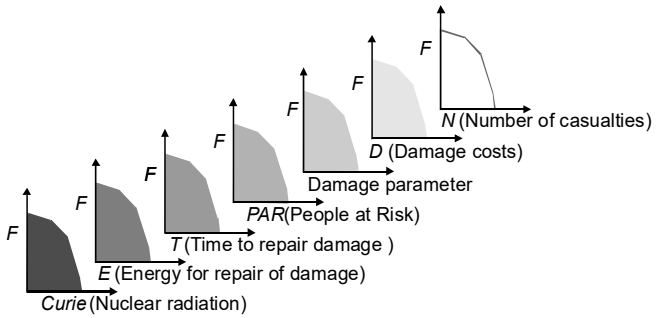


Figure 4. Example of consequences in a risk diagram, where *F* is the likelihood of an undesirable event

3.1 Probabilistic analysis methods

There exists a number of probabilistic analysis methods, including qualitative and quantitative methods. Table 1 lists the most used probabilistic methods in geotechnical engineering, together with a succinct estimate of the complexity and suitability of each method. This list can be considered as a toolbox from which the engineer, engineering geologist, geologist or manager can choose.

The application of even the simplest qualitative method is useful because it brings up a discussion of the uncertainties and always leads to an improved understanding of what is important for design, safety and monitoring.

Method (complexity)*	**Short description and suitability**
QUALITATIVE AND SEMI-QUANTITATIVE METHODS	
Risk matrix (1)	Assess hazard and consequence classes. *Suitable for:* Doing preliminary estimates; get an idea of the level of risk to expect; decide if a more detailed risk assessment is needed.
LCI (Life Cycle) analysis (1) and Risk register (1)	Identifies hazards and consequences over the entire lifetime of a structure. *Suitable for:* Show potential threats; used to estimate financial/environmental losses.
Bowtie analysis (2)	Identifies threats and the barriers to reduce threats and consequences. *Suitable for:* Risk management; decide if a more detailed assessment is needed.
OM (Observational Method (1)	Analyse worse thinkable conditions; prepare in advance mitigation measures. *Suitable for:* All situations.

Method (complexity)*	Short description and suitability
FMEA, FMECA, PFMA (Failure mode analysis) (2)	Identify 'all' failure modes and if there is a need for more advanced analyses. *Suitable for:* All safety problems.
QUANTITATIVE METHODS	
ETA - Event tree analysis(2)	'What if' analysis: initiation-Progression-failure, quantifies mainly hazards.
FTA - Fault tree analysis (2)	*Suitable for:* All types of safety problems, gives failure probability.
FOSM - First-Order Second-Moment (3)	Simple calculation of the effects of uncertainty on result. *Suitable for:* Stability analyses; need explicit expression; has limitations.
MC - Monte Carlo simulation (3)	Repetition of analysis with random values for each uncertain parameter. *Suitable for:* All situations; needs many simulations if failure probability is low.
BN - Bayesian Network (3-4)	Equivalent/alternative to ETA, with graphical representation. *Suitable for:* All types of safety problems.
RSM - Response Surface Method (4)	Models response obtained from a complex calculation with polynomial. *Suitable for:* Calculating probabilities for a complex system: uses, e.g., FORM.
FORM/SORM/COMREL - 1st & 2nd Order Reliability Method (4)	Taylor series expansion of a limit state; advanced MC type of analysis. *Suitable for:* Problems with an explicit formulation; more efficient than MC.
Stress testing (5)	Tool for global analysis of extreme events. *Suitable for:* Complete analysis of a system; events with very low probability and very high consequences.

* Complexity: 1 = simple; 5 = complex

Table 1. Common risk assessment methods, level of difficulty and suitability

3.1.1 Event tree analysis

One of the most frequently used quantitative method for risk assessment is the event tree analysis (ETA). Great strides have been made, as the event tree analysis and similar methods are used more frequently and results are calibrated against historical records (Davidson, 2015).

The objective of an event tree analysis (ETA) is to evaluate the failure probability from an initiating event. The event tree describes in a visual manner, and similar to the branches of a tree, the sequences of events that can lead to a failure. The analysis is usually run in a workshop format with experienced individuals of different backgrounds.

The analysis starts with a triggering event or a mechanism with known return period that influences the slope stability. The analysis then maps the possible sequence of events until a failure occurs. Each event of the analysis answers to a question of the type: "What happens if the previous events on the branch of the tree have occurred?" The event trees are constructed gradually with nodes and branches. After the initiating event, the next event is the next logical development after the first event has occurred. Probabilities assigned at each node, need to be mutually exclusive and collectively exhaustive, such that the probabilities in one node sum up to unity. The workshop participants select the sequence of events. There is no unique way to construct an event tree.

The selection of the probability values at each node of the tree shall be documented, with a chain of reasoning, usually in an explanation table.

The probabilities at the nodes of the event tree are given as either single values or a range of values[1], the range of values reflecting the uncertainty in the probability estimates. The range of probabilities gives then a lower and upper estimate. The range can be used to establish the distribution of the failure probabilities with e.g., Monte Carlo simulations.

[1] IPCC (2012) recommended that a range of values be used instead of a single probability value to include an uncertainty in the estimated probabilities. The range of values usually has a beta or lognormal distribution.

3.1.2 Assessing probabilities

The probabilities estimated for an event are based on:

- Statistics from observations, model tests, laboratory or in situ tests, analysis of data etc.
- Calculations of physical mechanisms, e.g., stability, seepage, deformation or earthquake response.
- Earlier experience with similar constructions, processes (like internal erosion for a dam) etc.
- Discussion at the workshop and consensus reached.
- Engineering judgment and expert opinion.

The assigned probabilities need to be justified with a demonstrable chain of reasoning and should not be based on speculation. Consensus is reached through discussion, using standard descriptors for probabilities. The descriptors, agreed to by consensus, reflect orders of magnitude and are used throughout the discussion to make specific and consistent estimates of probability. Vick (2002) suggested that "the collective judgment of experts, structured within a process of debate, can yield as good an assessment of probabilities as mathematical analyses".

3.1.3 Calculation of failure probability

The failure probability for one scenario is calculated with the product of the probabilities at each node along one branch of a tree. One event tree can have several scenarios leading to a failure. The failure probability for one failure mode is the sum of the probabilities on all the branches leading to a failure in the event tree. The total failure probability is the sum of the failure probability for all plausible failure modes. It is important that the probabilities in the event trees are comparable and addable, e.g., expressed as an annual failure probability.

Figure 5 has an example of an event tree for the analysis of the failure probability of a slope susceptible to landslides due to intense rainfall, e.g. a slope in residual soils. The figure includes an explanatory table for the probability values. The boxes above the event tree show the sequence of events in the analysis.

Interestingly, the most critical case in this example is not the most extreme rainfall conditions [return period, RP ≥10 years] but the intermediate rainfall conditions [10 years<RP<100 years], because the latter has a higher probability of occurrence than the extreme conditions. This is often the case in analyses under extreme conditions.

3.2 Expert opinion and engineering judgment

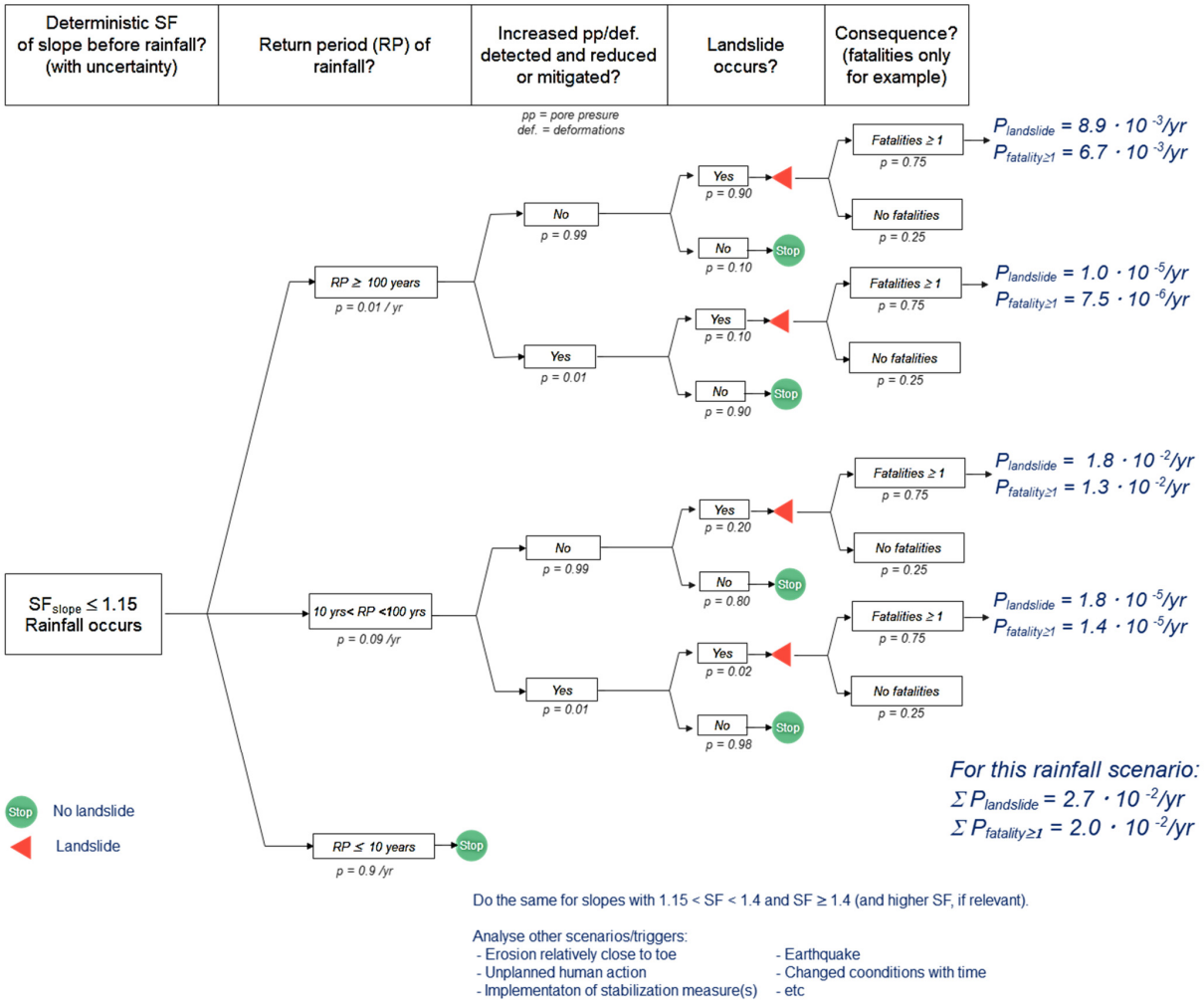
One of the more contentious issues is how to make subjective estimates of events that have little to no statistical basis. Building an event tree by expert elicitation is a significant part of the quantitative risk assessment. The experts must rely on their experience of similar events to make those judgments. Engineering judgment requires thinking through the logical conditions that must exist or take place for a dam to fail, including design features, operator interventions and time delays that can prevent failure. The risk assessment and management process, just like a deterministic design, relies on engineering judgment. Humans use judgment in all aspects of life.

Engineers collect and evaluate the relevant data and do analyses. There are, however, never enough information, and engineers use judgment to fill the gaps and develop recommendations. The engineer's professional judgment is the exercise of clear, logical and justified thinking, weighing assumptions, known facts and contradictory information and bridging the gaps where information is missing.

Engineering judgment inherently includes a subconscious "risk calculator" that weighs uncertainty and assesses potential consequences of outcomes or decisions and recommendations. Judgment and risk are therefore closely related.

4 IMPACT OF CLIMATE CHANGE IN NORWAY

About 5,000 km^2 of Norway are covered by soft marine deposits, whereof 20% consist of highly sensitive or quick clay. These areas attract human settlement because they provide gently inclined and fertile land in otherwise rough mountainous terrain.



Abridged explanatory table for event tree

Deterministic FS and rainfall event	ETA is for the slope under extreme rainfall. The calculated deterministic FS was 1.15 or less (with a number of known uncertainties in the parameters, soil layering, landslide susceptibility under rainfall and rainfall intensity.
Return period of rainfall?	Participants in the workshop agreed that a lower bound of a 10-year rainfall would not endanger the slope stability. After discussion, rainfall with a return period of 100 years or more could pose a serious threat, even if it depends on the rainfall intensity and time the rain will be sustained. The annual probability of occurrence of rainfall with RP ≥ is 0.01, that for rainfall with RP ≤ is 0.9. The annual probability for rainfall with return period between 10 and 100 years is (1-0.9-0.01) = 0.09.
Increased pp and def. detected and mitigated?	There was unanimity among the participants that it was very unlikely that the pore pressures or deformations would be detected in time and that any mitigation measure could be successful. The initiation of the landslide could be anywhere in the area. Although partly instrumented, the slope may have increased pore pressures that are not detected. Based on the probability descriptors agreed to, 'very unlikely' corresponds to a probability of 0.01. The probabilities are the same for all rainfalls. If there is an early warning system (none assumed here), the probability of detection and remediation is higher.
Landslide occurs?	For the most intense storm, a slope failure was considered as 'likely' (p = 0.9) with no mitigation and 'unlikely' (p= 0.1) if the mitigation was successful. For rainfalls with more frequent return period, the probability of occurrence decreases.
Consequence?	Only the consequence of one or more fatalities was considered. In the area, there are few permanent residents (less than 10), but those who are there are probably there 24/7, so full time. Not all will be in the path of the landslide(s) The landslides will probably occur rapidly, and there will be no time to escape. After discussion, the probability of at least one fatality with the expected runout for this type of slope was between 0.3 and 0.9, and a consensus was reached at p=0.75. The conditions for escape do not change appreciably under the less severe rainstorms, and the same probabilities were used. One could prevent access to the area in the case of a warned extreme rainstorm, but this was not included in this analysis.

Figure 5. Example of ETA analysis for a landslide under extreme rainfall and explanatory table

Even though quick clays are well-known to the stakeholders in the building, construction and transportation sectors in Norway, the frequency of quick clay landslides with volumes greater than 50,000 m^3 has nearly doubled (from 0.7 to 1.3 events per year) over the last two decades in Norway (L'Heureux et al., 2014; 2018). The reasons for this increase are: i) an increase in infrastructure development, ii) worsening slope stability over time due to natural processes such as erosion, rainfall and floods, and iii) possibly a misunderstanding of the hazard and risk maps drawn up for quick clay areas in the 1980s.

The Auditor General in Norway (Riksrevisjonen, 2021) concluded that more and heavier rainfall periods (and floods) will lead to increased erosion, which can trigger more frequent quick clay landslides than today. The expected deterioration in Norway by year 2100 due to climate change is summarized in Table 2.

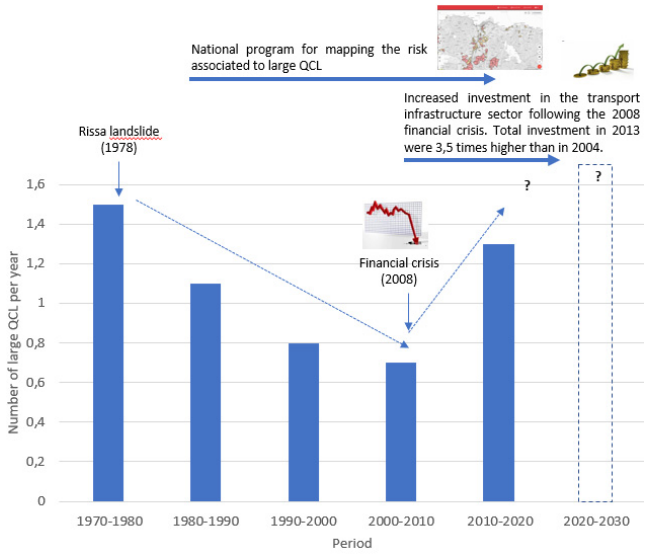


Figure 6. Annual frequency of recent large quick clay landslides (QCL) in Norway (after L'Heureux et al., 2018)

Aggravating factor	Expected change by year 2100
Temperature	Increase of 4.5°C in mean temperature (range: 3.3 to 6.4°C)
Rainfall	Increase in winter rainfall, less summer precipitation; 18% increase in precipitation over the entire country
Torrential rain episodes	Increase in both the number and the intensity of torrential rain events.
Floods	The intensity and frequency of rain floods will increase.
Sea rise	15 to 55 cm sea-level rise depending on the location in Norway.

Table 2. Aggravating factors and climate change impact in Norway by year 2100 (Hansen et al., 2017)

5 EMERGING TECHNOLOGY

5.1 LIDAR

Terrestrial Laser Scanning (TLS) and Airborne Laser Scanning (ALS) are remote measurement techniques utilizing Light Detection and Ranging (LIDAR) technology. Each calculates the distance to an object by measuring the time delay between an emitted laser beam and the reflected signal. Over the past decade, TLS has been useful for geotechnical monitoring of tunnels (during and post-construction), rock cuts, rockfall along linear infrastructure, landslides, dams and deformation of buildings. ALS has found applications for, e.g., monitoring of unstable slopes and of settlement in urban areas.

Two types of systems exist today to capture airborne LIDAR data: a classical manned airborne and lightweight UAV. Such surveys are usually less accurate but can cover up to 1000 km^2 in one flight. The accuracy depends on the flight height and the type of sensors. On the other hand, lightweight drone LIDAR systems will cover as much as the drone allows per flight and the systems can be more accurate than those carried out by aircraft. LIDAR is an extremely fast, accurate, non-destructive measurement

with diverse processing options today. However, as with all fast-emerging technology, users must be aware of their options and the limitations of each systems.

It is essential that the data be collected properly and processed to preserve accuracy. Both TLS and ALS can be viewed as costly and therefore used only once site conditions have deteriorated. The best monitoring scheme would be one where the data are gathered before a problem arises! Today's TLS and ALS practice represents a challenge for achieving optimal monitoring because a baseline cannot be established if data are available for only after a site deteriorates (Lato, 2012).

5.2 INSAR

InSAR (Interferometric Synthetic Aperture Radar) is a technique for mapping ground deformation using radar images of the Earth's surface that are collected from orbiting satellites. It is a micro-wave remote sensing technique used to determine surface deformations in the line-of-sight (LOS) direction of a sensor, by pairing SAR images of the same scene acquired at different times. The method relies on identifying coherent scatterers, i.e., objects that remain recognizable in the radar signal throughout the temporal analysis window even though they might slowly deform or move. In most areas, objects are quite stable over time, and it is possible to find natural scatter points (e.g., buildings, large boulders etc). The result is a high-resolution estimate of deformation at those points, with a precision higher than 1 mm/yr along the sensor-target LOS.

Satellite radar interferometry (SAR) images are powerful tools for measuring displacements of the Earth's surface (Fig. 7). In the past, SAR imaging mostly focused on post analysis and monitoring of slope deformation, but the technique is now extending to early warning applications (Schlögl et al. 2022). Recent development in InSAR data processing have shown that the L-band data (ALOS PALSAR, NISAR) are much less influenced by vegetation cover (Jebur et al. 2014; Nishiguchi et al. 2017). In 2022, the launch of NISAR, an American-Indian L- and S-band SAR satellite is expected. NISAR will observe the earth's land areas globally with a 12-day repetition interval and a spatial resolution between 3 and 10 m, depending on the mode. Within 2024, the ESA satellite Rose-L (Sentinel-12) will begin delivering L-band data across the globe, with a planned global coverage every 6 days and a spatial resolution of 5x10 m. Such technology will enable new and unique possibilities for real time monitoring of changes in potential aggravating factors (e.g. erosion, urbanisation) for a slope in, e.g., quick clay areas. However, there is a need to develop algorithms, methodologies and training of scientists in the use and interpretation of L-band SAR data.

5.3 Distributed fibre optic sensing (DTS)

Fully distributed fibre optic sensing cables have been successfully used to measure ground deformation across long onshore lines and on onshore construction projects (slopes, embankments, bridges, dams, railways, pipelines, etc.). By means of scattered light of certain wavelengths along the fibre optic cable, changes in temperature and strain can be determined along very long distances with high spatial resolution utilizing an interrogator hooked up to the cable. The sensitivity of fibre optic cables is high enough to detect strain and terrain deformation provided that the cable is well embedded into the ground. The resolution in the measurements also depends on the length of the fibre optic strain cable and the spatial resolution of the measuring points.

Presently, the most common solution for distributed sensing of ground deformation is based on the Brillouin Optical Time-Domain Reflectometry or Analysis (BOTDR/BOTDA), which provides distributed measurements of strain along tens of km of conventional optical fibres. If the bending direction or elongation of the cable is known (such as for settlement or subsidence), it is enough to record and integrate strain (or fibre elongation) along one fibre in the cable. Temperature is also monitored to compensate the measurements. Commercially, the technology is offered as a DITEST cable (DIstributed TEmperature & STrain) (Fig. 8). The end of the DITEST cable is hooked to a laser-based fibre optic

interrogator analysing the backscatter signals from the source and processing the strain and temperature data along the cable. Several companies offer complete solutions for DITEST measurements.

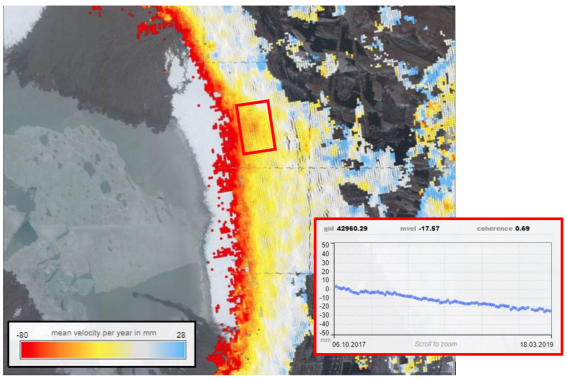


Figure 7. InSAR analysis of lateral deformations for a tailings dam – inset: time series within the red rectangle on the main image (NGI files)

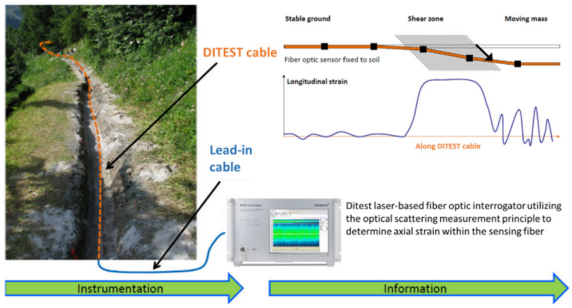


Figure 8. DITEST cable used for monitoring ground deformations, e.g. creep across a slope (Marmota, 2012)

5.4 Machine learning

In recent years, Machine Learning (ML) methods have been applied to landslides. Machine Learning is particularly helpful for geotechnical engineering, where data are often sparse, the variability in the characteristics of soil and rock can often be high, and the measurements are influenced by both measurement technique and data transformation uncertainties (Jaksa and Liu, 2021).

With the increasing availability of observational data, landslide studies adopting ML algorithms have appeared in the literature, mainly on landslide detection and mapping (e.g., Stumpf and Kerle, 2011; Keyport et al. 2018), landslide susceptibility mapping (e.g., Pourghasemi and Rahmati, 2018; Mergadi et al., 2020) and temporal forecasting of landslides (e.g., Yoon et al., 2011; Huang and Xiang, 2018; Stanley et al. 2020). Section 9 presents recent applications of ML to site characterisation, spatial prediction and temporal forecasting for landslides. Annex A gives more detail on the basic concepts on ML.

Research is looking into digital twins for integrated sensing, simulating and visualising landslide hazards and for coordinating societal responses to landslide risk under different threats. One can imagine a digital twin including the slope system, underground geological features, urban infrastructures. evolution of threats and even societal responses (L.M. Zhang, personal communication, Hong Kong University of Science and Technology 2022). New developments could lead to rapid (real-time) landslide risk assessment and emergency management.

Present and forthcoming interconnectivity will enable using the position, movement and use of mobile phones to help managing disaster response. Today, the position information for mobile phones can help assess the quantity of traffic on roadways. Trending information on social media and advanced processing using big data and/or ML can help predict exposure by identifying where people are likely to be at any given time. However, as data quantity increases, data quality probably decreases, requiring application of ML and advanced statistical techniques.

The abundance of data available leads to increased use of statistical methods and ML techniques and less use of the "pure science" approach. In 2020, an unfathomable quantity of digital activity occurred on the internet at any given moment (accentuated by the worldwide pandemic).

6 THE 2020 ALTA LANDSLIDE

6.1 Description of the landslide

On June 3rd, 2020, a massive quick clay landslide swept eight buildings into the sea and caused substantial damage at Alta in northern Norway (Fig. 9). Fortunately, the landslide did not cause any loss of life. A truly remarkable footage of the landslide was captured on video by one of the inhabitants. He started shooting the video when he heard a noise outside his house. From his veranda, he saw a tension crack opening. He then ran from the house, climbed the hill, and 13 minutes later continued filming. The landmasses then slowly started moving as a large flake. The landslide continued to retrogress in the northern and southern directions. A total of 900,000 m^3 of soil moved into the sea. The landslide scar after the movements had ceased was 956 m long and nearly 20 m high. Residents had observed tension cracks in the terrain the day before the landslide.

It was not the first time that a large landslide occurred in this region. Notorious past events in the area include the 1959 Sokkelvik landslide (L'Heureux et al. 2017), the 1975 Store Lerresfjord landslide (NGI 1975) and the 2015 landslide at Sørkjosen (Nordal et al., 2016).

A significant difference between the three past events and the 2020 Alta landslide lies in the triggering factors. Past events had been clearly triggered by human activity during periods of intense rainfall and snowmelt. At the site, no immediate human activity was recorded prior to the 2020 landslide.

To shed light on the causes of the Alta landslide, an Expert Panel was commissioned by the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE). The Panel also looked into the need for new mapping technology for assessing risk and preventing landslides in the future. A multidisciplinary approach, with detailed assessments of the geological, hydrogeological, meteorological and geomechanical conditions was prioritised (NVE, 2020).

Figure 9. The 2020 Alta landslide (Photo courtesy of NVE (left) and R.S. Eilertsen, NGU (right)

6.2 Soil conditions

Soil investigations after the landslide and outside the slide crater revealed up to 24 m thick deposit of clay with interbedded layers of silt and sand (NVE, 2020). The natural water content of the clay was between 30 and 40% and the remoulded shear strength as low as 0.2 kPa 12 m below terrain. Although no information was available on the soil prior to the landslide, the clay was expected to be over-consolidated. The slide occurred partly within an ancient landslide scar that was clearly visible on Lidar (Fig. 10).

6.3 Pre-conditioning and triggering of the landslide

No precipitation was registered the days before the landslide, but snow melting was at its peak. Meteorological data from the region show that the winter 2019-2020 was snow-rich, but not extreme. Similar winters were recorded in the past 70 years. Hence snowmelt alone cannot explain the landslide. No seismic activity nor any signs of active erosion were recorded prior to the landslide.

An analysis of LIDAR data revealed an increase in terrain elevation of up to 2 m in 2015, in an area of about 600 m^2. This change in terrain elevation was later linked to groundwork for the construction of a new house in 2015. Stability analyses showed that the small fill (volume of 1200 m^3) added additional driving forces to a slope with an initially low factor of safety (SF). Initially, the whole area at Alta had low stability, which was further reduced by 7% with the placement of the fill in 2015. The layered stratigraphy also made the slope sensitive to groundwater flow from higher grounds. The intense snowmelt in June 2020 most likely led to the highest experienced porewater pressure in the "new" slope, due to the placement of the fill in 2015. This combined effect caused the failure. The Plaxis analysis in Figure 11 shows a flake type sliding mechanism like that observed in the video of the landslide.

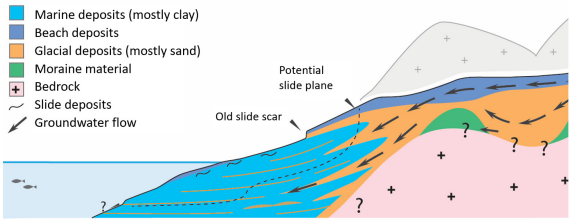


Figure 10. Idealised geological model prior to the 2020 Alta landslide (after NGU, 2020)

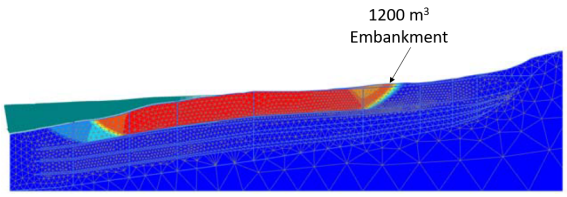


Figure 11. 2D Plaxis analysis showing the most likely failure surface, 2020 Alta landslide (Gylland et al., 2021)

6.4 Hazard and risk considerations

The impact of the fill placement on the landslide risk at Alta is illustrated on the 3 x 3 matrix in Figure 12. The potential for a landslide at Alta was always present due to (1) the presence of quick clays, (2) the high slope and (3) a stratigraphy that made the slope sensitive to changes in groundwater porewater pressures. The fill placed in 2015 increased the likelihood of a landslide. Furthermore, the new house constructed in 2015 increased the number of people living in the area and therefore the potential impact of a landslide. The risk changed from medium to high.

6.5 Lessons learned

Useful lessons can be learned from the Alta landslide:

- Quick clay landslides can occur in "ancient" landslide scar, which differs from what geotechnical engineers often believe.
- The observation of large cracks one day before the main landslide (Fig. 13) indicates that the progressive nature of the landslide could be monitored and even predicted with an early warning system. This should be considered further in the future.
- The Alta landslide showed once again that even small changes in slope configuration or loads can have disastrous consequences in quick clay areas.
- Maps of hazards and risks linked to quick clays exist in Norway, but it is important to zoom in on the details of the mapping. There is a general misconception that areas outside mapped quick clay zones are "free" of risk. An incomplete understanding of the maps can lead to misunderstanding the inherent risk in an area.

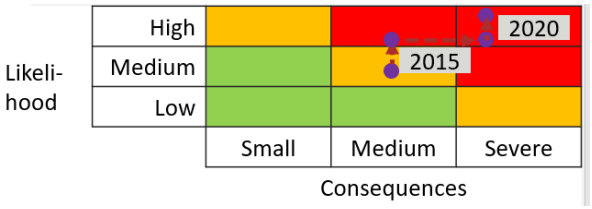


Figure 12. Risk matrix with change in risk in Alta (high risk in red, medium risk in yellow and low risk in green)

Figure 13. Crack on access road to one of the houses one day before the landslide. Location: at upper edge of failure surface on Fig. 11 (Photo: Jan Egil Bakkeby)

7 THE 2020 GJERDRUM LANDSLIDE

7.1 Description of the landslide

Quick clay landslides, with retrogression and extreme mobility, pose significant risk to life, infrastructure, property and surrounding environment. Sadly, this was exemplified again on Dec. 30th 2020 with the catastrophic landslide in Gjerdrum that led to 11 fatalities, destruction of 31 houses, the evacuation of over 1600 residents, and chaos on the roads, services (like sewers), the infrastructure, and the ecosystem downstream of the landslide.

Figure 14 presents and airborne photograph of the Gjerdrum landslide. The volume of the landslide was estimated at 1.2 million m^3 (Penna and Solberg, 2021), the distance of retrogression about 630 m and the length of the final scar about 1250 m (Expert Panel, 2021). Downstream, the landslide debris flowed nearly 2 km in the ravine system.

As for the Alta landslide, an expert committee was assembled by the Norwegian government following the Gjerdrum landslide to assess its causes and to look at whether there is a need to change management practices to prevent such catastrophic events in the future.

7.2 Soil conditions

The soil at Gjerdrum consists of thick deposits of marine clay. The clay content usually ranges from 30 to 40% and many soundings show the presence of very sensitive clay and quick clay (i.e., remoulded strength ≤ 0.5 kPa) from depths of 10 m below the ground surface.

7.3 Pre-conditioning and triggering of the landslide

Witness observations combined with physical evidence and slope stability analyses confirmed that the initial landslide must have taken place on the slope outside Holmen, as illustrated on Figure 15 (Expert Panel, 2021). Calculations showed that the safety factor of the slope outside Holmen was very low. There were thick deposits of quick clay combined with 25 m high slopes. However, this was not sufficient to explain why the landslide occurred in December 2020, since the slope has been in this condition already for a long time.

Hydrological calculations carried out by the Expert Panel showed that erosion has been exacerbated by changes in land use in the catchment area. Urbanization and removal of vegetation led to increase runoff. In connection with agricultural planning in the 1980s, parts of the creek were laid in pipes.

Photographs, witness observations, aerial photos and analyses of terrain models document that the creek had subsequently broken out of the pipes, and that this probably started already in the late 1990s.

The fact that the stream broke out of the pipes may have led to more turbulent flow and increased erosion. Since the erosion was unusually high, the condition of the creek closure appears to be as a probable contributing cause of erosion. Based on these observations and reports, the Expert Panel concluded that several different types of human influences had unfortunately acted in the same direction and contributed to increased erosion at the foot of the slope and caused the start of the landslide.

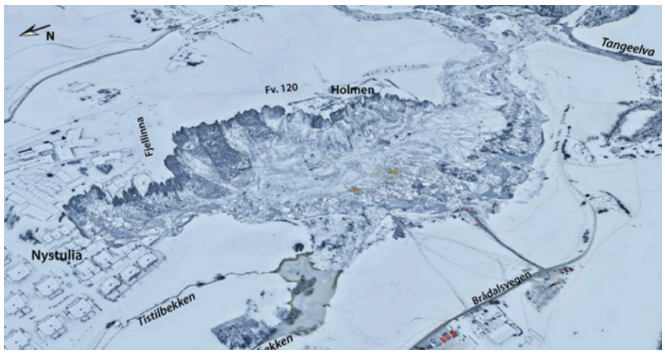


Figure 12. Combined airborne photograph and digital elevation model of the Gjerdrum landslide on January 8th, 2021 (after Expert Panel, 2021)

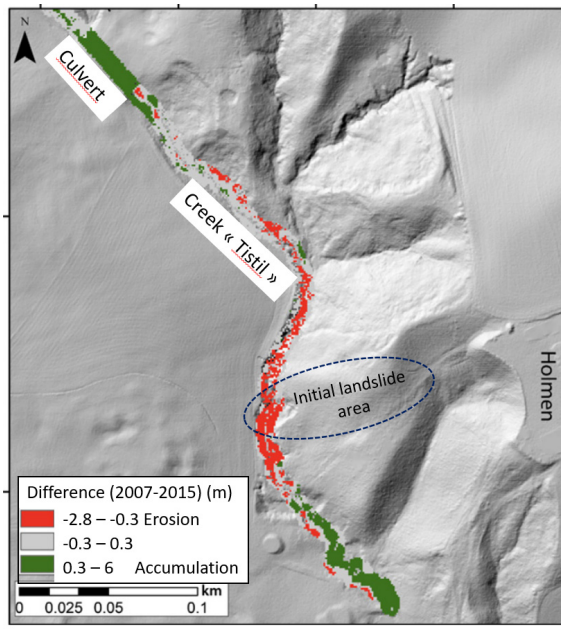


Figure 13. Comparison of terrain models 2007 to 2015 showing significant erosion downstream of culvert in the creek (after Penna & Solberg 2021)

7.4 Hazard and risk considerations

The entire area around Holmen and Nystulia was mainly farmland until the late 1990s. Even though it was "likely" that a landslide could occur (Fig. 16), the risk was low as the landslide would have impacted only farmland. Urbanization in the early 2000s increased the impact, and thus the risk, of a landslide from low to medium. This is illustrated with Position "1" and the vertical arrow on Figure 16. Urbanization then increased the likelihood of a landslide because of its impact on the runoff and subsequent erosion in the Tistil Creek after 2007. Dwellings were constructed and a large contingent of people moved into the area. Stabilization was done as part of the new construction, but those measures were not influential to prevent the initial landslide at Holmen. Consequently, the risk increased significantly in the area of the Gjerdrum landslide (Position "2" in Fig. 16).

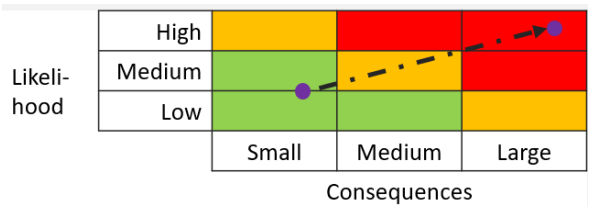


Figure 16. Risk matrix with change in risk at Gjerdrum (high risk in red, medium in yellow and low in green)

7.5 Lessons learned

When such a tragic event occurs, the question is always: "Could this catastrophe have been prevented?" Useful lessons can be learned from the Gjerdrum landslide:

- The risk assessment methodology for quick clay areas in Norway today is still qualitative and static, describing a snapshot of the risk at one point in time. A design today does not consider future changes in erosion over time, climatic variation impacts, land-use changes or changes due to urbanisation and demography.
- The stability of slopes in quick clay depends on a combination of material properties, shear stresses and external factors. Changes to any of these elements will impact the slope stability and thereby the risk.
- There is an urgent need to include in Norway's quick clay risk management scheme both innovative and state-of-the-art remote sensing technologies and to prepare guidelines on their use and interpretation.
- Examples of quick clay landslides like those at Alta and Gjerdrum show that such events occur following a long history of erosion and/or human activity over months or years, sometimes many years ago. New remote sensing techniques, such as LiDAR, InSAR, and drone-based photogrammetry, allow to create Digital Elevation Models with cm-scale accuracy to monitor slope stability aggravating factors. Such models should be used to a greater extent to assess changes in risk with time at a site.
- Furthermore, it is still unclear, even in a country like Norway with a long history of quick clay landslides, who has the responsibility to follow up problems such as erosion in areas adjacent to quick clay zones and on private land.

8 RECOMMENDATIONS FROM INVESTIGATION COMMISSION AFTER GJERDRUM LANDSLIDE

In their recommendation report (NoU, 2022), the Expert Panel explained the risk as illustrated in Figure 17. (This illustration is an adaptation of the illustration used by the Geotechnical Engineering Office (GEO) in Hong Kong to illustrate the risk associated with slopes under rainfall events in Hong Kong. NoU (2022) makes the following recommendations for quick clay areas over the entire country:

- Focused and strict new requirements for construction activities (planning, engineering and control);
- Monitoring of erosion and other terrain changes;
- Improving procedures in municipalities for following up alerts and citizen reports;
- Developing a clear division of responsibilities for developer, landowner, municipality, state etc;
- Renewed and improved mapping of quick clay areas;
- Enhanced hazard mitigation of existing dwellings and buildings in quick clay areas;
- Measures for enhancing competence and education on quick clays, the danger they represent and simple mitigation measures.

9 MACHINE LEARNING APPLIED TO SITE CHARACTERISATION AND LANDSLIDES

9.1 Site characterization

Because of the geological processes leading to deposition and subsequent changes in geomaterials, each stratum exhibits variation from point to point within a volume (Liu et al., 2015). The identification of subsurface stratification and the characterization of spatially varying soil and rock properties are indispensable for the analysis of landslides. An improved definition of soil characteristics, with a reduction of the uncertainty in the parameters and more reliable mean values, will lead to safer and more economic designs. machine Learning (ML) algorithms can help with this.

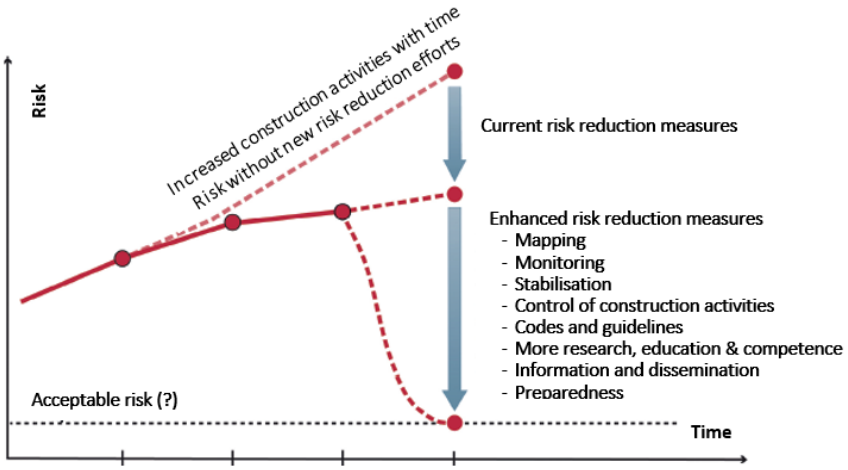


Figure 17. New preventive risk mitigation measures to reduce risk due to landslides (after NoU, 2022)

9.1.1 Stratification and soil classification

The widely used cone penetration test (CPT) does cost-effective and rapid in situ measurements in soils and classify soils. e.g., the soil behaviour type (SBT) chart by Robertson (1990) (Fig. 18). The SBT chart correlates the normalized corrected cone resistance Q_{tn} with the normalized cone friction ratio F_r.

Several machine learning algorithms have been applied for the interpretation of CPTU data in terms of soil type, e.g., Reale et al. (2018); Liu et al. (2021a). Rauter and Tschuchnigg (2021) compared three algorithms to determine soil behaviour type. They applied the algorithms to 1339 CPTs and concluded that the Artificial Neural Network (ANN) and Random Forest (RF) models yielded very accurate results.

In geotechnical practice, the datasets nearly always show an unbalanced distribution among the nine soil type categories (abbreviated here with ST) in the Robertson 1990 SBT chart. In such case, it is necessary to find a way of balancing the dataset (Erharter et al. 2021).

Liu et al. (2021) compiled 357 CPT tests sampled at each 0.5 m, so a total of 12,921 CPT data points, each placed in an ST category. To balance the dataset, the over-sampling technique SMOTE (Synthetic Minority Over-sampling Technique) (Chawla et al., 2002) was used. The accuracy of the predicted SBT for the test set (80% of the entire dataset) before and after over-sampling is presented in Table 3. The results indicate that the prediction accuracy for the two minority classes (SBT 1 and SBT 2) are significantly improved after over-sampling. The accuracy for the majority classes SBT 8 and SBT 9 remained unchanged. Accounting for data imbalance is important for some designs where the potential failure could happen in specific soil types or layers, e.g. weaker layers.

9.1.2 Undrained shear strength of clay directly from CPT test results

The undrained shear strength derived from cone and piezocone tests (CPTU) uses triaxial compression laboratory tests on retrieved soil samples, index parameters and measured cone resistance q_c and/or pore pressure response Δu (Paniagua et al., 2019). The established correlations work reasonably well but do not include an uncertainty estimate. There is however usually large uncertainty in the empirical cone factor used to calculate the laboratory undrained shear strength.

Lui and Lacasse (2022) developed an Artificial Neural Network (ANN) algorithm to predict directly the undrained shear strength from CPTs and to also uncertainty estimates. The database of laboratory triaxial compression tests contained 241 tests. All specimens were of high quality, including 180 undisturbed specimens taken with a 72-mm diameter fixed piston sampler and 61 undisturbed specimens taken with a block sampler. Figure 19 presents the undrained shear strength measured in triaxial compression (s_{uTC}). The samples were recovered with different sampling techniques, but were of high quality.

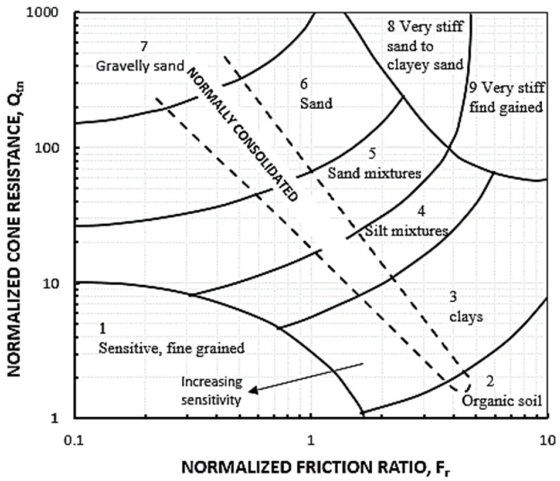


Figure 18. Normalized SBT chart with Soil Behaviour Type categories (SBT) 1 to 9 (Robertson, 1990)

Table 2

SBT categ.	Prediction accuracy before oversampling	Prediction accuracy after oversampling
ST 1	83.3	100
ST 2	89.7	94.3
ST 3	99.0	95.2
ST 4	94.7	98.7
ST 5	94.7	93.3
ST 6	97.2	97.9
ST 7	99.0	98.0
ST 8	96.4	96.4
ST 9	92.3	92.3

Table 3. Accuracy for the 9 SBTcategories before and after oversampling (Liu and Lacasse, 2022)

The input parameters for the ML Artificial Neural Network model were corrected cone resistance, pore pressure and effective vertical stress in situ. The predicted undrained shear strengths in triaxial compression by ML are compared with the measured triaxial compression shear strength in Figure 20. Not only the predicted and measured undrained shear strength agree well, but also the ML model provided the standard deviation (SD) of the predicted undrained shear strength values, which is helpful for parametric and reliability analyses.

To be able to predict the undrained shear strength directly from the CPT measurements is revolutionary, compared to using an intermediate empirical cone factor, as done today.

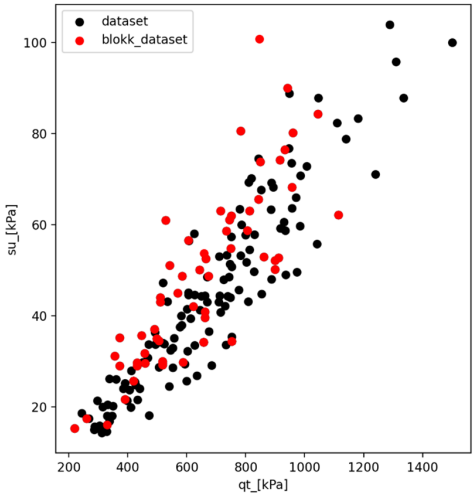


Figure 19. Measured undrained shear strength in triaxial compression, $s_{u\ TC}$, and corrected cone resistance (q_t) for 72-mm dia piston sampler (black) and block sampler specimens (red) (Liu and Lacasse, 2022).

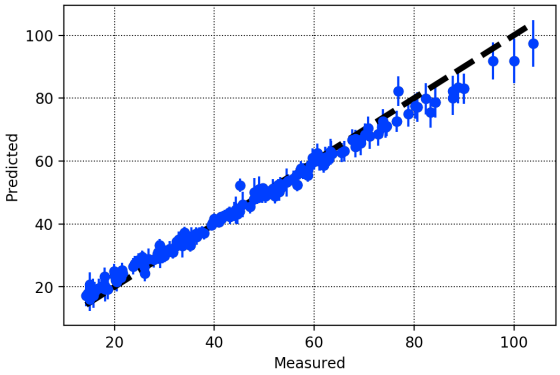


Figure 20. Undrained shear strength measured ($s_{u\ TC}$) and predicted (in kPa) directly from the CPT by ML. Vertical blue lines show SD in shear strength; black dashed line at 45° (Liu and Lacasse, 2022).

9.2 Spatial prediction of landslides

Machine Learning (ML) algorithms are frequently used to predict landslide susceptibility, i.e. the "likelihood of a landslide occurring in a given area". The prediction uses the same two key assumptions used for the statistical models developed for landslide susceptibility zoning (Varnes 1984): i) future landslides are more likely to occur under conditions that led to slope instability in the past; ii) conditions that are directly or indirectly linked to slope failure can be collected and used to build predictive models of landslide spatial occurrence.

Liu et al. (2021b) applied three machine learning (ML) algorithms, the 'ensemble' Random Forest (RF), the 'ensemble' Gradient Boosted Regression Tree (GBRT) and the MultiLayer Perceptron neural network (MLP), to the spatial modelling of shallow landslides near Kvam in eastern Norway. Past events were often hydrometeorological in origin, with release during periods of rapid snowmelt or intense rainfall, frequently in combination.

The landslides triggered by a very intense rainfall in June 2011 were analysed. Eighty-six landslides were identified. The area comprised 535 839 location points, whereof 3 399 were release areas. To avoid unbalanced data between landslide and non-landslide, 6 798 non-landslide points, i.e. twice the number of release areas, were randomly selected. The 3 399 landslide points were then randomly split into two parts: 70% of the data were used for training the ML models and 30% were kept for model validation. The 6 798 non-landslide points were also randomly split into the same ratio of 70/30.

Eight static landslide conditioning factors and three time-dependent triggering factors were the input to the ML models: slope angle, aspect, plan curvature, profile curvature, flow accumulation, flow direction, distance to rivers, and distance to roads; water content, saturation, and rainfall were the time-dependent factors.

The results of a Receiver Operating Characteristic (ROC) analysis for the three ML models and for a numerical analysis (TRIGRS) are shown on Figure 21.

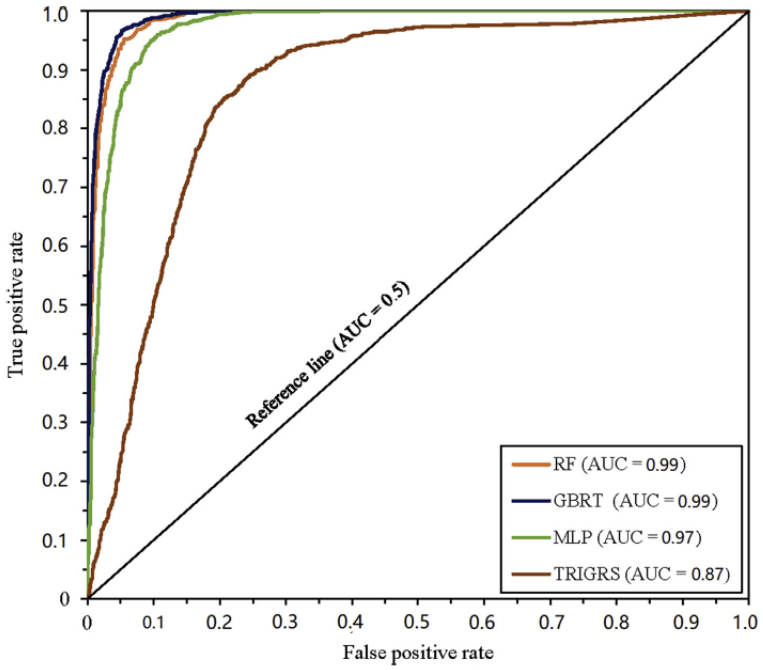


Figure 21. ROC curves and performance (AUC) of 3 ML and one numerical model, using testing dataset (Liu and Lacasse, 2022).

An AUC (Area Under the Curve) indicator was calculated to measure the performance of the models used. The ROC curves show that the GBRT and RF models had the highest AUC value (0.99), followed by the MLP model (0.97). The physically-based numerical model TRIGRS model[2] had AUC of 0.87.

Figure 22 illustrates the predictions of landslide occurrence with the RF, GBRT and MLP models. For each ML model, black circles (True Negative) represent correct prediction of non-landslide locations; red rectangles (False Negative) represent incorrect prediction of landslide locations; blue rectangles (False Positive) represent incorrect prediction of non-landslide locations; and green rectangles (True Positive) represent correct prediction of landslide locations.

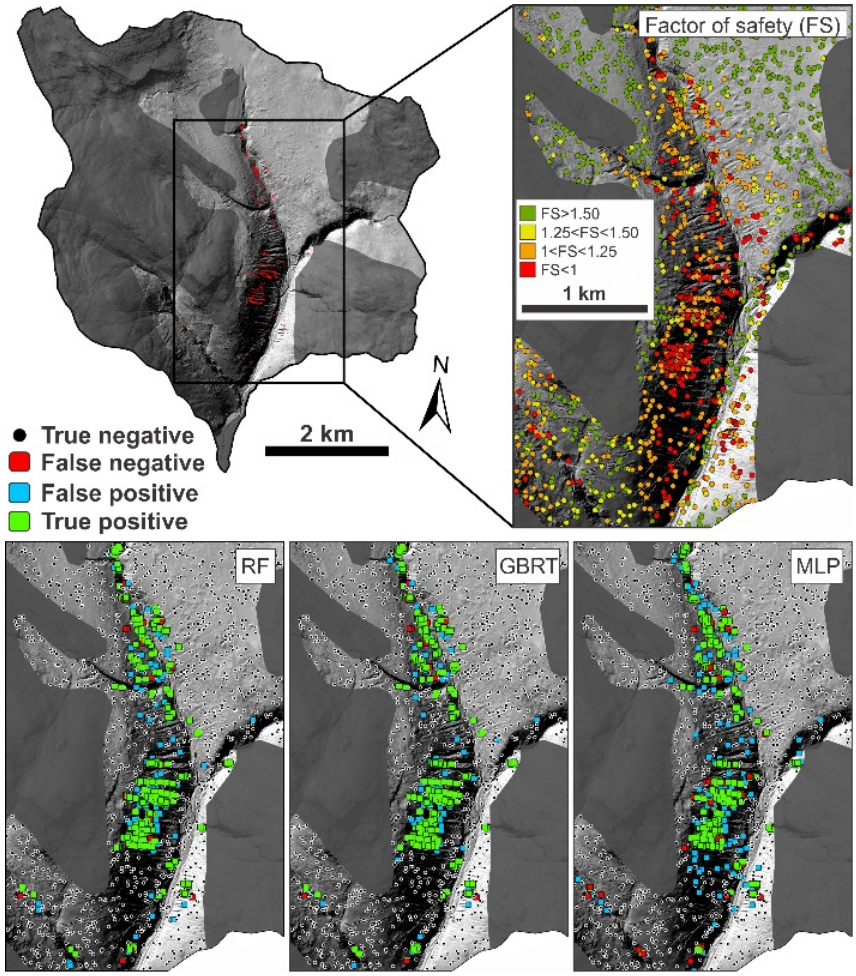


Figure 22. Prediction of landslide occurrence by 3 ML models; factors of safety by TRIGRS are on the upper right (Liu et al., 2021c)

[2] TRIGRS is a coupled hydro-mechanical slope-stability model that combines modules for the infiltration and subsurface flow of storm water with those for runoff routing and slope stability. The steady infiltration rate, saturated hydraulic conductivity, and slope angle determine the steady (initial) flow direction. The transient component assumes one-dimensional vertical downward flow. TRIGRS is a strong tool for shallow landslide estimation, particularly in large areas where input data for simulation is not fully available and has been widely used in the past 15 years or so, e.g., Park et al. (2013).

9.3 Forecasting of evolution of landslides

The forecast of the time evolution of a landslide is crucial to recognize when a landslide accelerates and to establish reliable thresholds values for an early warning system. For slow moving deep-seated landslides, displacement forecasting will help assess slope behaviour.

New data assembling methods and Internet of Things (IoT) techniques have recently started providing large datasets of monitored data that can be used by ML for the temporal forecasting of landslides. Real-time data series collected from e.g., Geophones, Interferometric Synthetic Aperture Radar (InSAR), and Global Navigation Satellite System (GNSS), along with triggering data, e.g. rainfall, can provide significant inputs to ML modelling. However, the prediction of displacement over time is challenging and linked to complex deformation mechanisms in the slope.

Liu et al. (2020) explored how three well ML algorithms (long short-term memory (LSTM), random forest (RF), and gated recurrent unit (GRU)) could predict displacements in slopes with distinct step-wise displacement characteristics of the Three Gorges Dam reservoir in China. Figure 23 compares the measured and predicted displacements for three landslides (Fig. 24 exemplifies the step-like displacement). The displacement was initiated by rainfall and aggravated the lowering and raising of the level in the dam reservoir. Table 4 compares the accuracy of the three ML models. The predictions by the LSTM and GRU models were similar and had about the same margin of error.

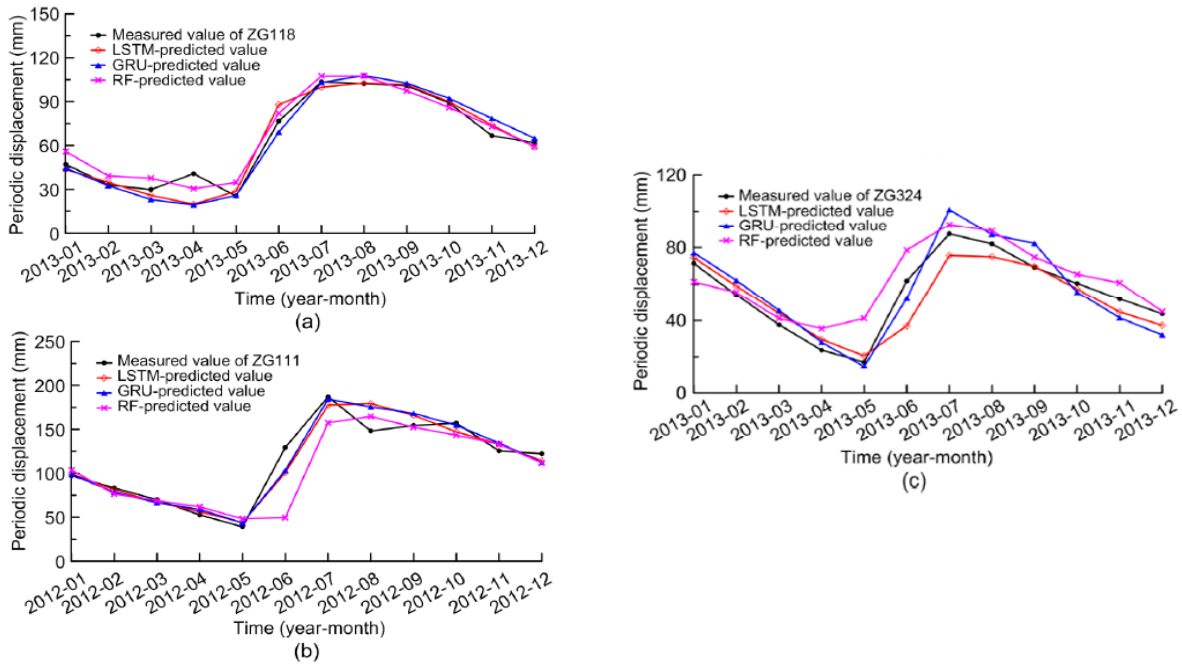


Figure 23. Measured and predicted periodic displacements for the validation dataset only, using the LSTM, GRU, and RF models for the (a) Baishuihe, (b) Bazimen and (c) Baijiabao landslides

Landslide	MAPE (%)			RMSE (mm)		
	LSTM	GRU	RF	LSTM	GRU	RF
Baishuihe	10.5	10.7	13.5	7.5	8.0	6.5
Bazimen	8.6	8.4	14.2	13.8	12.6	26.0
Baijiabao	14.2	15.6	24.4	9.2	8.8	10.5

MAPE=Mean Absolute Percentage Error and RMSE= Root Mean Square Error

Table 4. Comparison of accuracy of predicted periodic displacement for three landslides. (Liu et al. 2020).

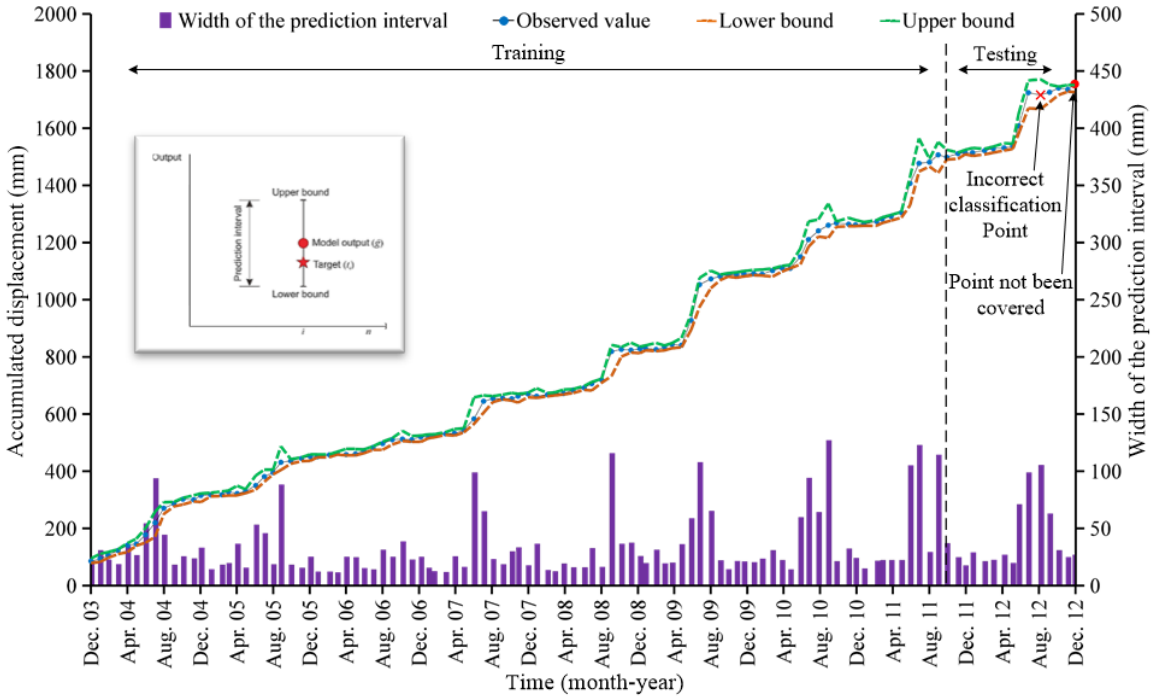


Figure 24. Interval predictions of the Bazimen landslide at 96% confidence level (Ge et al., 2021)

For the Baishuihe and Baijiabao landslides, the results with the three ML algorithms were equivalent. The RMSE values are less than 10 mm and the MAPE values are between 10% and 16% for the LSTM and the GRU models. The LSTM neural network and the GRU models agreed especially well with the measurements during the period of the step-wise increase in the displacement (May to July), as illustrated in Fig. 23. The RF model gives higher values of MAPE, although the RMSE values are similar to those from the other models. For the Bazimen landslide, the LSTM and GRU models appear to predict the displacement more reliably than the RF model. The reason for this difference might be because the RF algorithm, as a combination of binary decision trees, is not able to predict time series observations as well as the other deep learning algorithms. The LSTM model learns rules from historical information and then applies these rules to the current step. The LSTM model can filter and remember the information from previous time steps. The useful information is remembered; the useless on information is forgotten.

Although good performance was achieved in the deterministic prediction, no information is given on the reliability of the predicted result. However, uncertainties exist, due to both inherent and external factors in the evolution process of step-like landslides. Ge et al. (2021) developed a novel approach for the interval prediction (i.e. uncertainty) prediction of step-like landslides. DBSCAN (Density-Based Spatial Clustering of Applications with Noise) was used, as well as Synthetic Minority Oversampling Technique and Edited Nearest Neighbour (SMOTEENN) based Random Forest (RF) and bootstrap-Multilayer Perceptron (MLPs). DBSCAN was employed to carry out clustering analysis for different states of deformation. The SMOTEENN based RF classifier was trained to deal with imbalanced data. A dynamic switching prediction scheme to construct high quality "Prediction Intervals" (PIs) using bootstrap-MLPs was established.

The interval predictions for the Bazimen landslide are presented in Figure 24. The width of the prediction intervals (distance from the red to the green curves, i.e. the uncertainty) varies from one point in time to another. The uncertainty changes in time. Figure 24 suggests prediction intervals of the mutational points

(at abrupt changes) larger than that of the stationary points: the uncertainty (and risk) in the predicted landslide deformation is higher under heavy rainfall and rapid drawdown of the dam reservoir.

9.4 Spatio-temporal prediction of rain-induced landslides

Rain-induced man-made slope failures pose great threats to public safety in densely populated areas. A challenge for managing landslide risk is to predict the time, locations and consequences of slope failures in future rainstorms. Xiao et al. (2022) developed a spatio-temporal landslide forecasting model for man-made slopes with ML. With a storm-based data integration strategy and classification of landslide, the proposed approach incorporates landslide time and consequences in a landslide susceptibility map. The ML model significantly outperformed the prevailing Hong Kong statistical rainfall–landslide correlations built with the experience over many decades. The model can predict the real-time evolution of probabilities, scales and spatial distribution of landslides during a rainstorm, which cannot be achieved by statistical methods.

For landslide forecasting, six ML algorithms were studied: logistic regression, neural network, bootstrap aggregating (Bagging), adaptive boosting (AdaBoost), random under-sampling boosting (RUSBoost), and the subspace method. The ML logistic regression was selected to develop the spatio-temporal landslide forecasting model within the proposed framework.

The territory of Hong Kong was divided into a grid with 3 294 cells, each 750 m from east to west and 600 m from north to south. Figure 25 shows the spatial distribution of man-made slopes: 2062 cells containing man-made slopes with a maximum number of 350 slopes in one cell.

The performance of the machine learning-based landslide forecasting model was validated against the historical landslide incidents in the period of 1984–2017 both temporally and spatially.

Figure 26a compares the predicted number of landslides by the ML model and the observed number of landslides in all storms using a bubble chart (bubble size reflects the number of overlapping data points). The correlation coefficient increases from 0·85 for very minor failures to as high as 0·99 for major failures, indicating a high prediction accuracy of the ML model as the size of the landslide and risk increase. Figure 26b compares the predicted total number of landslides in every storm with the landslides predicted by statistical correlations. The ML results are closer to the 45°-line (i.e. perfect prediction) with a correlation coefficient of ρ = 0.93. The statistical model had a ρ-value of 0.80. Figure 26b also shows the predicted landslides due to the ten major rainstorms in 2018. The correlation coefficient of the ML model decreases slightly to 0·91 yet was still higher than the correlation coefficient of the statistical model (ρ = 0.78).

Figure 27 compares the observed and predicted spatial distribution of landslides in the grid of Figure 25. The observed and predicted distributions are very consistent, especially for the landslide-prone Hong Kong Island and Kowloon areas. For comparison, the ML-based landslide forecasting model significantly outperformed the prevailing statistical rainfall–landslide correlations, not only in the prediction accuracy but also in the ability to predict both landslide locations and consequences (Xiao et al., 2022).

9.5 Discussion of ML landslide modelling

ML applications to (1) site characterization (stratification and soil characterization with the piezocone); and (2) landslides assessment (spatial landslide susceptibility prediction and temporal landslide forecasting) are promising: the ML models performed well, and better than more traditional models, although data balancing techniques had to be used to obtain optimum results.

ML techniques will always need "sufficient" quantity of data. Data-driven methods, such as ML algorithms, are not useful without data. For landslide detection and landslide susceptibility mapping, where satellite images are available, data availability is less problematic. However, for many cases in geotechnical engineering, good quality, comparable and relevant data are often in limited quantity. This restricts the application of ML algorithms.

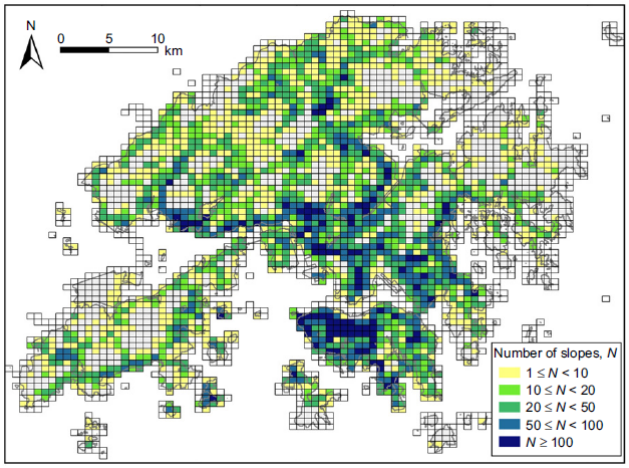


Figure 25. Spatial distribution of man-made slopes over Hong Kong territory (1984-2017) (Xiao et al., 2022)

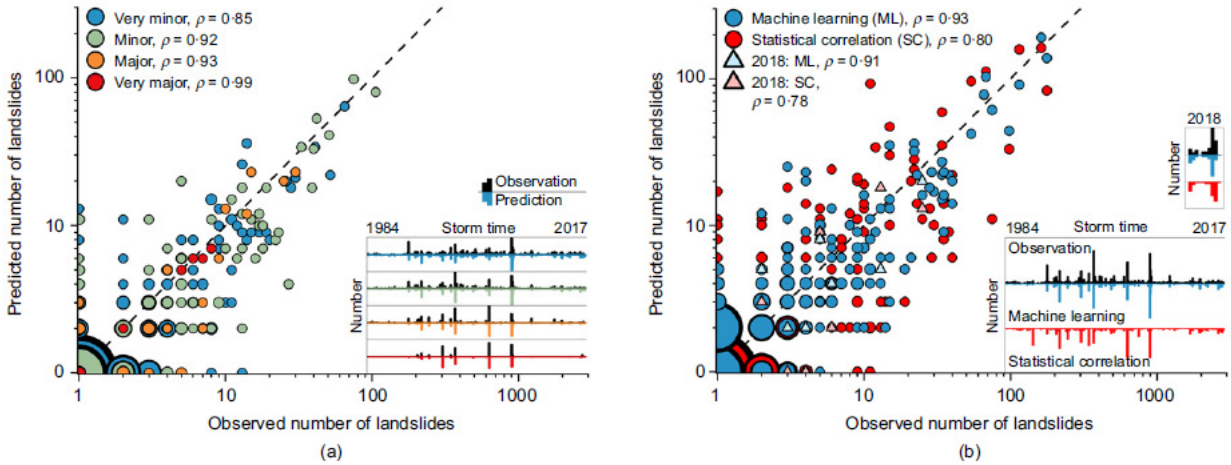


Figure 26. Comparison of observed and predicted number of landslides in all storms: a) for different slope failure scales; b) prediction from ML and statistical correlations (Xiao et al., 2022)

Machine Learning (ML) algorithms aim at making accurate predictions, while the understanding of the "why" a landslide occurs is not prioritised (Therani et al. 2022). Features detected by ML, for instance related to relative significance of conditioning or triggering factors, will however help understand the undergoing processes.

ML and statistically-based approaches share common characteristics. The spatial forecasting ML studies draw from the experience accumulated since the seminal publication by Varnes (1984) on bivariate and multivariate statistical techniques and procedures for landslide susceptibility assessment and zoning.

The ML framework proposed for Hong Kong (Xiao et al., 2022) can serve for landslide risk assessment and management, including early warning. Once a landslide forecasting model has been trained, the computational time for predicting landslides can be as short as a few seconds.

The ML approach can be very useful to help forewarn of future scenarios, because ML models have already learned from a broad spectrum of data. For extrapolation, ML may not be the preferred approach.

Especially for landslide susceptibility mapping and spatial and temporal forecasting, the ML approach offers promising opportunities for geotechnical engineering. It is a dynamic new frontier destined to have many more applications. At the same time, ML still has a long path to reach the entire landslide community. It is, however, a fact that the younger generation is keen to work with ML techniques. The entire profession needs therefore to keep up with this new development. There is potential for wider applications in practice in the future, but further research is also needed to meet this objective.

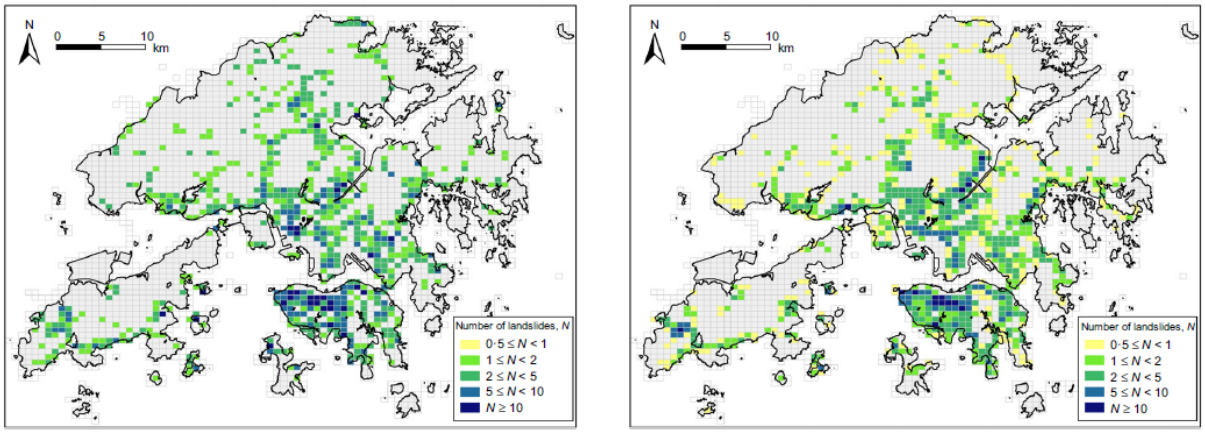


Figure 27. Spatial distribution of landslides 1984 to 2017: left: observations; right: predictions (Xiao et al., 2022)

10 PROPOSED INTEGRATED RISK MANAGEMENT FRAMEWORK

Figure 28 proposes an integrated risk management framework for risk-informed decision-making on landslide risk. The framework includes hazard and consequence analysis and the treatment of the risk. The framework integrates four distinct parts: (1) assembling the knowledge required for both deterministic and probabilistic hazard assessment (green zone) and for a consequence analysis, (2) the risk assessment itself, either qualitative or quantitative (yellow zone), (3) the decision-making and risk reduction process (in the blue zone), and (4), a loop with regular and frequent re-assessments of landslides risk (grey zone) due to global changes (demography, urbanisation, climate), or if inspections reveal changed conditions, as, e.g., the changed conditions observed after the landslides in Gjerdrum and Alta. The proposed framework systemizes the knowledge, uncertainties and their significance on risk.

The framework requires one to assemble (green zone): (1) knowledge of the geomechanical properties of the material that may slide and its uncertainties; (2) statistics of earlier landslides in area (if they exist) and an inspection on site; (3) slope stability analyses, usually by the limit equilibrium methods (LEM) or the finite element method (FEM) with a realistic stress-strain behaviour model or a method to account for strain-weakening; and (4) analysis of performance data, recent observations and earlier experience, including predisposing and potential aggravating factors. The setting of threshold values for an early warning system (EWS) is usually done through a combination of FEM analyses of deformations and pore pressures, observed displacements and pore pressures, and experience.

In the yellow zone of the framework in Figure 28, any of the methods listed in the toolbox of probabilistic methods in Table 1 can be used to assess the risk. As seen for the Alta and Gjerdrum landslides (Figs 12 and 16), even a simple qualitative risk matrix can tell much of the story if one considers all the factors contributing to either increasing the likelihood of a landslide or increasing the exposure or vulnerability of the elements at risk if a landslide should occur. The stability analyses, with LEM and/or

FEM analyses, can be done deterministically with sensitivity analyses à la Peck's (1969) Observational Method (Annex B) or probabilistically.

Consequence analysis should also be carried out, considering population, property and environment losses, and even other less quantifiable societal consequences. For quick clays at least, a runout (or mobility) analysis should be done, e.g. as in Liu et al., 2021c.

In the blue zone, the stakeholder(s) can make decisions on the basis of the information gathered in the green and yellow zones of the framework. Importantly risk reduction measures should be selected and implemented, from early warning systems (EWS), to mitigation measures. L'Heureux et al. (2022) gave several examples of mitigation measures for quick clay slopes in Norway. The analyses and the risk-informed decision-making should also prepare the grounds for risk communication within the stakeholder(s) entity and with the authorities and the public.

There is a continuous need for regular and frequent re-assessments (grey zone in framework). Demography, urbanisation, impact of climate change, local (sometimes privately-owned) construction initiatives, natural processes such as erosion, even at a distance, can change the stability conditions of a slope. While inspections are required, the risk assessment, with a review of the both the green and yellow zones of the framework, should be updated and considered for new risk-informed decisions.

It is understood that not all slopes have the information mentioned in Figure 28 available. However, the figure lists the information that would be useful to gather

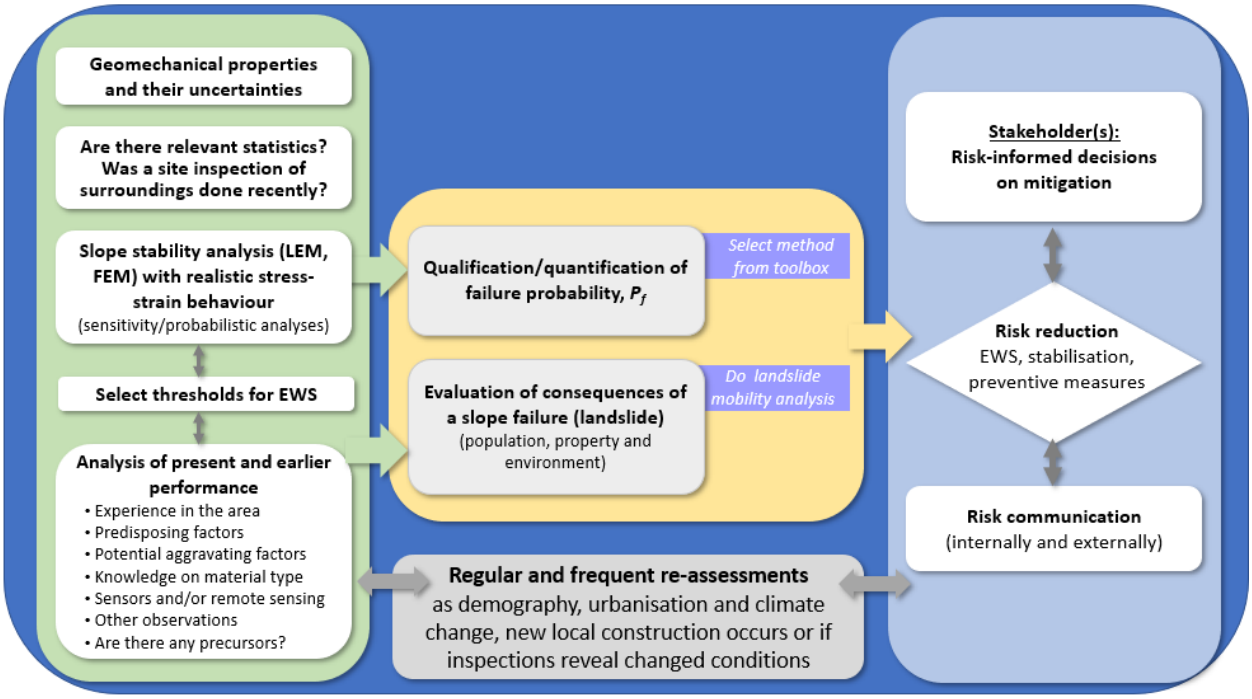


Figure 28. Proposed integrated framework for risk-informed management of landslides (LEM = Limiting Equilibrium Method, FEM = Finite Element method, EWS = Early Warning System)

11 SUMMARY AND CONCLUSIONS

The paper discusses landslide risk reduction and recent technological advances that can help reduce risk. New challenges reside in integrating the emerging technologies, e.g., new models, new testing,

remote sensing and artificial intelligence solutions, into practical risk assessment, risk management and risk reduction tools.

The paper proposes an integrated framework for risk assessment and management of landslides, to help ensure risk-informed decisions. The aim of the risk assessment is to provide a systematic approach and tools needed to make risk-informed decisions on the safety of a slope, and the need for mitigation measures. As time passes and the area evolves to new stages of its life, the premises for the analyses, the assessment and decisions also needs to be updated based on the new information. Sequential history-matching of performance will provide a more reliable basis for projecting future performance. This will contribute to prevent disasters like the fatal landslide in Gjerdrum in December 2020.

Recent progress in technology and analysis methods create the opportunity for an integrated framework. The framework includes layers of review, recurrent risk assessment and performance-based validation. The emerging technologies will help identify and quantify natural or man-made geohazards and interconnectivity allow rapid updates of hazard, vulnerability and risk maps.

Machine learning (ML) is one such new technology. ML is particularly helpful and relevant for geotechnical engineering, where data are often sparse, the variability in the characteristics of soil and rock can often be high, and the measured properties are influenced by both measurement techniques and data transformation uncertainties.

Time may be a key factor, e.g., for the development of an Early Warning System, where it is crucial to make a decision within short time, based on real-time monitored data and using threshold values with uncertainties. ML models can help reduce the uncertainties and obtain answers to queries rapidly.

Examples of ML predictions of the spatial occurrence of rainfall-induced landslides and the evolution of step-like landslides show that ML models can be efficient tools for landslide mapping and spatial and temporal landslide modelling. The ML-based model developed for man-made slopes in Hong Kong can serve as an essential part of the slope safety program and for early warning. Once a landslide forecasting model has been trained and validated, the computational time for predicting landslides during a future rainstorm is very short.

One of the important take-aways of the paper is that risk changes with time, as predisposing factors are affected by aggravating factors, and as demography, urbanisation and natural processes continue to occur.

The two recent large quick clay landslides in Norway (Alta and Gjerdrum) provided several lessons:

- Quick clay landslides can occur in "ancient" landslide scars.
- There are some precursors (e.g., cracks) that could be exploited by an early warning system.
- Small changes in slope configuration can have disastrous consequences in quick clay areas.
- An incomplete understanding of zoning or risk maps can lead to a misunderstanding of the inherent risk.
- The risk assessment methodology for quick clay areas today is too static. A design should consider changes in e.g., erosion pattern over time, land-use changes or changes due to urbanisation, as well as changes in material properties, shear stresses and hydrometeorological changes.
- The Alta and Gjerdrum quick clay landslides showed that the events occurred following a long history of erosion and/or human activity over months and years. New remote sensing techniques, such as LiDAR, InSAR, and drone-based photogrammetry, allow to create Digital Elevation Models (DEMs) with cm-scale accuracy to monitor slope stability aggravating factors. They should be used to a greater extent in the future to assess changes in risk with time.
- Clear responsibility lines should be drawn for landslide-related activities, including erosion potential in areas adjacent to quick clay zones and on private land.

New technology and analytical solutions need to be exploited together to help make risk-informed decisions, reduce non-sustainable impacts and meet the challenges of climate change. The geotechnical profession's aim is not only to serve society; its role is to save lives in landslide-prone regions.

References

Christian, J.T. and Baecher, G.B. 2011. Unresolved Problems in Geotechnical Risk and reliability. GEORISK. ASCE GSP 224: 50−63.

Davidson, R.R. 2015. Misconceptions about Quantitative Risk Assessment of Dams. Dam Safety. Assoc. of State Dam Safety Officials. New Orleans, LA, USA. 19 pp.

Erharter, G. H., Hansen, T. F., Liu, Z. and Marcher, T. 2021. Reinforcement learning based process optimization and strategy development in conventional tunnelling. Automation in Construction, 127, 103701.

Expert Panel 2021. Causes of the 2020 quick clay landslide at Gjerdrum. Report from the expert commission. Publ. by the Norwegian Oil and Energy department (Rapport fra ekspertutvalg - in Norwegian). 172 pp.

Ge, Q., Sun, H,. Liu, Z.Q., Yang, B.B., Lacasse, S. and Nadim, F. 2021. A novel approach for displacement interval forecasting of landslides with step-like displacement patterns. Georisk. http://doi.org/10.1080/17499518.2021.1892769.

Gylland, A., Bjarghov, E., Nordal, S., L'Heureux, J.S., Degago, S. 2021. The quick clay landslide at Kråknes in Alta 3rd June 2020. Geoteknikkdagen 2021, pp. 25.1-25.15. ISBN: 978-82-8208-076-7.

Hanssen-Bauer, I., Førland, E.J., Haddeland, I., Hisdal, H., Mayer, S., Nesje, A., Nilsen, J.E.Ø., Sandven, S., Sandø, A.B., Sorteberg. A. and Ådlandsvik,B. 2017. Climate in Norway 2100 – a knowledge base for climate adaptation. NCCS report no. 1/2017.

Huang L. and Xiang, L.Y. 2018. Method for meteorological early warning of precipitation-induced landslides based on deep neural network. Neural Process Letters 48, 1243–1260.

IPCC 2012. Managing the Risks of Extreme Events and Disasters to Advance Climate Change adaptation. A Special Report of WG I and WG II of the Internat. Panel on climate change. *https://www. ipcc.ch/pdf /special-eports/srex/SREX_Full_*Report.*pdf .*

ISO 2394:2015 (International Standard Organization). ISO Standard: General principles on reliability for structures. ISO/TC 98/SC 2. 111 pp.

ISO 31000:2018 (International Standard Organisation). Risk management - Principles and guidelines. 2nd ed, ICS: 03.100.01. 16 pp.

Jaksa, M. and Liu, Z. 2021. Editorial for Special Issue “Applications of Artificial Intelligence and Machine Learning in Geotechnical Engineering”. Geosciences, 11(10), 399.

Jebur MN, Pradhan B, Tehrany MS 2014. Detection of vertical slope movement in highly vegetated tropical area of Gunung pass landslide, Malaysia, using L-band InSAR technique. *Geosciences Journal* 18: 61-68.

Keyport, R. N., Oommen, T., Martha, T. R., Sajinkumar, K. S. and Gierke, J. S. 2018. A comparative analysis of pixel-and object-based detection of landslides from very high-resolution images. International journal of applied earth observation and geoinformation, 64, 1-11.

L’Heureux, J.-S., Moholdt, R., Gjelsvik, V., and Lyche, E. 2014. The Evolution of Material Properties Within an In Situ Shear Zone in Sensitive Clay. In Landslides in Sensitive Clays. Springer. pp. 145-156.

L’Heureux, J.-S., Nordal, S., and Austefjord, S.W. 2017. Revisiting the 1959 quick clay landslide at Sokkelvik, Norway. In Landslides in Sensitive Clays. Springer. pp. 395-405.

L’Heureux, J.S., Høydal, O.A., Paniagua-Lopez, A.P. and Lacasse, S. 2018. Impact of climate change and human activity on quick clay landslide occurrence in Norway. 2nd JTC1 Workshop on Triggering and propagation of Rapid Flow-like Landslides, Hong Kong. 12pp.

L'Heureux, J.S. Bache, B.K., Hov, S. and Lacasse, S. 2022. Mitigation measures following landslides in sensitive clays–Examples from Norway. Geohazards VIII, Québec. (this conference) 6pp.

Lacasse, S. and Høeg, K. 2019. Reliability and risk approach for design and safety evaluation of dams. Keynote Lecture. (Eds J.P. Tournier, T. Bennett. J. Bibeau) Sustainable and Safe Dams Around the World: Proc. ICOLD 2019 Symposium (ICOLD 2019). Ottawa, Canada. CRC Press. 20 pp.

Lacasse, S. and Nadim, F. 2007. Probabilistic geotechnical analyses for offshore facilities. *Georisk*. **1**, (1): (21–42).

Lato, M.J. 2012. Remote monitoring of deformation using Terrestrial Laser Scanning (TLS or Terrestrial LiDAR). Geotechnical News, 30(1), 27.

Liu, Z. and Lacasse, S. 2022. Machine Learning in Geotechnical engineering: Opportunities and Applications. Proc. 20th Intern. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Sydney 2021 (to be published May 2022). 16pp.

Liu, J., Sauvin, G. and Yang, S. 2021a. Application of machine learning on soil classification based on CPTU data. The Sixth International Conference on Geotechnical & Geophysical Site Characterization: ISC'6, Budapest, Hungary, 26-29 September 2021.
Liu, Z., L'Heureux, J.S., Glimsdal, S., and Lacasse, S. 2021c. Modelling of mobility of Rissa landslide and following tsunami. Computers and Geotechnics. 140, 104388. doi:10.1016/j.compgeo.2021.104388.
Liu, Z., Gilbert, G., Cepeda, J.M., Lysdahl, A.O.K., Piciullo, L., Hefre, H. and Lacasse, S. 2021c. Modelling of shallow landslides with Machine Learning algorithms. Geoscience Frontiers, 12(1), 385-393.
Liu, Z., Guo, D., Lacasse, S., Li, J., Yang, B., and Choi ,J.C. 2020. Algorithms for intelligent prediction of landslide displacements. Journal of Zhejiang University Science A (Appl Phys & Eng), 21(6), 412-429.
Liu, Z., Lacasse, S., Nadim, F., Vanneste, M. and Yetginer, G. 2015. Accounting for the spatial variability of soil properties in the reliability-based design of offshore piles. Proc. 3rd Intern. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics. Oslo, Norway. pp. 1375-1380.
Marmota 2012. GeoScan Documentation. Marmota Eng.AG. https://www. marmota.com/index.php
Mergadi, A., Yunus, A.P., Dou, J., Whiteley, J., ThaiPham, B., Bui, D.T., Avtar, R. and Abderrahmane, B. 2020. Machine learning methods for landslide susceptibility studies: A comparative overview of algorithm performance. Earth-Science Reviews, 207, 103225.
NGI 1975. Utglidning den 14. mars 1975 i Store Lerresfjord, Alta kommune, Finnmark. Rapport nr. 75012-01. (in Norwegian)
NGI 2020. CPTU prediction model. Technical Note 2019 0685-01-TN. 40 pp.
Nishiguchi, T., Tsuchiya, S., Imaizumi, F. 2017. Detection and accuracy of landslide movement by InSAR analysis using PALSAR-2 data. *Landslides* 14: 1483-1490.
Nordal, S., L'Heureux, J., Skotheim, A., Emdal, A., Lyche, E., and Christensen, S. 2016. Skredet i Sørkjosen 10. mai 2015. Utredning om skredårsak fra undersøkelsesgruppa. Rapport no. SBF20160043. SINTEF Byggforsk.
NVE 2020. Årsaksvurdering – Kvikkleireskredet ved Kråknes i Alta 3. juni 2020. 10220443-RIG-RAP-001. NVE Ekstern rapport 2021:4. https://publikasjoner.nve.no/eksternrapport/2021/eksternrapport2021_04.pdf (in Norwegian).
NGU 2020. Kvartærgeologi og hydrogeologi ved Kråkneset i Altafjorden. Innspill til utredning av Kråknesskredet 3. juni 2020. NGU Rapport nr. 2020.029.
NoU (2022). På trygg grunn. Bedre håndtering av kvikkleirerisiko. Norges offentlige utredning 2022:3. Olje og energidept. 29 march 2022. 207 pp. (in Norwegian.
Paniagua, P., D'Ignazio, M., L'Heureux, J.S., Lunne, T. and Karlsrud, K. 2019. CPTU correlations for Norwegian clays: an update. AIMS Geosciences, 5(2), 82–103.
Peck, R B. 1969. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. Geotechnique, 19(1) 171–187.
Peck, R.B. 1998. Beware the Oddball. Urban Geotechnology and Rehabilitation, Seminar ASCE Metropolitan Section, Geotech. Group, NY. 7 pp.
Penna, I. and Solberg, I. 2021. Landscape changes and bedrock reconstruction in Gjerdrum area. Methodological approach and main results. NGU-rapport 2021.023. Norges geologiske undersøkelse.
Pourghasemi, H.R. and Rahmati, O. 2018. Prediction of the landslide susceptibility: Which algorithm, which precision? Catena, 162, 177-192.
Rauter, S. and Tschuchnigg, F. 2021. CPT Data Interpretation Employing Different Machine Learning Techniques. Geosciences, 11, 265.
Reale, C., Gavina, K., Librićb, L. and Jurić-Kaćunićb, D. 2018. Automatic classification of fine-grained soils using CPT measurements and Artificial Neural Networks. Advanced Eng. Informatics, 36, 207–215.
Riskrevisjonen 2021. The Office of the Auditor General's investigation of the management and review of the national follow-up of the sustainable development goals Doc.3:3(2020–2021).93pp. https://www.riksrevisjonen.no/rapporter-mappe/no-2021-2022/undersokelse-av-myndighetenes-arbeid-med-klimatilpasning-av-bebyggelse-og-infrastruktur/
Robertson PK (1990) Soil classification using the cone penetration test. Can Geotech J, 27(1), 151–158.
Schlögl, M., Gutjahr, K., & Fuchs, S. 2022. The challenge to use multi-temporal InSAR for landslide early warning. *Natural Hazards*, 1-7.
Stanley, T.A., Kirschbaum, D.B., Sobieszczyk, S., Jasinski, M.F., Borak, J.S. and Slaughter, S.L. 2020. Building a landslide hazard indicator with machine learning and land surface models. Environmental Modelling and Software 129, 104692.

Stumpf, A. and Kerle, N. 2011. Object-oriented mapping of landslides using Random Forests. Remote sensing of environment, 115(10), 2564-2577.
Varnes, D.J. IAEG Commission on Landslides and other Mass-Movements, 1984. Landslide Hazard Zonation: A Review of Principles and Practice. The UNESCO Press, Paris, 63 pp.
Vick, S. 2002. *Degrees of Belief. Subjective Probability and Engineering Judgment*. ASCE Press. 405 pp.
Xiao, T., Zhang, L.M., Cheung R.W.M. and Lacasse, S. 2022. Predicting spatio-temporal man-made slope failures induced by rainfall in Hong Kong using machine learning techniques. Géotechnique 2022-02-23, DOI: 10.1680/jgeot.21.00160
Yoon, H., Jun, S., Hyun, Y., Bae, G. and Lee, K., 2011. A comparative study of artificial neural networks and support vector machines for predicting groundwater levels in a coastal aquifer. J. Hydrol. 396(1), 128–138.

ANNEX A – ON MACHINE LEARNING

In contrast to traditional physics-driven methods, machine learning (ML), a sub-field of artificial intelligence, is a data-driven approach that 'trains' a regression or classification model through a complex nonlinear mapping with adjustable parameters based on the data. Deep learning (DL) can be regarded as a subset of ML. The following general description is based on Liu and Lacasse (2022).

There are a few State-of-Art reviews on machine learning/deep learning for specific geoscience domains, including a short review on DL applications in geotechnical engineering (Zhang et al. 2021), ML modelling of soil properties (Zhang et al. 2021), ANN applications (Moayedi et al. 2020), small to large scale porous media (Tahmasebi et al. 2020), underground soil-structure interaction (Jong et al. 2021), underground excavations (Zhang et al. 2020), geohazard modelling (Dikshit et al. 2021), maintenance of railway track (Xie et al. 2020), landslide studies (Mergadi et al. 2020; Ma et al. 2020; Tehrani et al. 2022) and geological hazard analysis (Ma and Mei 2021). Liu and Lacasse (2022) presented recent advances in the application of ML in geotechnical engineering and discussed the challenges and opportunities provided by ML and DL for geotechnical applications.

The main distinction between DL and conventional ML algorithms falls the way in which the learning or 'training' is done. DL is primarily based on neural networks (NN), whereas conventional ML methods include algorithms other than, and as well as, NN. In general, DL algorithms typically require more data for training than conventional ML algorithms, given their higher number of hyperparameters. (A hyperparameter is a parameter which value is used to control the learning process. The values of other parameters, on the other hand, are derived by 'training'.)

Empirical analysis has shown that the best accuracy estimates are attained if 20 to30% of a dataset is allocated to testing, and the remaining data (70 to 80%) is used for training.

Most of ML modelling fall under 3 categories: Supervised, unsupervised (semi-supervised can be a mix of the two categories), and reinforcement learning. Figure A1 illustrates the relationship among artificial intelligence, machine learning and deep learning. and gives geotechnical engineering examples for the three learning categories.

Supervised Learning: The most common form used in geotechnical applications were the data are provided to learning algorithms, including context and feedback for learning. By 'training' with input variables and target variables, the machine learns how to map inputs to corresponding outputs. The training process continues until the model achieves a targeted accuracy. Geotechnical applications include modelling of the mechanical behaviour of soils (Zhang et al. 2021), ground improvement (Ranasinghe et al. 2017; Hosseini et al. 2020), geo-structure design (piles, shallow foundations, soil nail walls) (Kordjazi et al. 2014; Ray et al. 2021; Liu et al. 2021), and landslide deformation process prediction (Yang et al. 2019; Liu et al. 2020).

Unsupervised Learning: Unsupervised learning data sets only include inputs, and the algorithm must learn from those inputs and find patterns and commonalities between data points to determine the next steps to take. Examples of this type of unsupervised learning algorithms are hierarchical clustering, K-means, Density-Based Spatial Clustering of Applications with Noise (DBSCAN). Geotechnical

applications with unsupervised learning include clustering underground stratification (Wang et al. 2019; Wang et al. 2021; Molina-Gomez et al. 2021), rock mass clustering (Erharter and Marcher 2021), and exploratory monitoring data analysis (Zhou et al. 2019).

Reinforcement Learning: Reinforced learning refers to the process of a learning program learning to achieve a specific objective through interaction with its environment. The approach has not been used for many specific applications in geotechnical engineering. One example of such process optimization and strategy development in conventional tunnelling was presented by Erharter et al. (2021).

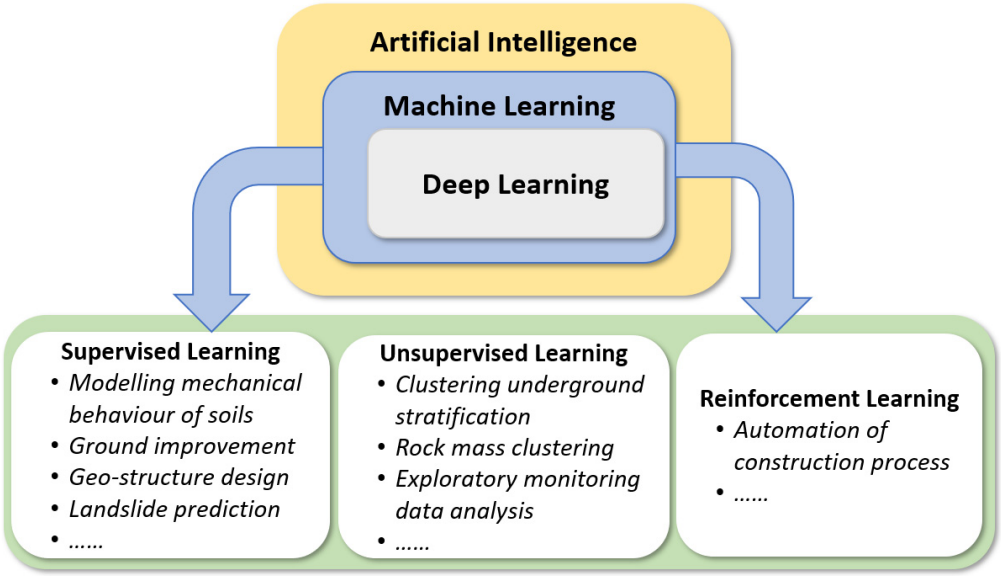


Figure A1. Artificial intelligence, machine learning, deep learning, and some geotechnical applications (Liu and Lacasse, 2022).

REFERENCES TO ANNEX A

Dikshit, A., Pradhan, B. and Alamri, A.M. 2021. Pathways and challenges of the application of artificial intelligence to geohazards modelling. Gondwana Research, 100, 290–301.

Erharter, G. H., Hansen, T. F., Liu, Z. and Marcher, T. 2021. Reinforcement learning based process optimization and strategy development in conventional tunneling. Automation in Construction, 127, 103701.

Hosseini, S. A. A., Mojtahedi, S. F. F. and Sadeghi, H. 2020. Optimisation of deep mixing technique by artificial neural network based on laboratory and field experiments. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 14(2), 142-157.

Jong, S.C., Ong, D.E.L. and Oh, E. 2021. State-of-the-art review of geotechnical-driven artificial intelligence techniques in underground soil-structure interaction. 113, 103946.

Kordjazi, A., Pooya Nejad, F. and Jaksa, M. B. 2014. Prediction of Ultimate Bearing Capacity of Axially Loaded Piles Using a Support Vector Machine Based on CPT Data. Computers and Geotechnics, 55, (1), 91–102.

Liu, Z., Gilbert, G., Cepeda, J.M., Lysdahl, A.O.K., Piciullo, L., Hefre, H. and Lacasse, S. 2021. Modelling of shallow landslides with Machine Learning algorithms. Geoscience Frontiers, 12(1), 385-393.

Liu, Z., Guo, D., Lacasse, S., Li, J., Yang, B., and Choi ,J.C. 2020. Algorithms for intelligent prediction of lan dslide displacements. J. Zhejiang University Science A (Appl Phys & Eng), 21(6) 412-429.

Liu, Z. and Lacasse, S. 2022. Machine Learning in Geotechnical engineering: Opportunities and Applications. Proc. 20th Intern. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Sydney 2021 (to be published May 2022). 16pp.

Ma, Z. and Mei, G. 2021. Deep learning for geological hazards analysis: Data, models, applications, and opportunities. Earth-Science Reviews, 223, 103858

Ma, Z., Mei, G. and Piccialli, F. 2021. Machine learning for landslides prevention: a survey. Neural Computing and Applications, 33, 10881–10907.
Mergadi, A., Yunus, A.P., Dou, J., Whiteley, J., ThaiPam, B., Bui, D.T., Avtar, R. and Abderrahmane, B. 2020. Machinelearning methods for landslide susceptibility studies: A comparative overview of algorithm performance. Earth-Science Reviews, 207, 103225.
Moayedi, H., Mosallanezhad, M., Rashid, A.S.A., Jsoh, W.A.W. and Muazu, M.A. 2020. A systematic review and meta-analysis of artificial neural network application in geotecnical engineering: theory and applications. Neural Comput & Applic, 32, 495–518.
Molina-Gómez, F., da Fonseca, A.V., Ferreira, C., Sousa, F. and Bulla-Cruz, L.A. 2021. Defining the soil stratigrahy from seismic piezocone data: A clustering approach. Engineerig Geology, 287, 106111.
Ranasinghe, R. A. T. M., Jaksa, M. B., Pooya Nejad, F. and Kuo, Y. L. 2017. Predicting the Effectiveness of Rolling Dynamic Compaction Using Genetic Programming and Cone Penetration Test Data. Proc. of Institution of Civil Engineers – Ground Improvement, 170(4), 193–207.
Ray, R., Kumar, D., Samui, P., Roy, L. B., Goh, A. T. C. and Zhang, W. 2021. Application of soft computing techniques for shallow foundation reliability in geotechnical engineering. Geoscience Frontiers, 12(1), 375-383.
Tahmasebi, P., Kamrava, S., Bai, T. and Sahimi, M. 2020. Machine learning in geo- and environmental sciences: From small to large scale, Advances in Water Resources, 142. ISSN 0309-1708. https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2020.103619.
Tehrani, F.S., Calvello, M., Liu, Z., Zhang, L. and Lacasse, S. 2022. Machine learning and landslide studies: recent advances and applications. Natural Hazards (under review).
Wang, H., Wang, X, Wellmann, J. F. and Liang, R.Y. 2019. A Bayesian unsupervised learning approach for identifying soil stratification using cone penetration data. Canadian Geotechnical Journal, 56(8), 1184-1205.
Wang, X, Wang, H. and Liang, R.Y. 2021. Unsupervised and simultaneous stratigraphic interpretation of CPT soundings at site scale. Int. J. Geomech., 21(8): 04021130.
Xie, J., Huang, J., Zeng, C., Jiang, S.H. and Podlich, N. 2020. Systematic Literature Review on Data-Driven Models for Predictive Maintenance of Railway Track: Implications in Geotechnical Engineering. Geosciences, 10, 425.
Zhang, W., Li, H., Li, Y., Liu, H., Chen, Y. and Ding, X. 2021a. Application of deep learning algorithms in geotechnical engineering: a short critical review. Artif Intell Rev 54, 5633–5673.
Zhang, W., Wu, C., Zhong, H., Li, Y. and Wang, L. 2021b. Prediction of undrained shear strength using extreme gradient random forest based on Bayesian optimization. Geoscience Frontiers, 12(1), 469-477.
Zhang, W., Zhang, R., Wu, C., Chee Goh, A. T., Lacasse, S., Liu, Z. and Liu, H. 2020. State-of-the-art review of soft computing applications in underground excavations. Geoscience Frontiers, 11(4), 1095-1106.
Zhou, C., Kong, T., Zhou, Y., Zhang, H. and Ding. L. 2019. Unsupervised spectral clustering for shield tunneling machine monitoring data with complex network theory. Automation in Construction, 107, 102924.

ANNEX B – The Observational Method

Karl Terzaghi (1929; 1961) wrote:

"Soil engineering projects […] require a vast amount of effort and labor securing only roughly approximate values for the physical constants that appear in the equations. The results of the computations are not more than working hypotheses, subject to confirmation or modification during construction. In the past, only two methods have been used for coping with the inevitable uncertainties: either adopt an excessively conservative factor of safety, or make assumptions in accordance with general, average experience. The first method is wasteful; the second is dangerous. A third method is provided that uses the experimental method. The elements of this method are 'learn-as-you-go:' Base the design on whatever information can be secured. Make a detailed inventory of all the possible differences between reality and the assumptions. Then compute, on the basis of the original assumptions, various quantities that can be measured in the field. On the basis of the results of such measurements, gradually close the gaps in knowledge, and if necessary modify the design during construction."

The Observational Method (OM), from Ralph B. Peck's 1969 Rankine Lecture, is a formalisation of Terzaghi's philosophy. The OM consists of (underline is by authors):

1. Exploration sufficient to establish at least the general nature, pattern and properties of the deposits, but not necessarily in detail.
2. Assessment of the most probable conditions and the most unfavourable conceivable deviations from these conditions. In this assessment geology often plays a major role.
3. Establishment of the design based on a working hypothesis of behaviour anticipated under the most probable conditions.
4. Selection of quantities to be observed as construction proceeds and calculation of their anticipated values on the basis of the working hypothesis.
5. Calculation of values of the same quantities under the most unfavourable conditions compatible with the available data concerning the subsurface conditions.
6. Selection in advance of a course of action or modification of design for every foreseeable significant deviation of the observational findings from those predicted on the basis of the working hypothesis.
7. Measurement of quantities to be observed and evaluation of actual conditions.
8. Modification of design to suit actual conditions.

The degree to which each step is followed depends on the nature and complexity of the project. Uncertainties can be reduced but never completely eliminated. Because of the uncertainties, there is a finite, even if small, probability that a failure may occur.

In the OM, a project adopts the "most probable" design parameters, as opposed to conservative parameters; it assesses a range of probable behaviour; it sets out modifications to be implemented if the parameters or the behaviour turn out to be less favourable than assumed in the design; it monitors the behaviour of the structure and soil, providing indication of whether mitigation measures are required or not; and it analyses the data and triggers the implementation of contingency plans. One key aspect is the selection in advance of a course of action for every foreseeable significant deviation of the observational findings from those predicted on the basis of the working hypothesis.

The OM has effectively a component of risk, including uncertainties through the most probable values and the most unfavourable conceivable conditions. This, already in 1969. The observational method requires rational consideration of the uncertainties in the parameters and a clear plan for dealing with events as they develop (Christian and Baecher, 2011).

Bayesian thinking is essentially the same logic that Terzaghi and peck describe but based on mathematical logic. Bayes' Rule says that uncertainties expressed as probabilities can be updated by observational information according to the conditional probability those observations given an initial hypothesis-

$$P[hypothesis|data] \propto P[hypothesis]\, P[data|hypothesis] \qquad [B1]$$

where $P[hypothesis|data]$ is the updated probability based on the observations, $P[hypothesis]$ is the prior probability, and the quantity $P[data|hypothesis]$ is the likelihood of the data. Bayesian thinking should be connected to the OM.

REFERENCES TO ANNEX B

Peck, R.B (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Géotechnique*. 19 (1): 171–187.

Terzaghi, K. (1929). Effect of minor geologic details on the safety of dams. *American Institute of Mining and Metallurgical Engineers*. 215: 31–44.

Terzaghi, K. (1961). Engineering geology on the job and in the classroom: Past and future of applied soil mechanics. Harvard Soil Mechanics series. 62.

First South American Geotechnical Seminar
14th-18th November, 2022
Cartagena, Colombia

Developments in landslide inventory, susceptibility, hazard and risk assessments at the UT-Centre for Disaster Resilience

Luigi Lombardo[1]*, Ashok Dahal[1], Kushanav Bhuyan[1,2], Mateo Zapata[1,3], Zhice Fang[1,4], Said Ahmed Muhtar[1], Diana Collazos Cortes[1] , Maria Arango Carmona[1,6], Nitheshnirmal Sadhasivam[1], Mahnoor M. Ahmed[1], Xuetong Wang[1,5] , Tanuj Pareek, Priscilla Niyokwiringirwa[1,7], Hakan Tanyas[1], Muhammad Aufaristama[1] , Sansar Raj Meena[1,2], Bastian van den Bout[1],Cees van Westen[1]

[1] Centre for Disaster Resilience, Department of Applied Earth Sciences, Faculty of Geo-Information Science and Earth Observation (ITC), University of Twente, The Netherlands
[2] Machine Intelligence and Slope Stability Laboratory (MISS-Lab), Department of Geosciences, University of Padova, Italy
[3] EURAC Research Centre, Bolzano, Italy.
[4] Wuhan University of Geosciences, Wuhan, China
[5] KAUST, King Abdullah University of Science and Technology, Saudi Arabia
[6] Geoforschungszentrum, Potsdam, Germany
[6] University of Genova, Italy

ABSTRACT
Within the Centre for Disaster Resilience (CDR) at the Faculty of Geo-Information Science and Earth Observation (ITC) of the University of Twente (Netherlands), we carry out MSc and PhD research with students from all over the world. This paper presents a summary of recent research results from a range of MSc students from different countries (India, Pakistan, Nepal, Colombia, Indonesia) on various research topics related with landslide inventory mapping, susceptibility mapping, landslide hazard assessment, Landslide Early Warning and multi-hazard risk assessment. Within the CDR we have established a research groups on landslides that covers a range of topics. We also link research with training, and international projects. Students are supported to carry out fieldwork in areas with many landslide problems. In this overview paper we show examples from Nepal, India, Japan, Taiwan, Vietnam, Colombia and Norway. This paper presents examples from MSc students, many of which have obtained PhD research position in other Universities, with whom we collaborate in international projects.

1. Introduction

The Department of Applied Earth Science within the Faculty of Geo-Information Science and Earth Observation (ITC) is a group of researchers that is at the forefront of international research on hazard and risk assessment. The ITC was established in 1950 with the aim to provide international capacity building in map making for staff working in organisations in developing countries. Over the years ITC has kept its mandate, even after joining the University of Twente in 2020. Our mission is capacity development, where we apply, share and facilitate the effective use of geo-information and earth observation knowledge and tools for tackling global wicked problems. Our purpose is to enable our many partners around the world to track and trace the impact – and the shifting causes and frontiers – of today's global challenges. We are here to identify and understand vulnerability and to use geospatial solutions for converting it into resilience, thereby contributing to the establishment of sustainable living environments anchored in an inclusive society.

* Corresponding author: L.Lombardo@utwente.nl

One of the important global challenges that we study is the increase of extreme hydro-meteorological events, aggravated by climate change. We work closely together with the Red Cross Climate Centre and the Netherlands Royal Meteorological Institute in translating climate change into changing hazard characteristics. Our group has focused on the assessment of landslide related hazards for decades (Van Westen, 1993, Soeters and van Westen, 1996), and was pioneering in the field of Remote Sensing and GIS for landslide hazard assessment. Many researchers were trained at ITC, which became influential in their own countries. Nowadays a new generation of slope stability researchers is continuing the research, following innovative techniques for landslide inventory mapping using Google Earth Engine, and advanced AI applications, monitoring of landslides using InSAR, data-driven modelling approaches for earthquake-induced landslide hazard, space-time modelling as a basis for Landslide Early Warning, impact-based forecasting, and the development and application of open software tools for physically-based multi-hazard modelling (https://lisemmodel.com/). Together with the Asian Institute of Technology we are also developing an open-source, cloud based tool for risk assessment (http://www.riskchanges.org/). Since 2021 the Centre for Disaster Resilience has been active within ITC, bringing together all DRM related activities (www.itc.nl/cdr). The research in ITC involves our MSc students, many of whom obtain a PhD position after completing their Masters study. This paper gives examples of their landslide-related research.

2. Landslide inventory mapping and monitoring

Previous studies focussed on landslide inventories, related to single trigger events, which are valuable data sources not only for scientific research on natural processes such as erosion, sediment transportation, landscape evolution, and climatic and environmental change, but also for hazard studies (Guzzetti et al., 2012). Inventories have led to near real-time global landslide hazard assessment methods developed for both earthquake-triggered (e.g., Nowicki Jessee et al., 2018; Tanyaş, et al., 2019) and rainfall-triggered (Kirschbaum and Stanley, 2018; Stanley et al., 2021) landslides. Several (semi-) automated landslide mapping algorithms have been developed recently, following the increase in availability of high resolution optical/radar imagery and advances in image processing technologies (e.g., Amatya et al., 2021; Handwerger et al., 2021; Scheip and Wegmann, 2021). As a result, more and more landslide inventories (Amatya et al., 2022; Emberson et al., 2021) expand the available event-based landslide repositories. Nevertheless, these collections of landslide occurrences are hampered by a lack of full spatial and temporal coverage. Often the collections do not adequately represent the various environmental settings characterised by different seismotectonic, morphologic, geologic, and climatic conditions. Furthermore, there is still no centralised platform hosting any of these landslide detection algorithms to systematically compile landslide inventories to identify landslides, not only historically but also not in near real-time.

Recent improvements in remote sensing data management and cloud computing have opened opportunities to develop a cloud-based platform for automated analysis of remote sensing data. Google Earth Engine (GEE) is one of the tools that offers possibilities for remote sensing data access, processing, analysis, and visualisation at a global scale (Gorelick et al., 2017). GEE consists of a high performance computing service with direct access to a multi-petabyte analysis-ready data catalogue. This cloud-based platform has the advantage of straightforward and efficient processing of large volumes of data (Gorelick et al., 2017) and an ability to derive map and GIS-based products without the time investment and cost intensive resources required for traditional methods. We aim at: (1) developing a system to generate a historical and near real-time landslide catalogue via GEE, and (2) providing the global landslide database in a user interface designed for researchers, emergency responders and the public. Identifying the size and geographic location of landslides is based on optical satellite data from operational missions with

data continuity available in GEE, such as the Landsat series, Sentinel-2 and PlanetScope. Various spectral indicators for vegetation cover, soil moisture and soil characteristics can be used to capture removal or occlusion of vegetation by landslides (Amatya et al., 2021; Chen et al., 2018; Scheip and Wegmann, 2021). Once change is detected, a Digital Elevation Model (DEM) is used for filtering results, as slope is one of the contributing factors in landslide mapping (Dai and Lee, 2002; Siyahghalati et al., 2016). A rule-based classification technique integrates measures and thresholds into a change detection system. The schematic workflow of this process is shown in Figure 1. Here we show the overall approach for identification of change in steps 1-3 and the final identification of landslides in step 4.

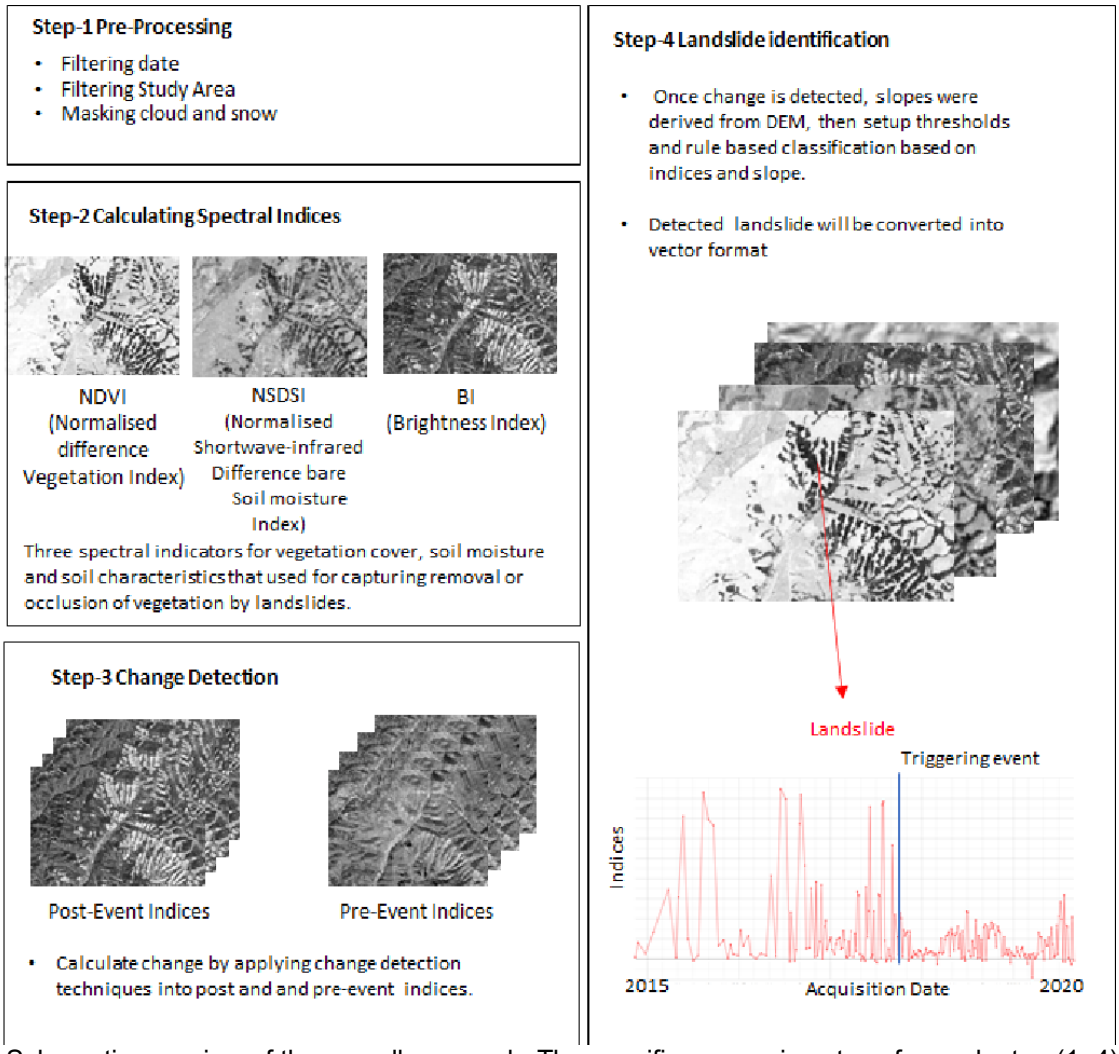


Figure 1: Schematic overview of the overall approach. The specific processing steps for each step (1–4) are listed in a box. The main key features of the processing steps are ilustrated schematically

The system can produce landslide inventories within 10, to maximum 15 minutes (Aufaristama et al., in prep). When we tested the current system for mapping the world's second largest recorded landslide event in Papua New Guinea 2018 (Tanyaş et al., 2021), the system took approximately 15 minutes to generate landslide inventories in an area of around 46.000 km^2 (Figure 2). In comparison to manual

mapping done in Nepal, Amatya et al. (2021) took six hours for manual mapping of 575 km^2 area along Pasang Lamu while semi-automatic mapping took up to one hour

A prototype has been validated on landslide inventories. The same method can be upscaled for developing a global landslide catalogue. In return, the developed algorithms can be further improved by additional inventory data of events worldwide to increase accuracy. Preferably, the setting of thresholds by expert knowledge will eventually be replaced by the possibility of self-training and self-adaptation through machine learning.

The next step in this project revolves around creating a catalogue database to store global landslide inventories. The aim of the global landslide catalogue is to create the largest global and complete public online landslide inventory available and open to everyone to share, download, and analyse landslide information. To disseminate the catalogue to the world, we need to migrate the processing result from a production environment to a publicly accessible database and web portal.

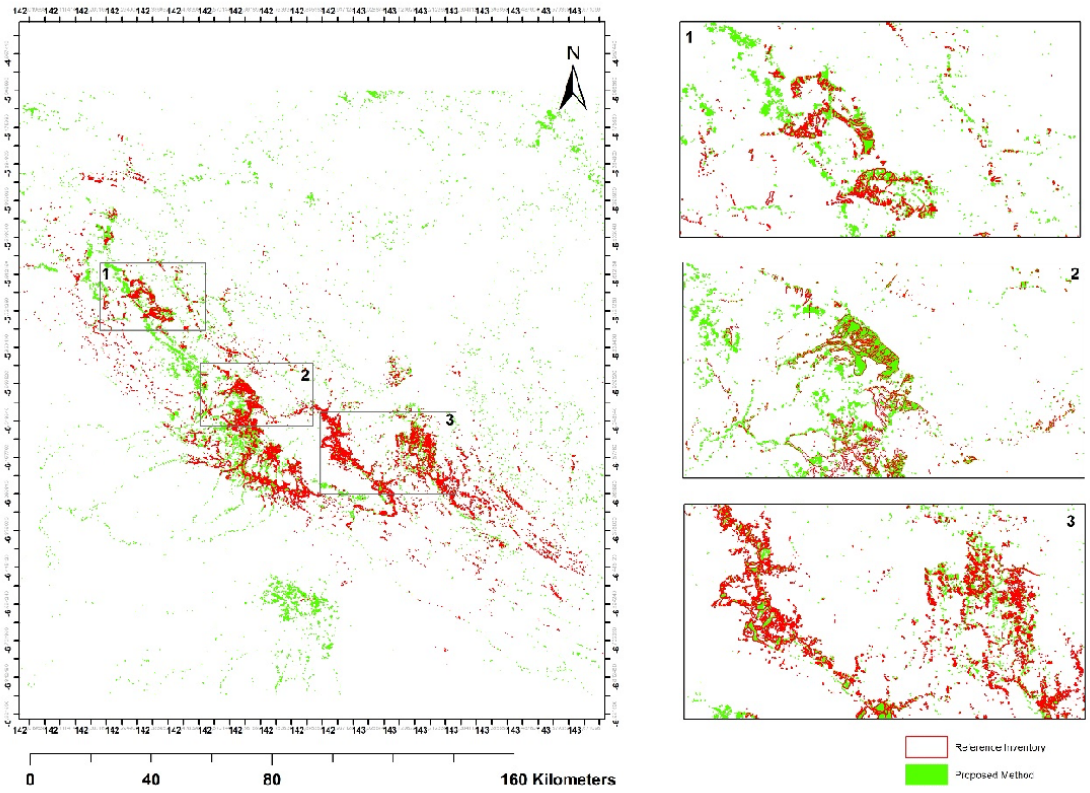


Figure 2. Landslides inventory comparison: proposed method (green polygon) and reference inventory by Tanyas et al. (2021) (red polygon) in Papua New Guinea 2018.

2.1. Automated landslide mapping

Polygon-based landslide inventories are crucial in the effort to comprehend the geographical and size distribution of landslides since they serve as the foundation for calculating susceptibility. Landslide-event inventories contain data on the time and cause of landslides, which is necessary for some applications like creating a landslide early warning system or near-real-time forecasting tools (Nowicki Jessee et al.,

2018). For rapid landslide hazard assessment, however, polygon-based event inventory may be employed. These inventories are created by employing methods like 1) field surveys, 2) geomorphological mapping (Guzzetti et al., 2012), 3) visual image interpretation using sensors like Unmanned Aerial Vehicles (Rossi et al., 2018), LiDAR (Jaboyedoff et al., 2012), airborne instruments (Supper et al., 2013), and satellite-borne antennas (Fiorucci et al., 2011). Despite all the techniques created and used, it is still difficult to find quick, effective ways to gather data on landslide occurrences. Since 2019, there have been an enormous increase in the number of deep learning (DL) studies involving landslide detection using satellite imagery. Several DL networks, including the industry-leading CNN

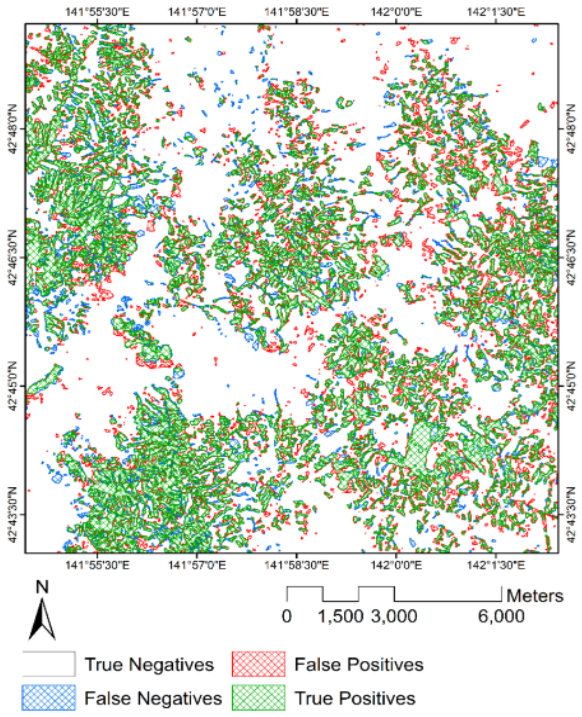


Figure 3: Landslides detected in the Hokkaido, Japan on Sentinel-1 data.

model have been developed for landslide detection from a variety of satellite imagery and remote sensing data Deep convolutional neural networks (DCNN), one of the first DL models, have created new possibilities for landslide detection using satellite images, particularly on a large scale (Liu & Chen, 2021; Zhong et al., 2020). These models have, up to this point, typically adhered to a standard supervised learning framework based on satellite images of landslide-affected areas from various geographical locations and related labelled inventory for training and testing the models.

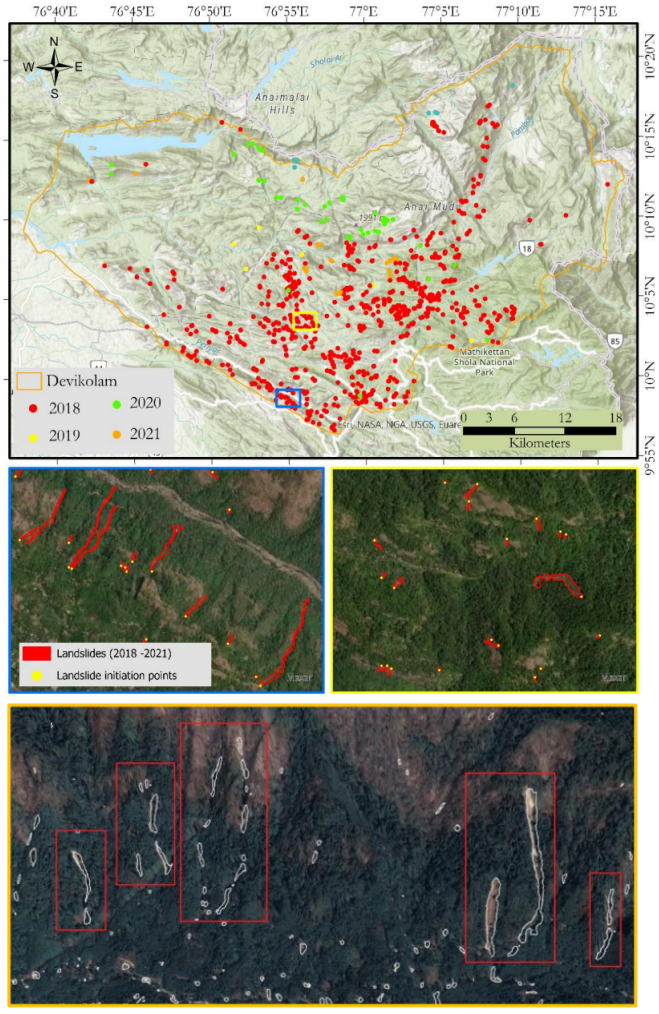


Figure 4: Landslides detected in the Western Ghats of India using a variant of the U-Net model.

In Ghorbanzadeh et al. (2019), utilising RapidEye VHR satellite images (5 m spatial resolution) and topographic parameters including slope angle information, two suggested CNN architectures and three machine learning algorithms of SVM, RF, and artificial neural networks were trained from scratch. The trained models were then applied to the identification of landslides in a region of Nepal not covered by

the training phase. The suggested CNNs often performed better than the machine learning models. Wang et al. (2021) used YOLOv5 to identify landslides using high-resolution remote sensing photos. Fully convolutional networks (FCN) (Shelhamer, Long, & Darrell, 2017) and U-Net (Ronneberger, Fischer, & Brox, 2015) applications for landslide detection have been shown by Meena et al. (2022) and expanded upon by other research employing various forms of these models. For instance, Ghorbanzadeh et al. (2021) compared the U-Net and ResU-Net models leveraging images from Sentinel-2 and Landsat-8 OLI to map landslides. These models were employed by Qi et al. (2020) to try and identify the landslides that were brought on by a particularly strong rainfall in Tianshui City, Gansu Province, in July 2013. By training and testing with GeoEye-1 images with a spatial resolution of 0.5 m, the resultant F1 scores for ResU-Net and U-Net were 0.89 and 0.8, respectively. The Dempster-Shafer model is used in Ghorbanzadeh et al. (2021) to evaluate the effect of topographical information such as elevation, slope, aspect, and plan curvature on the overall performance of a multi-stream CNN-based landslide detection. For landslide identification utilizing DL models, not only optical pictures but also synthetic aperture radar (SAR) data have been employed, employing completely different imaging geometries and content. Instead of utilizing Sentinel-2 photos, Nava et al. (2022) used SAR data from Sentinel-1 for training and testing an Attention U-Net model to tackle cloud obscuration issues when mapping landslides after a long cloudy period.

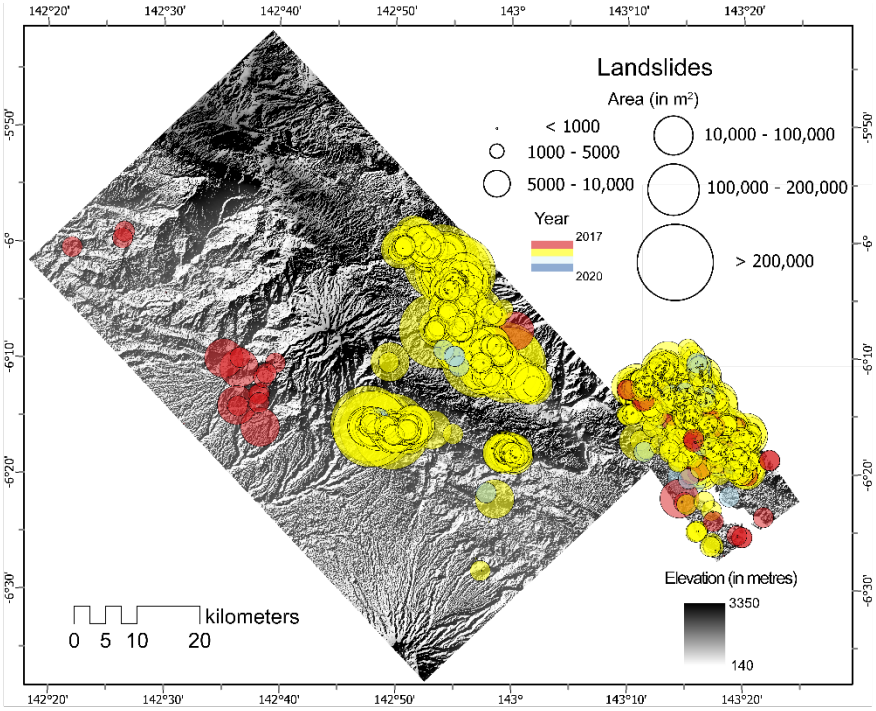


Figure 5: Multi-temporal landslide predictions using high resolution Planet images.

2.2. Radar-based hillslope monitoring

Landslides have different velocities ranging from meters per second to millimetres per annum (Hungr et al., 2014). Those with latter velocities are described as slow-moving landslides which are often observed in mountainous regions with high seismicity (Handwerger et al., 2015). Although slow-moving landslides don't necessarily kill people, they do indirectly initiate fast-moving landslides to develop from within them (Lacroix et al., 2020). For instance, the disastrous Vajont landslide, which killed over 2000 people during 1963 in the Italian Alps, had precursory deformations well before rapid failure which was never noticed (Palmer, 2017). Many creeping, slow-moving landslides around the world go unnoticed as they are unmonitored. Scanning hillslopes for identifying such slow-moving landslides and monitoring those hillslopes in a regional scale for a long term could provide information regarding factors that control landslide susceptibility and hazard. In return, the knowledge that the geoscientific community develops could help us to increase the resilience of our society, in particular, to the predicted increase of hazardous landslide events, especially under climate change scenarios.

The development and widespread use of Interferometric Synthetic Aperture Radar (InSAR) have made it possible to monitor the hillslopes over such a long period of time and extract precise measurement of slow surface deformation through time and space. This technique has gained the spotlight for three decades because of SAR missions' global coverage, applicability over wide areas and detailed information provided both in space and time. Differential InSAR (D-InSAR) was first used to study the deformation of slowly-moving landslides. However, multi-temporal InSAR (MT-InSAR) approaches were developed in response to the geometrical and temporal decorrelation and atmospheric effects constraints of D-InSAR. Among the available MT-InSAR approaches, Persistent Scatterer Interferometry (PSI) and Small Baseline interferometry (SBAS) have been further developed over the years and employed to measure ground motion for various applications. As a result, millimeter-precision deformation measurements can be nowadays estimated globally and in many terrain conditions. There have been multiple studies ever since the development of the MT-InSAR technique that applied the method for detecting and monitoring slow-moving landslides and also understanding the process of slope deformation in remote areas of the globe (Bayer et al., 2017; Colesanti et al., 2003; Colesanti and Wasowski, 2006; Handwerger et al., 2015; Hilley et al., 2004; Wasowski and Bovenga, 2014). Among all MT-InSAR approaches, PSI and SBAS are the most frequently applied techniques for landslide deformation analysis (Bayer et al., 2017; Tantianuparp et al., 2013; Zhao et al., 2018). The MT-InSAR applications largely transformed the process of landslide monitoring and hugely aided researchers in understanding the evolution of slowly deforming hillslopes. It can be used to unveil the smallest of displacements that is happening within a slope, which can be used for better landslide hazard assessment and risk reduction. Recently, MT-InSAR is also found to be useful in mapping and monitoring the slow-moving landslides that are induced on the hillslopes owing to the strong ground shaking from the earthquakes (Sadhasivam, 2022). Despite the growing body of study on catastrophic post-seismic landslides, we still know very little about the sub-meter deformation evolution of active hillslopes during the post-seismic phase, which are triggered by strong mainshock. Moreover, understanding how slow-moving hillslopes originate/evolve after a common triggering event such as an earthquake can help us assess the post-seismic landslide hazard in a more robust way to plan preventive measures and reduce the risk from rapid catastrophic failure (Sadhasivam, 2022). For the first time, homogeneous terrain units known as slope units are used for mapping the extent of slow-moving hillslopes by aggregating the Persistent Scatterer (PS) pixels that are derived by applying PSI MT-InSAR technique. This research was conducted on hillslopes in an area affected by the 7.8 Mw Kaikōura earthquake, which struck the northern part of New Zealand's Southern Island on November 14, 2016. The rupture of the earthquake

began from 173.02° longitude and -42.69° latitude, and the hypocentre was found to be at 15.1 km depth. An area of about 2300 km^2 is selected for the study. Freely accessible C-band Terrain Observation with Progressive Scans SAR (TOPS) based Sentinel-1 Interferometric Wide (IW) beam mode SLC SAR product having a swath width of 250 km is used for performing pre- and post-seismic deformation dynamics analysis of hillslopes present in the study area.

In order to identify actively deforming hillslopes in the study area, actively deforming PS are spatially connected with delineated slope units. Actively deforming hillslopes are defined as slope units with equal to or more than 20 actively deforming PS. Based on the average LOS velocity of the hillslopes, these actively deforming hillslopes are further divided into extremely slow-moving and very slow-moving hillslopes. Thus, it is discovered that nine hillslopes that fall into the category of extremely slow-moving hillslopes were present in the study area prior to the Kaikōura earthquake between October 2014 and November 2016 (Figure 6). There are 243 actively deforming hillslopes, of which 141 are found to be extremely slow-moving and 102 to be very slow-moving (Figure 7).

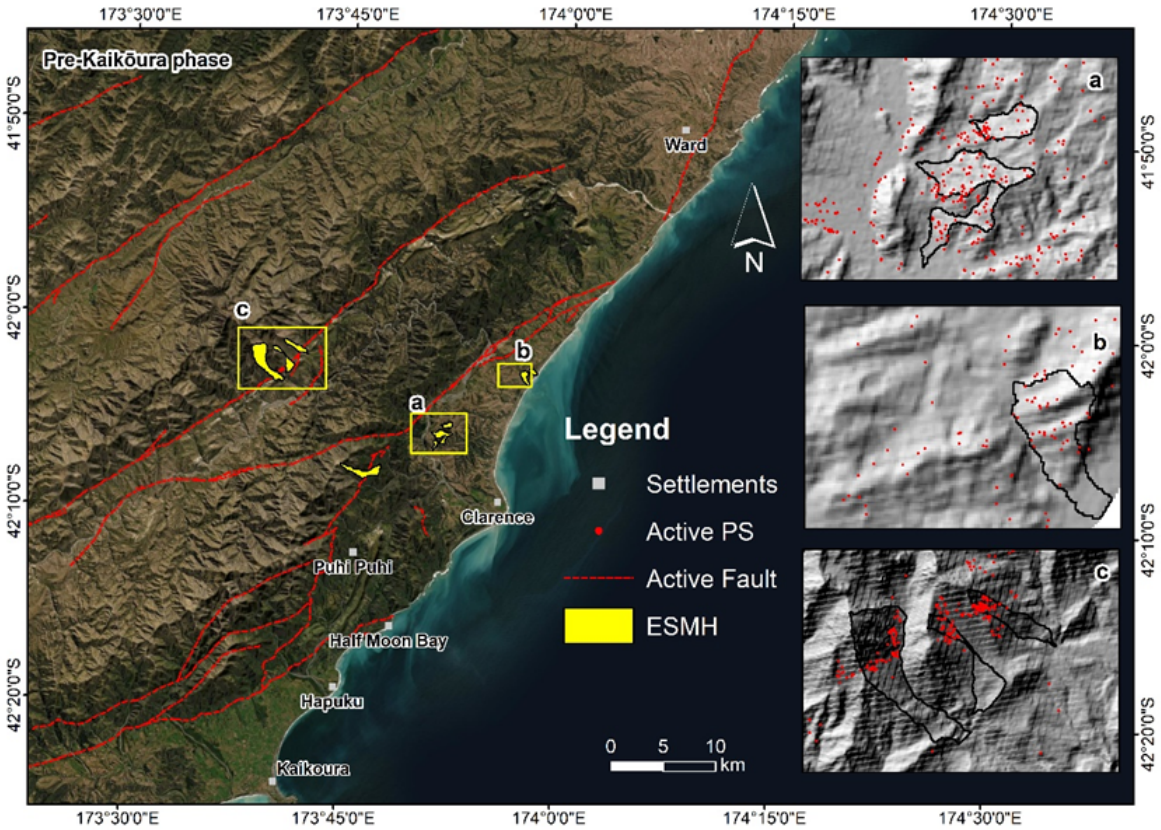


Figure 6: Actively deforming hillslopes identified during the pre-Kaikōura phase superimposed on World Imagery basemap. The active PS pixels are overlaid upon hillslopes in the insert maps (a, b, c and d) (ESMH: Extremely slow-moving hillslope). This image is taken from Sadhasivam (2022).

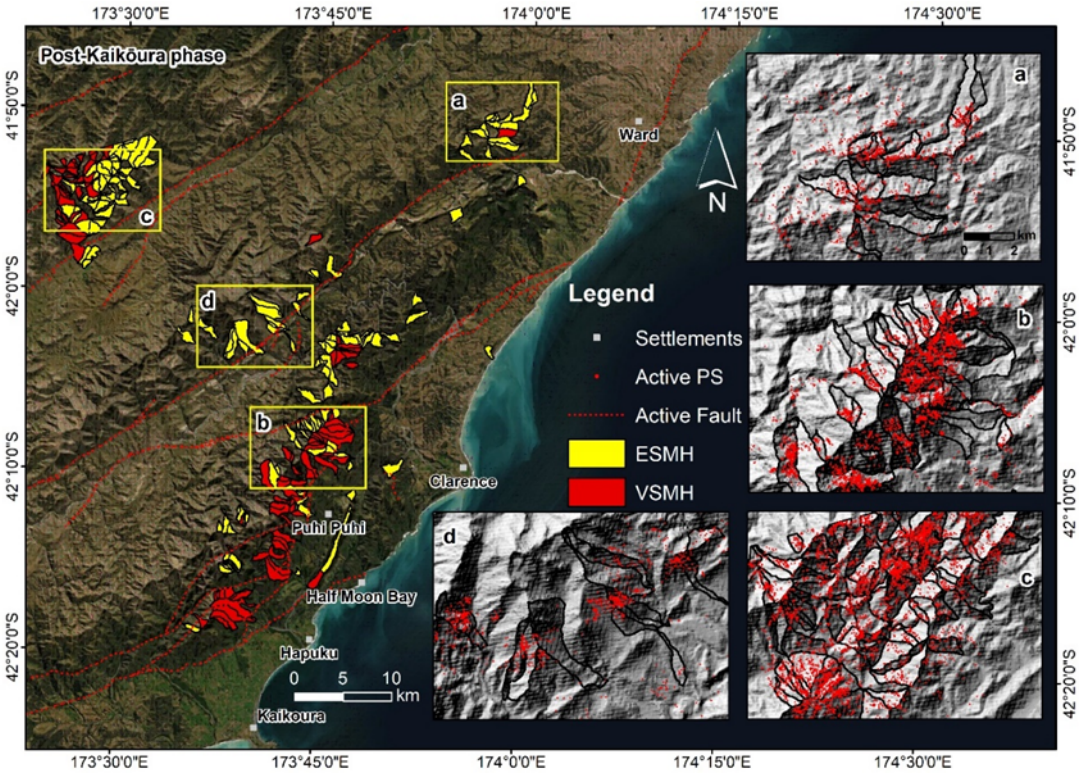


Figure 7: Actively deforming hillslopes during the post-Kaikōura phase till December 2018 overlaid upon World Imagery basemap (ESMH: Extremely slow-moving hillslope, VSMH: Very slow-moving hillslope). This image is taken from Sadhasivam (2022).

3. Spatio-temporal modelling using statistical modelling

For more than fifty years the notion of susceptibility has been addressed as a static landscape characteristic (Van Westen et al., 2003; Reichenbach et al., 2018). In other words, the probability of landslide occurrences across any given landscape was assumed to retain the same spatial pattern in time. However, the likelihood of a landslide occurrence changes directly in response to the spatio-temporal pattern of the triggers a given landscape is exposed to, but it also changes because the same landscape retains the effect of the processes it underwent in the past (Lombardo et al., 2020). For instance, earthquakes not only modify the natural susceptibility as they occur but their effect persists in the form of new fissures and fractures which can promote further instabilities after a storm. This is also particularly valid for small co-seismic landslides whose runout has not reached the floodplain. In such cases, loose material can still hang in the highest portions of the topographic profile, ready to be mobilised and potentially evolve into disastrous debris flows, in response to heavy and/or prolonged rainfall events (Fan et al., 2019).

To tackle the issue of dynamic or temporally-varying susceptibility patterns, the use of statistics opens up to a series of analytical solutions. The simplest one consists of using spatial statistics as per tradition, to isolate locations more likely to experience a landslide, and for those locations, one may use more detailed physics-based models reflecting specific scenarios. A second solution consists of using space-time statistical tools, where the mapping units, or the way we subdivide the geographic space remains the same as a traditional susceptibility case. But in this case, the temporal dimension is also accounted for, in a dual possible approach that uses either a short-term temporal unit (days) or a more long-term temporal unit (years).

Below is a summary of the three examples mentioned above, the first one being framed in Colombia and specifically to estimate the probability of torrential flows occurrence on a mapping unit partition based on catchments (Figure 8). This case is particularly useful to highlight the importance of the mapping unit choice, as one can opt for different catchment orders. Clearly a coarser partition may return fewer catchments to be used for further hydrological modelling but the geotechnical characterization will become prohibitive for such large extents. Conversely, a much finer partition will likely return a larger number of catchments, but where fewer geotechnical tests may be required because the overall area to be examined may be smaller overall.

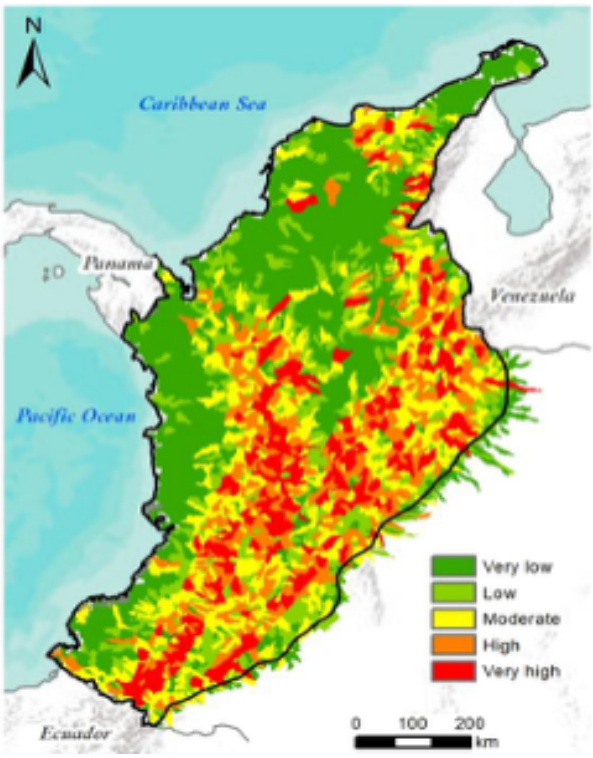


Figure 8: Susceptibility map for flashflood/debris flows (locally termed: Avenidas Torrenciales) estimated for Colombian territory. Moreno Zapata (2021)

The second solution with a short temporal unit features a dynamic susceptibility model tested for the northern territory of Vietnam (Figure 9). There, a spatial-temporal susceptibility model (or a model contextually informed of the landslide distribution in space and time) can return various susceptibility patterns as a function of the incoming rain and its persistence over time. A similar graphical overview of changing susceptibility patterns can be seen in Taiwan (Figure 10), where a yearly temporal unit marks each subsequent time step. A fundamental information to be considered for these space-time models to work is the inclusion of temporally-varying predictors. In the traditional notion of susceptibility, because the likelihood patterns do not exhibit temporal variations, the same applies to the predictors one may use to explain the spatial distribution of landslide presences and absences. However, in the context of a space-time model, the spatial-temporal distribution of landslide presences and absences needs to be explained accounting for characteristics that also exhibit some degree of temporal differences. For this reason, one may need to correct the bias of the rainfall estimates from satellites with respect to the ground based evidence measured at rain gauges.

This particular example is shown in Figure 11, where for an are in the north-eastern sector of Turkey, an artificial intelligence was tested to reduce the error between IMERG satellite products and raingauge measurements.

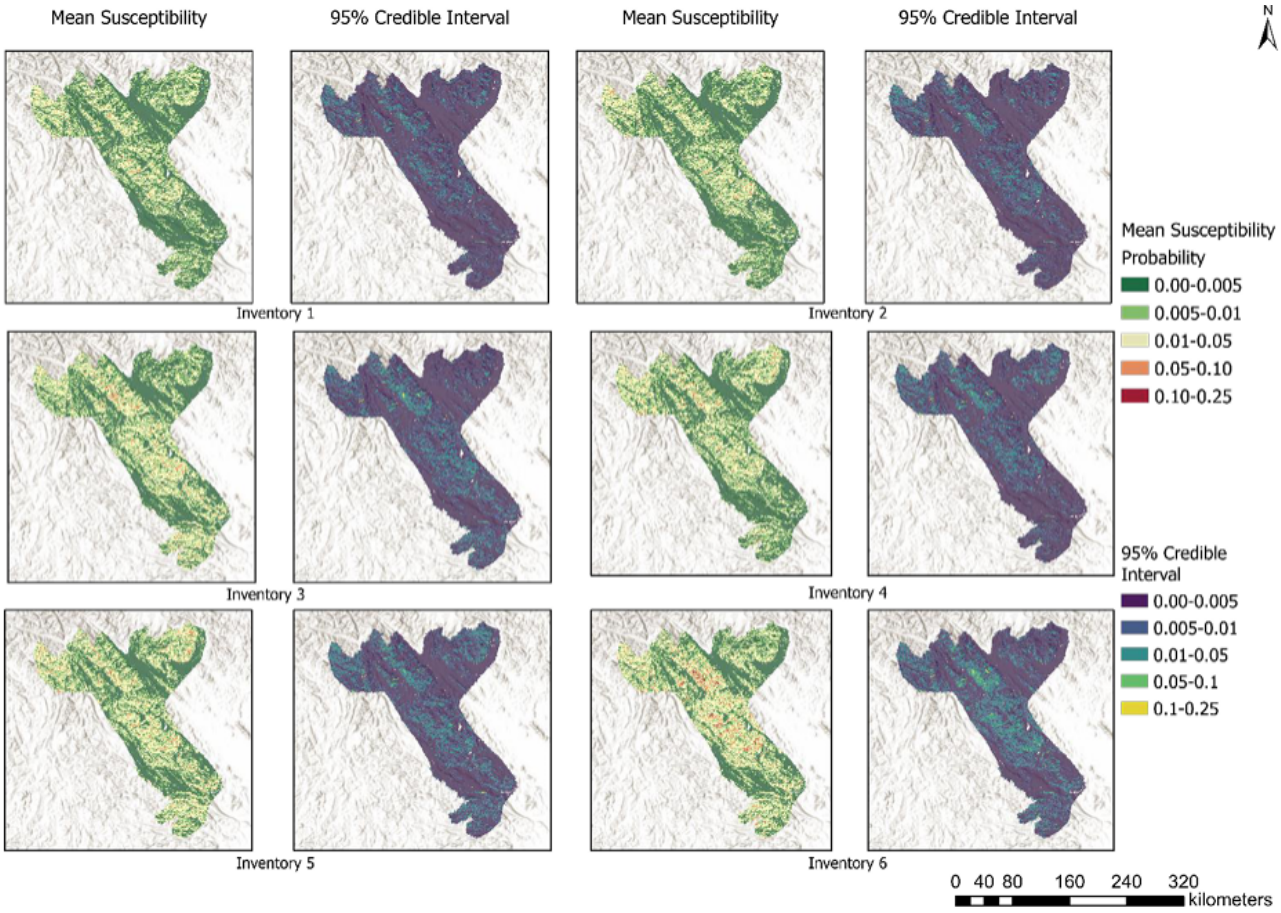


Figure 9: Dynamic landslide susceptibility for the northern Vietnamese territory. Figure taken from the MSc thesis of Mahnoor Ahmed (2022)

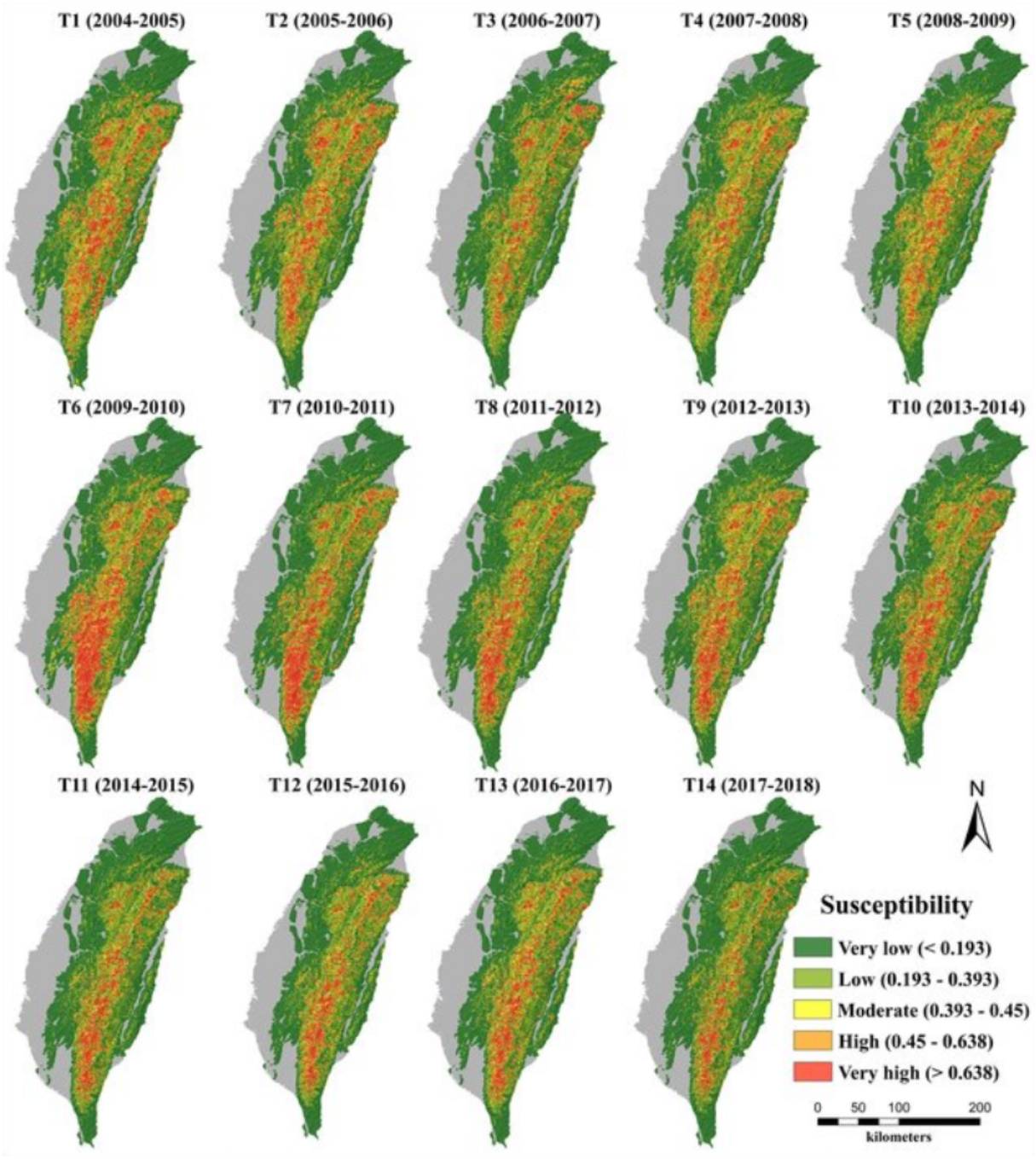


Figure 10: Dynamic landslide susceptibility for territory of Taiwan. Figure taken from Fang et al. (2022)

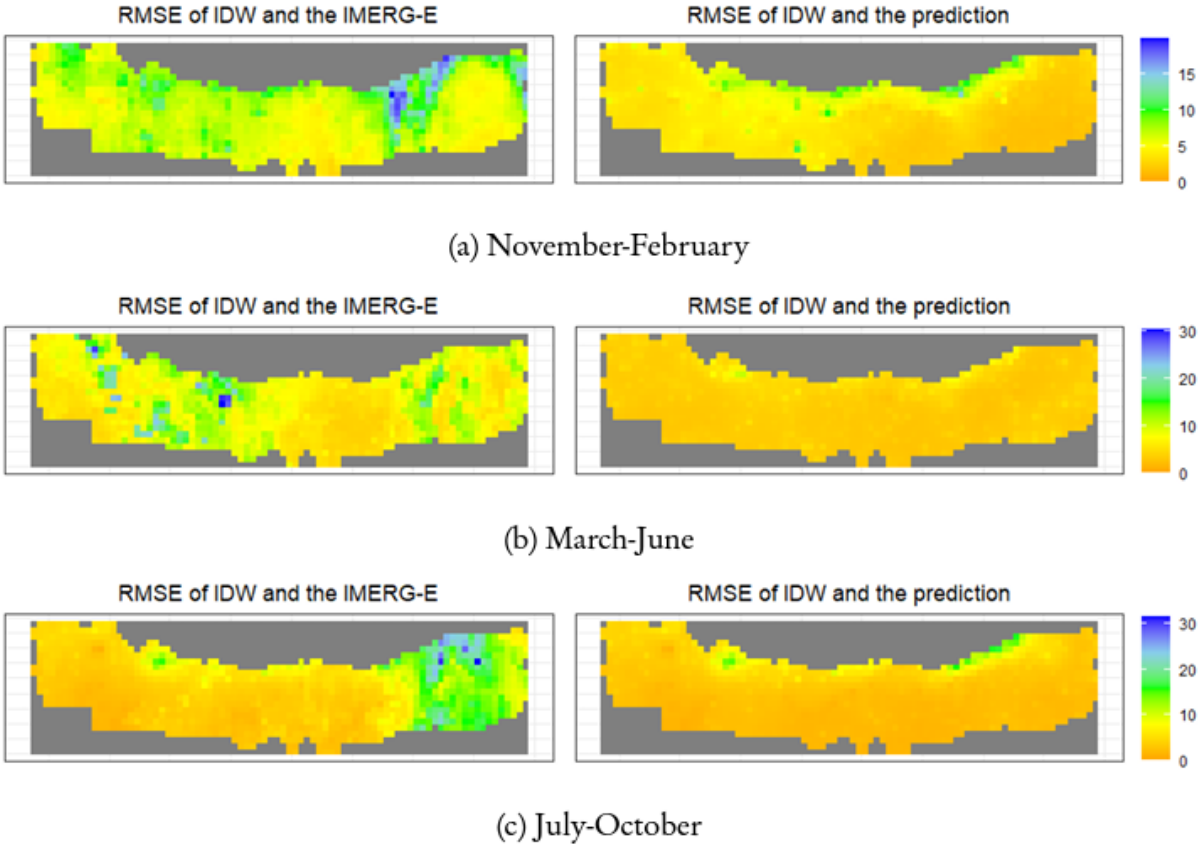


Figure 11: Bias correction procedure to derive suitable rainfall estimates for dynamic susceptibility models. Figure taken from the MSc thesis of Wang (2022)

In case of larger temporal units, the variations in susceptibility patterns may be driven by seasonal variations and the most suitable way to address this issue is to test whether the inclusion of a seasonal effect can help reducing the error in the susceptibility estimates. This is what has been done by Dahal et al. (2022) for an area in Nepal. In this experiment, the use of a seasonal effect has produced high predictive performance, here shown in Figure 12.

These effects are usually nonlinear and therefore, to welcome them into the given statistical model, the choice of the approach usually requires relatively complex structures. These are often found in Generalized Additive Models (GAMs), which essentially represent a flexible extension of the traditional Generalized Linear Model (GLM), used to obtain susceptibility patterns under the strong assumptions that predictors exert a linear effect onto the landslide occurrence probability. Conversely, GAMs allow for the inclusion of nonlinear effects, among which also spatial and temporal ones acting even at the latent level.

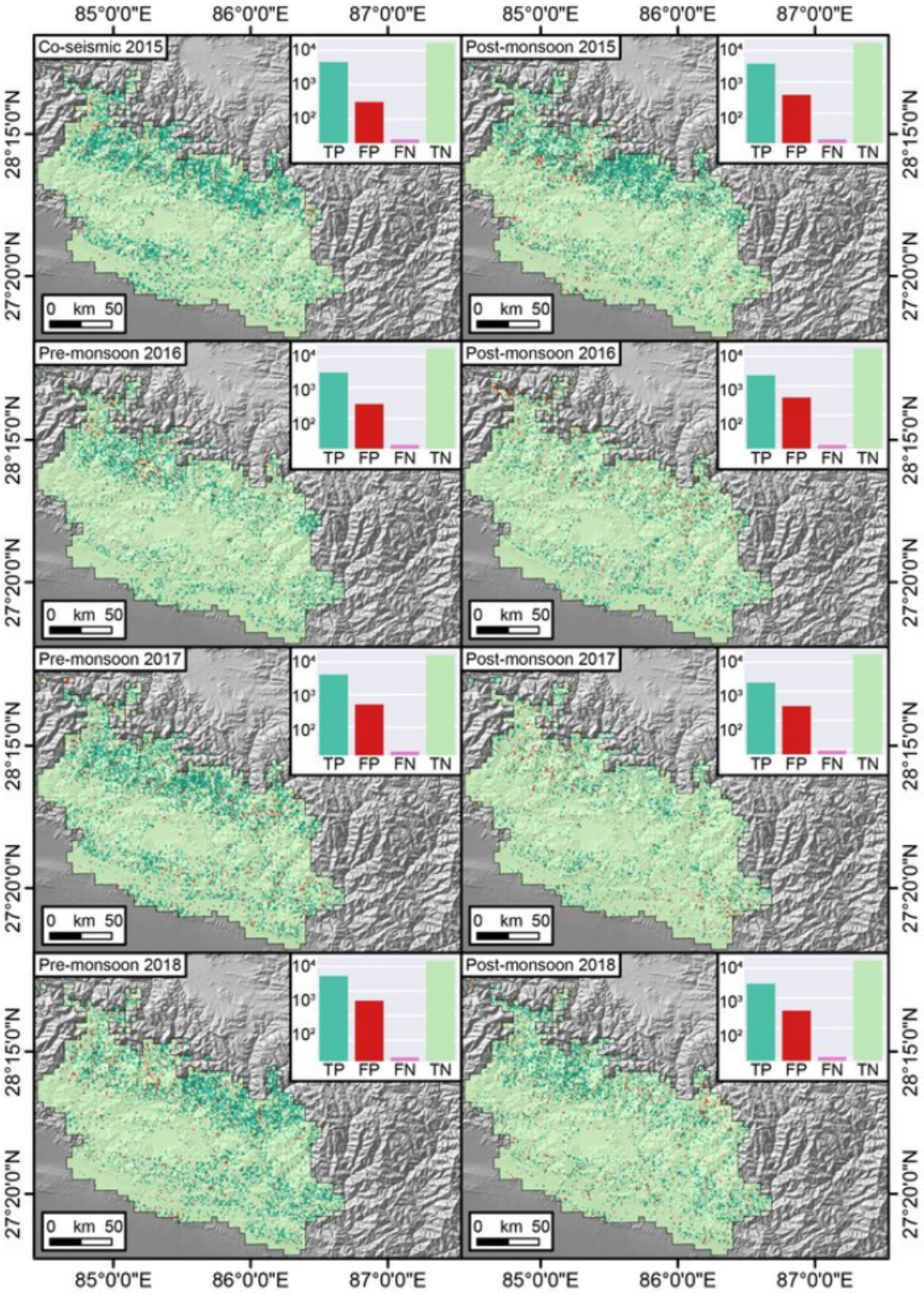


Figure 12: Confusion plot of the dynamic landslide prediction for the territory impacted by the Gorkha earthquake and for the subsequent three years and relative monsoon season. Dahal et al. (2022)

4. Multi-Hazard Modelling using physically-based models

Physically based modelling is an approach where equations are derived from physical principles to describe the initiation and dynamics of landslide processes. While this allows for forward prediction, and model parameterization from measurements of physical parameters, the uncertainties involved can become a significant issue when not tackled correctly.

Our group recently carried out research on the application of the LISEM multi-hazard modelling tool (Van den Bout et al., 2018) in Mocoa, Colombia. Mocoa, a city of 25.000 inhabitants in the Putumayo department, was impacted by an extreme weather event on 31st of March 2017. Within four days, a total of 129 mm of precipitation resulted in numerous slope failures in mountainous areas above the city. The resulting mass movements interacted with flood waters, greatly increasing their volume and creating landslide dams, burst outflows. The complex process chain ended up destroying a large part of west Mocoa, killing more than 330 people (Prada-Sarmiento et al., 2019).

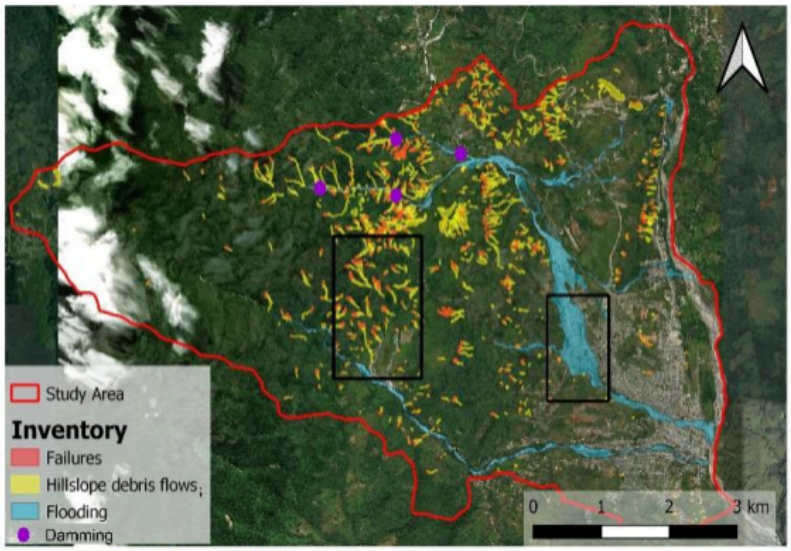


Figure 13 Macao, Colombia, and the impact from the extreme rainfall around the 31st of March, 2017. (Arango Carmona, 2021)

In order to study the capabilities of physically based modelling for multi-hazard mapping, the LISEM multi-hazard model was set up using a combination of national and regional datasets (5m DEM from local studies, geological and land cover maps from national government, soil parameters estimated through empirical relationships from Bout et al., (2018). After extensive multi-process calibration and validation on the inventory, the model's behaviour in parameter-space was mapped. Distinct regions were identified where parameter combinations resulted in types of behaviour such as failures, landslide damming and flooding through the west of Mocoa. Despite the calibration extent, the chains of processes and number of parameters means that model output is highly sensitive. As a result, hazard maps might be created by means of ensemble simulation, running a large set of potential parameter candidates, determined through expert knowledge, and combining the maps into hazard impact-frequency maps. Here, the output map is coloured based on the estimated frequency of impact within the simulation ensemble. For Mocoa, these results included the flow paths of the actual event, but further indicated a high probability for flooding in the north-east region based on the dynamics of landslide dams, which has been confirmed in other research as an effect of multi-hazard chains (van den Bout, van Westen & Jetten,).

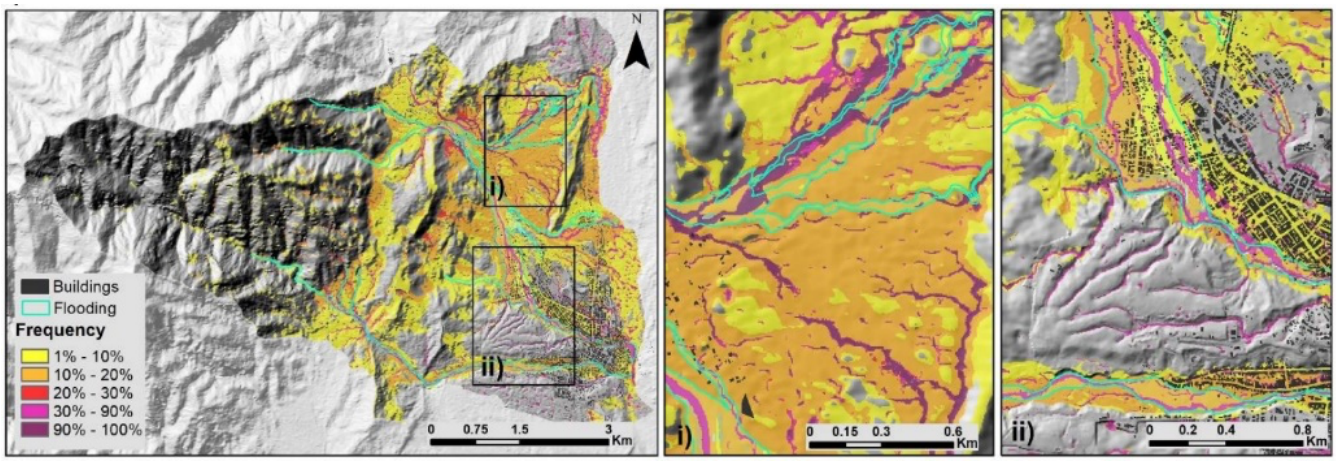


Figure 14 Impact frequency map for the 2017 Macao extreme event. (Arango Carmona, 2021)

On the other side of the globe, we investigated the usage of these approaches for early-warning application, which is often carried out through rainfall thresholds (Yuniawan et al., 2022). An area called Kjellberget in central Norway was impacted by landslides repeatedly in 2011, 2012, 2020 and 2021, where runout often affected the road located just downslope of the initiation area (Depina et al., 2021). The thin soils, consisting of Moraine and quaternary deposits, covered with forests, failed due to extreme precipitation of between 60 and 70 mm per event.

The LISEM model was set up using local high-resolution elevation data (1 m2) and soil and surface parameters available from literature (Depina et al., 2021; Oguz et al., 2022). The precipitation for the event was obtained from the regional forecast system, which provides forecasts up to 48 hours in advance with 12-hour intervals in a grid of 1 km2 cell size. From the model results, the locations and extent of failures show reasonable to good fit thanks to the calibration procedure on mapped failure locations. Despite this, predicting the correct moment of failure and runout volume was more challenging. Due to the multi-process nature of the model, calibration on the failure process did not ensure the accuracy for the runout process. In total, 1728 simulations were carried out for the calibration and the results analysed for various aspects of the landslide processes. Concerning the failure moment, the calibration was highly sensitive, with only few parameter combinations reflecting the correct balance between driving and resisting forces in the soils to reproduce the failures at the right moment in time. Nevertheless, when visually comparing the accuracy of failure locations with the simulated runout, it becomes clear that there is no overlap between simulations with correct failure moments and runout extent which could accurately replicate the real event. From this analysis, and the additional work in Collazos (2022), it was found that while there is a valid use-case for physically-based modelling in early warning to broaden information for decision-making, the uncertainties involved do not allow for improved prediction of all aspects of the landslide

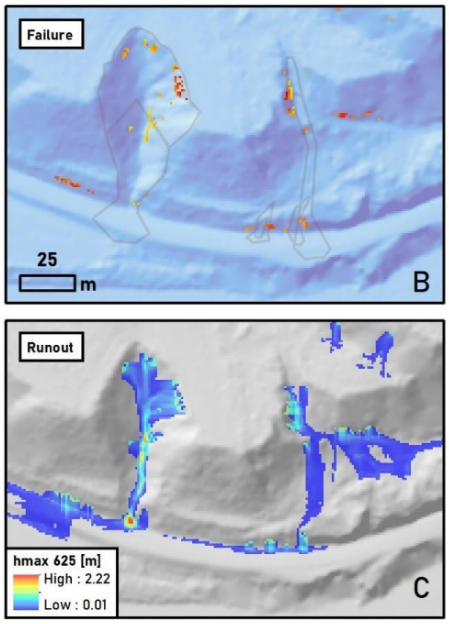


Figure 15 Comparison of mapped and forecast failure and runout in the Kjellberget area, for the 2021 debris flow event.(Collazos Cortes, 2022)

process. This problem might be solved using calibration and validation on multiple observations, such as failure, runout and deposition locations, as well as failure moments. However, due to the shown sensitivity of physically-based modelling, hybrid approaches involving statistics and physically-based modelling must be emphasized in upcoming research.

5. Multi-hazard Risk Assessment

The last component of the analysis chain presented in this paper is the estimation and evaluation of the frequency of

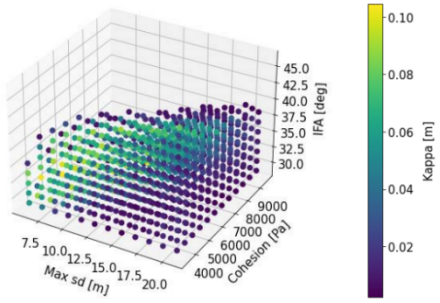


Figure 16 Based on 1728 simulations the uncertainty with respect to soil depth, cohesion and internal friction angle was analyzed (Collazos Cortes, 2022).

expected losses due to mass movements, and other related processes. This multi-hazard risk assessment requires information from a range of disciplines, in order to quantify the risk components: hazard, elements-at-risk, and vulnerability. Elements-at-risk datasets are essential for risk assessment. Depending on the scale, purpose of the study, and data availability, different approaches can be selected. Buildings are nearly always considered, however, they can be mapped as individual building footprints or as land use datasets (e.g. as satellite derived build-up area maps such as the Global Human Settlement layer).
Such elements-at-risk datasets have both spatial characteristics (their location and

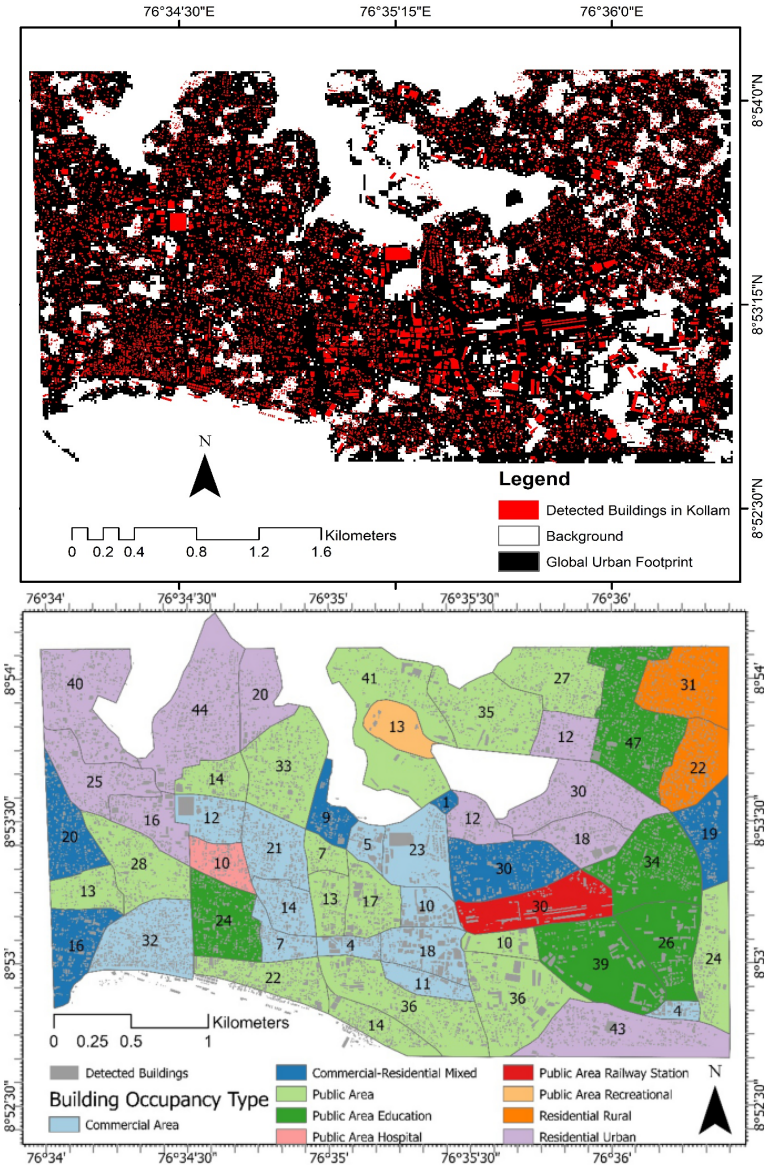


Figure 17: Above: AI detected buildings overlaid on the Global Urban Footprint for the city of Kollam. Below: classified building occupancy clusters (Bhuyan, 2021; Bhuyan et al, 2022)

the way they are represented as points, polygons or grids) and attributes (related to occupancy type, construction type, number of floors, replacement costs, population). Therefore, it is important to not only map elements-at-risk, but also to characterise them with attributes that are relevant for risk assessment. Whereas large developments have taken place in the detection of buildings using Artificial Intelligence and high resolution satellite or UAV data, their characterisation still remains a major problem. Major developments have taken place in the collaborative mapping of buildings (e.g. using OpenStreetMap)), but still there are many regions where this is not available.
To address these issues, a semi-automated workflow was designed that aims to develop a database of built-up areas that contains both building footprints and relevant attributes. The method was tested in an urban area in the state of Kerala, India.
The state-of-the-art ResU-Net deep learning model was used for detection building footprints, and the Momepy tool for clustering them into homogenous units, after which different sources of open-source data with information on building characteristics were merged for the characterisation of the units. The method is particularly aimed as a first approach to generate an elements-at-risk database in data-scarce regions, by classifying homogeneous built-up area units by occupancy types. Another component of this research was to examine the transferability of the workflow to another study area in Kerala, and address the reproducibility of the method to different regions.

Multi-hazard risk assessment requires software tools that allow to integrate the hazard data (hazard intensity or susceptibility maps for various return periods), elements-at-risk data, and vulnerability curves. Due to the large number of calculations required, the use of specific software tools is indispensable. We have developed an OpenSource tool for multi-hazard risk assessment: RiskChanges (http://www.riskchanges.org/). The system is based on a series of Python scripts, which can be used directly by users that know how to work with Python. The code is available in Github (https://github.com/RiskChanges/RiskChangesDesktop). This version of the RiskChanges Library is customised for local computation, and users can install the library directly from Github or from PIP (https://pypi.org/project/RiskChangesDesktop/) and start working with their your own data, modifying the code. To further understand how the codes work, there are Jupyter notebooks in this project. More information can be found in the ReadTheDocs (https://sdss-documentation.readthedocs.io/en/latest/).
Users that are not experienced with Python can use the Graphical User Interface (GUI) which can be reached through : http://riskchanges.org/. Users can create their own User Profile, and make an organisation, and can invite other users to contribute to projects. They can upload their own datasets, which are stored in a database in the cloud. Users can upload a maximum of 1 GB of data, and the data will be stored for 6 months after the last time a user was active. Data can be uploaded in the form of GIS data files from a local computer, or from links with Open Geospatial Consortium (OGC) compatible servers for geospatial data. Several users can work on projects where different users can upload the various data types. The administrator can generate projects and assign users to them.

6. Conclusions

Landslide susceptibility maps are the foundation for hazard and risk assessment, as well as risk-informed land use planning at various scales. These maps are intended to be used for a variety of purposes, including infrastructure planning, and restrictive land use zoning by potential end-users such as spatial decision-makers, and urban planners. These applications require accurate map information together with specific map legends, as decisions based on these maps can cost lives and damage infrastructure.

Figure 18: Opening Screen of the Graphical User Interface of RiskChanges

The usability of the maps depends on whether they provide the required information and that information is accurate enough to be utilised for the purpose at hand. Therefore, it is of prime importance to assess the usability and predictive accuracy of the landslide susceptibility maps. Accuracy of the maps is usually tested using the same landslide inventory from which the map was created, which does not actually test the predictive ability of the maps in future situations. To address these issues, we evaluated three landslide susceptibility maps for an area in Kerala, India, that were generated in the past years by utilising a new landslide inventory created after the generation of the map. In this research, we provide a method to assess the classified maps which are intended to be used in decision making and planning (Pareek, 2022).

The examples presented in this paper show the diversity of landslide related research within the Master of Science courses on Geo-Information Science and Earth Observation (MGEO) at the ITC Faculty in the University of Twente. Also short courses are offered in different fields related to landslides, as well as tailor-made training courses. For more information: https://www.itc.nl/education/studyfinder/.

References

1. Ahmed, Mahnoor (2022) Towards near real-time forecasting of rainfall-induced landslides. Master thesis, MGEO programme, University of Twente, the Netherlands. https://essay.utwente.nl/92922/
2. Amatya, P., Kirschbaum, D., Stanley, T., and Tanyas, H. (2021). Landslide mapping using object-based image analysis and open source tools. Engineering Geology, 282, 106000. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106000
3. Amatya, P., Kirschbaum, D., and Stanley, T. (2022). Rainfall-induced landslide inventories for Lower Mekong based on Planet imagery and a semi-automatic mapping method. Geoscience Data Journal, n/a(n/a). https://doi.org/https://doi.org/10.1002/gdj3.145
4. Arango Carmona, M. I. (2021). Analyzing the suitability of OpenLISEM hazard debris flow modelling for land use planning in Colombia. Master thesis, MGEO programme, University of Twente, the Netherlands. https://essay.utwente.nl/88975/
5. Aufaristama, M., van der Werff, H., Tanyas, H., and van der Meijde, M. (In preparation). Rapid Landslides Detection Triggered by Earthquakes using Multi-Temporal Sentinel-2 Imageries In the Google Earth Engine platform. Manuscript in preparation.
6. Bayer, B., Simoni, A., Schmidt, D., & Bertello, L. (2017). Using advanced InSAR techniques to monitor landslide deformations induced by tunneling in the Northern Apennines, Italy. Engineering Geology, 226, 20–32. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.03.026
7. Bhuyan, Kushanav (2021) Characterisation of built-up area using artificial intelligence and open-source data for assessment of hazard exposure. Master thesis, MGEO programme, University of Twente, the Netherlands. https://essay.utwente.nl/88724/
8. Bhuyan, K, Van Westen, C.J., Wang, J. and Meena, S. (2022). Mapping and characterising buildings for flood exposure analysis using open-source data and artificial intelligence. Nat Hazards (2022). https://doi.org/10.1007/s11069-022-05612-4
9. Colesanti, C., Ferretti, A., Prati, C., & Rocca, F. (2003). Monitoring landslides and tectonic motions with the Permanent Scatterers Technique. Engineering Geology, 68(1–2), 3–14. https://doi.org/10.1016/S0013-7952(02)00195-3
10. Colesanti, C., & Wasowski, J. (2006). Investigating landslides with space-borne Synthetic Aperture Radar (SAR) interferometry. Engineering Geology, 88(3–4), 173–199. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.09.013
11. Collazos Cortes, D. F. (2022). Landslide early warning runout modeling: case study in Norway. Master thesis, MGEO programme, University of Twente, the Netherlands. https://essay.utwente.nl/92986/
12. Dahal, A., Tanyas, H., Van Westen, CJ., van der Meijde, M., Mai, P.M., Huser, R. and Lombardo, L. (2022) Space-time landslide hazard modelling via Ensemble Neural Networks https://eartharxiv.org/repository/view/3382/
13. Emberson, R., Kirschbaum, D., Amatya, P., Tanyas, H., and Marc, O. (2021). Insights from the topographic characteristics of a large global catalog of rainfall-induced landslide event inventories. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss., 2021, 1–33. https://doi.org/10.5194/nhess- 2021-250
14. Fang, Z., Wang, Y. , van Westen, C.J. and Lombardo, L. (2022) Space-time landslide susceptibility modelling in Taiwan. https://eartharxiv.org/repository/view/3484/
15. Fiorucci, F., Cardinali, M., Carlà, R., Rossi, M., Mondini, A. C., Santurri, L., … Guzzetti, F. (2011). Seasonal landslide mapping and estimation of landslide mobilization rates using aerial and satellite images. Geomorphology, 129(1–2), 59–70. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2011.01.013
16. Ghorbanzadeh, O., Blaschke, T., Gholamnia, K., Meena, S. R., Tiede, D., & Aryal, J. (2019). Evaluation of different machine learning methods and deep-learning convolutional neural networks for landslide detection. Remote Sensing, 11(2), 196. https://doi.org/10.3390/rs11020196
17. Ghorbanzadeh, O., Crivellari, A., Ghamisi, P., Shahabi, H., & Blaschke, T. (2021). A comprehensive transferability evaluation of U-Net and ResU-Net for landslide detection from Sentinel-2 data (case study areas from Taiwan, China, and Japan). Scientific Reports, 11(1). https://doi.org/10.1038/s41598-021-94190-9
18. Ghorbanzadeh, O., Meena, S. R., Shahabi Sorman Abadi, H., Tavakkoli Piralilou, S., Zhiyong, L., & Blaschke, T. (2021). Landslide Mapping Using Two Main Deep-Learning Convolution Neural Network Streams Combined by the Dempster-Shafer Model. IEEE Journal of Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing, 14, 452–463. https://doi.org/10.1109/JSTARS.2020.3043836

19. Gorelick, N., Hancher, M., Dixon, M., Ilyushchenko, S., Thau, D., and Moore, R. (2017). Google Earth Engine: Planetary-scale geospatial analysis for everyone. Remote Sensing of Environment, 202. https://doi.org/10.1016/j.rse.2017.06.031
20. Guzzetti, F., Mondini, A. C., Cardinali, M., Fiorucci, F., Santangelo, M., & Chang, K. T. (2012, April 1). Landslide inventory maps: New tools for an old problem. Earth-Science Reviews, Vol. 112, pp. 42–66. Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2012.02.001
21. Handwerger, A. L., Roering, J. J., Schmidt, D. A., & Rempel, A. W. (2015). Kinematics of earthflows in the Northern California Coast Ranges using satellite interferometry. Geomorphology, 246, 321–333. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2015.06.003
22. Hilley, G. E., Bürgmann, R., Ferretti, A., Novali, F., & Rocca, F. (2004). Dynamics of slow-moving landslides from permanent scatterer analysis. Science, 304(5679), 1952–1955. https://doi.org/10.1126/science.1098821
23. Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. Landslides 2014 11:2, 11(2), 167–194. https://doi.org/10.1007/S10346-013-0436-Y
24. Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellán, A., Derron, M. H., Loye, A., Metzger, R., & Pedrazzini, A. (2012, March 19). Use of LIDAR in landslide investigations: A review. Natural Hazards, Vol. 61, pp. 5–28. Springer. https://doi.org/10.1007/s11069-010-9634-2
25. Kirschbaum, D., and Stanley, T. (2018). Satellite-Based Assessment of Rainfall-Triggered Landslide Hazard for Situational Awareness. Earth's Future, 6(3), 505–523. https://doi.org/10.1002/2017EF000715
26. Lacroix, P., Handwerger, A. L., & Bièvre, G. (2020). Life and death of slow-moving landslides. Nature Reviews Earth & Environment, 1(8), 404–419. https://doi.org/10.1038/s43017-020-0072-8
27. Liu, T., & Chen, T. (2021). A COMPARATION OF CNN AND DENSENET FOR LANDSLIDEDETECTION. International Geoscience and Remote Sensing Symposium (IGARSS), 8440–8443. https://doi.org/10.1109/IGARSS47720.2021.9555000
28. Meena, S. R., Soares, L. P., Grohmann, C. H., van Westen, C., Bhuyan, K., Singh, R. P., … Catani, F. (2022). Landslide detection in the Himalayas using machine learning algorithms and U-Net. Landslides. https://doi.org/10.1007/s10346-022-01861-3
29. Moreno Zapata, Mateo (2021) Spatial predictive modeling for outlining areas prone to torrential flows in the Colombian Andes. Master thesis, MGEO programme, University of Twente, the Netherlands. https://essay.utwente.nl/88976/
30. Nava, L., Bhuyan, K., Meena, S. R., Monserrat, O., & Catani, F. (2022). Rapid Mapping of Landslides on SAR Data by Attention U-Net. Remote Sensing 2022, Vol. 14, Page 1449, 14(6), 1449. https://doi.org/10.3390/RS14061449
31. Niyokwiringirwa, Priscilla (2022). From Landslide Mapping To The Definition Of Rainfall Thresholds. The Case Study Of Malawi. Master thesis, MGEO programme, University of Twente, the Netherlands
32. Nowicki Jessee, M. A., Hamburger, M. W., Allstadt, K., Wald, D. J., Robeson, S. M., Tanyas, H., … Thompson, E. M. (2018). A Global Empirical Model for Near-Real-Time Assessment of Seismically Induced Landslides. Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 123(8), 1835–1859. https://doi.org/10.1029/2017JF004494
33. Oguz, E. A., Depina, I., Myhre, B., Devoli, G., Rustad, H., & Thakur, V. (2022). IoT-based hydrological monitoring of water-induced landslides: a case study in central Norway. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 81(5), 217. https://doi.org/10.1007/s10064-022-02721-z
34. Palmer, J. (2017). Creeping catastrophes: Studies of slow landslides could unmask the mechanics of a worldwide scourge. Nature, 548(7668), 384–386. https://doi.org/10.1038/548384a
35. Pareek, Tanuj (2022) Analysing the posterior predictive capability of landslide susceptibility maps. Master thesis, MGEO programme, University of Twente, the Netherlands. https://essay.utwente.nl/92615/
36. Prada-Sarmiento, Luis Felipe et al. 2019. "The Mocoa Event on March 31 (2017): Analysis of a Series of Mass Movements in a Tropical Environment of the Andean-Amazonian Piedmont." Landslides 16(12): 2459–68
37. Sadhasivam, Nitheshnirmal (2022) Unveiling earthquake legacy effects on hillslopes using InSAR. Master thesis, MGEO programme, University of Twente, the Netherlands. https://essay.utwente.nl/93209/
38. Scheip, C. M., and Wegmann, K. W. (2021). HazMapper: A global open-source natural hazard mapping application in Google Earth Engine. Natural Hazards and Earth System Sciences, 21(5), 1495–1511. https://doi.org/10.5194/nhess-21-1495-2021

39. Siyahghalati, S., Saraf, A. kumar, Pradhan, B., Jebur, M. neamah, and tehrany, M. shafapour. (2016). Rule-based semi-automated approach for the detection of landslides induced by 18 September 2011 Sikkim, Himalaya, earthquake using IRS LISS3 satellite images. Geomatics, Natural Hazards
40. Stanley, T. A., Kirschbaum, D. B., Benz, G., Emberson, R. A., Amatya, P. M., Medwedeff, W., and Clark,M. K. (2021). Data-Driven Landslide Nowcasting at the Global Scale . In Frontiers in Earth Science (Vol. 9). https://www.frontiersin.org/article/10.3389/feart.2021.640043
41. Qi, W., Wei, M., Yang, W., Xu, C., & Ma, C. (2020). Automatic Mapping of Landslides by the ResU-Net. Remote Sensing 2020, Vol. 12, Page 2487, 12(15), 2487. https://doi.org/10.3390/RS12152487
42. Ronneberger, O., Fischer, P., & Brox, T. (2015). U-net: Convolutional networks for biomedical image segmentation. Lecture Notes in Computer Science (Including Subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics), 9351, 234–241. Springer Verlag. https://doi.org/10.1007/978-3-319-24574-4_28
43. Rossi, G., Tanteri, L., Tofani, V., Vannocci, P., Moretti, S., & Casagli, N. (2018). Multitemporal UAV surveys for landslide mapping and characterization. Landslides, 15(5), 1045–1052. https://doi.org/10.1007/s10346-018-0978-0
44. Sadhasivam, N. (2022). Unveiling earthquake legacy effects on hillslopes using InSAR [University of Twente]. https://purl.utwente.nl/essays/93209
45. Shelhamer, E., Long, J., & Darrell, T. (2017). Fully Convolutional Networks for Semantic Segmentation. IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence, 39(4), 640–651. https://doi.org/10.1109/TPAMI.2016.2572683
46. Soeters, R. , & van Westen, C. J. (1996). Slope instability recognition, analysis, and zonation. In A. K. Turner, & R. L. Schuster (Eds.), Landslides, investigation and mitigation (Transportation Research Board, National Research Council, Special Report ; 247) (pp. 129 - 177). Washington D.C., USA: National Academy Press.
47. Supper, R., Baroň, I., Ottowitz, D., Motschka, K., Gruber, S., Winkler, E., … Römer, A. (2013). Airborne geophysical mapping as an innovative methodology for landslide investigation: Evaluation of results from the Gschliefgraben landslide, Austria. Natural Hazards and Earth System Sciences, 13(12), 3313–3328. https://doi.org/10.5194/nhess-13-3313-2013
48. Tanyaş, H., Hill, K., Mahoney, L., Fadel, I., and Lombardo, L. (2021). The world's second-largest, recorded landslide event: Lessons learnt from the landslides triggered during and after the 2018 Mw 7.5 Papua New Guinea earthquake. Engineering Geology, 297, 106504. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106504
49. Tantianuparp, P., Shi, X., Zhang, L., Balz, T., & Liao, M. (2013). Characterization of Landslide Deformations in Three Gorges Area Using Multiple InSAR Data Stacks. Remote Sensing 2013, Vol. 5, Pages 2704-2719, 5(6), 2704–2719. https://doi.org/10.3390/RS5062704
50. Van den Bout, B., Lombardo, L., van Westen, C. J., & Jetten, V. G. (2018). Integration of two-phase solid fluid equations in a catchment model for flashfloods, debris flows and shallow slope failures. Environmental modelling & software, 105, 1-16.
51. van den Bout, B., van Westen, C. J., & Jetten, V. G. (2022). Non-Monotonic Relationships between Return Periods of Precipitation Surface Hazard Intensity. Water, 14(9), 1348.
52. van Westen, C.J., (1993) Application of geographic information systems to landslide hazard zonation. Enschede, ITC, 1993. ITC Dissertation 13, ITC Publication 15, ISBN: 90-6164-078-4.
53. Wang, T., Liu, M., Zhang, H., Jiang, X., Huang, Y., & Jiang, X. (2021). Landslide detection based on improved YOLOv5 and satellite images. 2021 4th International Conference on Pattern Recognition and Artificial Intelligence, PRAI 2021, 367–371. Institute of Electrical and Electronics Engineers Inc. https://doi.org/10.1109/PRAI53619.2021.9551067
54. Wang, Xuetong (2022) Towards near-real-time spatial forecasting of rainfall triggered landslides. Master thesis, MGEO programme, University of Twente, the Netherlands. https://essay.utwente.nl/93247/
55. Wasowski, J., & Bovenga, F. (2014a). Investigating landslides and unstable slopes with satellite Multi Temporal Interferometry: Current issues and future perspectives. In Engineering Geology (Vol. 174, pp. 103–138). Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.03.003
56. Wasowski, J., & Bovenga, F. (2014b). Investigating landslides and unstable slopes with satellite Multi Temporal Interferometry: Current issues and future perspectives. In Engineering Geology (Vol. 174, pp. 103–138). Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.03.003

57. Yuniawan, R. A., Rifa'i, A., Faris, F., Subiyantoro, A., Satyaningsih, R., Hidayah, A. N., ... & Sutanto, S. J. (2022). Revised Rainfall Threshold in the Indonesian Landslide Early Warning System. Geosciences, 12(3), 129.
58. Zhao, C., Kang, Y., Zhang, Q., Lu, Z., & Li, B. (2018). Landslide Identification and Monitoring along the Jinsha River Catchment (Wudongde Reservoir Area), China, Using the InSAR Method. Remote Sensing 2018, Vol. 10, Page 993, 10(7), 993. https://doi.org/10.3390/RS10070993
59. Zhong, C., Liu, Y., Gao, P., Chen, W., Li, H., Hou, Y., … Ma, H. (2020, February 16). Landslide mapping with remote sensing: challenges and opportunities. International Journal of Remote Sensing, Vol. 41, pp. 1555–1581. Taylor & Francis. https://doi.org/10.1080/01431161.2019.1672904

First South American Geotechnical Seminar
14th-18th November, 2022
Cartagena, Colombia

Effects of extreme weather events on slope stability. The new challenges of climate change

L. Picarelli*,
CMCC Foundation, Euro-Mediterranean Center on Climate Change, Capua, Italy

ABSTRACT
As shown by recent overview papers, rainfall is by far the main cause of landslides in the world; rainwater infiltration, in fact, can significantly modify the stress field and the operative shear strength of the soil. Similar effects are caused by ice/snow melting that in fact is an important trigger of landslides in cold areas.
The relationship between weather and landsliding rises crucial questions about the potential consequences of the climate change, which is now well evident and is going to be even more severe in the near future.

1. Foreword

According to a probably incomplete investigation covering the time interval 1971-1975 [1], around 14% of the casualties caused by natural events would be due to landslides. In a more recent investigation about the fatal non-seismic landslides that have been recorded in the world in the time interval January 2004 - December, 2016, Froude & Petley [2] count about 56000 victims (i.e. much more than 4000 per year), stressing that the great majority of those events (about 80%) were rainfall-induced. In their paper they also outline that anthropogenic activities are gaining positions in the sad listing of landslide triggers. Interestingly, very similar considerations come from a parallel investigation carried out in China in the same years [3]. The continent that is most hit by landslides is Asia [2]; the highest number of events concentrate in the Eastern and Western parts of the continent and in the Hymalaian arc. Due to the density of population, in many areas landslides are a permanent and severe threat. Among the catastrophic rainstorms that have occurred in Hong Kong in the last decades, Ho et al. [4] mention the June, 2008, event (384 mm in 4 hours, which more or less correspond to a return period of 1000 years; 623 mm in 24 hours, whose return period is about 200 years), which caused around 2400 landslides on Lantau Island. The Authors emphasize the increasing frequency of catastrophic rainstorms in Hong Kong and in particular the continuous increase of their peak intensity as a consequence of the climate change. Other hot zones in the world are Central America and the East coast of Brazil. The thousands of landslides that, on January, 2011, devastated the area of Nova Friburgo, Teresopolis and Petropolis, Brazil, leading to more than 1500 casualties [5], and the Mocoa event, which on 31 March, 2017, killed more than 300 people in Colombia [6, 7], are recent tragic episodes in that part of the world. In Europe, Italy is the country that is mostly hit by landslides. Based on an accurate investigation by Guzzetti [8], the total of casualties in Italy in the period 1915-2014 has been 4820 as a result of 1319 landslides. The Vajont landslide (1963), with about 2000 victims, was certainly the most famous event [9], which, however, cannot be strictly attributed to precipitations. Looking at the other major catastrophic phenomena in the century, rainfall-induced flow-like landslides in unsaturated air fall pyroclastic soils (mostly volcanic ash), which cover a vast area around the town of Napoli, stand out. The 1998 Sarno crisis (Fig. 1), which has been the most recent severe event with 160 casualties [10], led to a number of in depth studies that have contributed to a real improvement of the knowledge about the hydraulic and mechanical response of loose unsaturated granular non-plastic soils, as air-fall volcanic ashes are, to precipitation. Some data about landslides in such materials are reported in the following.

* Corresponding author: Luciano.PICARELLI@unicampania.it

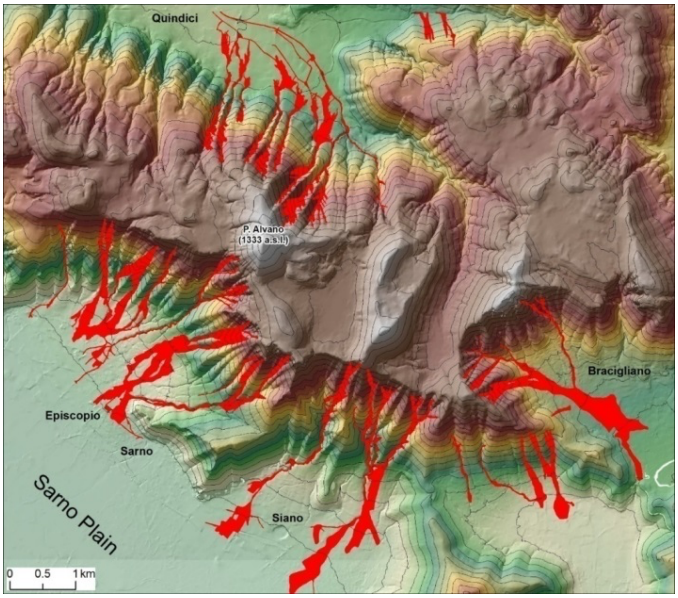


Figure 1. The 1998 rainfall-induced flow-like landslides in the Sarno area [11].

The topic of this talk has been recently covered by a number of excellent papers. A further overview paper would be of little value; the Writer then wishes to focus only on some specific aspects of the problem.

2. Rainfall effects on the groundwater regime in porous soil media

The main effect of rainfall on sloping soils is water infiltration through pores and discontinuities, which entails an increase in water content and pore water pressure, leading to a parallel decrease of the shear strength. In many cases, a further effect of rainfall is soil erosion through runoff, or indirectly, through rivers swelling and overflow. In cold areas water infiltration and consequent shear strength decrease may be caused by ice or snow melting as a result of temperature increase. Moreover, in some cases this can give rise to ice or snow avalanches that display similar features as landslides. A very recent event of this type is the ice avalanche that occurred on July, 3, 2022, on the Marmolada Mt, in Northern Alps, Italy, leading to eleven casualties.

Weather is then a major trigger of landslides. Combining with topography, stratigraphy and soil properties it governs landslide mechanism, volume and displacement rate. Landslide volume and displacement rate, which are often recognized as magnitude and intensity respectively, affect the kinetic energy of the moving mass thus landslide hazard and potential consequences (risk). Thinking to climate change, which is now much more than a scientific hypothesis, rises crucial questions to scientists, policy makers and administrators.

Accounting for the slope-atmosphere interaction, the steady-state groundwater regime is only an ideal condition that is often adopted for sake of simplicity in the analysis of slope behaviour. The pore water pressure distribution in fact experiences continuous fluctuations due to changes in boundary conditions consequent to precipitations or, more simply, to changes in air temperature and/or degree of humidity or even by vegetation activity. Typically, pore water pressure decreases in the dry season due to evapotranspiration phenomena, and increases in the wet season due to precipitations. The role of apparently minor factors such as air temperature, is demonstrated by Figure 2, which reports the pore water pressures that were measured at different depths in non-plastic unsaturated silty sands of

pyroclastic origin (air-fall volcanic ashes) in a time interval of eleven days just at the beginning of the dry season. As shown in the figure, in that period three short precipitation episodes occurred, but the role of rainfall was practically nil, while evapotranspiration associated with warm temperature caused a continuous increase in suction. The fluctuating value of suction, which fades with depth, is essentially due to daily temperature changes.

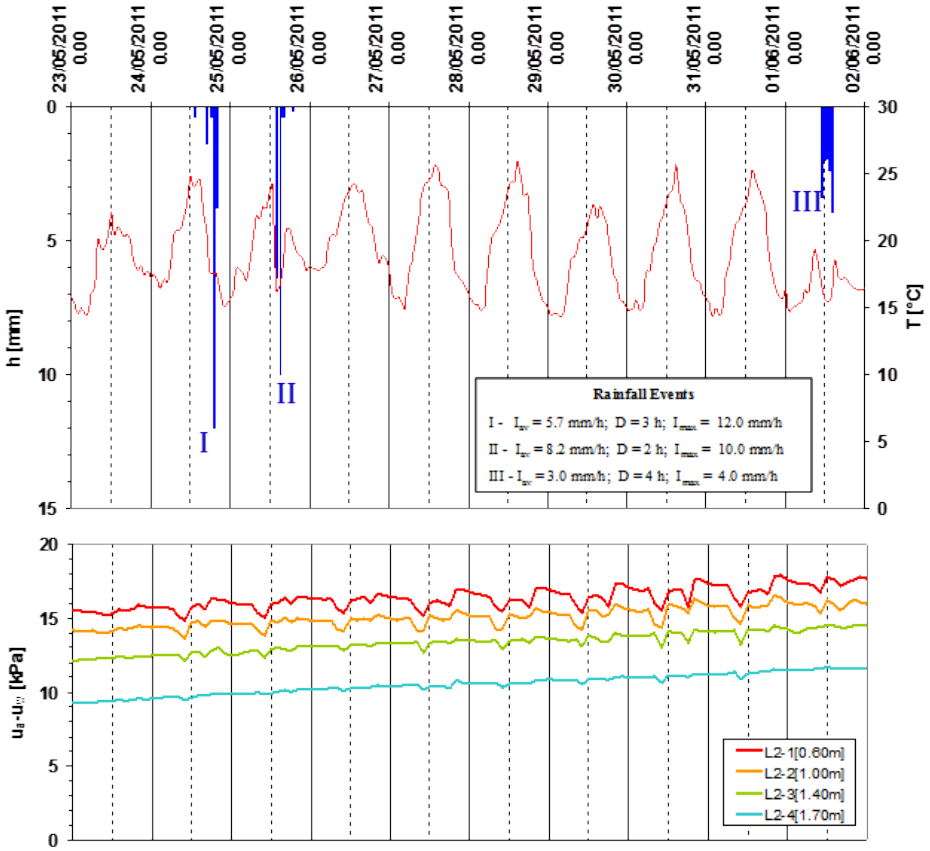


Figure 2. Hourly rainfall, temperature and suction measured at different depths in unsaturated volcanic ashes [12].

Figure 3 shows the effects of rainfall and evapotranspiration in similar unsaturated materials as in Figure 2. The water flow velocity vectors plotted in the figure were obtained from the equipotential lines drawn based on data provided by 40 tensiometers [13]. As shown, the flow conditions in the wet (January) and in the dry season (July) of the same year are completely different, being characterized by almost vertical flow in the wet season and by evapotranspiration, at least in the shallowest layers, in the dry season.

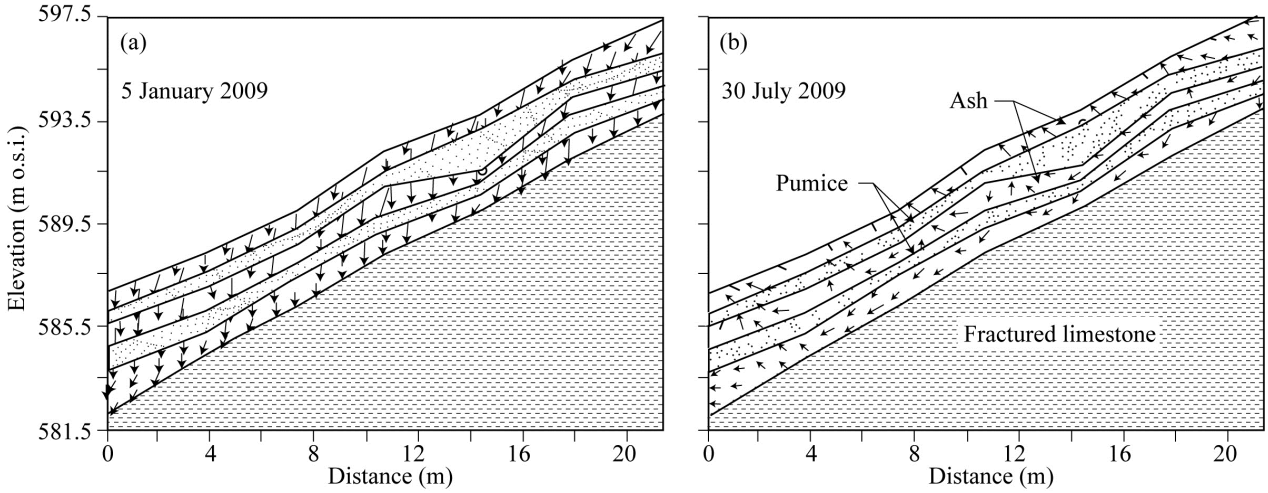


Figure 3. Velocity vectors of water flow obtained from field readings in a layered unsaturated pyroclastic deposit [13].

It is well evident that the consequences of precipitations on water contents and pore water pressures depend on frequency, duration and intensity of rainfall and, of course, on soil features (stratigraphy and hydraulic properties). Based on a solution by Carlslaw & Jaeger [14], Figure 4 shows the effects of a yearly sinusoidal variation (one cycle in the year), between 0 and Δu, of the pore pressure that has been imposed at the top of a saturated semi-infinite soil deposit with a horizontal surface. The figure shows the amplitude of the highest induced pore pressure Δu_z at different depths, z, as a function of the coefficient of consolidation/swelling, c_{vs}, of the soil. The curve suggests that in fine-grained soils, which are characterized by small values of the coefficient c_{vs}, pore pressure changes at the ground surface can significantly affect only the shallowest soils; in particular, assuming c_{vs}= 10^{-8} m^2/sec, the maximum pore pressure variation at a depth of 1 m should be around 5% only of the maximum perturbation Δu at the ground surface. For values of c_{vs} 100 times higher, the same effect would be induced at a depth of 10 m.

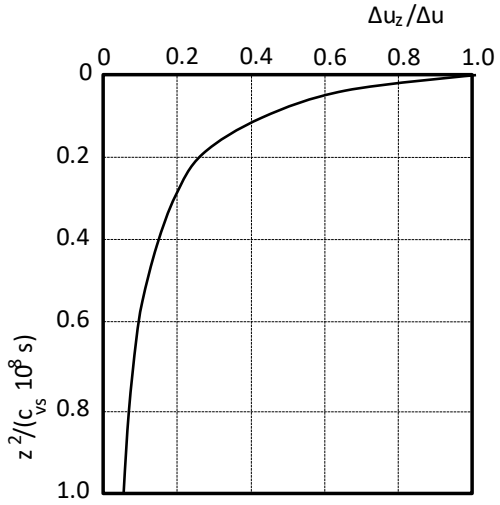


Figure 4. Highest normalized pore water pressure variation Δu_z in a saturated homogeneous soil deposit, due to a yearly sinusoidal change at the ground surface with maximum value Δu (redrawn after Leroueil [15]).

Kenney and Lau [16] report a nice example regarding the dependence on the hydrological boundary conditions of the groundwater regime in a deposit of saturated soft clays. The banks of the Wabi Creek in Ontario, Canada, are partially covered by water, with a level that varies with season; in particular, during winter, the ground surface is frozen. The corresponding hydraulic boundary condition then varies with time: in fact, the ground surface is impervious in winter due to ice, being in contrast a source of water in the other seasons, due to snow melt or to rainfall. The hydraulic head profile over a 10-year monitoring period was very well documented through readings at 65 distinct piezometers. Figure 5 summarizes the amplitude of the yearly fluctuations of the piezometric level at each instrumented point, focusing on the influence of depth, which is remarkable; in fact, fluctuations exceeding 2 m, i.e. pore water pressure changes higher than 20 kPa, were recorded only within the first 3-4 meters; at a depth of 10 meters, the groundwater fluctuation was generally comprised between 0.5 and 1 m only.

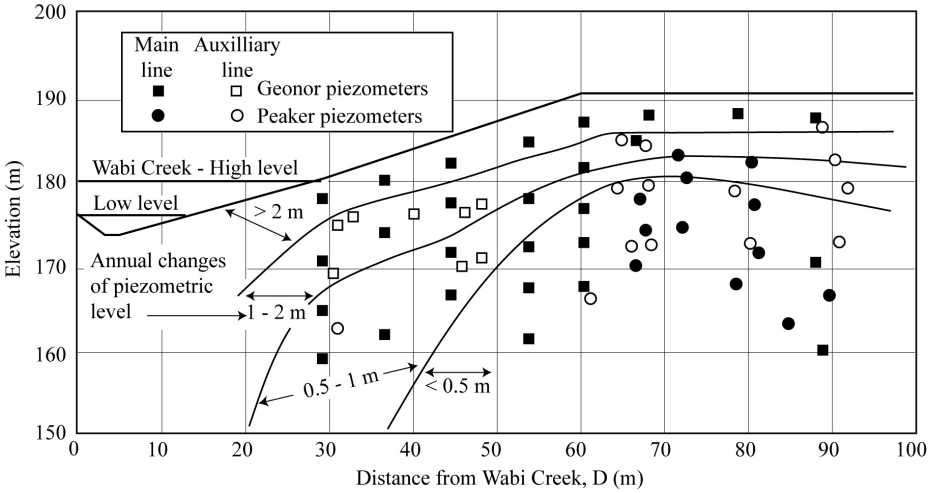


Figure 5. Piezometer head fluctuations measured at Wabi Creek [16].

As mentioned above, the pore water pressure evolution due to rainfall is a complicated problem that depends on rainfall regime, soil stratigraphy and, mostly, on the properties of the shallowest layers. These are often unsaturated, which entails the dependence of such properties on the current degree of saturation making the problem highly non-linear. Just to focus on some of these issues, a simple example showing the effects of a hypothetical rainfall history on an infinite column of unsaturated soil is reported in Figure 6 [17]. The problem is 1D. Moreover, in order to allow an easy appraisal of the influence of the hydraulic parameters on the system response, the soil has been characterized by simplified hydraulic properties. In particular, the water retention curve is represented by a straight line: two curves (A and B) have been considered, which are characterised by quite a small and quite a steep angle respectively (Fig. 6a). Also, three different values of the hydraulic conductivity (K_1=10^{-5} ms^{-1}; K_2=10^{-6} ms^{-1}; K_3=10^{-7} ms^{-1}), which, for sake of simplicity are independent on suction, have been used. In all computations the water table is located 20 m below ground level and the initial condition is represented by a hydrostatic suction profile. The figure shows the calculated suction history at a depth of 1m, where the initial suction is 186 kPa. In particular, each plot compares the suction values obtained for an assigned value of the hydraulic conductivity and both WRCs. As shown by the three figures (a, b and c), soil A always displays sharper suction changes due to the smaller amount of water that is required for pore water pressure change. Moreover, for the highest value of K (Fig. 6a), suction changes rapidly disappear after rainfall no matter what WRC is adopted: as a result, suction continuously fluctuates around the steady-state value; the influence of the WRC is revealed by the

peaks in suction, which are invariably higher for soil A due its “stiffer” hydrologic response. On the other hand, in the soils with the lowest conductivity (Fig. 6c) suction progressively and definitely changes with rainfall, departing from the steady-state value. The peaks are again higher for the soil A; however, for the soil B the pore water pressure tends to reach a more stable value displaying lower changes in between successive rainfall events. Just to summarise such considerations, it may be concluded that a high hydraulic conductivity and a gently sloping water retention curve lead to shorter groundwater responses; the opposite occurs for low hydraulic conductivities and steep water retention curves.

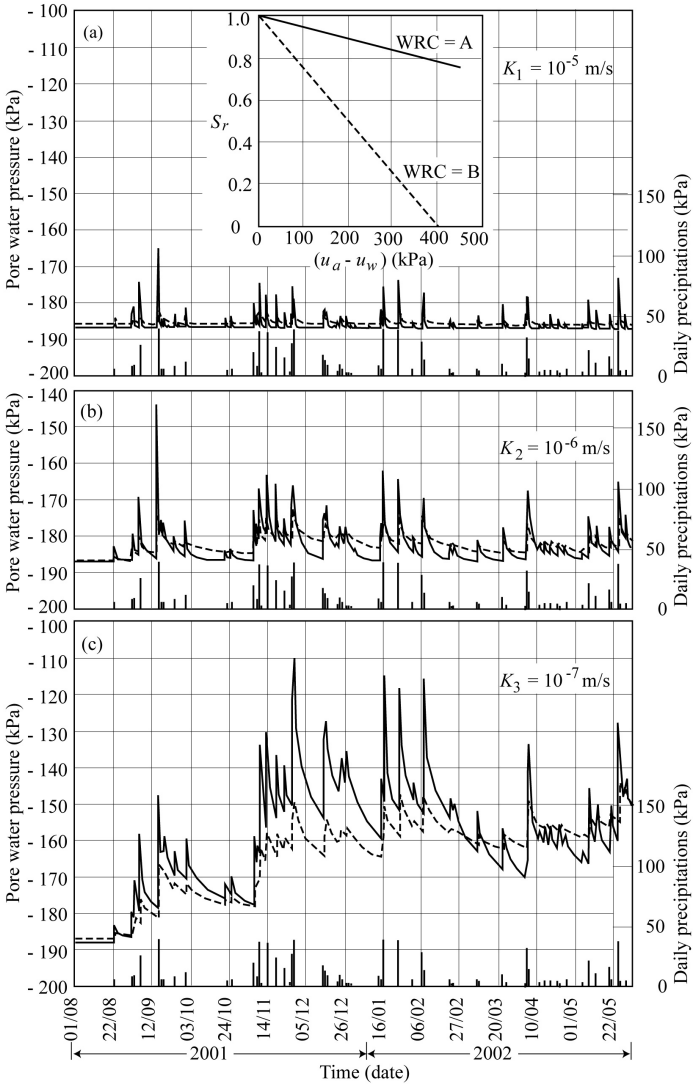


Figure 6. Suction changes in ideal unsaturated soil deposits characterised by different hydraulic conductivities and water retention curves [17].

Recently Urciuoli et al. [18] published some data collected through the monitoring over several years of five sloping areas that are occupied by saturated clayey soils or by unsaturated volcanic ashes (silty sands), focusing in particular on pore water pressure fluctuations. Figure 7 summarises the data collected in four sites (A and B for clayey soils, D and E for volcanic ashes). As shown in Figure 7a, the

yearly pore water pressure fluctuations reach peaks of 70-80 kPa in the unsaturated volcanic ashes due to evapotranspiration phenomena, and values less than 20 kPa at depths higher than 2 m. Interestingly, a similar trend is shown by saturated clays, which experience maximum changes of about 40 kPa at a depth of 1 m and of 10 KPa at a depth of 5 m. The daily fluctuations of course, are much less (Fig. 7b).

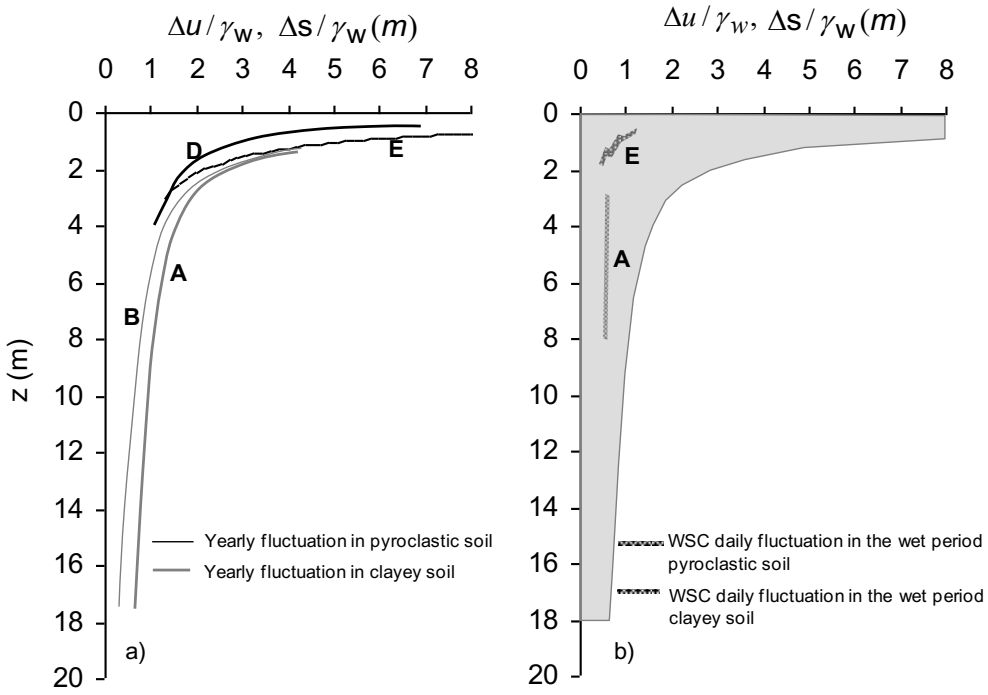


Figure 7. Yearly (a) and daily (b) fluctuation of the piezometer head in two sites occupied by fine-grained soils (A and B), and in two sites occupied by volcanic ashes (D and E) [18].

In conclusions, all data reported above suggest that in many cases the effects of precipitations should involve only the shallowest soils due to their low hydraulic conductivity, which depends on grain size and degree of saturation, and to the natural intermittency of the precipitation regime. Unfortunately these considerations, which would suggest a generally small size (magnitude) of rainfall-induced landslides, are not always correct.

3. Magnitude of rainfall-induced landslides; the role of macro-fabric

As shown above, theoretical considerations, sometimes supported by data from field monitoring, suggest that the effects of precipitations in soils that may be modelled as porous media should involve the uppermost layers only; as a consequence, critical rainstorms should essentially trigger shallow landslides. Experience however suggests that this is not necessarily true; in fact, unforeseen or neglected factors might play a key role.

Based on field data concerning six distinct landslides, in a recent paper Picarelli et al. [19] focus on the role of discontinuities, mostly joints and networks of interconnected fissures, which are typical features of stiff clays, mudstones and shales [20, 21], and cracks and shear surfaces, which characterize quiescent or slowly moving soil masses. The Authors stress that these discontinuities represent a way for localized water flow and transmission of high pore pressures in depth. Figure 8 shows the stiff jointed and fissured Orvieto clay (lowermost part of the photo) overlaid by the debris of a landslide

described by Tommasi et al. [22], which involves the same material. The pore water pressures that are reported in the figure (plots a and b) were recorded in the uppermost landslide debris; they clearly show an intermittent trend characterized by continuous pulses that strictly follow the precipitation regime (plot c). Another figure not reported here [19] shows that a similar trend features the lowermost stable deposit too, revealing the role of the network of fissures, or joints, and cracks that are present in the debris and in the basal formation, which favour in depth water flow. Similar considerations on the role of fissuring on the groundwater regime come from investigations by other scholars [23].

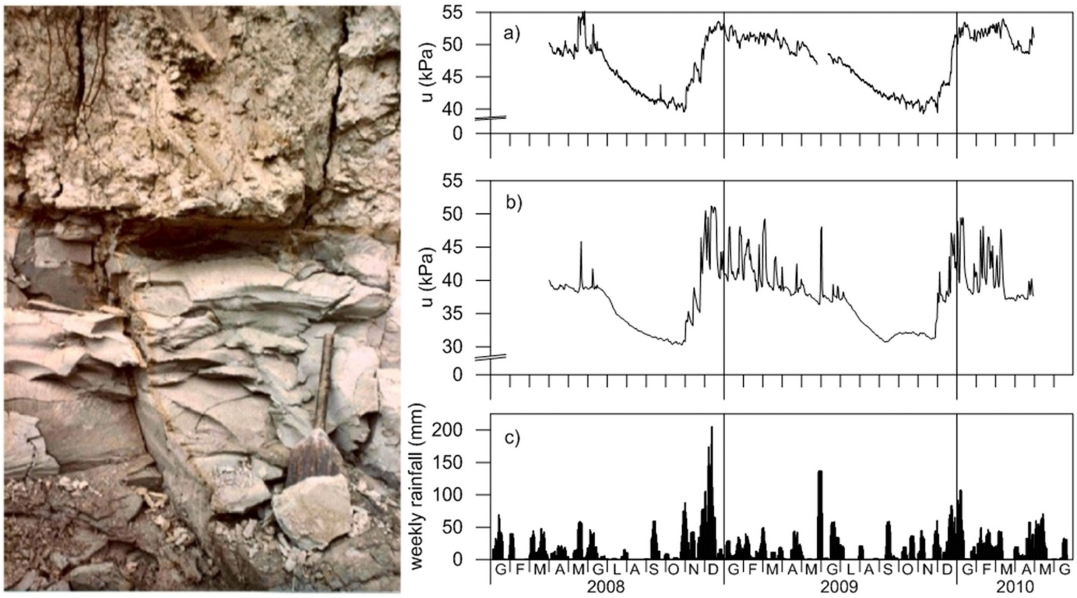


Figure 8. Pore pressures measured in the Orvieto landslide [19] through vibrating wire cells (a) and Casagrande piezometers (b), as a function of weekly rainfall (plot c).

Further data on this subject are provided by Comegna & Picarelli [24] through investigations on the hydraulic response of an earthflow body. In the same paper the Authors examine also the permeability of the shear zone located at the base of that landslide, which is highly anisotropic being characterized by a higher conductivity in direction of the movement due to the anisotropic soil microfabric and to the presence of shear fissures. Working on another eathflows located in the same area, Di Maio et al. [25] have recognized the major role of the slip surface that seems to represent a way for easier water infiltration thanks to its macro- and micro-roughness and possibly to grooves left by rock fragments included in the clayey matrix during movement. In fact, field tests show that the local hydraulic conductivity is some orders of magnitude higher than in the soil around. This is confirmed by pore pressures that have been measured by piezometer cells installed just in the shear zone, which reveal the same intermittent pore pressure evolution that is shown in Figure 8, suggesting that water can directly infiltrate from the ground surface into the shear zone through the slip surface, possibly leading to higher pore pressures than in the soil above and below the shear zone.
Similar considerations hold for saprolitic and residual soils due to their complex fabric, which is rich of relict discontinuities and is affected by internal erosion that favour deep and localized infiltration phenomena sometimes leading to piping and consequent phenomena of slope failure. Severe landsliding problems due to rainfall are in fact the rule in tropical areas where saprolitic and residual soils are widespread.

The special features that characterise fissured, jointed and sheared clayey materials, saprolitic and residual soils and other materials not mentioned here can lead to dramatic consequences on slope behaviour. In line with Henkel's considerations [26], Picarelli et al. [19] describe and interpret a twice slope failure that destroyed a huge retaining structure in Melfi, Southern Italy, as the result of cleft pressures induced by precipitations. Moreover, referring to a case history published by Corominas et al. [27], they outline that fluctuating pore pressures as in Figure 8 can give rise to intermittent slope movements (Fig. 9) arguing that these phenomena are probably more common than one might think. In fact, especially when monthly or yearly cumulated displacement is small, monitoring is often carried out with small frequency or even randomly, thus the described movement mechanism is not recognized as such and is implicitly assumed to occur at quasi-constant rate being expressed in cm/month or in cm/year. As a consequence the landslide is interpreted and perhaps analysed as it was due to creep. This of course can give rise to erroneous mechanical interpretations.

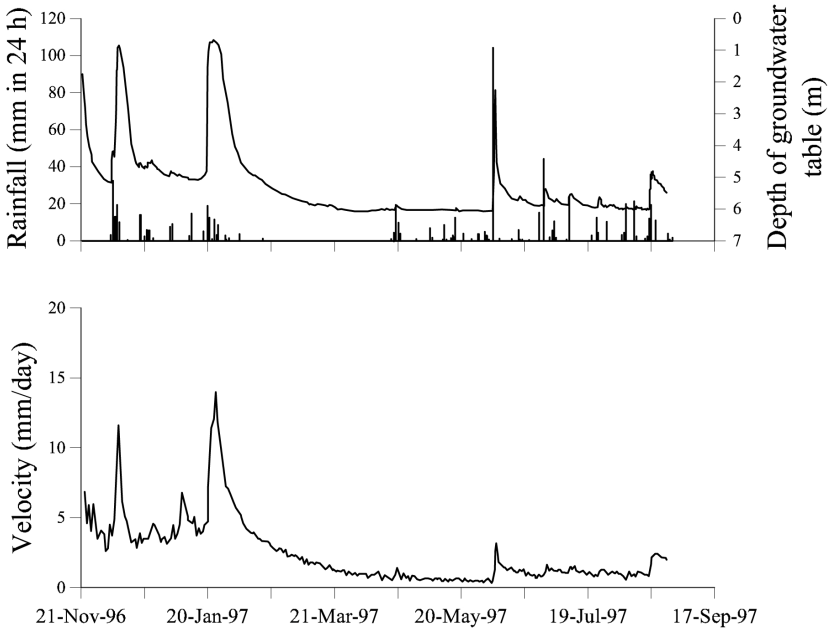


Figure 9. Daily rainfall, water levels and displacement rates of the Vallcebre landslide [28]

4. Mechanisms and intensity of landslides; the role of micro-structure

4.1 Non-plastic unsaturated soils

As outlined above, rainwater infiltration in unsaturated soils causes a change in both water content and state of stress and thus a decrease of the shear strength. In some cases the final effect is slope failure. The magnitude, mechanisms and intensity of consequent slope movement is of paramount importance when looking at landslide hazard and risk. The increase in water content, in fact, can play a key and detrimental role on landslide mechanisms. In particular, under given conditions, unsaturated soils can attain full saturation; if they are very loose, besides the vanishing of the apparent cohesion, failure may cause volumetric soil collapse and generation of positive excess pore water pressures thus causing a drop also in the frictional component of strength. As a result, resisting forces my decrease to values that are less than the resisting forces leading to landslide acceleration. Flow-like movements are an obvious result of such a mechanical process.

The landslides shown in Figure 1, a total of about forty large debris avalanches and debris flows [29] that occurred in a time interval of several hours, were the result of a continuous 2-days rainstorm. The soils involved in the landslides were unsaturated air-fall pyroclasts (alternating volcanic ashes having the grain size of silty sands, and pumices, i.e. gravelly sands) just as in Figure 3, with a total thickness generally less than a couple of meters. A major feature of such movements, which occurred on slopes having angles higher than 30° and totaling a volume that has been estimated in the order of a couple of millions of cubic meters, was a high entrainment capability. This can be argued from Figure 10, which displays the Quindici debris flow, a complex landslide that was mobilized on the Northern side of the mountain shown in Figure 1 resulting from the contribution of several minor debris flows and debris avalanches. As outlined by different Authors [31, 32, 33], in areas characterized by similar lithological and morphological conditions (steep slopes indented by gullies), landslide mechanism often consists in the failure of the steepest outcrops or of artificial cuts (as along mountain roads) or even in the fall of blocks from cliffs, followed by impact on the downslope covers saturated by rainwater, and consequent building up of excess pore water pressures (undrained loading). These processes can lead to flow-like movements of large size thanks to the extension, both in plan and in depth, of the parts of the slope that are involved in the movement. Such a frequent observation is confirmed by Figure 10, which suggests the interaction between failing soil masses, which join and burden downslope gullies, then flow towards the foot of the mountain entraining the debris that fills the gullies.

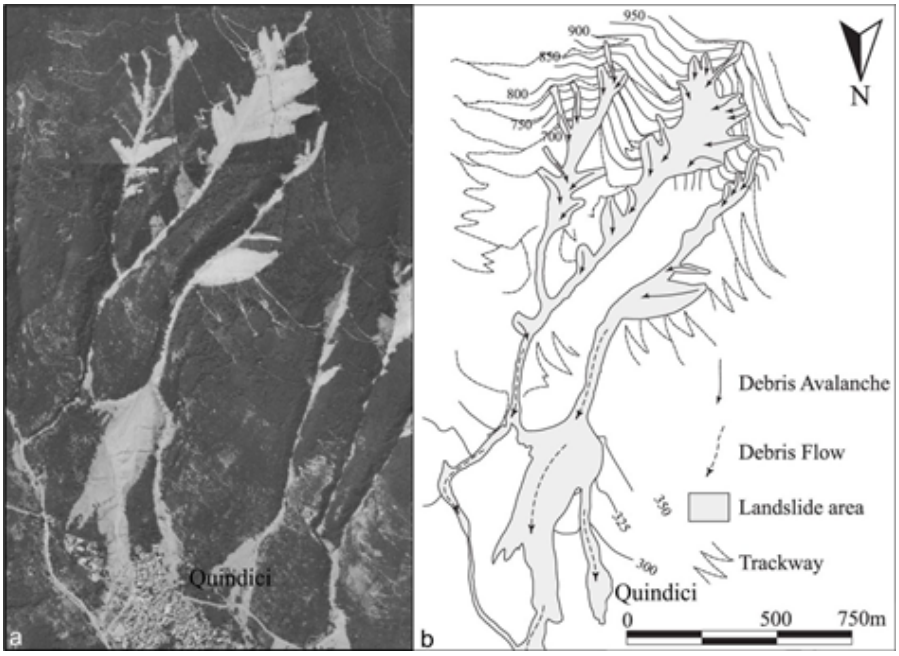


Figure 10. The Quindici debris flow (a) and sources of the main landslide body (b) [30].

The described mechanism that, as outlined above, is common in the areas mantled by air-fall pyroclastic covers, which surround the town of Naples, strengthens previous considerations about the potential magnitude of some rainfall-induced landslides, which is much higher than conceivable based on theoretical considerations [34].
Data published by Olivares & Picarelli [35] and by Lampitiello [36] confirm the susceptibility to static liquefaction of these air-fall volcanic ashes that present a void ratio generally higher than 2. Figure 11 reports the results of undrained triaxial tests carried out after isotropic and anisotropic consolidation on

undisturbed and reconstituted specimens at the natural void ratio. The figure highlights the brittle behaviour of the soil due to induced positive excess pore pressures, which leads to a rapid decrease of the shear strength towards the SSL that is reached at much lower values of the mean effective stress than the value applied in the consolidation stage.

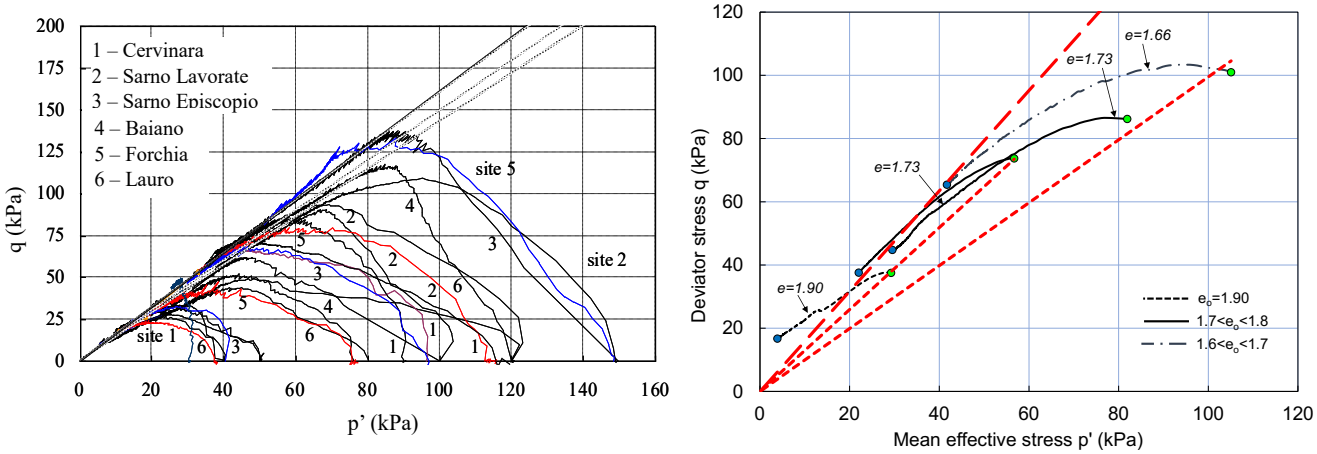


Figure 11. Results of undrained triaxial tests on undisturbed (left side, [36] and reconstituted specimens (right side, [37]) of volcanic ash.

It is worth to note that further natural formations in the world, including not only soils of volcanic origin, but also completely different materials, all of them being characterized by a high void ratio and low or nil plasticity, display a similar behaviour. For instance, loess deposits that are widespread in China, specially the youngest uncemented ones, can experience similar destructive movements [38].

Going back to the volcanic ashes mentioned above, experience shows that flow-like movements may "spontaneously" take place, with no need of undrained loading, also on slopes having angles as low as 10-20° (such landslides are called flowslides, [29]). According to Picarelli et al. [11] such phenomena too could be explained by static soil liquefaction. The test results plotted in Figure 11 show that the undrained peak strength is reached well before reaching the Steady State Line (SSL), being then followed by shear stress decrease towards the SSL. The envelope of peaks, which is called Instability Line (IL) [39], is thus characterized by a lower angle that the Steady State friction angle, which for the volcanic ashes at hand is typically 35°-38°; the position of the IL is a function of the initial void ratio, *e*, being as lower as higher is the *e* value (Fig. 12). The area between the SSL and the IL is called the Instability Region [40]. For the soils at hand the Instability Region is quite wide since the slope of the Instability Line may be associated with a mobilized friction angle even less than 30°. These results reveal a peculiar soil behaviour. In fact, if it is consolidated at a anisotropic stress state within the Instability Region (see Fig. 11, right side), an even very small stress change imposed in undrained conditions can cause brittle failure. This suggests for example that gentle slopes could suddenly and "spontaneously" fail, if saturation drives the local soil state within the Instability Region. The trigger can be whatever, even a very local soil failure, which, in turn, could give rise to a mechanism of progressive undrained failure [41].

"Spontaneous" liquefaction of loose granular soils covering gentle slopes is an interesting topic that could justify some catastrophic events, which occasionally take place during strong rainstorms with no easy explanation. Wang et al. [38] describe the numerous landslides that were triggered by the typhoon Wipha (October, 2013) in the Izu-Oshima Island, on slopes having angles a little more higher than 20°. The event was characterized by heavy rainfall with a peak intensity of 122.5 mm/h and by a very strong wind that reached a velocity of 35 m/sec. The landslides, having depths not higher than about 1.2 m,

involved an unsaturated tephra cover, thus a material with similar origin as the pyroclastic soils mentioned above, which overlies a loess layer characterized by a hydraulic permeability two orders of magnitude less. This could justify quick saturation of the thin uppermost layer during rainfall. An interesting hypothesis proposed by the Authors concerns the role that wind could have played during the event. The area is in fact covered by a thick forest of trees with average height of 6 m and diameter of 10 cm; according to the Authors, the cyclic stresses induced by trees in the shallowest layers due to windthrows could have favored the building up of positive excess pore water pressures. This idea is supported by laboratory tests, which demonstrate the susceptibility of the soil to static liquefaction, and by the monitoring of the wind effects on vegetation. Based on previous considerations about the unstable undrained behaviour of very loose non plastic soils, a further intriguing hypothesis, which might strengthen the Authors' interpretation, would be the occurrence of "spontaneous" liquefaction occurring within the Instability Region as a result of the cyclic stresses induced by wind. This however would require accurate and in depth investigations through targeted laboratory tests.

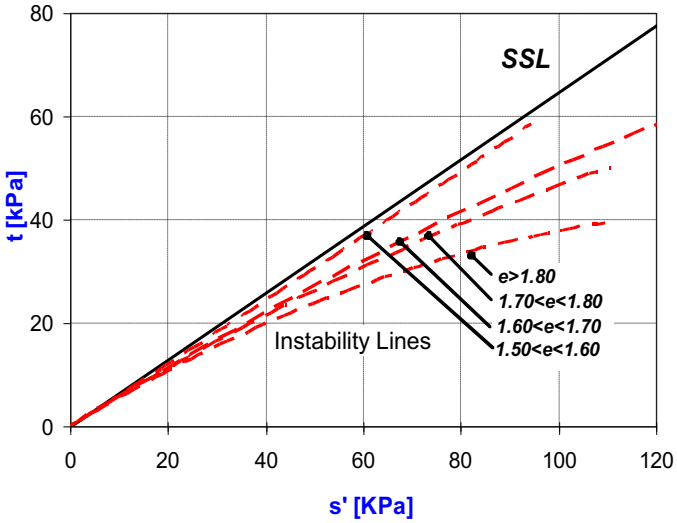


Figure 12. Instability line of reconstituted volcanic ashes as a function of the initial void ratio [36].

Another issue, which is suggested by such a case history and which has not been considered until now to the Writer's knowledge, concerns the effects of vibrations induced by the same landslides in areas mantled by collapsible soils as those described above. In fact, experience indicates that extreme rainstorms can trigger hundreds or even thousands of flow-like movements over quite small areas within short time intervals [4, 5]; a minor example is the one shown in Figure 1. Investigating on the role of vibrations induced by landslides on the stability, and maybe the failure, of slopes around would be of great interest. Some data about the magnitude of the landslide-induced vibrations have been already published [43]; some Authors, in turn, have investigated the soil vibrations that precede landslides, in order to check the possibility to predict the event through the analysis of such precursors [44].

4.2 Plastic-fine grained soils

Rainfall-induced flow-like movements of high magnitude and of quite high intensity are common phenomena also in overconsolidated fine-grained soils. As suggested by Figure 13 (left side), these landslides too, which keep the name of earthflows [29], result from mechanisms of undrained loading induced by unstable soil masses that, moving over pre-existing dormant landslides or over highly

softened soil covers, can generate high positive excess pore water pressures [45, 46] inducing movements of the flow type. The same Figure 13 (right side) depicts some earthflows occurring in a basin of the Central Italian Apennines, which are clearly driven by such a mechanism. The analogies with the landslides shown in Figure 10 are evident. Picarelli et al. [46] have reported several data collected in investigations on earthflows, focusing on pore water pressure readings that shed light on the effects of undrained loading (Fig. 14). The same Authors moreover assume that excess pore water pressures can be triggered also by internal stress changes occurring during movement as a result of continuous changes in the local deformation field, which in low permeability soils can determine undrained stress conditions.

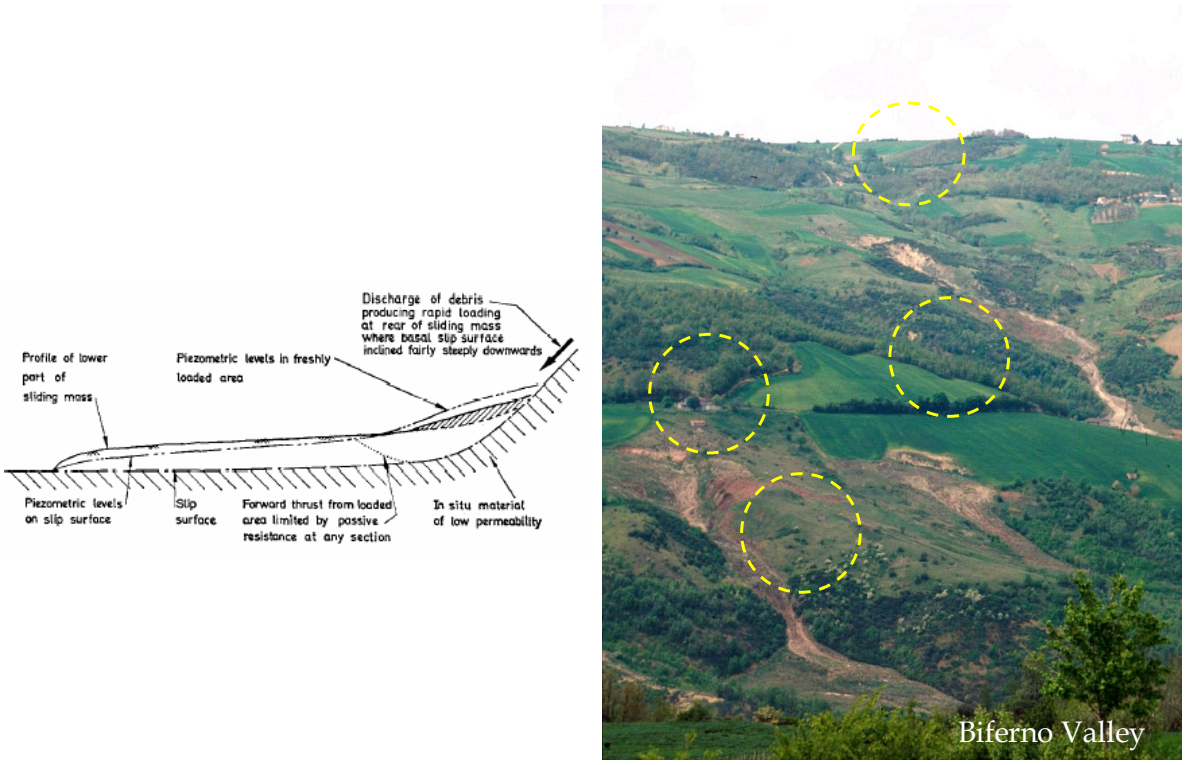


Figure 13. a) The mechanism of undrained loading [left side, 45];
b) some earthflows recognized in the Biferno valley, Italy (right side).

An often neglected point is the reason for which the mechanical response of these overconsolidated soils is so similar, with some obvious differences, to the one that is displayed by the loose volcanic ashes considered above. A discussion about that can be found in papers by Picarelli & Di Maio [47] and Picarelli et al. [48], who focus on the strong deterioration phenomena, which affect the stiff fissured clay shales of marine origin that outcrop along the Apennines chain in Italy, deeply modifying their stress-strain behaviour and thus preparing the field for a mechanical response that is very far from that of the basal formation under similar stress conditions. Based on studies carried out by Di Maio et al. [49, 50], they outline that, in spite of the high concentration of saline cations that may be measured at depths of a few tens of meters, the cation concentration strongly decreases towards the ground surface where the soil is highly softened assuming the mechanical behaviour of normally or slightly consolidated soils (Fig. 15). Such a strong change in soil behaviour is the result of infiltration of fresh water, which leads to the observed variations in the pore fluid composition, which are due to freshwater adsorption, ion diffusion and salt leaching. As a result, a variation in the stress field (undrained loading) can generate

positive excess pore pressures thus affecting the mobilized shear strength and the mechanical response of the mass that has lost its original strength and stiffness and thus can move downslope as a mud.

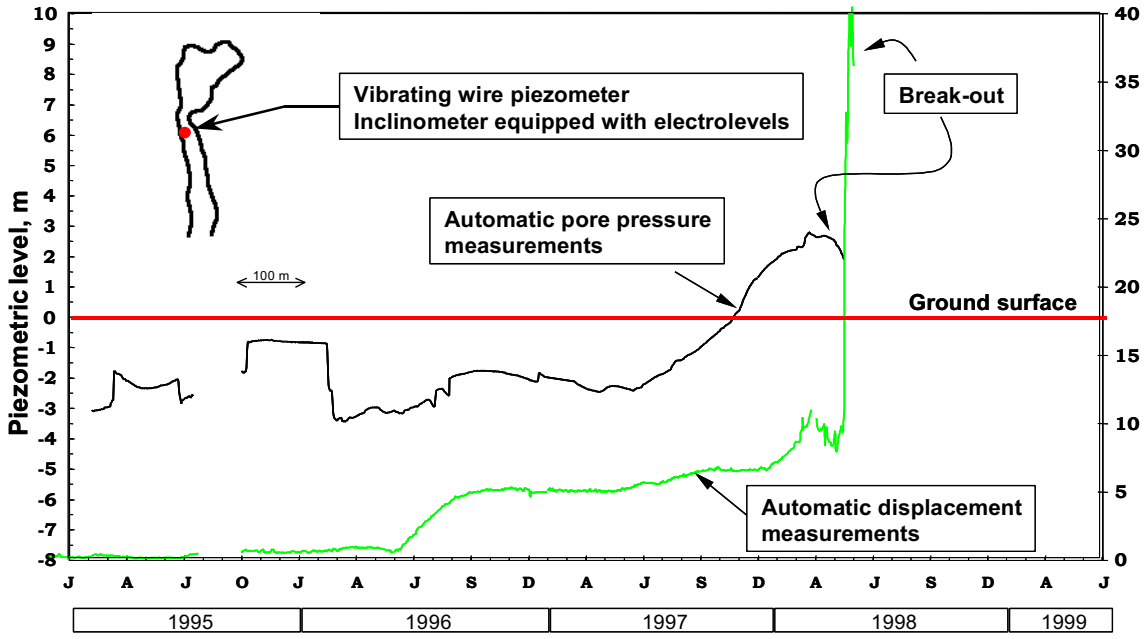


Figure 14. Displacements and pore pressures measured in the Masseria Marino earthflow [46].

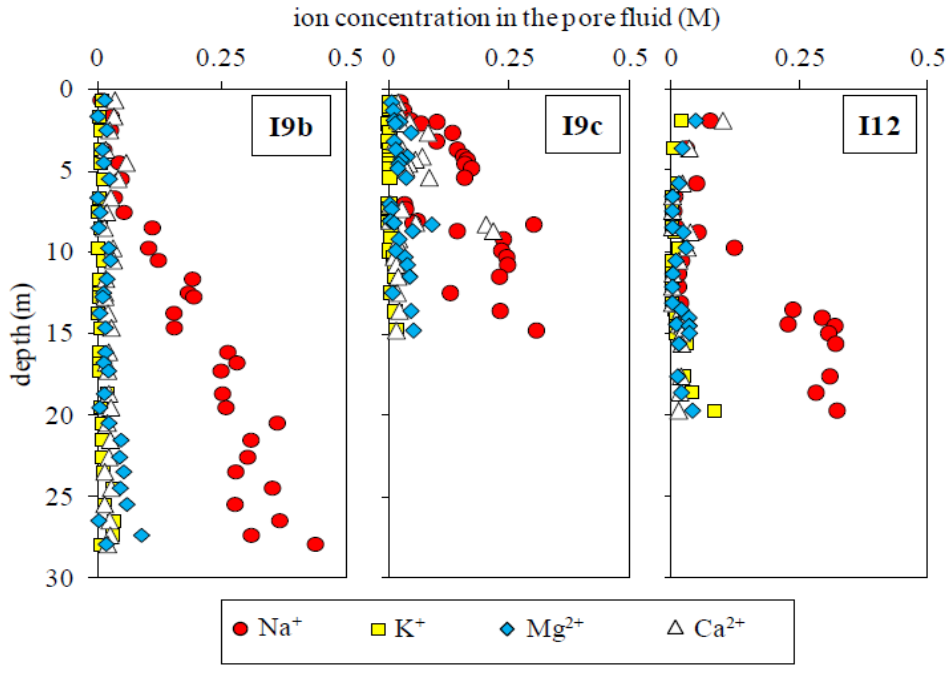


Figure 15. Cations concentration in the pore fluid of stiff fissured clays in an area of Southern Apennines, Italy [49]

5. The impact of climate change

Considering that the highest percentage of slope movements are by far weather-induced, a question that spontaneously rises is about the role that climate change can play on landslide hazard in the near future.

According to the UN Intergovernmental Panel on Climate Change IPCC), the average rise in temperature in the last century has been about 1°. This has been mostly due to human activities, and in particular to carbon dioxide emissions from fossil fuel burning power plants and from burning gasoline for transportation, to methane emissions from animals and agriculture, to the increasing use of chemical fertilizers and to deforestation. Probably in the very last years also the effects of widespread forest fires are playing some role. Obvious consequences of temperature increase are melting of the polar caps, retreat of glaciers, permafrost degradation, wildfires. All these phenomena have a direct impact on slope stability. In fact, ice melting leads to increase of the sea level favoring coastal erosion and consequent instability phenomena of coastal slopes and cliffs. Moreover, in frozen areas the retreat of glaciers, which have a buttress action on sloping soil and rock masses, can affect their stability conditions due to removal of support, stress relaxation and opening of joints and fissures. The degradation of permafrost is a cause of landslide as well: being an impervious barrier to water infiltration, its vanishing makes water infiltration easier and faster. Finally, wildfires, which have become a severe threat everywhere in the hot season, adversely affect the role of vegetation on the regulation of the groundwater level and in strengthening top soils thanks to the roots system. In contrast, even though the rise in temperature causes an increase of water vapor in the atmosphere, the effect of climate change on precipitations and thus on rainfall-induced landsliding is not so evident. In fact, while an increase of the yearly rainfall is being recognized in northern countries, in other parts of the world the yearly rainfall is in contrast decreasing as well as the number of wet days. This however may lead to an increase of the intensity of single rainstorms. As a matter of fact, in many parts of the world the number and intensity of extreme events is growing; as an example, the peak hourly rainfall in Hong Kong, which in 1886 was 88 mm, in the following years has been updated five times, from 101 mm in 1926 up to 146 mm in 2008 [4]. A rational analysis of the effects of modifications of the hydrological balance on landslide hazard is thus a very complex problem, which, by the way, strongly depends on further factors that are strictly related to the local lithological and morphological context. Therefore, only very general and qualitative considerations can be made through studies about the potential evolution of local weather conditions integrated by simple geological models.

The local climate change predictions are today based on a two-stage approach that exploits an Atmosphere-Ocean General Circulation Model (AOGCM), which accounts for key global physical and mechanical processes, and Regional Climate Models (RCMs), which bring the general solutions obtained through the AOGCM into higher scale solutions accounting for orography and local atmospheric phenomena [51]. The very last stage of the analysis consists in the integration of predictions about future local weather conditions into slope stability evaluations. An example is provided by Rianna et al. [52], who examined the potential effects of expected climate change in a vast area located northeast of Naples (Southern Italy), on the soil moisture of typical soils: the considered time interval was 2071-2100; an analogous simulation however was carried out also for the period 1981-2010, which was assumed as a "control period". The main atmospheric processes on the global scale were analyzed by the GCM CMCC_CM model ([53], which works on an average horizontal resolution of 80 km: two different gas emission scenarios, i.e. the RCP8.5 “pessimistic scenario”, which is characterized by an increase of the total radiative forcing of 8.5 W/m^2 with respect to the pre-industrial phase, and the RCP4.5 “stabilization scenario”, which is characterized by an increase of only 4.5 W/m^2, were investigated. The output was then downscaled to the selected

area through the statistical RCM model COSMO_CLM ([54]. In order to assess the effects of rainfall and evapo-transpiration on the water content profile of the soil, the results of the simulation of future weather conditions were integrated into the hydrological HELP model ([55], which carries out 1D flux analyses. A virtual 50 m deep horizontal layer with bare or vegetated ground surface, resting on a free draining boundary was assumed. Five soil types, from coarse sand to clay, were considered, each of them being characterized by typical values of initial porosity, water retention curve and permeability function. The simulation of the atmospheric processes showed that in the selected area precipitations should slightly increase in winter (+7% for RCP8.5) and decrease in the warm season: the decrease should be remarkable in summer (20% and 65% for RCP4.5 and RCP8.5 respectively). Moreover, due to general warming, the potential evapotranspiration should grow with a rate that is strongly related to the concentration scenario. Moving to the combined effects of infiltration and evapotranspiration, Figure 16 compares the estimated daily average and peak values of the degree of saturation in the uppermost 4 m of vegetated soil surfaces with the values obtained for the 1981−2010 "control period". To assess the influence of the lower boundary condition, a further configuration was considered consisting of a 4 m coarse sand column (denoted “coarse sand (2)”, Fig. 16) overlying a deposit of infinite thickness characterized by a three orders of magnitude lower hydraulic conductivity. The analysis results suggest a remarkable reduction in the moisture content for the less pervious soils. In contrast, in coarse sand the estimated growth of cumulated precipitations during the wet season (from November to March), which is only partly balanced by evapo-transpiration, should lead to average values that are comparable or slightly higher than those estimated for the "control period". The effects of the future precipitation regime are even more evident when considering the peak values of the saturation degree; in fact, in the wet season higher moisture contents than today might be reached in sandy soils, especially in the “coarse sand (2)”.

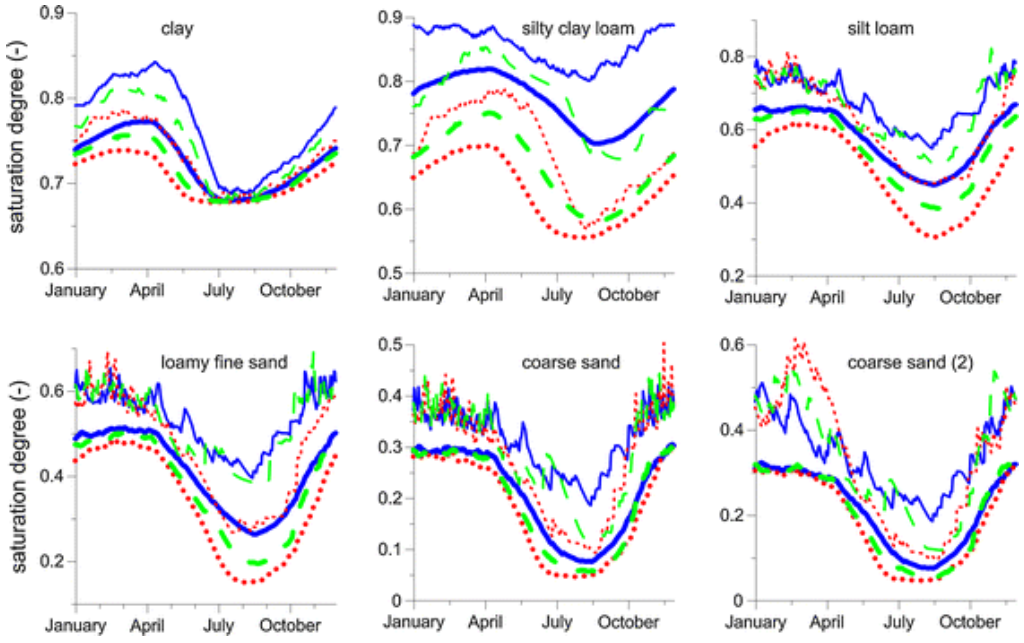


Figure 16. Effects of climate change on the degree of saturation of a 4 m deep virtual soil column [52]. Legend: blue, 1981-2010; green, 2071-2100 (RCP4.5); red, 2071-2100 (RCP8.5). For each color, thicker lines represent the average saturation degree, thinner lines the peak daily saturation degree.

Even though such an analysis concerned very schematic situations neglecting in particular the role of morphology, these data suggest that the effects of climate change on rainfall-induced landslide hazard in the considered area may differ from site to site as a function of soil properties. The general tendency however should be a decrease of the hazard especially in areas covered by soils of quite low permeability; only in zones occupied by pervious shallow deposits it might increase in the wet season. This suggests that sloping areas occupied by fractured rocks, stiff fissured clays and residual soils, whose overall permeability is affected by the network of discontinuities, might suffer for an increase of the landslide hazard as well.

In a deeper investigation more or less concerning the same area of Southern Italy examined above, Comegna et al. [56] focused on the potential effects of future climate scenarios in a zone characterized by the presence of numerous slow-moving earthflows. Starting again on a simulation of the main atmospheric processes on a global scale, they assessed the future annual precipitations and then calculated the monthly rainfall assuming that the future monthly distribution will be equal to the present one. This allowed to analyze the pore water pressure fluctuations in a well documented landslide and then to estimate the consequent displacement rate based on a simple relationship established for viscous fine-grained soils, between displacement rate and mobilized shear stress. Figure 17 reports the results of the analysis. Due to the expected decrease in cumulative precipitations and increase in temperature, the future average groundwater level should display a progressive reduction in the range of 6-8 mm per decade (Fig. 17a). Based on calculated pore water pressures, the future displacement rate should consequently decrease (Fig. 17b) in a range that is comprised between about 1.5 mm/decade and 3 mm/decade even though including phases of moderate acceleration during winter and spring. The cumulative displacement should follow a substantial linear trend (Fig. 17c).

Staying on the same subject, more recently, Rianna et al. [57] have linearly correlated the movements of slow moving landslides with a simple hydrological parameter consisting in the balance between monthly cumulated rainfall and potential evapotranspiration. An abacus has then been built, which allows to assess the number of months during which the water level will exceed the threshold over which the landslide starts moving. Based on prediction of future weather conditions, this abacus may be then used to assess the consequent landslide evolution.

Due to the expected moderate decrease in local annual precipitation and to the effect of temperature increase on evaporation and groundwater level, such results demonstrate that the impact of climate change should be favourable in areas, as the most part of Southern Italy, where the yearly rainfall regime should not significantly change and deposits of fine-grained soils prevail. However, as discussed above and demonstrated by next example, this is not necessarily true in all seasons and in all lithological contexts.

This last example concerns the same wide geographic area that has been considered above, where in 1999 a debris avalanche (the Cervinara landslide [34]) involved unsaturated air-fall volcanic ashes killing five people. Using available data concerning slope angle and soil properties, Rianna et al. [58] calculated the cases, for which the combined effect of cumulated precipitations in the last 29 days (P29d) and rainfall in the 30th day (P1d) would lead to slope failure (Fig. 18). The study was based on weather projections for the time interval 2071-2100. For comparison, the blue symbols in the figure are the results of analyses based on the recorded precipitations in the time interval 1981-2010 that, theoretically, should have led to slope failure. As shown, these calculations can reproduce the 1999 landslide (the encircled blue dot), which was characterized by a high cumulated daily precipitation P1d, i.e. the highest one according to official records covering the last century [34], but also further landslide events that (fortunately) did not occur. On the other hand, adopting as input the simulated weather forcing also for the "control period" 1981-2010 (red symbols), a couple of potential rainfall combinations were found that could have led to slope failure, in some way roughly

confirming the virtual effects of recorded precipitations. However, a significant result of the projections to the 2071-2100 time interval is the dramatic increase of critical events (green symbols), which should be mostly due to very high one-day triggering precipitations (five cases).

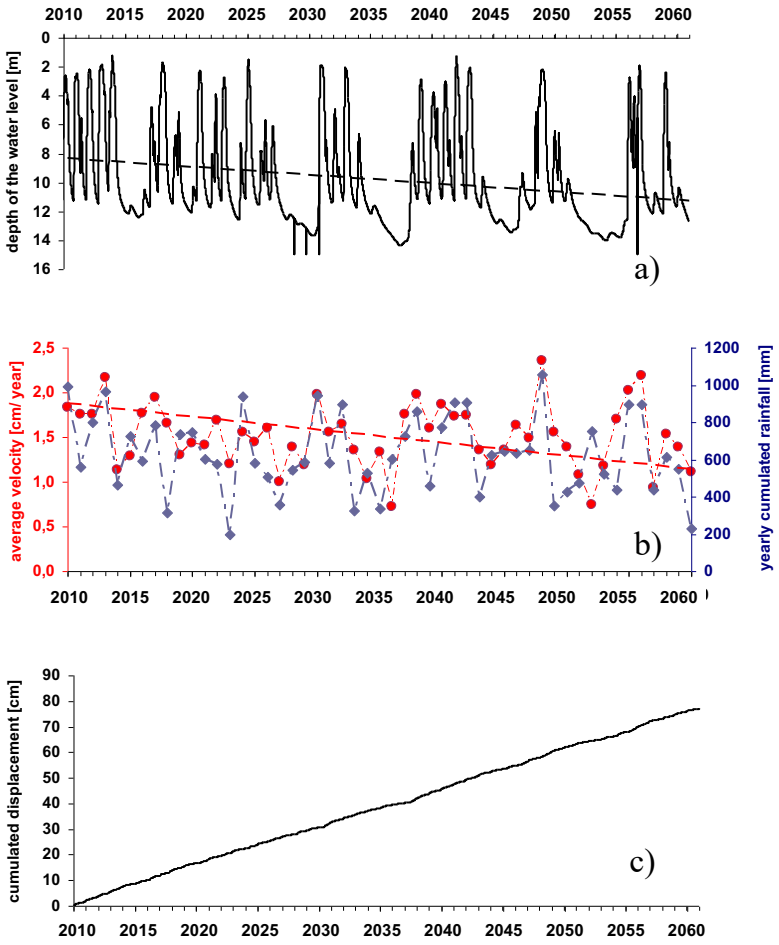


Figure 17. Effects of climate scenarios in the time interval 2010-2060 on the hydrological response of a slow earthflow [56]: a) piezometric level at a depth of 15 m; b) annual cumulative rainfall and displacement rate; c) cumulative displacement.

As outlined above, all these data suggest that, in general, the expected climate change should not lead to a profound change in rainfall-induced landslide hazard in many parts of the world and this because of the increase in evapotranspiration phenomena driven by the growth in temperature, which in many cases should balance the effects of increasing precipitation intensity. However, in some other cases the growth of extreme rainstorm phenomena might lead to catastrophic events especially in areas that are occupied by more pervious deposits such as fractured rocks, fissured clays and residual soils. The role of entrainment mechanisms, which characterize some loose soils, could amplify the effects of critical events. These considerations are already evident from recent chronicles: the landslides, which occurred in Hong Kong in 2008 [59] (384 mm rainfall in 4 hours), in Taiwan in 2009 [60] (typhoon Morakot, 400 victims), in the Nova Friburgo region, Brazil [61], in 2011 (about 1000 casualties and 500 missing), in the Izu-Oshima Island [62] in 2013 (40

casualties), in Colombia [63] in 2017 (the Mocoa event, 333 casualties), and many other case histories are all impressed in our minds.

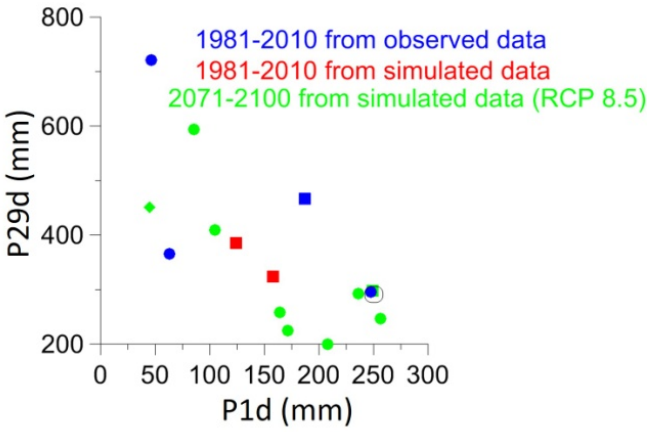


Figure 18. Precipitations potentially triggering a landslide in the Cervinara area [58]. Legend: blue, recorded critical precipitations in the control period; red, simulated critical precipitations during the same period; green, simulated critical precipitations in the time window 2071-2010.

6. Conclusions

Landslides are typical catastrophic natural events. Looking at triggers, precipitations by far stand out. Even though theoretical considerations suggest that the magnitude of rainfall-induced landslides should be generally rather low, experience indicates that, in contrast, in some cases it may be high due to some apparently minor factors that are generally ignored in the analysis, which treats the soil as a porous material neglecting the role of discontinuities and the collapsible response of some non plastic loose soils.

Considering the impact of weather-induced phenomena, the role of climate change might be of primary importance on landslide hazard. Rough considerations accounting for the influence of major factors that affect the stability of slopes suggest that it should increase in cold areas of the world and in all those zones where the overall soil permeability is quite high and an increase of the intensity of rainstorms is expected; in contrast, the incidence and the intensity of rainfall-induced landslides should decrease where the increase of evapotranspiration processes and the low soil permeability will favor a deepening of the water table.

References

[1] Varnes and IAEG Commission on Landslides and other mass movements on slopes, 1984, Landslide hazard zonation: a reviw of principles and practice. UNESCO Press, Paris.

[2] Froude, M.J. & Petley, D.N. (2018). Global fatal landslides occurrence from 2004 to 2016. Natural Hazards and Earth System Sciences, (18), 2161-2181.

[3] Zhang, F. & Huang, X. (2018). Trend and spatiotemporal distribution of fatal landslides triggered by non-seismic effcts in China. Landslides, (15), 1663-1674.

[4] Ho, K.K.S, Sun, H.W., Wong, A.C.W., Yam, C.F. & Lee, S.M. (2017). Enhancing slope safety preparedness for extreme rainfall and potential climate change impacts in Hong Kong. *Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change*. CRC Press/Balkema, Taylor&Francis Group

[5] Coelho Netto A L, Sato A M, Avelar A S, Vianna L G, Araújo L S, Ferreira D L, Silva R P (2013). January 2011: the extreme landslide disaster in Brazil. Landslide Science and Practice, pp. 377-384. Springer, Berlin-Hedelberg.

[6] Montero-Olarte. J. (2017). Personal communication.
[7] Prada-Sarmiento, L.F., Cabrera, M.A., Camacho, R., Estrada, N. & Ramos-Cañón, A.M. (2020). The Mocoa 2017 debris flow event and the associated mass movements within a tropical Andean-Amazonian Piedmont environment. Proc. 13th ISL, Cartagena, ISSMGE website
[8] Guzzetti, F.(2015). Frane e alluvioni: una lunga storia italiana. Ecoscienza, (3).
[9] Semenza, E. (1965). Sintesi degli studi geologici sulla frana del Vajont dal 1959 al 1964. Memorie Museo Tridentino Scienze Naturali, (16), 1-52.
[10] Cascini, L., Guida, D., Romanzi, G., Nocera, N. & Sorbino, G. (2000). A preliminary model for the landslides of May 1998 in Campania Region. Proc. 2nd Int. Symp. on Hard Soils - Soft Rocks, Napoli, (3), 1623-1652.
[11] Picarelli, L., Olivares,L., Damiano, E., Darban, R. & Santo, A. (2020). The effects of extreme precipitations on landslide hazard in the pyroclastic deposits of Campania Region: a review. Landslides, (17), 2343-2358.
[12] Comegna, L., Damiano, E., Greco, R., Guida, A., Olivares, L. & Picarelli, L. (2016). Field monitoring of a sloping shallow pyroclastic deposit. Canadian Geotechnical Journal, (53), 1125-1137.
[13] Papa, R., Pirone, M., Nicotera, M. & Urciuoli, G. 2009. Meccanismi di innesco di colate di fango in piroclastiti parzialmente sature. First Italian Workshop on Landslides, Naples, (1), 91-106.
[14] Carslaw, H.S. & Jaeger, J.C. 1959. Conduction of head in soils. Oxford university Press.
[15] Leroueil, S. (2001). Natural slopes and cuts: movement and failure mechanism. Géotechnique, (51), 195-244.
[16] Kenney, T.C. & Lau, K.C. (1984). Temporal changes of groundwater pressure in a natural slope of non fissured clay. Canadian Geotechnical Journal, 21, 138-146.
[17] Picarelli, L., Leroueil, S., Olivares, L., Pagano, L., Tommasi, P. & Urciuoli, G. 2012. Chapter 20 - Groundwater in slopes. Landslides: Types, Mechanisms and Modeling, 235-251.
[18] Urciuoli, G., Pirone, M., Comegna, L. & Picarelli, L. (2016). Long-term investigations on the pore pressure regime in saturated and unsaturated sloping soils. Engineering Geology, (212), 98-119.
[19] Picarelli, L., Di Maio, C., Tommasi, P., Urciuoli, G. & Comegna, L. (2022). Pore water pressure measuring and modeling in stiff clays and clayey flysch deposits: a challenging problem. Engineering Geology, (296), 106442.
[20] Morgenstern, N.R. & Eigenbrod, K.D. 1974. Classification of argillaceous soils and rocks. Journal of the Geotechnical Engineering Division, (GT10), 1137-1156.
[21] Stead, D. 2016. The influence of shales on slope instability. Rock Mechanics & Rock Engineering, (49), 635-651.
[22] Tommasi, P., Boldini, D., Caldarini, G. & Coli, N. (2013). Influence of infiltration on the periodic reactivation of slow movements in an overconsolidated clay slope. Canadian Geotechnical Journal, (50), 54-67.
[23] Cotecchia, F. Vitone, C., Santaloia, F., Pedone, G. & Bottiglieri, O. (2014). Slope instability processes in intensely fissured clays: case histories in the Southern Apennines. Landslides, (12), 877-893.
[24] Comegna, L. & Picarelli, L. (2008). Anisotropy of a shear zone. Géotechnique, (58), 737-742.
[25] Di Maio, C., De Rosa, J., Vassallo, R., Coviello, R & Macchia, G. (2020). Hydrauic conductivity and pore water pressures in a clayey landslide: experimental data. Geosciences (10), 102.
[26] Henkel, D.J. 1967. Local geology and the stability of natural slopes. Journal of the Soil Mechanics and Engineering Division, (93), 437-450.
[27] Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Lloret, A. & Gili, J.A. (2005). Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain). Landslides, (2), 83-96.

[28] Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Rius, J., Gili, J.A. & Lloret, A. (1999). Monitoring of the Vallcebre landslide, Eastern Pyrenees, Spain. *Slope Stability Engineering*. Rotterdam, Balkema.
[29] Hungr, O., Leroueil, S. & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types: an update. Landslides, (11), 167-194.
[30] Guadagno, F.M., Forte, R., Revellino, P., Fiorillo, F. & Focareta, M. (2005). Some aspects of the initiation of debris avalanches in the Campania Region: the role of morphological slope discontinuities and the development of failure. Geomorphology, (66), 237-254.
[31] Di Crescenzo, G. & Santo, A. (2005). Debris slides-rapid earth flows in the carbonate massif of the Campania region (Southern Italy): morphological and morphometric data for evaluating triggering susceptibility. Geomorphology, (66), 255-276.
[32]. Revellino, P., Guerriero, L., Gerardo, G., Hungr, O., Fiorillo, F., Esposito, L. & Guadagno, F.M. (2013). Initiation and propagation of the 2005 debris avalanche at Nocera Inferiore (Southern Italy). Italian Journal of Geosciences, (132), 366-379.
[33] Cairo, R. & Dente, G. (2003). A flow slide in a pyroclastic soil fill. Proc. Int. Conf. Fast Slope Movements: Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli, (1), 53-62.
[34] Comegna, L., Damiano, E., Greco, R., Guida, A., Olivares, L. & Picarelli, L. (2016). Considerations on the failure of the Cervinara slope. Proc. 12th ISL, Naples, (2), 663.670.
[35] Olivares, L. & Picarelli L. (2001). Susceptibility of loose pyroclastic soils to static liquefaction – Some preliminary data. Int. Conf. Landslides – Causes, Countermeasures and Impacts, Davos, 75-85.
[36] Lampitiello, S. (2004). Resistenza non drenata e suscettibilità alla liquefazione di ceneri vulcaniche della Regione Campania. PhD Thesis. Seconda Università di Napoli.
[37] Picarelli, L., Evangelista, A., Rolandi, G., Paone, A., Nicotera, M.V., Olivares, L., Scotto di Santolo, A., Lampitiello, S. & Rolandi, M. (2007). Mechanical properties of pyroclastic soils in Campania Region. Proc. Int. Symp. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, (4), 2331-2384.
[38] Leng, Y., Peng, J., Wang, Q., Meng, Z. & Huang, W. 2018. A fluidized landslide occurred in the Loess Plateau: a study on loess landslide in South Jingyang Tableland. Engineering Geology, (236), 129-136.
[39] Lade, P.V. & Pradel, V. (1990). Instability and plastic flow of soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, (116), 2532-2550.
[40] Lade, P.V. (1992). Static instability and liquefaction of loose sandy deposits. Journal of Geotechnical Engineering Division, (116), 51-71.
[41] Darban, R., Damiano, E., Minardo, A., Olivares, L., Picarelli, L. & Zeni, L. (2019). An experimental investigation on the progressive failure of unaturated granular slopes. Geosciences, (9), 63.
[42] Wang, G., Jiang, Y., Chang, C., Doi, I. & Kamai, T. (2019). Volcaniclastic debris avalanche on Motomachi area of Izu-Oshima, Japan, triggered by severe storm: phenomenon and mechanisms. Engineering Geology, (251), 24-36.
[43] Iverson, R.M., George, D.L., Allstadt, K., Reid, M.E., Collins, B.D., Vallance, J.W., Schiling, S.P., Godt, J.W., Cannon, C.M., Magirl, C.S., Baum, R.L., Coe, J.A., Shulz, W.H & Bower. G.B. (2015). Landslide mobility and hazards: implications of the 2014 Oso disaster. Earth and Planetary Science Letters, (412), 197-208.
[44] Senfaute, G., Merrien-Soukatchoff, V., Morel, J. & Gourry, J.C. (2003). Microseismic monitoring applied to prediction of chalk cliffs collapses and contribution of numerical modelling. Proc. Fast Slope Movements: Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli, (1), 463-468.
[45] Hutchinson, J.N. & Bhandari, R. 1971. Undrained loading: a fundamental mechanism of mudflows and other mass movements. Géotechnique, (21), 353-358.

[46] Picarelli, L., Urciuoli, G., Ramondini, L. & Comegna. L. (2005). Main features of mudslides in tectonized highly fissured clay shales. Landslides, (2), 15-30.
[47] Picarellli, L. & Di Maio, C. (2010). Deterioration processes of hard clays and clay shales. Weathering as a Predisposing Factor to Slope Movements, The Geological Society, 15-32.
[48] Picarelli, L., Di Maio, C. & De Rosa, J. (2021). Processes and mechanisms governing the transition of slides in tectonized clays and clay shales into rapid earthflows. Italian Geotechnical Journal, (LV), 53-67.
[49] Di Maio, C., Scaringi, G. & Vassallo, R. (2015). Residual strength and creep behaviour on the slip surface of specimens of a landslide in marine origin clay shales: influence of pore fluid composition. Landslides, (12), 657-667.
[50] Di Maio, C., Vassallo, R., Scaringi, G., De Rosa, J., Pontillo, D.M. & Grimaldi, G.M. (2017). Monitoring and analysis of an earthflow in tectonized cly shales and study of a remedial intervention by KCl wells. Italian Geotechnical Journal, (LI), 48-63.
[51]. Ho, K.K.S., Lacasse, S. & Picarelli, L. (2017). Preparedness for climate change impact on slope safety. Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change, CRC Press, 1-42.
[52] Rianna, G., Comegna, L., Mercogliano, P. & Picarelli L. (2016). Potential effects of climate changes on soil-atmosphere interaction and landslide hazard. Natural Hazards, (84), 1487-1499.
[53] Scoccimarro, E., Gualdi, S., Bellucci, A., Sanna, A., Fogli, P., Manzini, E., Vichi, M., Oddo, P. & Navarra, A. (2011) Effects of tropical cyclones on ocean heat transport in a high resolution coupled general circulation model. Journal of Climate (24), 4368–4384.
[54] Rockel, B., Will, A. & Hense, A. (2008). The regional climate model COSMO–CLM (CCLM). Meteorologische Zeitschrift, (17), 347–348.
[55] Schroeder, P.R., Dozier, T.S., Zappi, P.A., McEnroe, B.M., Sjostrom, J.W. & Peyton, R.L. (1994). The hydrologic evaluation of landfill performance (HELP) model: engineering documentation for Version 3. EPA/600/R-94/168b, U.S Environmental Protection Agency Office of Research and Development, Washington, DC.
[56] Comegna, L., Picarelli, L., Bucchignani, E. & Mercogliano, P. (2013). Potential effects of incoming climate changes on the behaviour of slow active landslides in clay. Landslides, (10), 373-391.
[57] Rianna, G., Comegna, L., Reder, A. & Picarelli, L. (2022). A simplified procedure to assess the effects of climate change on landslide hazard in a small area of Southern Apennines, in Italy. Submitted to Natural Hazards.
[58] Rianna, G., Comegna, L., Gariano, S.L., Guzzetti, F., Mercogliano, P., Picarelli, L. & Tommasi, P. (2017). Potential effects of climate changes on landslide activity in different geomorphological contexts. Proc. 4th World Landslide Forum, Ljubljana, (4), 243-250.
[59] Ho K.K.S., Sun H.W., Lam E.J & Lo, F.L.C. (2020). Engineering preparedness against impact of climate change on slope safety in Hong. Kong. Proc. 5th World Landslide Forum, Kyoto.
[60] Tsoui, C.Y., Feng, Z.Y. & Chigira. M. (2011). Catastrophic landslides induced by Typhoon Morakot, Shiaolin, Taiwan. Geomorphology, (127), 166-178.
[61] Coelho Netto, A.L., Sato, A.M., Avelar, A.S., Vianna, L.G., Araújo, L.S., Ferreira, D.L. & Silva, R.P. (2013). January 2011: the extreme landslide disaster in Brazil. Landslide Science and Practice, 377-384.
[62] Yang, H., Wang, F. & Miajima, M. (2015). Investigation of shallow landslides triggered by heavy rainfall during typhoon Wipha (2013), Izu Oshima Island, Japan. Geoenvironmental Disasters (2), 15.
[63] Garcia-Delgado, H., Machuca, S. & Medina, E. (2019). Dynamic and geomorphic characterizations of the Mocoa debris flow (March 31, 2017, Putamayo Department, Southern Colombia). Landslides, (16): 597-609.

First South American Geotechnical Seminar
14th-18th November, 2022
Cartagena, Colombia

Advances in Regional Seismic Landslide Assessments

Ellen M. Rathje, Ph.D., P.E., F. ASCE[1]*
[1] Janet S. Cockrell Centennial Chair in Engineering. Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering. The University of Texas at Austin, USA.

ABSTRACT
Earthquake-induced landslides represent a significant seismic hazard, as evidenced by notable earthquakes in Kaikoura, New Zealand (2016) and Gorkha, Nepal (2015), and proper planning/mitigation requires accurate evaluation of the potential for seismic landslides. Importantly, to fully understand the potential impacts of landslides induced by a seismic event, a regional-scale assessment is required. This assessment involves characterizing the topography, geotechnical properties, ground water conditions, and ground shaking levels such that engineering analyses can be performed at a fine spatial scale (~10 m). This presentation describes recent advances in regional-scale landslide assessments that address important issues associated with data-driven characterization at the regional scale, uncertainty and variability, and quantifying the resulting landslides in terms of displacement, size, and direction of movement. These developments are derived within the context of the State of California using a 10-m digital elevation model, state-wide geotechnical borehole database, state-wide geologic map, and regional groundwater well data. Uncertainties are incorporated via a logic tree approach, in which analyses are performed for different combinations of landslide properties and results weighted in terms of the relative likelihood of the different properties. Ultimately, the analyses define landslide zone polygons, each of which is characterized by a statistical distribution of the potential landslide size, displacement, and direction given an earthquake scenario. The developed approaches are particularly well suited for risk assessments of spatially distributed infrastructure, such as pipeline and transportation networks.

* Corresponding author: e.rathje@mail.utexas.edu

2.1. Amenazas y Riesgos geotécnicos: evaluación, análisis y mitigación

Desarrollo computacional para la evaluación espacial de desplazamientos permanentes debidos a eventos sísmicos

Exneyder A. Montoya-Araque[1]*, Silvana Montoya-Noguera[1], Fernando López-Caballero[2]
[1] Grupo de investigación en Mecánica Aplicada, Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Colombia
[2] Laboratoire de mécanique Paris-Saclay, Université Paris-Saclay, Francia

Tradicionalmente, el análisis de estabilidad de taludes ante condiciones dinámicas por eventos sísmicos se efectúa mediante una de las siguientes aproximaciones: análisis seudoestático mediante el método de equilibrio límite, análisis de desplazamientos permanentes basados en el método del bloque deslizante de Newmark [1], y análisis esfuerzo-deformación mediante métodos numéricos como el de los elementos finitos.

El presente trabajo se enfocó en el método del bloque deslizante de Newmark [1] para el cálculo de desplazamientos permanentes (también conocidos como desplazamientos de Newmark) en zonas de ladera sometidas a eventos sísmicos. El método consiste en modelar el talud como un bloque de rigidez infinita sobre un plano inclinado; este bloque se desliza cuando durante el evento sísmico, se alcanza una aceleración crítica o de fluencia (a_{y}), en la cual la fuerza de inercia supera la resistencia friccionante en la base del bloque. El valor de a_{y} normalmente se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad mediante el denominado coeficiente de aceleración crítico (k_{y}) tal que $a_{\mathrm{y}} = k_{\mathrm{y}} g$. Debido a que las aceleraciones de un mismo sismo en función del tiempo, $a_{\mathrm{eqk}}(t)$, no siempre son mayores a a_{y}, los desplazamientos permanentes se calculan mediante la doble integral de la aceleración en exceso $a_{\mathrm{exc}}(t) = a_{\mathrm{eqk}}(t) - a_{\mathrm{y}}$, considerando la disipación de la inercial del bloque cada vez que $a_{\mathrm{exc}}(t) = 0$, es decir, considerando que el bloque no detiene su movimiento abruptamente cada vez que $a_{\mathrm{eqk}}(t) \leq a_{\mathrm{y}}$.

El cálculo de desplazamientos de Newmark puede extenderse a la dimensión espacial y eventualmente tornarse en un criterio para la definición de zonas de susceptibilidad y/o amenaza por deslizamientos detonados por sismos, tal y como ya ha sido implementado históricamente [2]. Para lo anterior, el terreno y sus características se pueden representar como arreglos matriciales en formato ráster donde cada celda correspondería a un bloque de Newmark al cual se le calcularían los desplazamientos permanentes.

SLAMMER [3] es un software que permite realizar análisis rigurosos de Newmark basados en registros sísmicos ingresados por el usuario o análisis simplificados a partir de correlaciones empíricas a partir de parámetros de intensidad sísmica, sin embargo el alcance del programa no es espacial. De hecho, aparentemente no se tienen herramientas computacionales a la fecha que permitan realizar este tipo de análisis a nivel espacial a pesar de que esta aproximación ya ha sido implementada recientemente para tanto para el análisis riguroso (*e.g.*, [4]) o por para el simplificado (*e.g.*, [5]). Debido a la necesidad de contar con una herramienta que permita extender el método de Newmark a nivel espacial, el presente trabajo tuvo por objetivo el desarrollo del software de aplicación *pyNewmarkDisp*, para la implementación del método de Newmark para el cálculo de desplazamientos permanentes de forma espacial. Además, se presenta la implementación del programa a un caso de estudio en el Valle de Aburrá (Antioquia). La Fig. 1 muestra una salida gráfica típica de *pyNewmarkDisp*, en la cual se aprecia el procedimiento de doble integración de $a_{\mathrm{exc}}(t)$ para una celda individual en dentro de cierta zona de estudio delimitada espacialmente.

* Correspondencia: eamontoyaa@eafit.edu.co

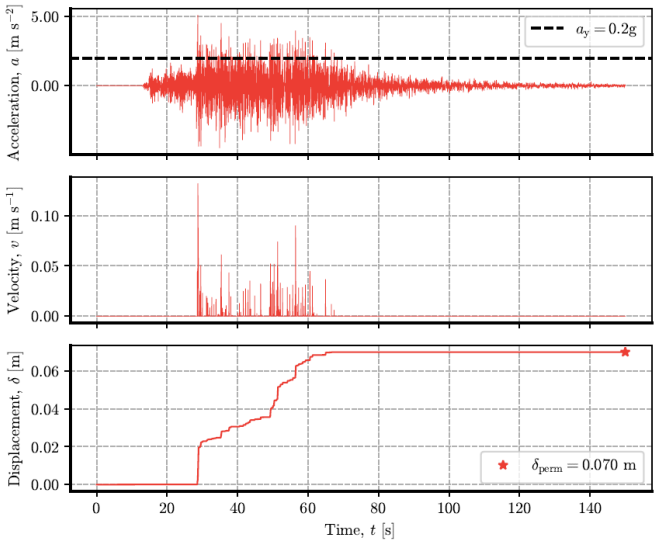


Figura 1. Salida gráfica típica del método clásico del bloque deslizante de Newmark para cálculo de desplazamientos permanentes obtenida con *pyNewmarkDisp*.

Dependiendo de las características del computador donde se ejecute el análisis, la dimensión del área de estudio, la resolución espacial de los archivos ráster y el intervalo de tiempo entre cada lectura de un acelerograma ingresado, el cálculo espacial de desplazamientos de Newmark puede resultar costoso computacionalmente. Es por lo anterior, que *pyNewmarkDisp* fue optimizado a nivel algorítmico mediante la implementación de operaciones entre elementos vectoriales evitando la iteración exhaustiva sobre elementos flotantes, y con esto compensar parcialmente la demanda de recursos requeridos en la escala espacial, especialmente cuando se ingresan acelerogramas con lecturas en intervalos de tiempo muy cortos. Por otro lado, también es posible realizar análisis rápidos de estimación de desplazamientos de Newmark mediante correlaciones en función de parámetros de intensidad sísmica (*e.g.,* aceleración pico), no obstante, estos se deben considerar como análisis preliminares, ya que dichas propuestas no necesariamente son extensibles a cualquier caso generalizado.

La disponibilidad de aplicaciones como *pyNewmarkDisp* permiten que el planteamiento de metodologías de zonificación de amenaza por deslizamientos detonados por sismos no se restrinja simplemente a la cuantificación de un factor de seguridad para el caso seudoestático, sino que también incluya la respuesta sísmica de las laderas en términos de los desplazamientos permanentes asociados.

Referencias

[1] N. M. Newmark, “Effects of Earthquakes on Dams and Embankments,” *Géotechnique*, vol. 15, no. 2, pp. 139–160, Jun. 1965, doi: 10.1680/geot.1965.15.2.139.
[2] G. F. Wieczorek, R. C. Wilson, and E. L. Harp, “Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County, California,” 1985. doi: 10.3133/i1257E.
[3] R. W. Jibson, E. M. Rathje, M. W. Jibson, and Y. W. Lee, “SLAMMER—Seismic LAndslide Movement Modeled using Earthquake Records.” U.S. Geological Survey Techniques and Methods, book 12, chap. B1, unpaged, 2013, [Online]. Available: https://pubs.usgs.gov/tm/12b1/.
[4] J. C. Guerra Ospino, “Propuesta para la evaluación de amenaza por movimientos en masa inducidos por sismo,” Universidad Nacional de Colombia, 2020.
[5] E. V. Aristizábal Giraldo, F. J. Gómez Cardona, E. F. García Aristizábal, and J. C. Guzmán Martínez, “Análisis de la amenaza por movimientos en masa detonados por sismo en los Andes colombianos, caso de estudio: Barbosa (Antioquia),” *Cienc. e Ing. Neogranadina*, vol. 30, no. 2, pp. 31–47, Dec. 2020, doi: 10.18359/rcin.4304.

* Correspondencia: eamontoyaa@eafit.edu.co

Evaluación de Riesgo Físico por Movimientos en Masa en el casco urbano del Municipio de Villarrica–Tolima, a escala 1:2.000

Gloria Lucia Ruiz Peña[1]*, Sofía Navarro Alarcón[1]*, Leonardo Méndez Barón[1]*, Andrés Reyes Merchán[1]*

* Dirección de Geoamenazas, Servicio Geológico Colombiano, Colombia

En el municipio de Villarrica (Tolima) se han documentado importantes procesos de inestabilidad desde el año 1947, los cuales han afectado notablemente el casco urbano, de tal manera que en el año 2014 se presentó el colapso del techo del colegio y el daño estructural del hospital, debido a movimientos del terreno. Con el fin de apoyar al municipio en su toma de decisiones, el Servicio Geológico Colombiano realizó el Estudio para la Evaluación de Riesgo Físico por Movimientos en Masa en el casco urbano del Municipio de Villarrica – Tolima, a escala 1:2.000 [1] , aplicando la Guía Metodológica para la Elaboración de Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa a escala detallada (SGC & UNAL, 2016) [2] en un área de 110, 3 ha, correspondiendo al casco urbano del municipio. Igualmente se realizó la zonificación de amenaza por movimientos en masa escala 1:10.000 de un área rural de 3662 Ha aledañas al casco urbano.

La metodología empleada para evaluar la amenaza a escala 1:2.000 consideró los siguientes aspectos: análisis de los factores detonantes -unidades de geología para ingeniería (UGI), elementos geomorfológicos, inventario de procesos morfodinámicos, cobertura de la tierra y uso del suelo - exploración geotécnica directa e indirecta, complementada con campañas de monitoreo geotécnico con el objetivo de obtener los datos de deformación del terreno y niveles piezométricos, adicionalmente se realizaron ensayos de laboratorio. Con el fin de determinar el origen, residencia del agua en el subsuelo, y definir posibles líneas de flujo subsuperficiales, se realizaron análisis fisicoquímicos, estableciendo dos orígenes para las aguas, aguas de infiltración y aguas servidas.

Para la definición del modelo geológico geotécnico, se tuvieron en cuenta el mapa de UGI, los resultados de la exploración geotécnica directa e indirecta, los resultados de los ensayos de laboratorio y la base de datos de información geotécnica secundaria recopilada. Según la interpretación de líneas sísmicas, se establecieron los siguientes rasgos geológicos estructurales que controlan el área de estudio: Sinclinal de Cabrera al oriente, Sinclinal de Prado al occidente, en el sector central un sistema anticlinorio erosionado influenciado por fallas de cabalgamiento hacia los flancos y fallas normales (ocasionalmente reactivadas), denominado anticlinorio de Villarrica. Así mismo el municipio de Villarrica se encuentra afectado por tres fallas de cabalgamiento pertenecientes al sistema de fallas Altamisal: Falla Las Delicias, Falla Villarrica y Falla Cuindefeo, que presentan rumbo SW-NE predominante, con saltos de falla aproximados de 58,5 m, 63 m y 36,5 metros e inclinaciones de planos de falla de 78°, 63° y 60° respectivamente, afectando la secuencia cretácica del Grupo Villeta.

Para conocer la posición y variaciones del nivel piezométrico, así como las tasas, dirección y velocidad de los movimientos del terreno, como en la caracterización de la amenaza, se instalaron cinco (5) inclinómetros y cinco (5) piezómetros, Durante el período comprendido entre el 16 de agosto y el 25 de octubre de 2016, realizando siete (7) campañas de lectura inclinométrica y piezométrica. Se estimaron las velocidades máximas de desplazamiento típicas del terreno a partir de las lecturas de los inclinómetros, se determinó para la ventana de observación y para cada profundidad de medición, el vector de mayor magnitud entre los vectores incrementales y el vector resultante. Los resultados para

* gruiz@sgc.gov.co; snavarro@sgc.gov.co; lmendez@sgc.gov.co; areyes@sgc.gov.co

este período de tiempo del monitoreo inclinométrico (71 días) fueron entre 2,6 mm y 6,0 mm, que corresponden a velocidades máximas de movimiento observadas de 3,7x10-2 mm/día a 8,5x10-2 mm/día. Las velocidades de movimiento anuales estimadas (velocidades típicas) están aproximadamente entre 13 mm/año y 31 mm/año, encontrándose en el rango de velocidades extremadamente lenta a muy lenta.

Para determinar la cabeza de presión o la posición del nivel freático del agua subsuperficial y sus variaciones en el tiempo, se tomaron siete (7) lecturas en los 5 piezómetros de tubo abierto tipo Casagrande instalados. En general, los niveles piezométricos registran cabeza de presión sobre la superficie del terreno, los cuales se pudieron asociar con sistemas de drenaje central regulado por la quebrada Botadero, río Cuindecito, así como en la zona de morfología cóncava cercana al Ancianato. Los niveles de agua más bajos y con poca variabilidad, fueron registrados en las zonas de morfología convexa y relativamente más alta.

A partir de los insumos descritos se construyó el modelo geológico geotécnico, insumo necesario para el cálculo, zonificación y caracterización de la amenaza, mediante el cálculo de probabilidades de falla, a fin de obtener la intensidad de los eventos, para nueve diferentes escenarios de agua y sismo.

Para la evaluación de la vulnerabilidad, se realizó el levantamiento de información de los elementos expuestos en el municipio (edificaciones, vías, acueducto, alcantarillado y redes de energía eléctrica), evaluando entre otros aspectos, las principales características constructivas y los daños presentes, con el fin de obtener la fragilidad de los elementos expuestos y personas. Con base en este cálculo de fragilidad y la intensidad de los movimientos en masa se obtuvo la zonificación de la vulnerabilidad.

Con los resultados de amenaza y vulnerabilidad, teniendo en cuenta la valoración económica de los elementos expuestos según su valor presente en pesos y para personas usando el indicador de número de personas por predio, se calculó el riesgo y se propusieron algunas medidas de mitigación para las zonas de riesgo alto, que permitió analizar diferentes escenarios costo/beneficio y la toma de decisiones.

Como resultado de los estudios y del proceso de apropiación social de los mismos, la Alcaldía municipal de Villarrica, apoyada por la Gobernación del Tolima, definieron la necesidad de reubicar el casco urbano. Se seleccionó el sector ubicado al noroccidente del actual casco urbano, en donde se presentan zonas de amenaza baja por movimientos en masa, según los resultados de los estudios a escala 1:10.000 y con el apoyo del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio y la Unidad Nacional para la Gestión de Riesgo, se empezó el proceso de compra de predios para la construcción de las primeras 106 viviendas para reubicar a los afectados del sector de la quebrada El Botadero, dando inicio al denominado “Nuevo Villarrica”[3].

Referencias

[1] Servicio Geológico Colombiano (12017). Estudio para la evaluación de riesgo físico por movimientos en masa en el casco urbano a escala 1:2.000 y la zonificación de amenaza por movimientos en masa de parte de la zona rural a escala 1:10.000 en el municipio de Villarrica – Tolima. Bogotá D.C

[2] Servicio Geológico Colombiano; Universidad Nacional de Colombia. (2016). Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo Por Movimientos En Masa Escala Detallada. Bogotá.

[3] https://www.tolima.gov.co/noticias/2627-avanza-proyecto-de-reubicacion-de-las-primeras-106

* gruiz@sgc.gov.co; snavarro@sgc.gov.co; lmendez@sgc.gov.co; areyes@sgc.gov.co

EVALUACIÓN DE UMBRALES CRÍTICOS DE PRECIPITACIÓN COMO PRINCIPAL DETONANTE DE LA AMENAZA POR PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA, COMO INSTRUMENTO BASE PARA LA EVALUACIÓN DEL RIESGO DE ESTE FENÓMENO EN EL VALLE DE ABURRÁ.

María Alejandra Valencia[1], Carlos Andrés Ordoñez[1]
[1] Antioquia, Politécnico Jaime Izasa Cadavid, Colombia.

.

Los procesos de remoción en masa son detonados por factores antrópicos y naturales, causando afectaciones importantes principalmente en regiones montañosas tropicales las cuales son susceptibles a sufrir este tipo de fenómenos debido a sus características topográficas, geológicas, sísmicas, lluvias intensas [1], sumado a esto, la ocupación desordenada del territorio por el ser humano, la intervención de suelos con fines agrícolas en paisajes muy accidentados acelera los proceso convirtiéndolos en un peligro latente sin planes u obras de mitigación transformándolos en desastres [2]. Es por esto, que este trabajo pretende evaluar los umbrales críticos de precipitación como principal factor detonante de los fenómenos de remoción en masa en el Valle de Aburra.

El objetivo de esta investigación es definir los umbrales críticos de precipitación mediante el análisis de los registros históricos recopilados, encontrando así el nivel máximo de precipitación como factor detonante de los movimientos en masa.

El desarrollo de esta investigación se representa en 3 etapas: **Etapa I:** En esta etapa se construyó la base de datos histórica de series de precipitación a partir de los registros obtenidos de la red pluviométrica de EPM y del IDEAM que hacen parte de la cuenca hidrográfica del rio Aburrá – Medellín de la cual se recolectaron datos de 28 estaciones. El registro de cada estación suministra información temporal (año, mes, día, hora, minuto), estos datos fueron depurados y organizados con el fin de obtener una base de datos condensada. **Etapa II:** Se construyó una base de datos de movimientos en masa ocurridos en el Valle de Aburrá con un histórico de 50 años a partir de los registros históricos obtenidos del sistema de información de movimientos en masa (SIMMA) del Servicio Geológico Colombiano. Para el caso de estudio se toman los datos en un periodo de 1972 – 2021 encontrando 2.824 registros por movimientos en masa. Esta base de datos se depuro teniendo en cuenta los siguientes criterios: eventos ocurridos en el periodo seleccionado, eventos que tienen como factor detonante la precipitación, eventos que se encuentren georreferenciados y contengan información temporal (fecha de ocurrencia). Aplicando estos criterios la base de datos se redujo a 92 movimientos en masa. **Etapa III:** Se georreferenciaron las 28 estaciones pluviométricas y se determinó el área de influencia de cada estación de lluvia, para esto se utilizó la aplicación ArcToolbox de ArcGIS, por el método de las Isoyetas este método de interpolación es preciso ya que permite definir áreas de influencia en regiones montañosas. A su vez, se georreferenciaron 93 movimientos en masa utilizando el aplicativo ArcMap de la herramienta ArcGIS, obteniendo una zonificación de los movimientos en masa asociados al área de influencia de cada estación pluviométrica, posteriormente mediante un procedimiento empírico se definen los umbrales críticos de precipitación que detonan movimientos en masa asignando una serie de precipitación histórica correspondiente a la estación de lluvia que comprendiera el área de influencia del lugar donde ocurrió el evento, finalmente se relaciona la lluvia acumulada a corto plazo (1, 3, 5 y 7 días) con la lluvia acumulada antecedente a largo plazo (5, 10, 15, 30, 60 y 90 días) para cada movimiento en masa.

* Correspondencia: maría_valencia54212@elpoli.edu.co; caordonez@elpoli.edu.co

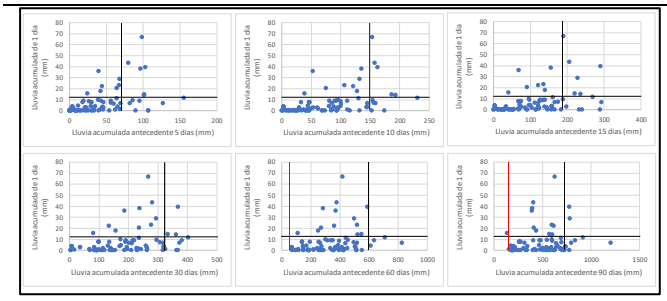


Figura 1. Luvia acumulada de 1 día combinada con la lluvia acumulada antecedente de 5, 10, 15, 30, 60 y 90 días.

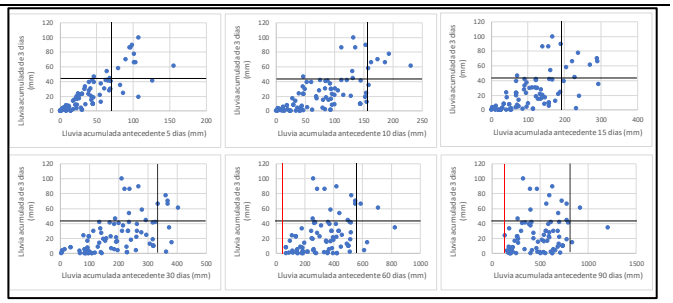


Figura 2. Luvia acumulada de 3 día combinada con la lluvia acumulada antecedente de 5, 10, 15, 30, 60 y 90 días.

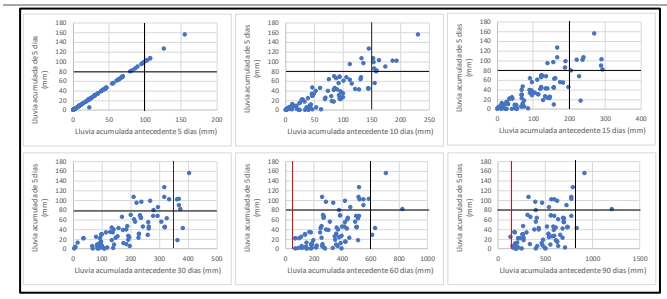


Figura 3. Luvia acumulada de 5 día combinada con la lluvia acumulada antecedente de 5, 10, 15, 30, 60 y 90 días.

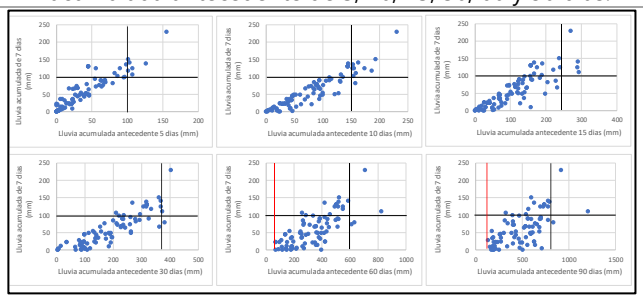


Figura 4. Luvia acumulada de 7 día combinada con la lluvia acumulada antecedente de 5, 10, 15, 30, 60 y 90 días.

Los resultados presentados en esta investigación corresponden a los umbrales críticos de precipitación, los cuales, en todas las combinaciones de lluvia la dispersión tiende a incrementar en el largo plazo, debido a que, al aumentar los días de lluvia acumulada antecedente, aumenta también la cantidad de lluvia que cae en el talud.

Los datos calculados pueden proponerse como nuevos umbrales críticos de precipitación que detonan movimientos en masa en el Valle de Aburrá, continuando el trabajo realizado por Aristizábal y otros en el año 2011 [3].

Un refinamiento de esta metodología y una proyección futura de las precipitaciones podrían conducir a la construcción de un sistema de alerta temprana en las zonas más críticas del Valle de Aburrá, mediante la zonificación con sistemas de información geográfica con el fin de tomar decisiones y evitar pérdidas humanas y materiales.

Este proyecto de investigación es una base para un trabajo posterior el cual consiste en la zonificación de la amenaza por procesos de remoción en masa detonados por lluvias, mediante uso de redes neuronales para predecir precipitaciones máximas asociadas a la variabilidad climática en los próximos 20 años, como instrumento base para la evaluación del riesgo de este fenómeno en el Valle de Aburrá.

REFERENCIAS

[1]. Ramos C., A. M., Trujillo Vela, M. G., & Prada S., L. F. (2015). Analisis descriptivos de procesos de remocion en masa en Bogotá. *Obras y Proyectos*, 63-75.

[2]. Acosta Sabogal, I. D. (2014). Impacto del cambio climatico en la remocion en masa del municipio de Villavicencio. *Cap&Cua Ciencia, Tecnología y Cultura*.

[3] Aristizábal, E., González, T., Montoya, J. D., Vélez, J. I., Martínez, H., & Guerra, A. (2011). Análisis de umbrales empíricos de lluvia para el pronóstico de movimientos en masa en el Valle de Aburrá, Colombia. *Escuela de Ingeniería de Antioquia*, 95 - 111.

* Correspondencia: maría_valencia54212@elpoli.edu.co; caordonez@elpoli.edu.co

Inventario preliminar de movimientos en masa detonados por el sismo de Quetame (Cundinamarca) de 2008

Cesar S. Ramirez[1]*, Julio Fierro Morales[1], Manuel García Lopez[1]
[1] Universidad Nacional de Colombia, Colombia

La región del piedemonte de la cordillera oriental colombiana presenta una tectónica activa con altas tasas de exhumación (Mora, 2007) que la condicionan como una zona de amenaza alta por sismicidad. Debido al sismo de 6,4 Mw ocurrido en mayo de 2008 con epicentro en el municipio de El Calvario (Departamento del Meta), se generaron afectaciones en la zona, incluyendo poblaciones, carreteras y cultivos. A su vez, se generaron procesos de inestabilidad del terreno que llevaron a diferentes movimientos en masa en toda la región de piedemonte, particularmente flujos de detritos asociados con carcavamiento profundo. En el presente trabajo se realizó un inventario de los diferentes movimientos en masa detonados por el sismo de Quetame de 2008, en el marco del trabajo final de la Maestría en Ingeniería-Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia.

La zona de análisis incluye los diferentes materiales geológicos comprendidos desde el Precámbrico hasta el Neógeno, tales como rocas con bajo grado de metamorfismo (Complejo Quetame), rocas sedimentarias (grupos Villeta y Cáqueza) y depósitos coluviales y fluvio-torrenciales que cubren parcialmente a los materiales rocosos, y que son producto de la dinámica erosional del levantamiento de la cordillera oriental, descrito en Fierro (2007) y García (2008) entre otros, así como algunos registros internacionales (Lague, Davy y Crave, 2000). Así mismo, la zona de estudio tiene un comportamiento hidrológico bimodal que condiciona la dinámica erosional descrita antes, contemplado en el análisis del inventario.

Este inventario de movimientos en masa se realizó a partir de las definiciones establecidas por Keefer (1984) y Hungr et al. (2014), con el fin de determinar la cantidad y tipo de movimientos generados por el sismo de estudio. Se revisó una amplia área cercana a la zona epicentral, definida de manera preliminar a partir de Rodriguez, Boomer y Chandler (2002) y Keefer (2013), localizada en los municipios resumidos en la Tabla 1.

Municipio	Departamento	Municipio	Departamento
Cáqueza	Cundinamarca	Ubaque	Cundinamarca
Chipaque	Cundinamarca	Une	Cundinamarca
Choachí	Cundinamarca	Sumapaz (Bogotá D.C.)	Bogotá D.C.
Fómeque	Cundinamarca	Acacias	Meta
Fosca	Cundinamarca	El Calvario	Meta
Guayabetal	Cundinamarca	Lejanías	Meta
Gutierrez	Cundinamarca	Restrepo	Meta
Quetame	Cundinamarca	San Juanito	Meta

Tabla 1. Municipios abarcados en el inventario de movimientos en masa.

* Correspondencia: csramirezr@unal.edu.co

La metodología consistió en la recopilación, organización y georreferenciación de imágenes satelitales y aéreas disponibles, en una ventana de tiempo cercana previa y posterior al evento sísmico, que permitiera diferenciar los movimientos detonados por el sismo, de los que pudieran existir previamente. Posterior a esto, se realizó la cuantificación, caracterización tipológica y la distribución de los movimientos identificados, para finalente efectuar el análisis respectivo de los factores contribuyentes que coadyuvaron en la detonación de aquellos. Los movimientos preexistentes, también fueron evaluados para verificar si el sismo les generó alguna variación (retrogresión, reactivación, etc.).

Con la identificación de los movimientos en masa, se contrastó la información obtenida con los materiales geológicos, las áreas urbanas y la división político-administrativa de la zona, con el fin de generar información adecuada que pueda ser usada por diferentes organismos territoriales como insumo para la planeación territorial y el adecuado uso de los recursos públicos.

Además de la identificación y clasificación de movimientos en masa detonados por el sismo de Quetame de 2008, y de establecer zonas de mayor generación de movimientos en masa, de acuerdo con los materiales y las condiciones particulares de la misma, se pudo verificar el comportamiento regional con respecto a la bibliografía internacional de referencia, relacionada con máxima distancia epicentral y con el número de movimientos generados a partir de la magnitud del sismo.

La identificación de los movimientos en masa realizada en este trabajo tiene implícita la incertidumbre generada en el análisis multitemporal efectuado, entendiendo que la información disponible es escasa, y pueden existir casos en los que el factor detonante no sea el evento sísmico (como temporadas de lluvias) o una combinación de diferentes factores presentes en la zona.

Referencias

[1] Fierro Morales, J. (2007). Aproximación metodológica a la Susceptibilidad ante la erosión de macizos rocosos de zonas tectonizadas (Caso Qda. Argentina, Villavicencio, Meta). Trabajo de Grado, Maestría en Geotecnia, Universidad Nacional de Colombia.
[2] García, M. (2008). Los Andes se desnudan y se pulverizan. Revista Anales de ingeniería. Sociedad Colombiana de Ingenieros. 121. Bogotá.
[3] Hungr, O. et al.(2014) The Varnes classification of landslide types, an update. Landslides, (11), 167-194.
[4] Keefer, D. (1984) Landslides caused by earthquakes. Geological Society of America Bulletin, (95), 406-421.
[5] Keefer, D. (2013) Landslides generated by Earhquakes: Immediate and Long-Term Effects. Treatise on geomorphology, 250-266.
[6] Lague, D., P. Davy, P., Crave, A. (2000). Estimating Uplift Rate and Erodibility from the Area-Slope Relationship: Examples from Brittany (France) and Numerical Modelling. Physics and Chemistry of the Earth, Part A: Solid Earth and Geodesy, (25), 543-548.
[7] Mora, A. (2007). Inversion tectonics and Exhumation processes in the Eastern Cordillera of Colombia. Tesis doctoral en Naterwissenschaften. Universitat Potsdam, Potsdam, Alemania.
[8] Rodriguez, C.E., Boomer, J.J., Chandler, R.J. (2002). Earthquake-induced landslides in Central America. Engineering Geology, 189-220.

* Correspondencia: csramirezr@unal.edu.co

Análisis Cinemático como Herramienta de Clasificación de Riesgos para Taludes en Corredores Viales

Thiago Augusto Rocha de Assis[1]*, Bruno César Novais[1], Nayara Valentin Pazzini[1], Michel Moreira Morandini Fontes[1], Edna Lizeth Ardila Montilla [1]*.

[1] Fonntes Geotécnica, Belo Horizonte – MG, Brasil

El análisis cinemático es una herramienta clásica en ingeniería geológica, extremadamente relevante en la identificación de áreas susceptibles a procesos de instabilidades geotécnicas y, en consecuencia, es fundamental para garantizar el área disponible en carreteras y corredores viales, permitiendo el adecuado tránsito. Así siendo, el uso de este tipo de análisis es común en proyectos geotécnicos para evaluar el potencial de falla en taludes mediante mecanismos en cuña, falla plana y volcamiento por caída de bloques. El presente estudio consiste en la evaluación de potencial de ruptura mediante análisis cinemático para los taludes adyacentes a una vía de acceso, con 3,5 km de longitud, localizada en un complejo minero en la zona rural del municipio de Nova Lima, estado de Minas Gerais en Brasil. El principal objetivo es realizar una sectorización de los taludes conforme su morfología y establecer los niveles de riesgo de ruptura que pueden acontecer a lo largo del corredor vial.

En términos geológicos, el área analizada se encuentra en el contexto de la provincia polimetálica del *Quadrilátero Ferrífero*, constituida principalmente por esquistos con variado contenido de cuarzo, clorita y sericita, además de cuarcitas que se presentan en menor proporción. El corredor vial tiene márgenes formados en gran parte por taludes cortados y escarpes naturales, con inclinaciones variadas. Por ende, el análisis cinemático aplicado en la región tuvo como fin, la elaboración un mapa de riesgos con el fin de aplicar medidas preventivas para evitar deslizamientos y rupturas que puedan comprometer la seguridad y el libre tránsito de personas, maquinaria y equipos en la región.

Para determinar los potenciales geométricos de ruptura, fueron realizados estudios de la topografía local y condicionantes in situ; enseguida fueron caracterizados los taludes más representativos considerando su dirección de buzamiento y rumbo. A partir de estos resultados, fue realizada la sectorización de taludes basada también en la geometría de taludes y el aspecto estructural de las discontinuidades de afloramiento. Posteriormente se representaron las discontinuidades e inclinaciones del macizo a través de estereogramas desarrollados en el software *Rocsience Dips 5.0*, para aplicación de análisis cinemático utilizando la metodología de Markland, 1972 [1], y fueron elaborados mapas de pendientes utilizando el software ArcMap 10.5 para ilustrar inclinaciones pronunciadas y la morfología de los taludes.

La estimación de riesgo tuvo en cuenta dos criterios de clasificación: tipología y grado de riesgo. En cuanto a la tipología, se identificó el potencial de fallas planas, en cuña, por rodadura y por deslizamiento, según los resultados obtenidos del análisis cinemático. En cuanto a la probabilidad de ocurrencia de rupturas y erosiones, se subdividió en tres grados, siendo ellos bajo, medio y alto, determinados con base en la correlación entre el análisis cinemático y el mapa de taludes, principalmente. Adicionalmente, se estimó el número de factores relacionados con la susceptibilidad a las rupturas y se ponderó empíricamente según dimensiones, persistencia, tipo de material, discontinuidades, etc. Los lugares donde se observa un mayor número de factores que condicionan la ruptura se clasifican como de alto riesgo, y las áreas más estables, pero que aún tienen algún indicio de potencial de ruptura, se denominan de bajo riesgo. La Figura 1 presenta el mapa obtenido para clasificación de riesgos.

*Correspondencia: thiago.assis@fonntesgeotecnica.com / edna.lizeth@fonntesgeotecnica.com

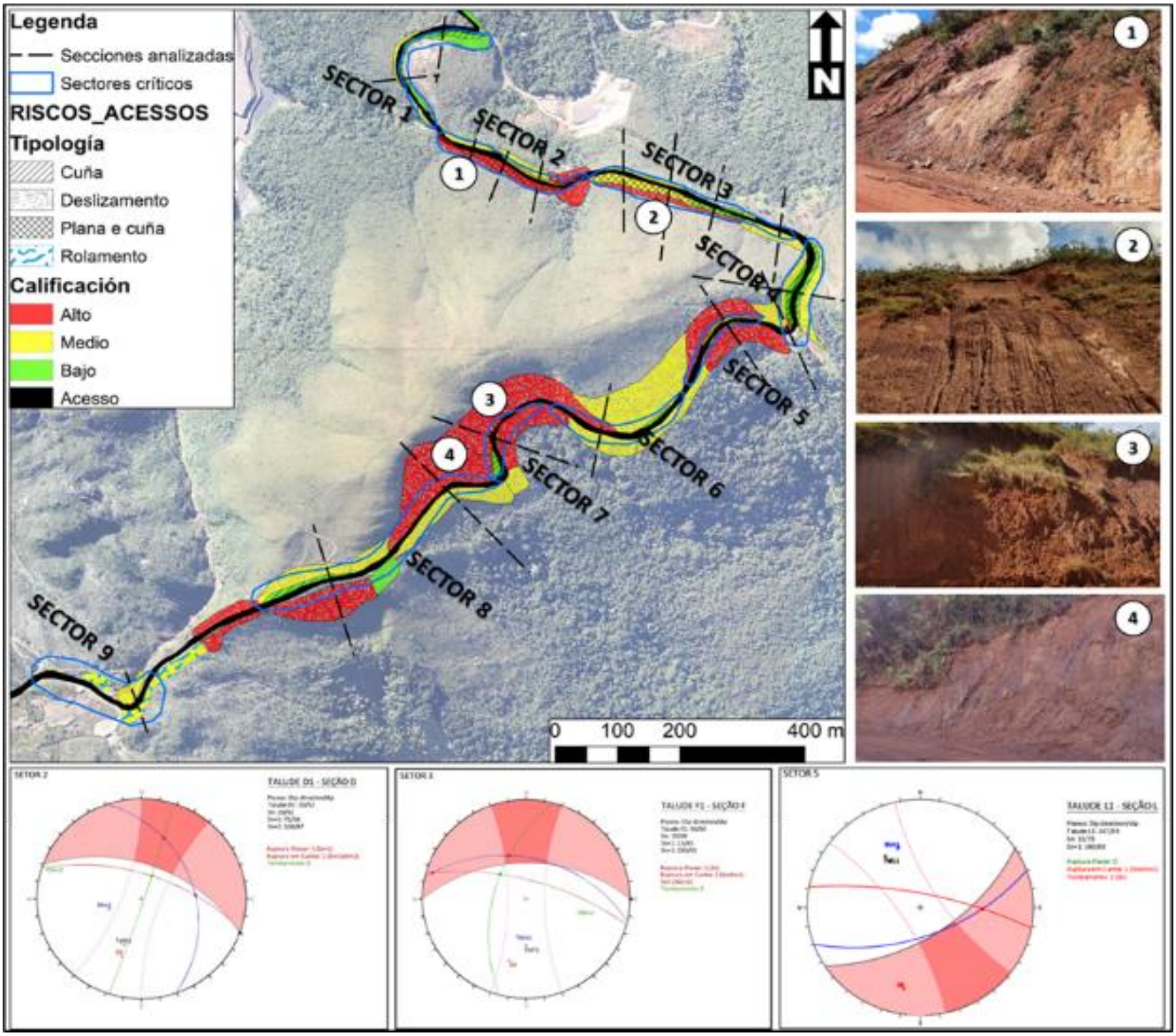


Figura 1. Mapa de riesgo con figuras de erosiones conformes y estereogramas para los taludes críticos elaborados en el análisis cinemático.

Como conclusión, la elaboración del mapa de riesgos es de suma importancia para controlar el tráfico libre a lo largo del tramo analizada y servirá como instrumento estratégico para garantizar la seguridad vial. En la zona objeto de este estudio, se recomendó la vigilancia constante de los taludes y la aplicación de obras de reasfaltado en las zonas más críticas, así como la prohibición del tráfico en la región durante los períodos de fuertes lluvias.

Referencia

[1] Markland, J. (1972). *A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge slide type of failure is expected*. Imperial College Rock Mechanics Research Report, n. 19. p. 10.

*Correspondencia: thiago.assis@fonntesgeotecnica.com / edna.lizeth@fonntesgeotecnica.com

Estimación de la amenaza por deslizamientos detonados por precipitaciones y actividad sísmica caso de estudio Tunja-Guateque

María Fernanda Peñaloza-Rueda[1], July Katherine Rojas-Mesa[1] & Luis Carlos Leguizamón-Barreto [1]
[1]Facultad de Ingeniería, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Tunja, Colombia.

El corredor vial Tunja- Guateque comunica los siguientes municipios en orden de norte a sur: Tunja, Soracá, Jenesano, Tibaná, Chinavita, Garagoa, Guateque. El corredor vial Tunja- Guateque presenta problemas de inestabilidad de laderas. Éstos están relacionados con deslizamientos que, aunque se han realizados estudios, obras de estabilidad y seguimiento de la operación vial, persiste en presentar problemas por deslizamientos debido a las condiciones climáticas, geológicas y geotécnicas de la zona. Para lograr estimar la amenaza por deslizamientos en la vía detonados por precipitación y actividad sísmica, se definió los puntos críticos donde se presenta inestabilidad en los taludes de la mano con el Sistema de Información de Movimientos en Masa (SIMMA) y visitas realizadas en la zona. Después, se determinó el umbral crítico de lluvia que genera deslizamientos en la zona de estudio, se graficó las posibles combinaciones de lluvia acumulada (LA) de 1, 3, 5 y 7 días contra la lluvia acumulada antecedente (LAA) de 5, 10, 15, 30, 60, 90 y 120 días, para cada uno de los 134 deslizamientos y posteriormente se aplicó estadística descriptiva para determinar el escenario que presenta mayor número de deslizamientos y menos dispersión dentro de los rangos de lluvias [1][2]. Se halló que el umbral de falla para el caso estudiado, el cual corresponde al escenario de LA de 3 días con LAA de 15 días, y se representa mediante la siguiente ecuación: $R_3 = 20 - 0.202R_{15}$, se utilizó la técnica de ventanas móviles, donde se aplicó la ecuación del umbral de falla para cada uno de los deslizamientos y se calculó las ventanas móviles de lluvia acumulada de 15 y 3 días con la información pluviométrica organizada. De manera seguida se determina las probabilidades de falla por deslizamiento al realizar el cálculo de probabilidades temporales como: probabilidad de saturación, probabilidad de falla por actividad sísmica en condición saturada y no saturada. El cálculo de la probabilidad de saturación P_s se realiza mediante el conteo del número de veces que el umbral de saturación fue excedido para cada deslizamiento. Este número de eventos se dividió entre el total de eventos que excedieron el umbral en el corredor vial, para obtener la probabilidad de excedencia y finalmente se aplicó la Distribución de Poisson. El cálculo de probabilidad de falla por actividad sísmica se realizó a través del método seudoestático calculando el factor de seguridad dinámico:

$$FSD = \frac{c}{\gamma H(sin\alpha + A_h cos\alpha)} + \frac{(\gamma H - \gamma_w H_w)cos\alpha tan\varphi}{\gamma H(sin\alpha + A_h cos\alpha)} \qquad (1)$$

Para el cálculo de la probabilidad de falla se aplicó el método de primer orden segundo momento (FOSM) en el cual el valor medio de la variable dependiente se halla a partir de los valores medios de las variables independientes. Se analizó los momentos de la ecuación (1) con respecto a las variables independientes, en este caso, el ángulo de fricción, peso unitario y cohesión. En seguida, se calculó la desviación estándar en términos de los momentos calculados de la variable dependiente con respecto a cada variable independiente y la varianza de los parámetros de entrada [3]. Dado que se aplicó este método probabilístico, es recomendado el uso de técnicas de confiabilidad. Esta se determinó mediante un índice de confiabilidad que relaciona la probabilidad de falla y el factor de seguridad calculado con la ecuación (1), tomando 1 como valor crítico [4,5]. Y está definida por Baecher y Christian [6] mediante la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{(E[FSD] - 1)}{\sigma[FSD]} \qquad (2)$$

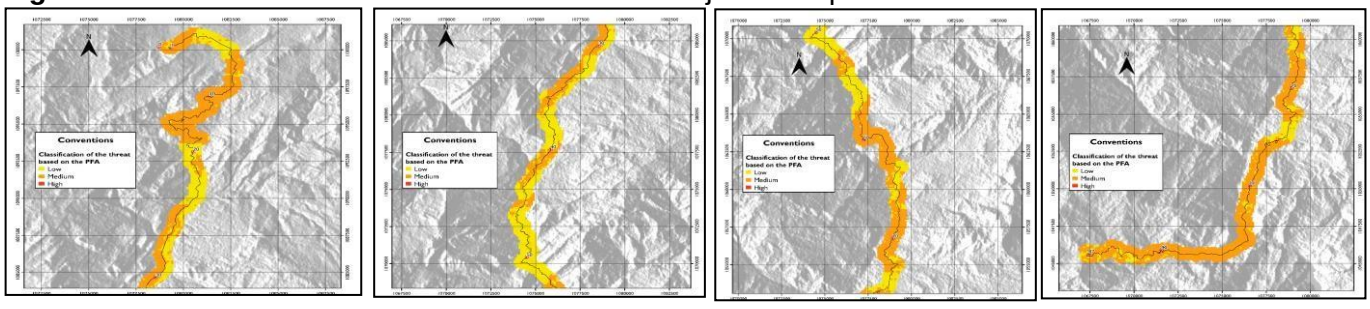
* Correspondencia: maria.penaloza@uptc.edu.co

Con el propósito de hallar las probabilidades de falla, y al obtener E[FSD] y σ[FSD] se calculó el índice de confiabilidad en diferentes profundidades de nivel freático. De modo que, Hw=0 m se consideró como condición no saturada y Hw=5 m como condición crítica saturada. A fin de aplicar la Función De Probabilidad normal y obtener la probabilidad de falla para las dos condiciones mencionadas.
La probabilidad de falla total de un talud está definida por Fenton y Griffiths [7] de la siguiente manera:

$$P_{ft} = P_{fs} * P_s + P_{fns} * (1 - P_s) \qquad (3)$$

Donde P_{ft} es la probabilidad de falla total, P_{fs} es la probabilidad de falla del talud por actividad sísmica en condición saturada, P_{fns} es la probabilidad de falla en condición no saturada, P_s es la probabilidad de saturación del suelo y (1-P_s) es la probabilidad que el suelo no esté saturado. Con posterioridad al cálculo de cada una de las probabilidades para hallar la probabilidad de falla total descrita en la ecuación (3), se calculó la probabilidad de falla total anual correspondiente a un tiempo de retorno de 475 años. Finalmente, se categorizó la amenaza a partir de la probabilidad de falla total anual, según el criterio de la Guía Metodológica del SGC [8] el cual afirma que el nivel de amenaza se puede clasificar con base en la probabilidad anual de falla en alto (PF anual>0,16), medio (0,001-0,16) y bajo (<0.001).
Al realizar el análisis seudoestático para una profundidad de la superficie de falla de 5 m y una altura de nivel freático entre 0 y 3m la disminución de FSD es del 23.37%, y para una altura de nivel freático entre 3 y 5 m la disminución de FSD es de 18.46%. Considerando lo anterior, a medida que el nivel freático aumenta su profundidad el FSD disminuye. Teniendo en cuenta que los deslizamientos registrados en el corredor vial son superficiales debido al volumen del material deslizado, se consideró una profundidad de la superficie de falla de 5 m. Y se calculó la probabilidad de falla por sismo en condición no saturada con un nivel freático a $H_w = 0\ m$ y saturada con un nivel freático a $H_w = 5\ m$. Se analizó la probabilidad de falla en condición saturada P_{fs}, y se determinó que el área donde presenta P_{fs} superiores a 0.60 coincide con la zona donde tienen una topografía con pendientes entre 20°-40°, considerando una relación directa entre la topografía y la condición saturada del suelo. De igual forma, se calculó la probabilidad de falla total anual correspondiente a un tiempo de retorno de 475 años, el rango se halló entre $1.626x10^{-8}y\ 2.102x10^{-3}$. De acuerdo a las probabilidades obtenidas y considerando que la amenaza por deslizamiento puede ser clasificada con base en la probabilidad anual, se categorizó según el criterio de la Guía Metodológica del SGC [8]. El corredor vial Tunja- Guateque tiene un 39% en condiciones de amenaza por deslizamientos originados por precipitación y sismos en condición baja representada en la Figura 1 de color amarillo y un 61% en condiciones medias de amenaza representada con el color naranja.

Figura 1 Distribución de la amenaza corredor vial Tunja-Guateque



Referencias

[1] Aristizábal, E., González, T., Montoya, J. D., Vélez, J. I., Martínez, H., & Guerra, A. (2011). Análisis de umbrales empíricos de lluvia para el pronóstico de movimientos en masa en el Valle de Aburrá, Colombia. Revista EIA, (15), 95-111. http://www.scielo.org.co/pdf/eia/n15/n15a09.pdf
[2] Guzzetti, F., Peruccacci, S., & Rossi, M., Definition of critical threshold for different scenarios. RISK-Advance Weather forecast system to advice on Risk Events and management, 2005.

* Correspondencia: maria.penaloza@uptc.edu.co

Modelo cuantitativo-mecanicista para evaluar la probabilidad de deslizamientos y la probabilidad de falla de oleoductos debido a deslizamientos

Bernardo Caicedo[1]*, Nicolás Estrada[1], Mauricio Sánchez[1]
[1] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Los Andes, Colombia

Los oleoductos están expuestos a múltiples amenazas externas, que incluyen movimientos sísmicos, deslizamientos, asentamientos, movimientos debido a procesos de congelación y descongelación y actos de terrorismo o sabotaje [1]. La Administración de Seguridad de Oleoductos y Materiales Peligrosos del Departamento de Transporte de EE. UU. tiene un registro de incidentes de oleoductos indicando que, en el período comprendido entre 1993 y 2012, los daños por incidentes en tuberías, que superan el costo de 50.000 (en dólares de 1984), han tenido un costo superior a los 6.300 millones de dólares. Durante este período de tiempo hubo, en promedio, más de 250 incidentes de tuberías por año, sin un año en el que ese número cayera por debajo de 220 [1]. Por otra parte, se derramaron más de 2,5 millones de barriles de líquidos peligrosos y solo alrededor de la mitad se recuperó en los esfuerzos de limpieza. Además, además del daño directo a la propiedad y el impacto ambiental, los incidentes en las tuberías también pueden amenazar la vida. Por ejemplo, en 2011 la explosión de un oleoducto en las cercanías de Dosquebradas Colombia causó 31 muertos y más de 70 heridos graves.

Un subconjunto de los riesgos a los que están expuestas las tuberías son los conoce como riesgos geológicos, que incluye procesos geotécnicos e hidrológicos como deslizamientos, erosión, dinámica fluvial y neotectónica. En los corredores de ductos que atraviesan terrenos montañosos, un geoamenaza particularmente importante es el de deslizamientos, especialmente si las tuberías están enterradas. En estas condiciones, la alta susceptibilidad a deslizamientos frecuentemente se traduce en un alto riesgo para la tubería. La evaluación del riesgo de deslizamientos de tierra para las tuberías generalmente se describe en forma de mapas, que pueden representar: (i) atributos físicos y topográficos específicos del suelo a lo largo de la ruta de la tubería, que podrían usarse como un sustituto para estimar la probabilidad de falla ; (ii) juicio experto de geólogos, técnicos o ingenieros; y (iii) mapas que muestran la probabilidad de tener un deslizamiento de tierra, calculada utilizando un enfoque de mecánica estocástica. Aunque existen muchas metodologías disponibles en la literatura para abordar este problema [2], se pueden clasificar en: modelos semicuantitativos y cuantitativos. Las llamadas metodologías semicuantitativas tienen la forma de un sistema de puntos. Consiste en la identificación de un conjunto de variables, que pueden ser de diferente naturaleza (por ejemplo, pendiente, tipo de suelo, uso de suelo, diámetro de tubería, espesor de pared, material, nivel de corrosión, etc.), que se organizan lógicamente de manera que describir las complejidades de su interacción (p. ej., árbol de fallas, disposición jerárquica). El enfoque utiliza opiniones de expertos para la valoración de las variables, que pueden hacerse en forma de puntos o en base a una escala normalizada. El valor asignado a las variables se propaga a través de la estructura lógica dando como resultado un valor único, o en un intervalo; este resultado se interpreta como un indicador de la probabilidad de falla de la tubería. Como la contribución de todas las variables no es necesariamente la misma, estos modelos frecuentemente asignan pesos, elegidos también por expertos, que enfatizan la importancia de un atributo sobre otro. Se pueden encontrar ejemplos de este enfoque en [3]. Aunque estos enfoques se han utilizado ampliamente, tienen serias limitaciones.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Primero, la salida no es invariante, lo que significa que no hay una representación única de la estructura del problema y, por lo tanto, no hay una solución única. Esto impone severas restricciones y dudas sobre su validez como herramienta de decisión confiable. Además, las metodologías semicuantitativas no tienen una base física, lo que dificulta dar cuenta de la relación inevitable entre diferentes variables.

Los modelos cuantitativos son filosóficamente diferentes de las metodologías semicuantitativas, ya que se basan en una representación mecanicista del sistema (es decir, el deslizamiento, la tubería afectada y la interacción entre los dos). Un buen ejemplo de esta estrategia es la metodología propuesta en [4], que utiliza una distribución de probabilidad del movimiento del suelo basada en correlaciones lluvia-desplazamiento obtenidas de taludes instrumentados. Esta distribución se transforma en una distribución de desplazamientos de suelo admisibles a través de un modelo explícito de interacción suelo-tubería y, finalmente, se calcula la probabilidad de falla de la tubería para diferentes ubicaciones a lo largo de la alineación de la tubería. Otro ejemplo es la metodología propuesta en [5], que combina simulaciones con métodos de elementos finitos con inspecciones en línea, para estimar la probabilidad de falla de la tubería. Se pueden encontrar herramientas similares en [6]. Aunque los métodos cuantitativos, físicamente basados, son una mejora importante sobre las metodologías semicuantitativas, su implementación implica desafíos importantes. Por ejemplo, la necesidad de información detallada y confiable sobre la topografía y las propiedades del suelo a lo largo del trazado de la tubería.

El objetivo de este estudio es desarrollar un modelo cuantitativo-mecanicista que equilibre relevancia y precisión [7]. En otras palabras, el modelo lleva el enfoque mecanicista a un nivel más allá del cual una mayor precisión no contribuye a tomar mejores decisiones. Tres componentes clave del modelo son su simplicidad, su eficiencia computacional y su independencia de los procedimientos de calibración, como los resultados de la instrumentación de pendientes o las correlaciones empíricas de lluvia y movimiento. El sistema se describe en términos de topografía, espesor del suelo, propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, series de lluvia y evapotranspiración, alineación de tuberías y propiedades de las tuberías. Algunas de estas variables, que se caracterizan por una gran variabilidad a lo largo de la línea, pueden especificarse como funciones de densidad de probabilidad. Por lo tanto, el modelo utiliza simulaciones de Monte Carlo para evaluar la probabilidad de deslizamiento de tierra y la probabilidad de falla a lo largo de la tubería. Finalmente, para ilustrar las capacidades del modelo, se utiliza como caso de estudio un gasoducto en el centro de Colombia.

Referencias

[1] Baum R.L., Galloway D.L., Harp E.L. Landslide Hazards to Pipelines-Regional Hazard Mapping. USGS, Open-File Report 2008-1164. (2008).
[2] Aleotti P., Chowdury R. Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives Bull. Eng. Geol. Environ., 58 (1999), pp. 21-44
[3] Ferris G., Samchek A., Isherwood A. Geotechnical risk assessment: estimating slope failure probability Najafi M. (Ed.), New Pipeline Technologies, Sec. and Safety, ASCE (2003), pp. 1252-1260.
[4] Zhou Z.J., Liu B. An Emerging Methodology of Slope Hazard Assessment for Natural Gas Pipelines Proceedings of the 2000 International Pipeline Conference, ASME (2000), pp. 475-481.
[5] Malpartida Moya J.M., Oliveros Montes E.F., Massucco De la Sota, G. An Emerging Methodology of Slope Hazard Assessment for Natural Gas Pipelines Inproceedings of the 2012 9Th International Pipeline Conference,, ASME (2012), pp. 501-509.
[6] Henschel M., Robert G., Deschamps B. Geohazard Mapping and Identification Along Pipeline Right-Of-Way Using Space-Borne Synthetic Aperture Radar In Proceedings of the 2012 9th International Pipeline Conference, ASME (2012), pp. 421-427.
[7] Blockley D.I. Engineering Safety McGraw Hill International (1992).

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Recomendaciones de cómo considerar la amenaza sísmica en las evaluaciones de amenaza por movimientos en masa

Nelson Perico[1]*, Fernando Díaz-Parra[1], Leonardo Mateus[1]
[1] Servicio Geológico Colombiano, Grupo de Amenaza y Riesgo Sísmico, Colombia

La evaluación de amenaza por movimientos en masa ha tomado auge en Colombia en la última década gracias a la reciente normativa y pertinencia de incorporar la gestión del riesgo en los instrumentos de ordenación de cuencas hidrográficas y ordenamiento territorial. Paralelamente, desde espacios académicos e institucionales se ha trabajado en la proposición de guías metodológicas, actualizaciones de información relevante en varias escalas de análisis y aproximaciones a los procedimientos para la obtención de mapas de amenaza por movimientos en masa que consideren las variables condicionantes, contribuyentes y detonantes. Sin embargo, su aplicación ha tenido dificultades dentro del territorio colombiano que han provocado contradicciones entre instrumentos y estudios dentro de una misma escala de trabajo y, principalmente, han llevado a zonificaciones de amenaza que no logran representar con suficiencia las características físicas de los territorios. Entre los factores con oportunidad de un mejor aprovechamiento en los procedimientos metodológicos está el sismo como detonante, incluso con opción de una incorporación en sí misma de forma numérica y espacial, por lo que resulta conveniente lograr indicaciones sobre cómo incluir la amenaza sísmica en las evaluaciones de amenazas por movimientos en masa en distintas escalas y para variados propósitos.

Para ello se desarrolla un contexto del MNAS (Modelo Nacional de Amenaza Sísmica para Colombia) [1], se plantean las herramientas para usar el sismo como detonante desde la escala sinóptica hasta la más detallada y su adaptación a los procedimientos según los instrumentos para los que se desarrollan. Se propone su incorporación de forma espacial en las distintas metodologías existentes (heurísticas, estadísticas, determinísticas y probabilísticas) especificando las posibilidades de su incorporación en cada una de las escalas típicas y estandarizadas de trabajo (1:100.000, 1:25.000, 1:10.000, 1:5.000, 1:2.000 y mayores) y según los instrumentos específicos de gestión del uso del suelo y de análisis de riesgo de desastres (gestión y planeación nacional; planes de ordenación y manejo de macrocuencas, cuencas y microcuencas hidrográficas; esquemas, planes básicos y planes de ordenamiento territorial en los componentes rural y urbano; estudios de impacto ambiental para proyectos de infraestructura y actividades productivas; planes parciales, urbanizaciones y análisis locales de riesgo; entre otros), lo cual se presenta de forma resumida en la Tabla 1.

Tabla 1. Metodologías de análisis del detonante sismo aplicables por método de estimación de la amenaza por movimientos en masa

Escala	Aplicación*	Método de análisis de la amenaza por movimientos en masa	Método de análisis del detonante sismo incluyendo efectos de sitio
Nacional 100k o menor	Planeación nacional PNGRD	Heurístico, estadístico Ponderación del detonante con pesos.	PGA en superficie usando el Vs_{30} Nacional y ecuaciones de atenuación con Vs_{30}.
Regional 25K	Macrocuencas POMCA EIA, OT PDGRD, PMGRD Infraestructura Fase I	Heurístico, estadístico Ponderación del detonante con pesos. Determinístico Modelo de estabilidad seudoestático y calcula factor de seguridad.	PGA en superficie con efecto topográfico. • Opción 1. Ecuaciones de atenuación con Vs_{30}. • Opción 2. Factor de amplificación con Vs_{30}. Amplificación topográfica con curvatura y pendiente.
Semi-detallada 5K, 10K	PMAM EIA OT PMGRD Infraestructura Fase II	Determinístico Modelo de estabilidad seudoestático y calcula factor de seguridad.	PGA en superficie con efecto topográfico. • Opción 1. Zonificación de respuesta sísmica. • Opción 2. Factor de amplificación con Vs_{30}. Amplificación topográfica con curvatura y pendiente.
Detallada mayor a 5K	EIA POT GRD local Infraestructura Fase III	Determinístico Modelo de estabilidad seudoestático y calcula factor de seguridad. Probabilístico Modelo de estabilidad seudoestático y calcula probabilidad de falla.	PGA en superficie con efecto topográfico. • Opción 1. Estudio particular de respuesta local. • Opción 2. Zonificación de respuesta sísmica. • Opción 3. Factor de amplificación con Vs30. Amplificación topográfica con curvatura y pendiente o de la modelación 2D del perfil del sitio.

*GRD (Gestión del riesgo de Desastres), PNGRD (Plan Nacional de GRD), POMCA (Plan de Ordenación y Manejo de Cuencas Hidrográficas), EIA (Estudio de Impacto Ambiental), OT (Ordenamiento Territorial), PDGRD (Plan Departamental de GRD), PMGRD (Plan Municipal de GRD), PMAM (Plan de Manejo Ambiental de Microcuencas).

* Correspondencia: ndperico@sgc.gov.co

Los resultados del MNAS están para consulta libre en la página institucional del Servicio Geológico Colombiano (SGC) www.amenazasismica.sgc.gov.co, este ofrece valores de aceleración a nivel de roca o basamento sísmico de un Vs_{30} de 760 m/s en una grilla general para todo el país y para todos los centros poblados. Estos valores pueden ser aprovechados cartográficamente para la definición de aceleración sísmica como detonante de movimientos en masa empleando factores de amplificación, por un lado, por efectos de los materiales entre el basamento sísmico y la superficie, y por otro, por efectos topográficos debidos a la forma del terreno, los cuales se aplican según la escala de análisis y el nivel de información temática del estudio.

En el nivel nacional o en análisis sinóptico, típicamente en escala espacial de producción cartográfica 1:100.000 o menor, el detonante sísmico puede ser definido mediante el uso directo interpolado de los valores descritos del MNAS, por ejemplo, PGA para 225 años, al que se pueden aplicar factores de amplificación globales de perfiles generalizados con la información de Vs_{30} nacional existente [2] o el que se estime entre una roca de Vs_{30} de 760 m/s hasta la superficie. Este resultado corresponde con la aceleración en superficie como factor detonante de movimientos en masa a incluir según la metodología seleccionada para ello, siendo recomendable usar métodos estadísticos que empleen el mayor número de factores en variable continua y cuyos coeficientes o pesos para los factores (condicionantes, contribuyentes y detonantes) se obtengan y calibren con el uso de eventos históricos suficientes y validados.

El nivel regional o intermedio, convencionalmente en producción cartográfica de escala 1:25.000, puede incorporar mayor información temática y de relieve que permite que el MNAS (p.e. PGA de periodo de retorno de 225 años), una vez espacializado, se transforma a aceleración en superficie mediante factores de amplificación globales de perfiles generalizados con Vs_{30} regional (método Wald & Allen [3] o similares) en función de la información geológica (unidades geológicas básicas), geotécnica (unidades geológicas superficiales o zonificación geotécnica) y geofísica (perfiles de velocidad de onda cortante), así como factores de amplificación topográfica a partir de análisis de curvatura y pendiente del terreno usando y adaptando los modelos de elevación digital destinados para la escala referida (método Maufroy et al. [4] o similares).

En los análisis semidetallados y locales, escalas 1:10.000 y 1:5.000, la estimación de la aceleración en superficie puede seguir los mismos criterios del nivel intermedio aprovechando el mayor detalle ofrecido por la cartografía básica y temática. En esta escala, además de definir la amenaza sísmica en roca con el MNAS se pueden detallar los valores de Vs_{30} para la escala con la información geotécnica y geofísica más local, o incluso, en caso de contar con estudios de zonificación de respuesta sísmica, emplear las funciones y factores de amplificación de perfiles típicos allí descritos. Por su parte, los factores de amplificación por topografía también pueden definirse en función de la curvatura y pendiente del terreno a partir de modelos altimétricos en la escala referida y adaptados para la evaluación de amenazas.

Finalmente, en la escala detallada (mayor a 1:5.000), es recomendable definir con precisión el tipo de exposición (actividades productivas, infraestructura, asentamientos humanos) y el objetivo del análisis de amenaza, pues de esta depende el nivel de riesgo que se busque gestionar. Así, conocidos los valores de amenaza sísmica en roca, también consultados y espacializados a partir del MNAS, sus valores de aceleración sísmica en roca (p.e. PGA de periodo de retorno de 225 años, otros periodos de retorno y otras ordenadas espectrales) se seleccionan en función del objetivo del estudio según se relacione con diseño de estructuras, análisis de estabilidad de taludes, licenciamiento ambiental, análisis de riesgo físico u otro. La obtención de la aceleración en superficie puede incluir el uso de funciones y factores de amplificación del perfil de materiales del sitio obtenidos de un estudio particular de efectos locales y los factores de amplificación por topografía a partir de la modelación bidimensional del sitio (método Kim et al. [5] o similares).

Bibliografía

[1] Arcila, M., García, J., Montejo, J., Eraso, J., Valcárcel, J., Mora, M., Viganò, D., Pagani, M. y Díaz, P. (2020). Modelo nacional de amenaza sísmica para Colombia. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano y Fundación Global Earthquake Model. ISBN-13 (15):978-958-52794-6-9.

[2] Eraso, J., & Montejo, J. (2019). Mapa de Vs30 Integrado para Colombia. Bogotá: SGC.

[3] Wald, D. J., & Allen, T. I. (2007). Topographic slope as a proxy for seismic site conditions and amplification. In Bulletin of the Seismological Society of America (Vol. 97, Issue 5, pp. 1379–1395). https://doi.org/10.1785/0120060267

[4] Maufroy, E., Cruz-Atienza, V. M., Cotton, F., & Gaffet, S. (2015). Frequency-scaled curvature as a proxy for topographic site-effect amplification and ground-motion variability. Bulletin of the Seismological Society of America, 105(1), 354–367. https://doi.org/10.1785/0120140089

[5] Kim, B., Park, K., & Baek, H. (2018). Topographic Amplification Factors for Japan Using 2D Finite Element Analysis.

* Correspondencia: ndperico@sgc.gov.co

SISTEMA DE CONTROL DE EROSION Y ESTABILIZACION DE TALUDES PARA BAJOS ESPESORES, G-GREEN

Diego Fernando Otero T[1], Carlos Andres Moreno Sarmiento[2]
[1] coordinador Técnico Centro América, Pavco Wavin, Colombia
[2] gerente Regional Centro, Pavco Wavin, Colombia

Es bien conocido que, como parte de la implementación de un proyecto de infraestructura vial, se deben, muchas veces, modificar las morfologías del terreno natural, generando taludes de corte que dejan los materiales de las laderas expuestos a los agentes ambientales, que desencadenan procesos erosivos de diferentes intensidades que terminan en desprendimientos superficiales de material e incluso en inestabilidades en la ladera que ponen en riesgo a los usuarios e incrementan los costos de mantenimiento. Por tanto, se debe considerar la oportuna instalación de medidas de control de erosión y estabilizacion de los taludes intervenidos por el proyecto vial. Adicionalmente, dentro del estudio de Nuevas Tecnologías, plateado por el Instituto Nacional de Vias (INVIAS) en sus ruedas de innovación, se generó el Articulo 850 Geobioingenieria, donde se habla de sistemas compuestos para control de erosión en su numeral 850.2.7, siendo planteado este numeral a partir del Sistema G-Green. Esta inclusión se da, debido a la gran cantidad de proyectos donde la solución tradicional con concreto lanzado a presentado fallas, debido a las limitaciones del sistema, los altos costos de este y dificultades constructivas que se pueden presentar. Hasta la actualización de esta Norma en el año 2022, no se disponía de alternativas probadas para controlar problemas de erosión, ni que se pudieran integrar a un sistema de estabilización con elementos flexibles, generando dificultades para diseñadores, constructores y usuarios.

Resulta de gran importancia generar una socialización y divulgación de este tipo de tecnologías y alternativas, en búsqueda de mejorar la calidad y durabilidad de las obras de infraestructura nacional, y permitir el funcionamiento continuo de estos proyectos, evitando sobrecostos en los procesos de mantenimiento o tener que generar cierres por procesos de reconstrucción.

G-Green corresponde a un sistema de control de erosión y protección de taludes y canales conformado por dos o más de estos elementos, principalmente Geosinteticos: geotextiles no tejidos, mantos para el control de erosión, geomallas coextruidas, mallas metálicas, pines polimericos y pernos o anclajes, diseñado para terrenos con materiales complejos, como materiales matriz soportados o donde los sistemas tradicionales no son suficientes o su durabilidad es corta, y buscando que las soluciones presenten una adecuación al cambio climático, aumentando las coberturas vegetales y disminuyendo el uso de sistemas más contaminantes y menos durables como el concreto lanzado.

Diferentes combinaciones de elementos se utilizan para ofrecer una solución conveniente de protección a los taludes y control de erosión acorde con las características y necesidades particulares de cada sitio, garantizando siempre una excelente integración al paisaje, donde diseñar las resistencias y funcionalidades de estos resulta de gran importancia, y las especificaciones de construccion del Instituto Nacional de Vias en diferentes artículos, entregan información relevante para el proyecto.

* Correspondencia: diego.otero@wavin.com

Resulta relevante mostrar los elementos de diseño, metodologías y criterios aplicables a este tipo de soluciones, que, en condiciones adecuadas de implementación, pueden generar efectos positivos en la estabilización de taludes. Esta tecnología nació en condiciones de emergencia, donde la rapidez de implementación y durabilidad eran fundamentales, pero donde inicialmente se planteó como una solución temporal, donde, por sus resultados positivos se convirtió en una solución permanente.

Figura 1. Sistema G-Green vía Bogota – Villeta (archivo Pavco).

En general se puede decir que los sistemas G-Green son sistemas de control de erosión, pero con el diseño de sistemas de anclaje, sea pasio o activo, se puede convertir en un sistema de estabilización de taludes.

Son varios los proyectos donde se ha utilizado el sistema, como la vía Bogota – Villeta donde después de más de 6 años de la implementación del sistema, este permanece en funcionamiento con solo un 3% de área instalada donde se han tenido que realizar reparaciones; en comparación con el sistema con concreto lanzado, el cual un año después de ser construido requirió múltiples reparaciones y reconstrucciones, generando que la vía permaneciera con afectaciones de utilización permanentes. Otro proyecto es la vía Bucaramanga – Barrancabermeja, donde la construccion y protección de la zona intervenida se concluyó en el año 2014 utilizando el sistema tradicional de concreto lanzado; pero para el año 2016 se presentaban fallas y desprendimientos que generaron la necesidad de un cambio de protección, la cual se terminó de instalar en el año 2018, mostrando mejores resultados que la solución tradicional, previamente construida con concreto lanzado, el cual presento fallas y la necesidad de reconstrucción y cambios del sistema.

Al realizar análisis de los beneficios del sistema G-Green, respecto a métodos tradicionales se encuentra que el sistema G-Green genera un 99% menos emisiones de CO2 al ambiente (105kg/m^2 vs 1,42kg/m^2), generando un gran aporte ambiental a los proyectos de infraestructura. Del mismo modo, se obtienen ahorros economicos superiores al 20% con el uso del Sistema G-Green, respecto a la protección de taludes con Concreto lanzado (139.263 pesos/m^2 vs 102.400 pesos/m^2 para el sistema G-Green).

Referencias

[1] Instituto Nacional de Vias. (2022). *Articulo 850 Bioingenieria*.
[2] Erosion Control Technology Council (2017). *Installation Guide for Rolled Erosion Control Products (RECPs) Including Mulch Control Nettings (MCNs), Open Weave Textiles (OWTs), Erosion Control Blankets (ECBs), and Turf Reinforcement Mats (TRMs).*

* Correspondencia: diego.otero@wavin.com

Predicción de licuefacción estática de relaves arenosos a través de un modelo de plasticidad generalizada

Jorge Cárdenas[1]*, Celso Romanel[2], Anderson Barreto[3]
[1] Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú
[2] Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, Brasil
[3] Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú

El levantamiento de presas de relaves utilizando la técnica de construcción aguas arriba puede conducir a una falla por licuefacción estática si la tasa de construcción es lo suficientemente alta como para causar que se desarrolle un exceso de presión intersticial en los relaves. La respuesta de licuefacción se observa para especímenes sueltos cuando el esfuerzo cortante exhibe un pico seguido de una fase de aparente ablandamiento que, en carga no drenada, está asociada con la tendencia del material a contraerse (densificarse). Para algunos estados de carga iniciales, la parte descendente de la respuesta es seguida por una parte creciente, nivelándose eventualmente cuando el material alcanza el estado final crítico (estable).

En este trabajo se realiza la modelación del fenómeno de licuefacción estática considerando los modelos constitutivos propuestos en la literatura por M. Pastor O. C. Zienkiewicz A. H. C. Chan (1990). Este último, principalmente después de introducir la suposición de que algunos parámetros del material son dependientes del estrés y no simples constantes, como en la versión original, produjo una buena coincidencia entre los resultados experimentales y los previstos, a pesar de la simplicidad de la formulación matemática.

*Correspondencia: Facultad de ingeniería civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Profesor, Av. Túpac Amaru 210, Rímac 15333, Lima, Perú. Teléfono: +51 971445429. Correo electrónico: jcardenas@uni.edu.pe

* Correspondencia: jcardenas@uni.edu.pe

Rainfall Thresholds for Shallow Landslides using Distribute Physically-Based Model: TRIGRS in some Colombian Andes Catchments

Ricardo Jaramillo-González [1]*, Edier Aristizábal[1], Edwin García[2] Roberto J. Marín[2]
[1] Departamento de Geociencias y Medio Ambiente, Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Colombia
[2] Facultad de ingeniería, Escuela Ambiental, Universidad de Antioquia, Colombia

Landslides generate economical losses and human fatalities worldwide, and especially in mountainous and tropical countries, such as Colombia. According to Geohazards database (www.geohazards.com.co), 10.438 landslides have been registered in the Colombian Andean between 1921-2020, with almost 7.313 fatalities. The Colombian Andean region exhibits a complex tropical hydrometeorological dynamic affected by different temporal and spatial scale climate processes (Figure 1). It is composed of a diverse geological and geomorphological setting characterized by high steep slopes and morphogenic conditions that are predisposed to gravitational hillslope processes. Most of the Colombian population is established in the Andean region occupying large hilly areas without adequate planning control representing a risk condition that in recent years has encouraged the development of forecast models like Rainfall Thresholds and more complex and complement tools like Early Warning Systems (EWS).

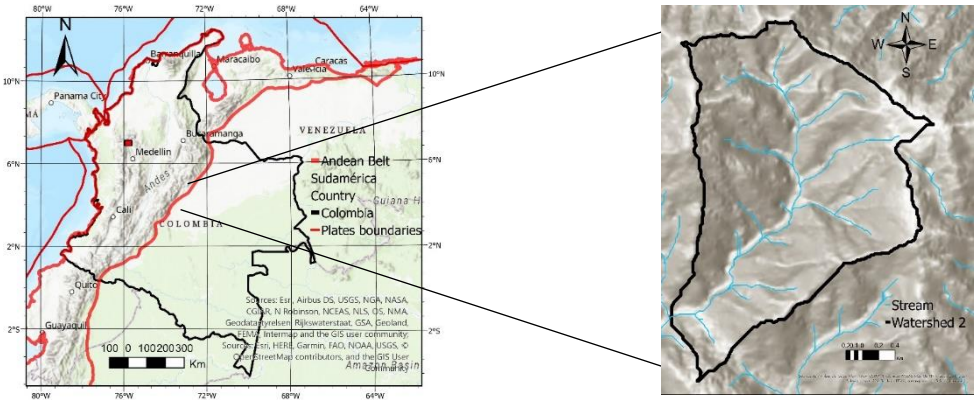


Figure 1. Catchment within the Andean Colombian Region

Physically-based rainfall thresholds consider the spatial distribution or location of the landslides by approaches grounded on physical laws that consider the occurrence of landslides by calculating the statical or distributed safety factor which is based on the physical relationship between the resistance forces of the soil and the hydraulic-dynamic forces associated to rain instability effects, taking into account the effects of rainfall coupling hydrological and geotechnical models. This dynamic nature of subsurface hydrology depends on the complex interactions among precipitation inputs, physical properties and heterogeneity of soils, bedrock, local geomorphology, and vegetation and associated biomass. These factors influence the timing of landslides with respect to precipitation inputs and antecedent soil moisture, the mass type and failure mode, providing a wide understanding of the physical behavior of the rainfall throw the hillslope and associated infiltration processes leading to have a spatial and timing distribution

* Correspondencia: rijaramillog@unal.edu.co

of the phenomenon. On the other side, by defining physically-based thresholds may be incorporate rainfall information with high-coarse spatial-temporal resolution data as ground-based radar rainfall, satellite precipitation estimates such as Tropical Rainfall Measuring Mission (TRMM) and the consolidate database from the satellite constellation GPM-IMERG and gauge-based measurements of rainfall such as IDF curves that defines the empirical relationship between intensity and duration-frequency rain data providing data which allows setting up different return periods (eg. IDEAM, NOAA).

This research propose an approach where the definition of the rainfall thresholds integrates IDF gauge-based rainfall data and the physically-based model (TRIGRS) [1,2,3] to calculate the cumulative density function from the histogram of the distributed safety factor within a basin, providing a better comprehension of the response to heavy rainfall events in a catchment scale in tropical mountainous terrains where actual climate change effects impulses the develop of novels tools that can complement Early Warning Systems (EWS) (Figure 2).

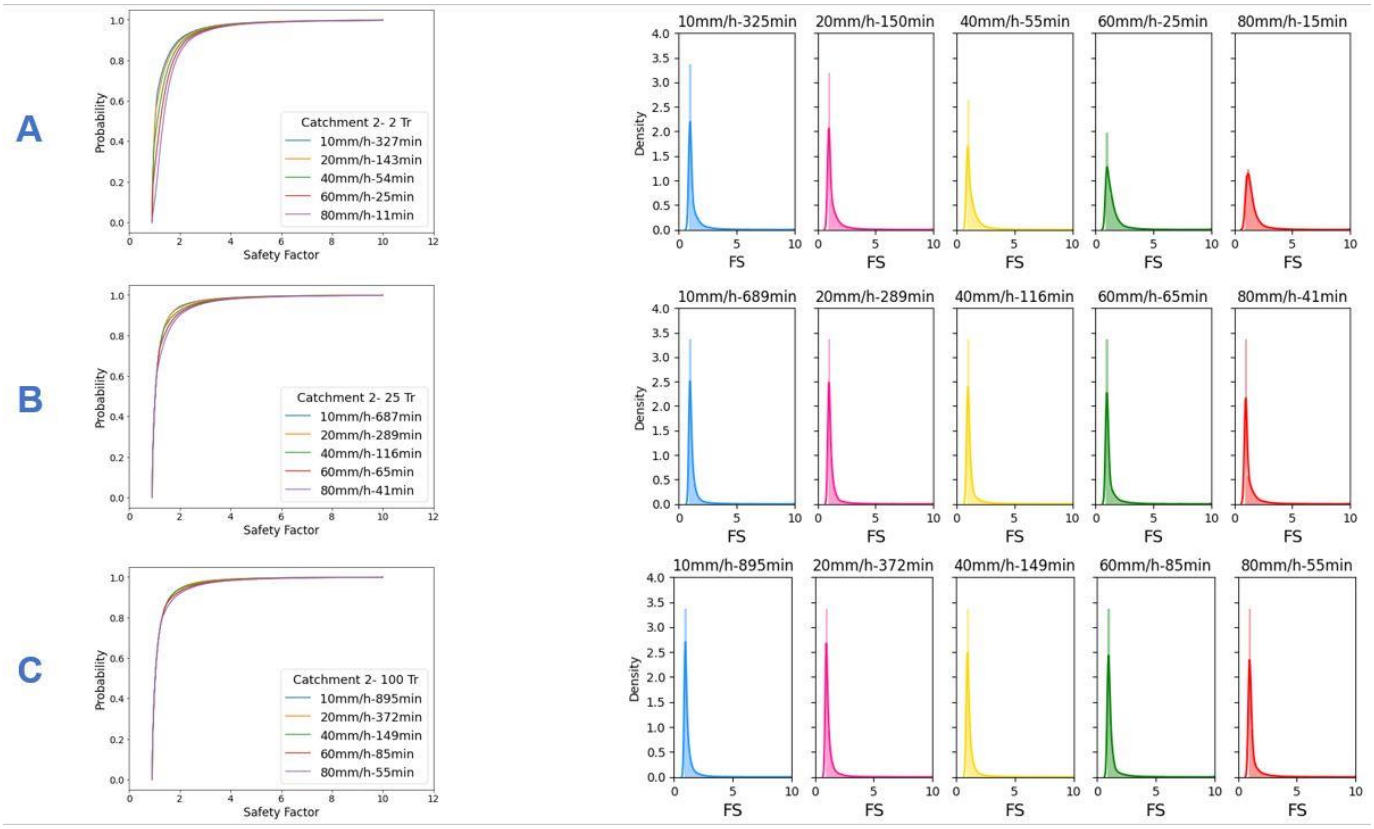


Figure 2. Cumulative Density Function CDF Curves and Histograms of the distributed Safety Factor in Basin A for 2 years of return (Tr2) (A), 25 years of return (Tr25), 100 years of return (C).

References

[1] Baum, R.L., Godt, J.W., y Savage, W.Z. (2010). Estimating the timing and location of shallow rainfall-induced landslides using a model for transient. unsaturated infiltration. Journal of Geophysical Research, (115), 1-26.
[2] Marin, R.J., Garcia, E., Aristizabal, E. (2019). Rainfall thresholds for shallow landslides based on physical models: application in a sub-basin of the Valle de Aburrá (Colombia). DYNA, (86), 312-322.
[3] Marin, R.J., Velázquez, M.F. (2020). Influence of hydraulic properties on physically modelling slope stability and the definition of rainfall thresholds for shallow landslides. Geomorphology, (351), 106976.

* Correspondencia: rijaramillog@unal.edu.co

ESTUDIOS PARA LA INCORPORACIÓN DE LA GESTIÓN DEL RIESGO EN LOS PLANES DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL

Gloria Lucia Ruiz Peña[1]*, Leonardo Méndez Barón[1]*, Sofía Navarro Alarcón[1]*
[1] Dirección de Geoamenazas, Servicio Geológico Colombiano, Colombia

Con el objetivo de apoyar la toma de decisiones en los procesos de planeación y reordenamiento del territorio en diferentes municipios del territorio Colombiano, el Servicio Geológico Colombiano (SGC) en Convenio con el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (MVCT), realizaron los estudios básicos en ocho municipios priorizados y estudios detallados a nivel de riesgo en dos municipios priorizados (ver Tabla 1), de acuerdo con lo establecido en el Decreto 1077 de 2015, que define realizar estudios técnicos para la incorporación de la gestión del riesgo en la planificación territorial considerando el principio de gradualidad considerado en la Ley 1523 de 2012 en suelos urbanos, de expansión urbana y rural para los fenómenos de inundación, avenidas torrenciales y movimientos en masa. Por su parte el SGC, aportó los estudios de amenaza por movimientos en masa a escala 1:25.000 de los 22 municipios priorizados en el marco del proyecto Actualización del mapa nacional de amenaza por movimientos en masa escala 1:25.000, para un total de 24 informes temáticos y 973 mapas temáticos (ver Tabla 2).

No.	Departamento	Municipio
1	Cauca	La Sierra
2	Cauca	Rosas
3	Cauca	Sotará Paispamba
4	Cauca	Villa Rica
5	Valle del Cauca	Cali
6	Valle del Cauca	Candelaria
7	Valle del Cauca	Yumbo
8	Valle del Cauca	Jamundí
9	Vichada	Puerto Carreño
10	Risaralda	Pereira

Tabla 1. Municipios priorizados

			Mapas	
	Municipio	**Informes**	**Temáticos**	**Compilados**
Bloque 1	Cajibío	1	56	7
	La sierra	1	35	7
	Piendamó	1	35	7
	Sotará	1	49	7
Bloque 2	Bochalema	1	21	7
	Durania	1	21	7
	Herrán	1	14	7
	Lourdes	1	14	7
	Santiago	1	21	7
	Salazar las Palmas	1	49	7
Bloque 3	Chiscas	1	56	7
	Cubará	1	91	7
	Toledo	1	112	7
Bloque 4	Bituima	1	14	7
	Chaguaní	1	28	7
	Guaduas	1	77	7
	Guayabal de Síquima	1	14	7
	La Peña	1	14	7
	Quebradanegra	1	14	7
	Nimaima	1	14	7
	Nocaima	1	14	7
	Útica	1	14	7
	Viani	1	14	7
	Villeta	1	14	7
Total		24	805	168

Tabla 2. Relación de los productos aportados por el SGC

* Correspondencia: gruiz@sgc.gov.co; lmendez@sgc.gov.co; snavarro@sgc.gov.co;

En el marco del Plan Nacional de Desarrollo 2018-2022: “Pacto por Colombia, pacto por la equidad” (Departamento nacional de planeación, 2019), el MVCT propuso dentro de sus metas, el acompañamiento técnico y/o financiero a 150 municipios para la actualización de sus planes de ordenamiento territorial, lo cual incluyó el apoyo y acompañamiento en la ejecución a los entes territoriales en la elaboración y entrega de estudios básicos para la zonificación de amenaza por movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales, según las condiciones físicas propias del territorio para la incorporación de la gestión del riesgo en el ordenamiento territorial, de acuerdo con lo dispuesto en el Decreto 1077 de 2015.

Para que se lograra tal fin, el MVCT en conjunto con el SGC, aunaron esfuerzos técnicos, financieros y administrativos por medio del convenio interadministrativo, con el fin de ampliar el conocimiento geocientífico en diferentes eventos amenazantes en los municipios priorizados.

Para adelantar los estudios de los 10 municipios priorizados se suscribieron convenios especiales de cooperación, con las universidades del Valle, Cauca y Javeriana, se obtuvieron un total de 1441 mapas temáticos y 30 informes. Para los 30 municipios en donde se realizaron los estudios básicos, se obtuvieron igualmente las zonas con condición de riesgo y zonas con condición de amenaza, de tal manera que los municipios pudieran continuar con el proceso de actualización de los planes de ordenamiento territorial.

Las metodologías empleadas para los estudios de movimientos en masa escala 1:5.000 para zonas urbanas, 1:25.000 para zonas rurales y avenidas torrenciales a escala 1:2.000 se enmarcan en las guías metodológicas desarrolladas por el SGC en los últimos años (SGC & UN, 2016) [1], (SGC, 2017) [2] y (SGC-PUJ, 2021) [3]. Para el caso de las inundaciones, se partió de la guía metodológica del IDEAM (IDEAM, 2017) [4], la cual se adaptó a la información existente y generada en el marco de los diferentes estudios. Igualmente, para los estudios detallados a nivel de riesgo, se aplicó la guía (SGC & UN, 2016) para todos los estudios se aplicó la metodología de apropiación social del conocimiento que aplica el grupo de trabajo Evaluación de amenaza por movimientos en masa del SGC.

Con estos resultados, las entidades participantes en el convenio, en representación del Gobierno Nacional, esperan que los municipios logren de manera satisfactoria iniciar y finalizar sus procesos de revisión y ajuste de los planes de ordenamiento territorial, considerando que, tal y como lo establece el Decreto 1077 de 2015, solo procederá la revisión y ajuste cuando se incorpore la variable de amenaza y riesgo, fundamentales para lograr a corto, mediano y largo plazo municipios menos vulnerables ante los fenómenos recurrentes en sus territorios.

Referencias

[1] Servicio Geológico Colombiano; Universidad Nacional de Colombia. (2016). Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo Por Movimientos En Masa Escala Detallada. Bogotá.

[2] Servicio Geológico Colombiano; (2017). Guía Metodológica para la Zonificación de Amenaza, Por Movimientos en Masa a Escala 1:25.000. Bogotá.

[3] Ramos, A.,; Reyes, A.,; Munévar, M.;, Ruiz, G.,; Machuca, S.,; Rangel, M.,; Prada, L.;, Cabrera, M.;, Rodríguez, C.;, Escobar, N.,; Quintero, C.,; Escobar, J.,; Giraldo, J.,; Medina, M.,; Durán, L.,; Trujillo, D.,; Medina, D.,; Capachero, C.,; León, D.; ... Pérez, M. (2021). Guía metodológica para zonificación de amenaza por avenidas torrenciales. (Servicio Geológico Colombiano, & Pontificia Universidad Javeriana) Bogotá: Servicio Geológico Colombiano. doi:https://doi.org/10.32685/9789585313156

[4] Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM. (2017). Guía metodológica para la elaboración de mapas de inundación. Bogotá D.C.

* Correspondencia: gruiz@sgc.gov.co; lmendez@sgc.gov.co; snavarro@sgc.gov.co;

Identificación de tres zonas susceptibles a la ocurrencia de movimientos en masa en el Cerro de La Popa en Cartagena

Méndez Medina, William[1], Sainea Vargas, Carlos[2], Barboza Miranda, Guilliam[3]
[1] Facultad de Ingeniería, Maestría en Geotecnia, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia
[2] Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia
[3] Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil, Universidad de Cartagena, Colombia

El presente trabajo recopila la información relevante que corresponde a estudios de consultorías realizados en los últimos años y que constituye el avance de identificación de zonas a evaluar como susceptibles de amenaza por movimientos en masa. Dichos estudios ejecutados en El Salto del Cabrón, La Loma del Peyé y San Francisco (Figura 1), se describen incluyendo caracterización de la problemática y formulación de alternativas para intervenirse.

El sector conocido históricamente como El Salto del Cabrón se ubica en la parte sur del Cerro de La Popa. Tiene una extensión aproximada de 12 hectáreas y se identifica por ser una zona que a lo largo del tiempo se ha visto afectada por procesos de movimiento en masa, erosión hídrica y fuerte intervención antrópica. Dentro del área específica de estudio se evidenció la presencia tanto de la Unidad calcárea representada en la parte alta del cerro por un nivel de calizas coralinas, como de la Unidad Detrítica en las laderas donde se ha identificado un nivel de Limos arenosos calcáreos y hacia la parte inferior donde predomina un conjunto de Arcillolitas con intercalaciones de limos y arenas finas, éstas últimas especialmente hacia la base de la secuencia [1].

El principal mecanismo de flujo dentro de los niveles superiores es un flujo preferencialmente vertical de las aguas que se infiltran en la superficie de la caliza de la Formación La Popa, que de manera muy lenta llegan hasta el contacto con el nivel de limolitas calcáreas y el nivel de Arcillolitas inferiores. La acumulación de este flujo en cercanías del contacto con las Arcillolitas inferiores ocasiona un aumento en la humedad y eventualmente que el flujo se mueva por este contacto hasta que el agua surja a superficie [1].

El sector que se denomina como la Loma del Peyé en el área del cerro de La Popa, se encuentra situado entre la Localidad Histórica y del Caribe Norte y la Localidad de La Virgen y Turística, y administrativamente forma parte de dos Unidades Comuneras de Gobierno, la unidad N° 3 y la N° 4, específicamente en el sector delimitado por la Carrera 30 (Avenida La María), al Oeste y al norte, la Calle 45 al sur y la Carrera 34, con un área aproximada de 30.3 hectáreas. Es una estribación del cerro de La Popa, compuesta por familias de taludes, en las cuales en ocasiones se presentan procesos de inestabilidad del terreno tipo erosión y movimientos en masa que se manifiestan especialmente en épocas de lluvia [2].

La evaluación del tipo de amenaza se adelantó a partir de un proceso de identificación y caracterización de posibles procesos de remoción en masa (PRM) que afectan el área específica, teniendo en cuenta su frecuencia de ocurrencia y de acuerdo con diversos factores inherentes y detonantes asociados a estos procesos de inestabilidad. Según el modelo geológico-geotécnico se puede inferir la presencia de una falla normal en la parte central y norte del cerro que estaría afectando algunos de los niveles superiores. Se trataría de una falla de dirección NW con inclinación al NE, que ocasiona entre otros aspectos, el amplio afloramiento del nivel de limolitas arcillosas y la presencia de arcillas calcáreas y calizas coralinas en el sector norte del área [2].

La Universidad de Cartagena en 2012 ejecutó un estudio en la zona que se localiza hacia nororiente del Cerro de La Popa, y está aledaña al aeropuerto Rafael Núñez, en donde se pudo establecer que la zona de influencia del estudio estaba conformada por parte del barrio San Bernardo, San Francisco y Lemaitre. El estudio se desarrolló luego de que se detonara el movimiento que desencadenó el desalojo

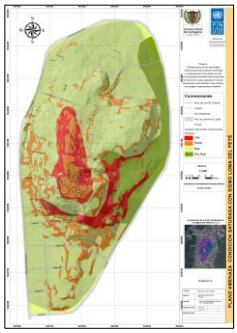
* Correspondencia: william.mendez01edu.co; carlos.sainea@uptc.edu.co; gbarbozam@unicartagena.edu.co

del barrio, del escarpe principal se pudo comprobar el estado de la corona, que ha ido retrocediendo, obstaculizando el sendero que comunicaba el sector de Sinaí con el del Tanque, para ese momento era notoria la consecución de los movimientos y se evidencian áreas donde se han infiltrado las aguas de las lluvias recientes, proceso facilitado por la condición porosa del suelo. De las inspecciones destaca la zanja al pie del escarpe, con un ancho promedio de treinta metros, una longitud aproximada de trescientos metros y una profundidad entre 10 y 15 metros, la cual ha contribuido a la saturación del estrato de falla y por ende la reactivación del movimiento, ya que ha facilitado el paso e infiltración del agua [3].

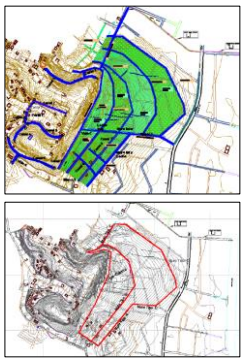
En la Figura 1 se muestra parte de la información generada por parte de los estudios ejecutados por la Universidad de Cartagena, indicando zonas de amenaza e implantando algunas medidas para su mitigación. Actualmente el POT de Cartagena se encuentra en proceso de actualización y como insumo primordial, se espera que los Estudios Básicos de Remoción en masa estén disponibles para finales de 2022.

Ubicación general de las áreas de interés. Tomado de Google Earth y modificado por los autores, 2022.

Salto del Cabrón, [1]



Loma del Peyé, [2]



San Francisco, [3]

Figura 1. Identificación de zonas de amenaza e implantación de algunas obras para las diferentes áreas de interés.

Referencias

[1] Universidad de Cartagena, «Convenio interadministrativo No. 55 celebrado entre el Distrito Turístico y Cultural de Cartagena de Indias y la Universidad de Cartagena para la elaboración del estudio de estabilidad de laderas y diseño de obras de mitigación para el “Salto del Cabrón”,» Universidad de Cartagena, Cartagena, 2017.

[2] Universidad de Cartagena - PNUD, «Fortalecimiento de las capacidades institucionales para la gestión del riesgo y el mejoramiento de los medios de vida de la comunidad vulnerable frente a fenómenos de remoción en masa, asentada en el sector denominado Lomas del Peyé, casco urbano de Carta,» Universidad de Cartagena - PNUD, Cartagena, 2014.

[3] Universidad de Cartagena, «Evaluación geotécnica y diseños de obras de estabilización de las laderas del sector nororiente del cerro de La Popa, en el Barrio San Francisco,» Universidad de Cartagena, Cartagena, 2012.

* Correspondencia: william.mendez01edu.co; carlos.sainea@uptc.edu.co; gbarbozam@unicartagena.edu.co

Velocidad cortante de referencia de materiales típicos para zonificaciones de respuesta sísmica de ciudades

Julián Montejo[1*], Fernando Díaz-Parra[1], Nelson Perico[1], Leonardo Mateus
[1]Servicio Geológico Colombiano (SGC), Grupo Evaluación Amenaza y Riesgo Sísmico, Colombia

En el desarrollo de estudios de zonificación de respuesta sísmica (ZRS) de ciudades realizados por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) se requiere caracterizar los suelos y rocas del área de estudio, particularmente el perfil de velocidad cortante es una de las características primordiales para evaluar la respuesta sísmica del terreno. Para lograr un perfil de velocidad de onda cortante completo y representativo del sitio de análisis se integra la caracterización geotécnica a partir de perforaciones con la caracterización geofísica, para lo cual se correlaciona las velocidades de onda cortante (V_s) medida en campo por los métodos geofísicos con los materiales típicos correspondientes según la estratigrafía del sitio, de este modo se logra caracterizar cada material típico con una velocidad cortante de referencia (Vs_{ref}), que equivale a la velocidad cortante cuando está sometido el material a un esfuerzo vertical efectivo igual a la presión atmosférica, y un exponente *b*, que representa como varia con el esfuerzo vertical efectivo la velocidad cortante. Este modelo fue desarrollado inicialmente por Menq (2003) e implementado también por Díaz-Parra (2007) y Lin, Joh, & Stokoe (2014), el cual se resumen en la siguiente expresión.

$$V_s = Vs_{ref} \left[\frac{\sigma'_v}{Pa}\right]^b$$

La metodología empleada para la caracterización del *Vs*$_{ref}$ y *b* de los principales materiales típicos de las ciudades donde se han realizado estudios de ZRS se resume a continuación:

1. Recopilación de información geotécnica y geofísica:
   - Información geotécnica: perforaciones de estudios de suelo disponibles y de perforaciones nuevas.
   - Información geofísica: se recopila mediciones disponibles y realizan mediciones complementarias de velocidad de onda cortante (V_s).
2. Construcción de modelos simplificados: en los sitios donde se disponga de perforación y medición de *Vs* se elaboran modelos de capas con la información geotécnica y geofísica, resumiendo como mínimo:
   - Descripción de los estratos y nivel freático.
   - Pesos unitarios y humedad relativa (Wn).
   - Límites de Atterberg: LL, LP, IP
   - Granulometría: % de gravas, % de arenas y % de suelos finos.
   - Clasificación USCS.
   - Esfuerzo vertical efectivo
   - V_s medido por geofísica en campo
3. Definición de materiales típicos: se realiza un análisis heurístico con base en la información geotécnica y geofísica para identificar materiales similares que puedan ser homologables en términos de su comportamiento dinámico ante sismos.
4. Definición del *Vs*$_{ref}$ y *b*: se agrupan perforaciones y estratos que tengan el mismo material típico para luego correlacionar la Vs medida de cada estrato con el estado de esfuerzos vertical efectivo normalizado por la presión atmosférica de cada estrato, para obtener el valor de Vs_{ref} y el exponente b,

Siguiendo el procedimiento, la Tabla 1 resume los materiales típicos y Vsref de las ciudades de Mocoa, Popayán, Pasto y Pereira. Se comparan los resultados obtenidos con definidos por Lin y otros (2014) en la Figura 1. La caracterización de materiales típicos con base en el parámetro Vs_{ref} permite la construcción de perfiles de velocidad para modelos de respuesta sísmica acordes con los materiales identificados directamente por una perforación. Además, cuando solo se dispone de la velocidad medida se puede inferir con criterio el tipo de material y sus propiedades dinámicas, lo cual es útil para completar los modelos de respuesta cuando el basamento sísmico es profundo y no se cuenta con perforaciones de gran profundidad.

* Correspondencia: jmontejo@sgc.gov.co

Tabla 1. Resumen de Vsref por materiales típicos de ciudades con ZRS.

Ciudad	Tipo de Material	Descripción	USCS	W_n [%]	γ_T [kN/m³]	Vs_{ref} [m/s]	Exp (b)
Mocoa	ML - Wn 20%	Limo sobre consolidado ML con Wn 20%	ML	20	1.96	280	0.175
Mocoa	CL - Wn30%	Arcillas sobre consolidado CL con Wn 30%	CL	30	2.15	300	0.175
Mocoa	MH - Wn70%	Limos MH con Wn 70%	MH	70	1.70	275	0.175
Mocoa	CL-ML - 40-60%	Arcillas o limos CL o ML con Wn 40-60%	CL-ML	50	1.95	300	0.175
Mocoa	GP	Gravas y bloques GP con Wn 15%	GP, SM	15	2.16	330	0.175
Mocoa	SM	Arenas limosas SM con Wn 20%	SM	20	1.94	330	0.175
Mocoa	Roca alterada	Arcillolita y limolita meteorizada	Roca	10	2.20	470	0.175
Popayán	Orgánico	Arcilla, turba,	OL, OH, Pt	>100	1.25	140	0.175
Popayán	MH Blando	Limos, arcillas blandos	MH, CH, ML	75	1.50	170	0.200
Popayán	MH Firme	Limos, arcillas firmes	MH, ML	50	1.75	220	0.200
Popayán	ML SM	Limo arenoso / arena limosa / Toba, ignimbrita meteorizada	ML, SM	50	1.90	290	0.150
Popayán	SM Duras	Arena limosa / Toba, ignimbrita	SM, ML	<30	2.00	350	0.200
Popayán	SM Aluviales	Arenas limosos aluviales	SM, SC	<30	1.85	300	0.175
Popayán	GM Aluviales	Gravas areno limosas aluviales	GM, GC	<25	1.95	330	0.175
Popayán	Roca Alterada	Aglomerado sedimentario	Roca	<20	2.05	425	0.200
Pasto	MH Wn50-60	Limo arenoarcilloso amarillo firme de flujos de lodos	MH	55	1.60	290	0.300
Pasto	MH Wn70-90	Limo amarillo blando a firme de lahares volcánicos	MH	80	1.50	180	0.300
Pasto	MH Wn90-110	Limo arcilloso blando gris oscuro y café claro y paludales.	MH	100	1.40	140	0.300
Pasto	MHGS	Bloques en matriz de limo gris	MH, GS	60	1.65	220	0.300
Pasto	ML	Limos arenosos con bloques y gravas de corrientes de densidad piroclástica y lahares	ML	40	1.73	210	0.250
Pasto	OH, Pt	Turba, limos y arcillas orgánicas de depósitos paludales.	OH, Pt	120	1.10	100	0.175
Pasto	CH s.c.	Capa sobre consolidada arcillas limosas y limos orgánicos	CH	40	1.65	150	0.175
Pasto	SM-ML	Arenas y limos firmes de corrientes de densidad piroclástica y lahares	SM-ML	30	1.80	330	0.25
Pasto	SW Volcánica	Arena gruesa de cenizas no consolidadas	SW	30	1.85	290	0.2
Pasto	GPSM Fe-Ft	Bloques y gravas en matriz de arena limosa de flujos de escombros y flujos laháricos	GP, SM	20	2.00	330	0.175
Pasto	SM Aluvial	Arenas limosos aluviales	SM	25	1.85	300	0.175
Pasto	GM Aluvial	Gravas areno limosas aluviales	GM	25	1.90	330	0.175
Pasto	Roca alterada	Alteración de lavas e ignimbrita sana a meteorizada	Ra	10	2.10	425	0.225
Pereira	MH Wn>120	Flujos con cenizas	MH	140	1.30	120	0.350
Pereira	MH Wn100-120	Flujos con cenizas	MH	110	1.36	140	0.350
Pereira	MH Wn70-100	Flujos con cenizas	MH	85	1.50	180	0.350
Pereira	MH Wn40-70	Flujo con cenizas y clastos	MH	55	1.55	250	0.350
Pereira	SM Residual	Suelo residual	SM	40	1.75	280	0.250
Pereira	MH Llenos	Lleno antrópico	MH	90	1.40	100	0.175
Pereira	ML-SM Cenizas	Cenizas de caída	ML	30	1.80	230	0.175
Pereira	SW	Suelos aluviales	SM	25	1.85	300	0.175
Pereira	GW GM	Flujos de lahar clasto soportado	GW GM	25	1.90	400	0.250
Pereira	Lahar	Flujos de lahar muy denso	BLOQUES	15	2.10	510	0.250
Pereira	Roca Muy Alterada	Roca muy alterada	Roca	10	2.10	400	0.200
Pereira	Roca Alterada	Roca alterada	Roca	10	2.20	530	0.200

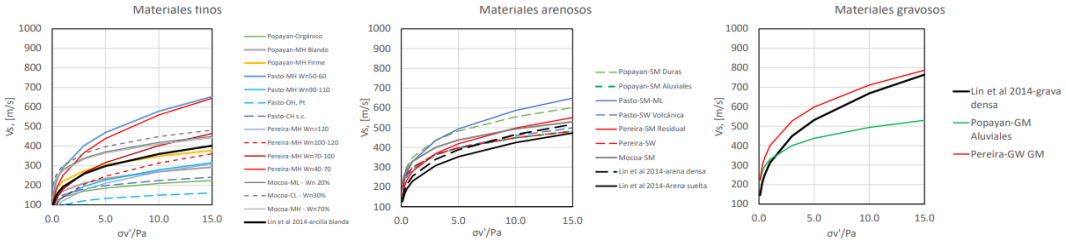


Figura 1. Comparaciones de la variación de Vs con el confinamiento y por tipo de material.

Bibliografía

Díaz, F., Mora, M., Eraso, J., Montejo, J., Valcárcel, J., Sarabia, A., Barbosa, D., Arcila, M., García, H. y Pérez, J. (2019). Evaluación de Amenaza y Riesgo Sísmico de Mocoa (Putumayo). Fase 1: Microzonificación Sísmica. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.

Díaz, F., Arcila, M., Mora, M., Valcárcel, J., Perico, N, López M., Sarabia A., Montejo, J., Eraso J., Barbosa D., Pérez, L. (2020). Zonificación de Respuesta Sísmica de Popayán. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.

Díaz, F., Arcila, M., Perico, N, Montejo, J., Mateus L., Valcárcel, J., Mora, M., Sarabia A., López M., Pérez, L., Eraso J., Barbosa D., (2020). Zonificación de Respuesta Sísmica de Pasto. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.

* Correspondencia: jmontejo@sgc.gov.co

Caracterización de estaciones colombianas de acelerógrafos basada en relaciones espectrales HVSR de eventos sísmicos

Vicente Mercado[1]*, Fernando Díaz[2], Julián Montejo[2], César Pájaro[1]
[1] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Colombia
[2] Servicio Geológico Colombiano, Grupo Evaluación Amenaza y Riesgo Sísmico, Colombia

La respuesta sísmica de sitio está influenciada por varios factores incluyendo la resonancia, los contrastes de impedancia, y los tipos de materiales correspondientes a los depósitos de suelo que experimentan una excitación. En ese sentido, los modelos de predicción de movimiento fuerte (*GMM*s, por sus siglas en inglés) han propuesto la utilización de distintos parámetros de conveniente medición para la estimación de los efectos de sitio. Típicamente estos efectos se han estimado con base en la velocidad de onda de corte promedio de los 30 *m* superiores del depósito de suelo, V_{S30}. El uso de V_{S30} como proxy de la respuesta sísmica de los depósitos de suelos conlleva algunas limitaciones. En primera instancia, la disponibilidad de mediciones confiables de V_{S30} es relativamente escasa, existiendo una gran cantidad de estaciones de acelerógrafos alrededor del mundo (incluyendo estaciones colombianas) que no cuentan con mediciones de V_{S30}. Adicionalmente, se ha reconocido que el V_{S30} no puede capturar los efectos de resonancia asociados a contrastes de impedancia en el depósito de suelos, ni los efectos de la profundidad a un estrato de roca. Dentro de este contexto, diversos autores han explorado la utilización del período predominante de los depósitos de suelo, T_n (o su inverso, la frecuencia predominante, f_n) como una alternativa viable para la estimación de efectos de sitio. Fukushima et al. [1] e Idini et al. [2], por ejemplo, adoptan un esquema mediante el cual las estaciones sísmicas son categorizadas en función de su T_n identificado. Esta metodología sigue el supuesto de que los sitios dentro de la misma categoría producirán respuestas de amplificación con patrones comunes ya que comparten períodos predominantes similares. En este trabajo se propone el uso de la relación horizontal-a-vertical de los espectros de respuesta amortiguados al 5% (*HVRSR*) obtenidos a partir de registros sísmicos para caracterizar la respuesta de sitio de estaciones sísmicas colombianas.

Para realizar la caracterización de las estaciones, se determinó la relación *HVRSR* promedio de cada estación utilizando los registros de la base de datos de movimientos fuertes del Servicio Geológico Colombiano, dividiendo los espectros de respuesta de aceleración horizontal sobre los espectros de respuesta de aceleración vertical en la superficie. El T_n de las estaciones se estimó identificando la localización del pico de la relación *HVRSR* promedio de cada estación. La amplitud máxima del promedio de *HVRSR*, denominada *P**, también se determinó para cada estación. A partir de los valores identificados de T_n y *P**, las estaciones se clasificaron en 5 categorías. La clasificación se realizó utilizando un criterio similar al propuesto por Idini et al. [2] que es a su vez una modificación de un criterio anterior propuesto por Zhao et al. [3]. El criterio de calificación se resume en la Tabla 1. Si la amplitud de *HVRSR* es inferior a 2 para el rango de períodos espectrales considerado, la estación es clasificada como un sitio genérico de roca dura, s_1, con bajo contraste de impedancia. El resto de las estaciones fueron clasificadas como pertenecientes a las categorías s_2, s_3, s_4 y s_5 según su periodo predominante, de acuerdo con los rangos de la Tabla 1. La Figura 1 muestra el promedio de la relación *HVRSR* media para todos los sitios por categoría, junto con las desviaciones estándar correspondientes entre estaciones dentro de cada categoría. Las formas espectrales presentan picos bien definidos ubicados dentro del rango de períodos predominantes para cada categoría.

* Correspondencia: vmercado@uninorte.edu.co

Tabla 1. Criterio de clasificación para estaciones sísmicas

Categoría	Período predominante, T_n [s]	Rango aproximado de V_{S30} [m/s]	Valor promedio de P^* por categoría
s_1	$HVRSR < 2$	--	--
s_2	$T_n \leq 0.2$	$V_{S30} \geq 600$	3.29
s_3	$0.2 < T_n \leq 0.4$	$370 \leq V_{S30} < 600$	4.48
s_4	$0.4 < T_n \leq 0.8$	$230 \leq V_{S30} < 370$	4.24
s_5	$T_n > 0.8$	$V_{S30} \leq 230$	3.47

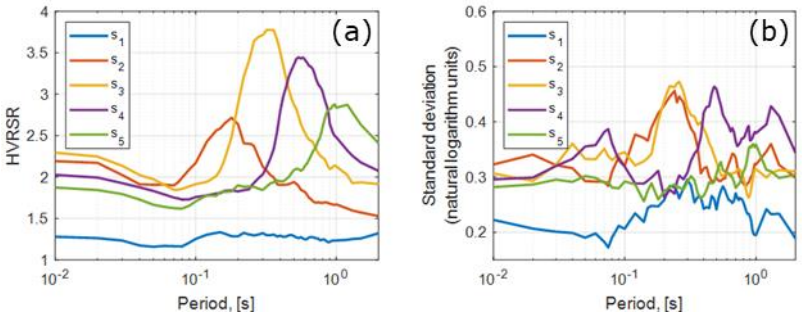


Figura 1. (a) Promedio de la de la HVRSR media de las estaciones sísmicas en cada categoría, y (b) las desviaciones estándar correspondientes para cada una de las categorías de sitio.

La caracterización propuesta fue implementada en un modelo *GMM* desarrollado para estimación de amenaza sísmica aplicable a Colombia y el norte de Sudamérica [4]. El modelo estima la amplificación de sitio con base en la clasificación del sitio basada en T_n obtenida con el criterio presentado en la Tabla 1. Además, el modelo escala la amplificación con respecto a la amplitud P^*. La caracterización propuesta resultó en un mejor ajuste de los modelos de predicción en comparación con la utilización de estimaciones de V_{S30} y con la implementación de un sistema binario de clasificación (suelo-roca), donde se encontró que algunas estaciones clasificadas como "roca" tienen efectos de sitio s_2 o s_3. Se concluye que el esquema de clasificación de sitios propuesto es una alternativa viable para la estimación de los efectos de amplificación sísimica de sitio, especialmente para locaciones que no dispongan de mediciones confiables de V_{S30}.

Referencias

[1] Fukushima, Y., Bonilla, L. F., Scotti, O., & Douglas, J. (2007). *Site classification using horizontal-to-vertical response spectral ratios and its impact when deriving empirical ground-motion prediction equations*. Journal of Earthquake Engineering, 11(5), 712-724.

[2] Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., & Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(5), 1853-1880.

[3] Zhao, J. X., Irikura, K., Zhang, J., Fukushima, Y., Somerville, P. G., Asano, A., ... & Ogawa, H. (2006). An empirical site-classification method for strong-motion stations in Japan using H/V response spectral ratio. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(3), 914-925.

[4] Arteta, C. A., Pajaro, C. A., Mercado, V., Montejo, J., Arcila, M., & Abrahamson, N. A. (2021). Ground-motion model for subduction earthquakes in northern South America. *Earthquake Spectra*, 37(4), 2419-2452.

* Correspondencia: vmercado@uninorte.edu.co

Efectos de sitio en estudios de riesgo sísmico en Colombia

Grupo Evaluación Amenaza y Riesgo Sísmico*, Servicio Geológico Colombiano

Colombia, como cualquier país situado en una zona con actividad sísmica de cierta importancia, requiere disponer de modelos de amenaza y riesgo sísmico que determine la posibilidad de ocurrencia de eventos con capacidad de generar daños a las personas y el capital expuesto. El Servicio Geológico Colombiano –SGC–, a través del Grupo de Evaluación de amenaza y riesgo sísmico de la Dirección de Geoamenazas, investiga los procesos generadores de la amenaza y desencadenadores del riesgo sísmico para el país.

El SGC, bajo un enfoque de colaboración técnica y científica con universidades y centros de investigación nacionales, representados en la Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería –ACOFI–, y con la colaboración de entidades técnicas del gobierno, y otros actores privados, se encuentra desarrollando un modelo nacional de riesgo sísmico (MNRS) para la población y edificaciones de uso residencial en el territorio colombiano. El MNRS conjuga el conocimiento, experiencias y experticia de los diferentes actores para la caracterización del entorno construido y la modelación de su comportamiento ante sismos, con el conocimiento del SGC en la modelación y análisis de la amenaza sísmica, para evaluar el riesgo de manera homogénea para todos los municipios del país, con insumos y resultados que estarán abiertos a todos los potenciales usuarios.

El MNRS se compone del modelo de amenaza sísmica en roca desarrollado previamente por el SGC (Arcila, et al., 2020), un modelo de efectos de sitio, un modelo de exposición de población y edificaciones residenciales, y un modelo de vulnerabilidad física para dichas edificaciones. Aunque se reconoce que los efectos de sitio son un componente determinante en la estimación de riesgo, dada la escala de análisis, se deberá recurrir a algunos proxys tales como el valor de velocidad de onda cortante (Vs30) derivada de análisis regionales del gradiente topográfico, la geología, geomorfología. El uso de factores de amplificación se ha considerado para las ciudades que cuentan con estudios de zonificación de respuesta sísmica, para los cuales el SGC viene formulando una serie de recomendaciones y consideraciones para modelar la respuesta sísmica del terreno (Díaz et al., 2022), que también se presentan en este Congreso.

Por las razones anteriores, la fase actual del proyecto se centra en el desarrollo de los modelos de exposición y fragilidad para lo cual se viene siguiendo el marco general de actividades mostrado en la figura abajo. En esta ponencia se resumen los avances en la conformación de dichos modelos y se exponen las consideraciones y limitaciones para el análisis de la amenaza sísmica y la evaluación de efectos de sitio.

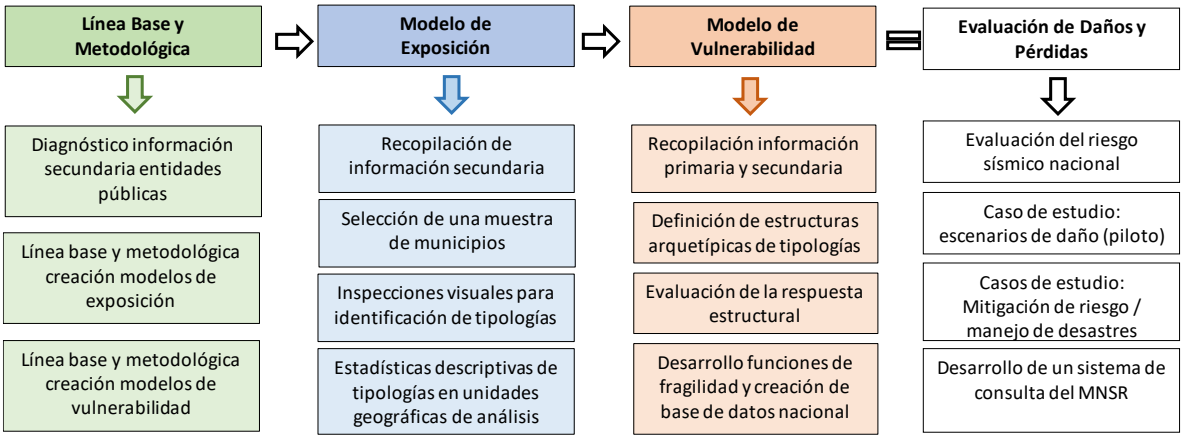


Figura 1. Marco general de actividades para el desarrollo del MNRS
Fuente: Autores

* Correspondencia: marcila@sgc.gov.co

Los resultados del modelo nacional de riesgo sísmico, tales como escenarios de daño y pérdidas económicas, son aplicables entre otros a los propósitos de la gestión del riesgo de desastres (diseño de estrategias para concientización del riesgo sísmico, identificación y priorización de infraestructura crítica evaluación y reforzamiento, diseño de estrategias de protección financiera, evaluación y mejora de los servicios básicos de respuesta que deben garantizarse luego de un desastre), y para el ordenamiento territorial y planificación urbana de las poblaciones.

Referencias

[1] Arcila, M., García, J., Montejo, J., Eraso, J., Valcárcel, J., Mora, M., Viganò, D., Pagani, M. y Díaz, P. (2020). Modelo nacional de amenaza sísmica para Colombia. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano y Fundación Global Earthquake Model. ISBN-13 (15): 978-958-52794-6-9.

[2] Díaz-Parra, F. J., Montejo, J., Perico, N., Mateus, L. Posada, G. (2022) Recomendaciones y consideraciones para modelar la respuesta sísmica del terreno

* Correspondencia: marcila@sgc.gov.co

Propuesta metodológica para la estimación de la amplificación sísmica debida a la topografía

Leonardo Mateus*[1], Fernando Díaz-Parra[1], Nelson Perico[1], Julián Montejo[1]
[1]Servicio Geológico Colombiano (SGC), Grupo Evaluación Amenaza y Riesgo Sísmico, Colombia

A partir de mediciones instrumentales y observaciones de daños presentados después de un sismo en zonas de topografía montañosa, se ha observado que la topografía juega un papel importante en la amplificación de las ondas sísmicas. Sin embargo, este factor no ha sido incorporado de manera rigurosa en las normas sismo resistentes vigentes, principalmente porque no se han realizado muchos estudios al respecto y en consecuencia no existen metodologías claras para su determinación.

Aun cuando existen estudios pioneros de hace varias décadas [1, 2], y estudios recientes [3, 4, 5] que sugieren relaciones para la determinación del efecto topográfico, no se ha llegado a un consenso metodológico para su determinación. Por tal razón, el objetivo del presente trabajo es proponer un marco metodológico para la estimación de la amplificación de las ondas sísmicas debida a la topografía superficial del terreno, cuyas etapas son presentadas en la figura 1 y son desarrolladas en seis etapas que se describen a continuación.

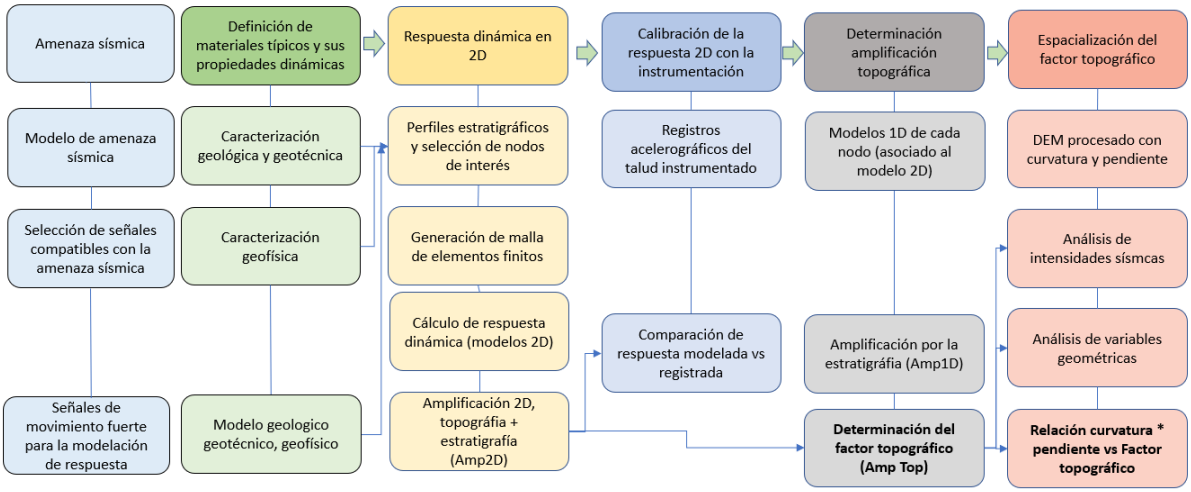


Figura 1. Esquema metodológico para la estimación de la amplificación sísmica debida a la topografía

Etapa 1: A partir del modelo de amenaza sísmica disponible se definen los ambientes tectónicos que contribuyen a la amenaza del sitio de estudio, así como su desagregación por magnitud y distancia; se seleccionan señales compatibles con la amenaza de las bases de datos a nivel mundial que sean de similares ambientes tectónicos, distancias hipocentrales, magnitudes, duración y contenido energético.

Etapa 2: Una vez definidas las señales compatibles con la amenaza es necesario reconocer los materiales típicos que se encuentran en el lugar, buscando recrear el modelo geológico, geofísico y geotécnico de la zona de estudio. Por un lado, la geología sugiere origen, distribución y disposición de los materiales. La geofísica, por su parte, sugiere espesores en función de la velocidad de onda de corte (Vs) a partir de ensayos como MASW, SPAC, REMI (ondas superficiales), Down hole, reflexión o refracción sísmica (ondas de cuerpo), sin embargo, es importante mencionar que la selección de los ensayos geofísicos a realizar depende del alcance en profundidad, para el desarrollo de esta metodología se sugieren profundidades que alcancen Vs cercanas a 760 m/s. Por último, la geotecnia aporta el modelo de comportamiento del material representado por propiedades índice del suelo W_n, γ_t y por sus propiedades dinámicas ante deformaciones cortantes (Υ), amortiguamiento (D) y degradación del módulo de corte (G/Gmax).

Etapa 3: Teniendo un modelo geológico (distribución, espesores, etc), geotécnico (W_n, γ_t , $D\ vs\ \Upsilon, \mathrm{G/Gmax\ vs}\ \Upsilon, etc$) y geofísico (Vs vs profundidad) se establecen perfiles estratigráficos representativos sobre los cuales se construyen modelos en dos dimensiones (modelos 2D) usados para estimar amplificaciones en superficie. Para estimar la

* Correspondencia: lmateus@sgc.gov.co

amplificación en superficie (Amp_{2D}) se propagan ondas SH sobre una malla de elementos finitos con condiciones de borde establecidas, sometida a una señal de entrada en la base (basamento sísmico con Vs >760 m/s). Se seleccionan los nodos (círculos en la figura 2) de la malla sobre los cuales hay interés de conocer aceleraciones en superficie y se determinan las aceleraciones espectrales de estos nodos.

Etapa 4: En el caso de contar con acelerómetros (triángulos en la figura 2) se validan las aceleraciones modeladas con las registradas comparando su respuesta espectral y parámetros de movimiento fuerte relacionados con la energía de la señal. Esta etapa sirve para calibrar algunos de los parámetros del modelo numérico, como el ejemplo amortiguamiento mínimo, curvas de degradación y amortiguamiento o el perfil de velocidad cortante.

Etapa 5: Una vez validadas las aceleraciones modeladas, asumiendo que la amplificación presentada en superficie (Amp_{2D}) está dada por el producto entre la amplificación atribuida a la topografía (Amp_{top}) y la amplificación atribuida a la estratigrafía (Amp_{1D}) (ver figura 2), la amplificación topográfica se determina como $Amp_{top} = Amp_{2D}/ Amp_{1D}$. En consecuencia, es necesario construir modelos que reproduzcan solo el efecto de la estratigrafía (modelos 1D) construidos a partir de los modelos en dos dimensiones (modelos 2D) como se observa en la figura 2.

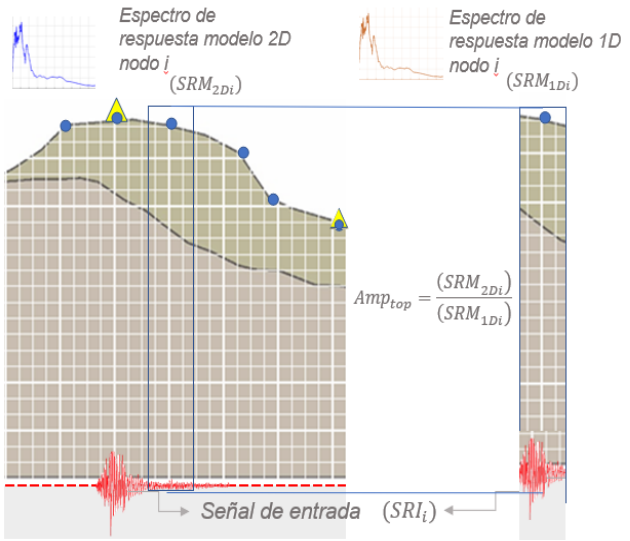


Figura 2. Determinación de la amplificación topográfica

Etapa 6: Con base en otros estudios que han realizado modelaciones en varios lugares, sugieren que existen relaciones entre la forma de la topografía (pendiente, curvatura) y la amplificación topográfica [6, 7], para definir esta relación es necesario contar con un modelo de elevación de alta calidad para determinar las pendientes y las curvaturas con las Ec. 2 y 3. Finalmente, se procede a establecer relaciones entre la amplificación topográfica obtenida en función de la curvatura y pendiente (Ec. 4), estas correlaciones se establecen para varias ordenadas espectrales, por ejemplo para PGA o para Sa de 0.2 segundos y Sa de 1.0 segundos.

$$m = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \quad (2) \qquad \kappa = \frac{ly''l}{(1+y'^2)^{\frac{3}{2}}} \quad (3) \qquad FT = f(m, k, .. I) \quad (4)$$

Esta metodología permitió estimar funciones de amplificación topográfica para varias ordenadas espectrales en el estudio de zonificación de respuesta sísmica de la ciudad de Pereira [8], en donde fue posible validar exitosamente las aceleraciones modeladas con las registradas y en consecuencia especializar el efecto topográfico en la ciudad.

Bibliografía

[1] Boore, D. M. (1972). A note on the effect of simple topography on seismic SH waves. In *Bulletin of the Seismological Society of America* (Vol. 62, Issue 1).
[2] Aki, & Larner. (1970). Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves. *J Geophys Res*, *75*(5), 933–954. https://doi.org/10.1029/jb075i005p00933
[3] Bouckovalas, G. D., & Papadimitriou, A. G. (2005). Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *25*(7–10), 547–558. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.008
[4] Wald, D. J., & Allen, T. I. (2007). Topographic slope as a proxy for seismic site conditions and amplification. In *Bulletin of the Seismological Society of America* (Vol. 97, Issue 5, pp. 1379–1395). https://doi.org/10.1785/0120060267
[5] Molina, S., Lang, D. H., Singh, Y., & Meslem, A. (2019). A period-dependent topographic amplification model for earthquake loss estimation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *17*(7), 3709–3725. https://doi.org/10.1007/s10518-019-00608-1
[6] Maufroy, E., Cruz-Atienza, V. M., Cotton, F., & Gaffet, S. (2015). Frequency-scaled curvature as a proxy for topographic site-effect amplification and ground-motion variability. Bulletin of the Seismological Society of America, 105(1), 354–367. https://doi.org/10.1785/0120140089
[7] Kim, B., Park, K., & Baek, H. (2018). Topographic Amplification Factors for Japan Using 2D Finite Element Analysis.
[8] Díaz, F., Montejo, J., Perico, N, Mateus L., Posada G., López M., Barbosa D., Mora, M., Arcila, M., Valcárcel, J., Pérez, H., Perez L., (2021). Zonificación de Respuesta Sísmica de Pereira. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.

* Correspondencia: lmateus@sgc.gov.co

Metodologías de análisis de registros acelerográficos aplicadas para caracterizar la respuesta sísmica del terreno

Gustavo Posada[1]*, Fernando Díaz-Parra[1], Julián Montejo[1]
[1]Servicio Geológico Colombiano, Grupo de Amenaza y Riesgo Sísmico, Colombia

La caracterización de la respuesta sísmica del terreno es una labor compleja, puesto que influyen las características del sismo, de la corteza, de los materiales térreos y la configuración espacial de los materiales en planta y profundidad (topografía superficial y sub-superficial), esta situación hace que los eventos sísmicos registrados en las redes de acelerógrafos sean muy valiosos y útiles para caracterizar la respuesta sísmica del terreno. Por lo anterior, la metodología de empleada por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) para zonificar la respuesta sísmica de ciudades hace un especial énfasis en el aprovechamiento de los registros sísmicos para caracterizar la respuesta sísmica bajo dos enfoques; por un lado, para establecer ciertos parámetros del comportamiento necesarios para modelar la respuesta sísmica, y por otro, para calibrar y validar la respuesta sísmica de los modelos numéricos frente a los registros medidos. A continuación, se resumen algunas de metodologías de análisis de registros acelerográficos aplicas por el SGC en los estudios de zonificación de respuesta sísmica de ciudades [1], que se pueden consultar para mayores detalles de estas técnicas y con los respectivos casos de aplicación.

Clasificación de los efectos de sitio empírica usando razón espectral H/V de sismos

Una manera de clasificar el efecto de sitio es teniendo en cuenta la amplificación y el periodo del suelo durante la excitación sísmica, para identificar el periodo del suelo implementamos la razón espectral de espectros de respuestas H/V (HVRSR del inglés Horizontal-to-Vertical Response Spectral Ratio) de cada una de las señales registradas. El proceso para obtener curvas HVRSR se fundamenta en el cálculo del espectro de respuesta con amortiguamiento del 5% de cada una de las componentes del registro, posterior a esto, se calcula el cociente entre la media geométrica de los espectros de respuestas de las componentes horizontales y el espectro de respuesta de la componente vertical, obteniendo así una curva de periodo (*T) vs amplitud (HVRSR)*, en donde el T asociado a la máxima amplitud de HVRSR se conoce como periodo natural del suelo [2]. A partir de la construcción de la curva HVRSR diferentes autores han propuesto una clasificación de sitio basada en el rango de periodos e incluso en la amplitud de la curva [2,3].

Índice de fragilidad (kg)

El índice de fragilidad del suelo K_g fue definido para evaluar el riesgo de licuefacción del suelo y correlacionarlo con el posible daño de edificaciones pequeñas [4,5]. El índice K_g está definido por la ecuación: $K_g = \frac{A^2}{F}$ Donde *A* es la amplitud del espectro de Fourier H/V a la frecuencia natural del suelo F. Para definir los espectros de Fourier H/V se aplica la metodología propuesta por Nakamura [4], los cuales son el resultado de la relación entre la media geométrica de los espectros de Fourier de los registros horizontales y el espectro de Fourier de la componente vertical asociados a los eventos sísmicos. Aunque esta metodología se ha definido para microtremores, los resultados implementados con datos de eventos sísmicos son satisfactorios.

Amortiguamiento viscoso (ξ) y factor de calidad (Q)

El amortiguamiento viscoso o mínimo se determina a niveles bajos de deformación, por lo que se puede estimar para señales de baja intensidad en la fase de la onda Coda o cuando el movimiento es libre amortiguado. Como se ha planteado en Ishihara, [6] , se usa la siguiente relación para el cálculo de este parámetro: $\xi = \frac{1}{2\pi}\Delta, donde\ \Delta = \frac{1}{N-1}\log\frac{y_1}{y_n}$ Donde N es el número de ciclos de la fase de vibración libre amortiguada de la señal, el cual depende del periodo de vibración del suelo respecto a su duración. A partir del amortiguamiento es posible calcular el factor de calidad Q, el cual indica la disipación de la energía en el sitio. Según Krammer [7] y Cabas *et al*. [8] es posible asociar estos parámetros a través de la ecuación: $Q = \frac{1}{2\xi}$

* Correspondencia: gposada@sgc.gov.co

Métodos para la evaluación del efecto topográfico

- ***Razones espectrales estándar (SSRs) y Razón espectral de espectros de Fourier (HVFRS)***
  Para evaluar la posible amplificación o deamplificación generada por la topografía [9] se analizan los registros sísmicos entre un acelerógrafo ubicado en la base del talud y otro en la parte alta. Las componentes horizontales de cada evento son rotadas cada 10°, desde 0° hasta 180°; posteriormente se realiza el cálculo de la transformada rápida de Fourier, y para cada rotación se encuentra la media geométrica de los espectros. Finalmente, se calcula el promedio de los SSRs rotados, los cuales son producto del cociente de los espectros del sensor de la parte alta entre los espectros del sensor de la base del talud [9,10,11]. Adicionalmente, se calculan los HVFRS rotados, los cuales, tomando la misma rotación de los SSRs, permiten obtener una función en la cual la amplitud del HVFRS depende de la frecuencia. Estos métodos permiten evaluar hacia cuales azimuts las ondas sísmicas entran en resonancia direccional.
- ***Polarización de las ondas a partir de la matriz de Covarianza***
  El cálculo de la polarización es realizado a partir del método de la matriz de covarianza [12], esta metodología proporciona resultados de visualización directa de la dirección predominante del movimiento horizontal [12]. El cálculo de la matriz se realiza para ventanas de 0.5 segundos y un traslapo del 20%, para cada matriz se encuentran los valores y vectores propios, los cuales son implementados para hallar el ángulo de incidencia aparente (I), la rectilinealidad (R), el azimut de polarización (AZ) y la planaridad (P). Los resultados de AZ son graficados en un histograma circular para valores de R entre 0.5 y 1, y para valores de I entre 45° y 90°, dichos histogramas representarán la dirección de preferencia de polarización de las ondas por la topografía del sitio.

Perfiles de velocidad de onda S a partir de la inversión de curvas H/V

Esta metodología consiste en realizar la inversión de la relación espectral H/V aplicando el código desarrollado en Matlab por García-Jerez *et al*. [13]. Suponiendo que la relación espectral H/V se considera como una propiedad intrínseca del medio y por ende posibilita la exploración del subsuelo, se aprovecha la conexión entre las curvas H/V y las funciones de Green elastodinámicas para definir un perfil de velocidades cortantes debajo de un receptor, que en este caso es una estación acelerográfica registrando señales de aceleración de eventos sísmicos.

Bibliografía

[1] Díaz, F., Montejo, J., Perico, N, Mateus L., Posada G., López M., Barbosa D., Mora, M., Arcila, M., Valcárcel, J., Pérez, H., Perez L., (2021). Zonificación de Respuesta Sísmica de Pereira. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.
[2] Di Alessandro, C., Bonilla, L. F., Boore, D. M., Rovelli, A., & Scotti, O. (2012). Predominant-period site classification for response spectra prediction equations in Italy. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *102*(2), 680-695
[3] Idini, B., Rojas, F., Ruiz, S., & Pastén, C. (2017). Ground motion prediction equations for the Chilean subduction zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *15*(5), 1853-1880.
[4] Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports*, *30*(1).
[5] Nakamura, Y. (2019). What is the Nakamura method?. Seismological Research Letters, 90(4), 1437-1443.
[6] Ishihara, K. (1996). Soil behaviour in earthquake geotechnics. Book. Oxford University Press, Oxford, New York.
[7] Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. Prentice Hall, 673p.
[8] Cabas, A., Rodriguez-Marek, A., & Bonilla, L. F. (2017). Estimation of site-specific kappa (κ0)-consistent damping values at KiK-net sites to assess the discrepancy between laboratory-based damping models and observed attenuation (of seismic waves) in the field. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *107*(5), 2258-2271.
[9] Massa, M., Barani, S., & Lovati, S. (2014). Overview of topographic effects based on experimental observations: meaning, causes and possible interpretations. *Geophysical Journal International*, *197*(3), 1537-1550.
[10] Spudich, P., Hellweg, M., & Lee, W. H. K. (1996). Directional topographic site response at Tarzana observed in aftershocks of the 1994 Northridge, California, earthquake: implications for mainshock motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *86*(1B), S193-S208.
[11] Pischiutta, M., Salvini, F., Fletcher, J., Rovelli, A., & Ben-Zion, Y. (2012). Horizontal polarization of ground motion in the Hayward fault zone at Fremont, California: dominant fault-high-angle polarization and fault-induced cracks. *Geophysical Journal International*, *188*(3), 1255-1272.
[12] Jurkevics, A. (1988). Polarization analysis of three-component array data. *Bulletin of the seismological society of America*, *78*(5), 1725-1743.
[13] García-Jerez, A., Luzón, F., Sánchez-Sesma, F. J., Lunedei, E., Albarello, D., Santoyo, M. A., & Almendros, J. (2013). Diffuse elastic wavefield within a simple crustal model. Some consequences for low and high frequencies. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, *118*(10), 5577-5595.

* Correspondencia: gposada@sgc.gov.co

Recomendaciones y consideraciones para modelar la respuesta sísmica del terreno

Fernando Díaz-Parra[1]*, Julián Montejo[1], Nelson Perico[1], Leonardo Mateus[1], Gustavo Posada[1]
[1]Servicio Geológico Colombiano, Grupo Evaluación Amenaza y Riesgo Sísmico, Colombia

La modelación de la respuesta sísmica del terreno es necesaria para cuantificar los efectos de sitio que modifican las acciones sísmicas a las que pueden estar sometidas las estructuras, ya sea para fines de diseño o evaluación del comportamiento de la estructura. Los estudios de respuesta sísmica o efectos locales han tenido una evolución importante en las últimas décadas, por ejemplo: avances en el conocimiento del comportamiento dinámico de los suelos, nuevas técnicas de caracterización y el desarrollo e implementación de modelos constitutivos de comportamiento dinámico de suelos, la mejora y optimización de los programas de análisis de respuesta sísmica, entre otros. Con el objeto de compartir estos avances a los ingenieros geotecnistas a cargo de los estudios de respuesta sísmica o zonificaciones de respuesta sísmica (microzonificaciones), este trabajo resume las principales recomendaciones y consideraciones para modelar la respuesta sísmica de una manera más adecuada y acorde con el estado del arte, logrando resultados más representativos. Estás recomendaciones se basan en la experiencia del Servicio Geológico Colombiano en estudios de zonificación de respuesta sísmica de ciudades, como Mocoa, Popayán, Pasto y Pereira.

- ***Trabajo interdisciplinario***: se resalta la importancia de la integración de la información; la geología brinda el contexto de formación de los suelos y rocas espacializando la litología presente en el área de estudio, las mediciones geofísicas aportan las propiedades dinámicas del terreno con un modelo de velocidades cortantes y periodos de vibración, las perforaciones geotécnicas permiten caracterizar de manera discreta el comportamiento estático y dinámico de los materiales y, complementariamente, la interpretación de señales de acelerógrafos otorga información del comportamiento sísmico real de los sitios monitoreados.
- ***Señales de modelación:*** teniendo en cuenta que el enfoque de modelar la respuesta de sitio es obtener las amplificaciones del terreno, lo prioritario de las señales es que sea más de tres señales por cada nivel de intensidad que se requiere conocer la respuesta, usualmente son 4 o 5 intensidades, esto con el fin de obtener funciones de amplificación del terreno de eventos moderados hasta muy fuertes para obtener la respuesta no lineal del sitio modelado. Las señales en general deben ser consistentes con la desagregación de la amenaza sísmica en roca; por lo que se recomienda emplear los resultados del Modelo Nacional de Amenaza Sísmica para Colombia [1] para el nivel de roca (basamento sísmico) de un Vs_{30} de 760 m/s.
- ***Perfil estratigráfico:*** se define a partir del modelo geológico-geofísico-geotécnico el nivel freático y la estratigrafía de suelos y rocas hasta el basamento sísmico de modelación (Vs mayor a 760 m/s). Dado que es común que las perforaciones geotécnicas no lleguen hasta el basamento sísmico, se recomienda acudir al modelo geológico y geofísico para inferir con criterio los estratos profundos hasta el basamento sísmico.
- ***Definición de materiales típicos:*** se recomienda diferenciar los materiales térreos desde el punto de vista de su comportamiento dinámico, cómo mínimo por tipo de suelo o roca y por su origen geológico. Por ejemplo, suelos orgánicos, arcillas, limos, arenas, gravas, conglomerados, rocas alteradas, roca sana. Cada material típico se caracteriza y definen los parámetros necesarios del modelo constitutivo de comportamiento dinámico, el cual permite estimar la velocidad cortante, degradación del módulo y amortiguamiento en función del estado de esfuerzos in situ.
- ***Perfil de velocidad cortante:*** se recomienda definir el perfil de velocidad contante a partir del modelo de velocidad de onda de referencia, Vs_{ref} [2], la bonda de aplicar esta técnica es que se reconoce las limitaciones de las mediciones geofísicas de campo en cuanto a que no llegan a caracterizar capas de poco espesor de suelo o suelos más rígidos sobre menos rígidos, al usar el Vs_{ref} de cada material típico se puede estimar el perfil de velocidad cortante de un sitio conociendo la estratigrafía y estado de esfuerzos de cada estrato, a su vez cuando no conocemos la estratigrafía pero si la velocidad cortante, se puede inferir con criterio el material típico.
- ***Curvas dinámicas:*** se recomienda usar un modelo constitutivo de comportamiento dinámico para calcular las curvas de degradación y amortiguamiento de cada estrato con base en las propiedades geotécnicas del material típico y su estado de esfuerzos. Por ejemplo, el modelo hiperbólico extendido propuesto originalmente

* Correspondencia: fjdiaz@sgc.gov.co

por Konder y Zelasko (1963) y posteriormente extendido por Matazovik (1993) se puede parametrizar con base en resultados de laboratorio de pruebas dinámicas. Otra opción es usar modelos reconocidos como Darandelli [3], Menq [4], Stokoe [5], Zhang [6] entre otros. No es recomendable la práctica de usar directamente curvas de un ensayo de laboratorio, ni curvas dinámicas de referencias que no tienen en cuenta el estado de esfuerzos.

- ***Amortiguamiento mínimo o viscoso:*** se recomienda estimar a partir de los registros de una estación de acelerógrafos en superficie el amortiguamiento mínimo, analizando del registro de los sismos la parte final donde se pueda identificar la vibración libre, es decir cuando el perfil del suelo queda vibrando después de un sismo. Este valor promedio de amortiguamiento viscoso o mínimo del perfil se puede usar para calibrar los amortiguamientos mínimos obtenidos de los modelos de degradación y amortiguamiento.
- ***Periodo de vibración:*** se recomienda tener en cuenta que los periodos del suelo (Ts) medidos por microtrepidaciones [7] no son iguales a los periodos fundamentales (Tf) de los modelos de respuesta, debido a que el periodo medido representa el modo de vibración de las capas de suelos firmes y blandos, en cambio el periodo fundamental del modelo de respuesta se calcula para todo el perfil (hasta Vs mayor a 760 m/s). Hemos comprobado en los estudios de ZRS que el periodo del suelo medido es similar al periodo calculado del perfil de velocidad desde superficie hasta una velocidad cortante del orden de 360 m/s, esto se explica en el hecho de que las vibraciones naturales o ruido ambiental no excitan las capas muy duras a rígidas de suelo, con Vs mayor a 360 m/s aproximadamente.
- ***Validación – calibración de la respuesta con base en los registros acelerográficos:*** se recomienda en la realizar modelaciones con registros reales de la zona en estudio, particularmente en los estudios de zonificación de respuesta sísmica se realizan modelos de respuesta sísmica en cada estación de acelerógrafos con el objeto de calibrar parámetros del modelo con base en los registros de la estación, logrado lo anterior se puede extrapolar los parámetros con criterio a otros sitios de modelación.
- ***Análisis de resultados****:* se recomienda calcular y analizar las funciones de amplificación espectral y funciones de trasferencia del sitio modelado para las diferentes intensidades modeladas y a partir de estas funciones clasificar el tipo de respuesta del sitio. A partir de las funciones de amplificación espectral y el espectro de amenaza uniforme de roca se calcula los espectros de amenaza uniforme en superficie, para finalmente definir factores de amplificación del sitio para las intensidades modeladas. No se recomienda definir factores de amplificación del sitio a partir de los espectros de respuesta en superficie de las señales modeladas, toda vez que las señales siempre van a ser características de un evento en particular.
- ***Factores de amplificación y espectros de diseño:*** la tendencia de los reglamentos de diseño es la de trabajar con tres coeficientes sísmicos que definen la amenaza en roca, PGA, S_s (Sa a 0.2s) y S_1 (Sa a 1.0s), y tres factores de amplificación por efectos de sitio, Fpga (amplificación de PGA), Fa (amplificación de periodo corto) y Fv (amplificación de periodo intermedio y alto), por ello se recomienda presentar los resultados en términos de relaciones entre las intensidades y factores de amplificación, es decir en ábacos de PGA Vs Fpga, S_s Vs Fa y de S_1 Vs Fv, de este modo se puede construir espectros paramétricos para cualquier intensidad.

Referencias

[1] Arcila, M., García, J., Montejo, J., Eraso, J., Valcárcel, J., Mora, M., Viganò, D., Pagani, M. y Díaz, P. (2020). Modelo nacional de amenaza sísmica para Colombia. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano y Fundación Global Earthquake Model. ISBN-13 (15) :978-958-52794-6-9.

[2] Díaz-Parra, F. J. (2007). Modelos de comportamiento dinámico de arcillas blandas. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.

[3] Darendelli, M. B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Universidad de Texas.

[4] Menq, F. Y. (2003). Dynamic properties of sandy and gravely soils. Ph.d. DISSERTATION. The University of Texas at Austin.

[5] Stokoe K., Darendeli M., Gilber R., Menq F., and Choi W., (2004). “Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves”. PhD Dissertation, University of Texas, Austin.

[6] Zhang J., Andrus R. and Juang H., (2005). “Normalized shear modulus and material damping ratio relationshipships”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol 131, No. 4, pp 453-464.

[7] Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports, 30(1).

* Correspondencia: fjdiaz@sgc.gov.co

Exploración de estimadores de amplificación de sitio en el contexto de modelos de predicción de movimiento fuerte

Vicente Mercado[1]*, Kevin Durán[2], César Pájaro[2], Carlos Arteta[2]
[1] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (Of. 8-21K), Universidad del Norte, Colombia
[2] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Colombia

Históricamente, la estimación de la amplificación sísmica de sitio se ha llevado a cabo a partir de diferentes variables de caracterización simples en modelos de predicción de movimiento fuerte (GMM). Quizás la variable de efectos de sitio más común incorporada en los GMM es la velocidad de la onda de corte promediada en el tiempo sobre los 30 metros superiores del suelo (V_{S30}). Muchos investigadores, sin embargo, han demostrado que el V_{S30} por sí solo, a menudo puede producir una estimación inadecuada de la amplificación del sitio, lo que genera una gran variabilidad en la cuantificación de amenaza sísmica [1, 2]. Además, es común que para muchas estaciones sísmicas alrededor del mundo (incluyendo estaciones colombianas) no se cuente con mediciones de campo de V_{S30} [3,4]. Por las razones anteriores, diversos autores han propuesto el uso de parámetros alternativos para reemplazar o complementar V_{S30} como parámetro de caracterización del sitio. Existe, sin embargo, la necesidad de verificar el desempeño de dichos parámetros de estimación en distintos contextos regionales. En este trabajo se explora el desempeño de distintos parámetros de estimación incluyendo el V_{S30}, el período predominante del sitio (Tn), y la magnitud de la relación espectral horizontal-a-vertical ($HVSR$) con el fin de evaluar la posibilidad de su implementación en modelos de predicción de movimiento fuerte que permitan una más adecuada estimación de la amenaza sísmica.

Los análisis realizados en este trabajo se basaron en registros de aceleraciones sísmicas registrados por estaciones en California (Estados Unidos) y en Japón. En el caso de las estaciones japonesas, los registros se obtuvieron de la base de datos correspondiente a la red KiK-net, la cual cuenta con alrededor de 20,500 series tiempo de movimientos del suelo registrada para sismos entre octubre de 1996 y diciembre de 2021. Dichos registros contienen información de aceleración en la superficie del suelo y a profundidad (entre 100-200 m). De las 697 estaciones que conforman esta red se seleccionaron un total de 100, con aproximadamente 200 registros para cada estación. Por otra parte, para las estaciones de California se utilizó la base de datos NGA-West 2, analizando alrededor de 6,850 registros de aceleración en superficie para un total de 321 estaciones, para las cuales se tienen entre 4 y 88 grabaciones por estación.

Los efectos del sitio para las estaciones japonesas se evalúan en términos de un factor de amplificación de sitio (AF), definido empíricamente como la relación de la respuesta de aceleración espectral grabada en la superficie y la respuesta de aceleración espectral a profundidad. Por otra parte, la amplificación de sitio para estaciones de California se estimó examinando los residuales correspondientes a la diferencia entre las amplitudes del movimiento del suelo observadas y las predicciones del GMM del movimiento del suelo en las condiciones de la roca de referencia [5, 6]. Para este estudio, las predicciones de roca GMM se obtuvieron utilizando el modelo ASK14 [7]. Adicionalmente, se estimó para cada estación el Tn a partir de la relación $HVSR$. Para las estimaciones de amplificación resultantes se analizó el ajuste ofrecido por los parámetros de estimación anteriormente mencionados (V_{S30}, Tn y amplitud de $HVSR$). En la Figura 1 se muestra, de manera ilustrativa, el

* Correspondencia: vmercado@uninorte.edu.co

promedio de la amplificación horizontal para estaciones japonesas, agrupadas por distintos rangos de V_{S30} y Tn; la figura evidencia cómo los distintos parámetros pueden caracterizar patrones comunes en el comportamiento de respuesta de diversas estaciones sísmicas.

Se espera a través de este trabajo profundizar el conocimiento actual en cuanto al desempeño de los estimadores de amplifcación analizados, en contextos geológicos diversos. Dicho conocimiento, eventualmente, ofrecerá mayores posibilidades en cuanto a la caracterización de sitios, especialmente en contextos como el colombiano en los cuales se tienen limitaciones en cuanto a la información geotécnica disponible.

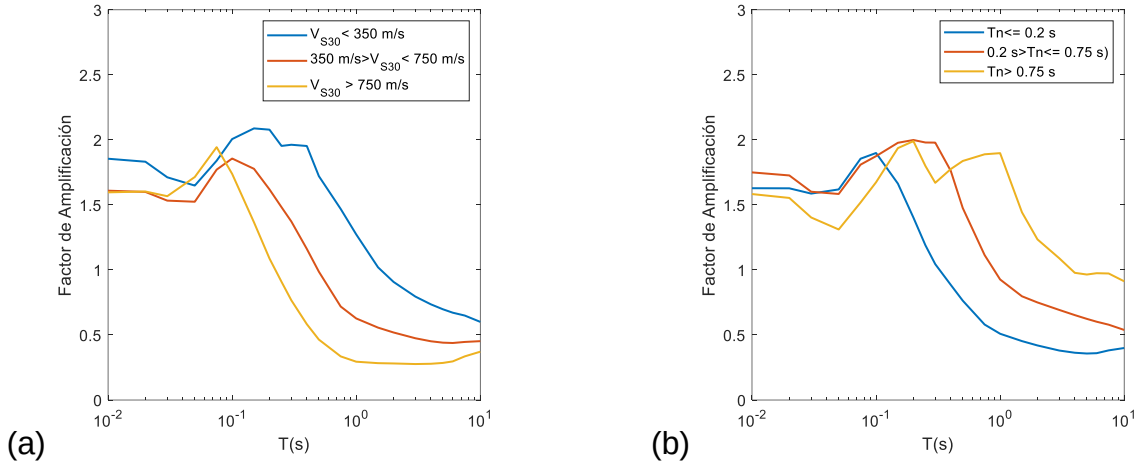


Figura 1. Amplificación horizontal promedio para estaciones japonesas de la a la red KiK-net con: (a) $V_{S30} < 350\ m/s$, $350 < V_{S30} \leq 750\ m/s$ y $V_{S30} > 750\ m/s$; (b) $Tn \leq 0.2\ s$, (b) $0.2\ s > Tn \leq 0.75\ s$ y $Tn > 0.75\ s$.

Referencias

[1] Castellaro, S., Mulargia, F., & Rossi, P. L. (2008). VS30: Proxy for seismic amplification? *Seismological Research Letters*, 79(4), 540-543.

[2] Zhu, C., Pilz, M., & Cotton, F. (2020a). Which is a better proxy, site period or depth to bedrock, in modelling linear site response in addition to the average shear-wave velocity? *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(3), 797-820.

[3] Fukushima, Y., Bonilla, L. F., Scotti, O., & Douglas, J. (2007). Site classification using horizontal-to-vertical response spectral ratios and its impact when deriving empirical ground-motion prediction equations. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(5), 712-724.

[4] Seyhan, E., & Stewart, J. P. (2014). Semi-empirical nonlinear site amplification from NGA-West2 data and simulations. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1241-1256.

[5] Hassani, B., & Atkinson, G. M. (2018). Site-Effects Model for Central and Eastern North America Based on Peak Frequency and Average Shear-Wave Velocity Site-Effects Model for CENA Based on Peak Frequency and Average Shear-Wave Velocity. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(1), 338-350.

[6] Kwak, D. Y., & Seyhan, E. (2020). Two-stage nonlinear site amplification modeling for Japan with VS 30 and fundamental frequency dependency. *Earthquake Spectra*, 36(3), 1359-1385.

[7] Abrahamson, N. A., Silva, W. J., & Kamai, R. (2014). Summary of the ASK14 ground motion relation for active crustal regions. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1025-1055.

* Correspondencia: vmercado@uninorte.edu.co

Represamiento del río Colca ante un deslizamiento y apertura del cauce para el desembalse controlado

Angel Mamani*, Elvis Castro, Emiliano Maquera
SRK Consulting Peru S.A., Lima, Perú

El deslizamiento de tipo rotacional obstruyo el cauce del río Colca, que se encuentra entre las localidades Ichupampa y Achoma, provincia de Caylloma en el departamento de Arequipa. El deslizamiento de Achoma ocurrió el jueves 18 de junio del 2020, aproximadamente 1:00 a 2:00 a.m. de la madrugada. El material deslizado en la margen izquierda alcanza 6 millones de metros cúbicos, cuyas dimensiones tienen 860 m de largo, 500 m de ancho y con escarpe de 100 a 130 m de altura.

Geológicamente, el sector de deslizamiento está constituida por material sedimentario conformado por los depósitos aluviales-fluviales y lacustrinos, con potencia de 350 m. A estos depósitos denominado “Grupo Colca” según el Boletín N° 42 de la Carta Geológica Nacional “Geología de la Cordillera Occidental y Altiplano al Oeste del Lago Titicaca Sur del Perú” [1], desarrollado por INGEMMET (1993). Durante la visita se ha identificado la estratigrafía en tres principales facies de depósitos sedimentarios: facie aluvial-fluvial constituida por intercalación de areniscas arcósicas, conglomerados con matriz arenosa; seguido por la facie lacustre marginal constituida por limos, arenas y conglomerados. Finalmente, la facie lacustre se caracteriza por materiales finos de limos de color amarillo.

La finalidad del estudio fue para recomendar acciones y generar el desembalse controlado del embalse formado por el deslizamiento Achoma. En ese contexto, se planteó como punto de partida utilizar el efecto de socavación que se produce en el cauce por efecto del incremento del tirante y el arrastre de partículas finas. Para ello, se determinaron caudales de máximas avenidas que ingresa al embalse Achoma, posteriormente, mediante un modelo numérico, se hallaron las características hidráulicas y la profundidad de socavación para el escenario más probable de ocurrencia (2.3 años de periodo de retorno), finalmente, se obtuvo un relieve topográfico luego de ocurrido el efecto de socavación.

El cálculo de los caudales de máximas avenidas, para diversos periodos de retorno, fue determinado utilizando el método de caudales índice a partir de información hidrométrica de estaciones vecinas ubicadas en el cauce del río de estudio. Las estaciones de Puente Colgante Sibayo y Bocatoma Tuti se encuentran aguas arriba, mientras la estación Huatipa se encuentra aguas abajo del embalse Achoma. Se obtuvo que el caudal para un evento de 100 años de periodo de retorno está en el orden de 854.1 m^3/s, mientras que, para un periodo de retorno de 2.3 años el caudal está en el orden de 308.9 m^3/s.

Mediante un modelo hidráulico, utilizando el software Iber 2.0, en el sistema embalse-cauce de descarga, se determinó la superficie resultante luego de producido el efecto de socavación para un caudal de 309 m^3/s (ver Fig. 1), en donde se obtuvo que la profundidad de socavación varía entre 5 y 20 m según el tramo en análisis.

Para el desembalse controlado se realizaron la excavación de canal con 1297 m de largo y ancho variable de 7 a 100 m, con pendiente de 1% a 6%. La excavación se realizó en 5 tramos iniciando desde el embalse, el tramo I (0+000 a 0+312 km), el ancho de canal varia de 15 a 20 m con pendiente de 1%, el tramo II (0+312 a 0+556 km), el ancho del canal varia 8 a 10 m, con pendiente de corte 3%, el tramo III (0+556 a 0+671 km), el ancho del canal varía de 7 a 28 m, con pendiente de corte 6%, el tramo IV (0+6741 a 0+977 km), con ancho de canal 38 a 100m, con pendiente de corte 4% y finalmente el tramo V (0+977 a 1+297 km), con ancho de canal varía de 70 a 140 m, con pendiente de corte 2%. La excavación de todo el tramo propuesto alcanzo 398,035.89 m^3 de material a remover. Para ello, se emplearon maquinaria pesada compuesta por 5 tractores de oruga, 1 tractor neumático, 3 excavadoras, 4 cargador frontal, y 11 volquetes.

* Correspondencia: amamani@srk.com.pe

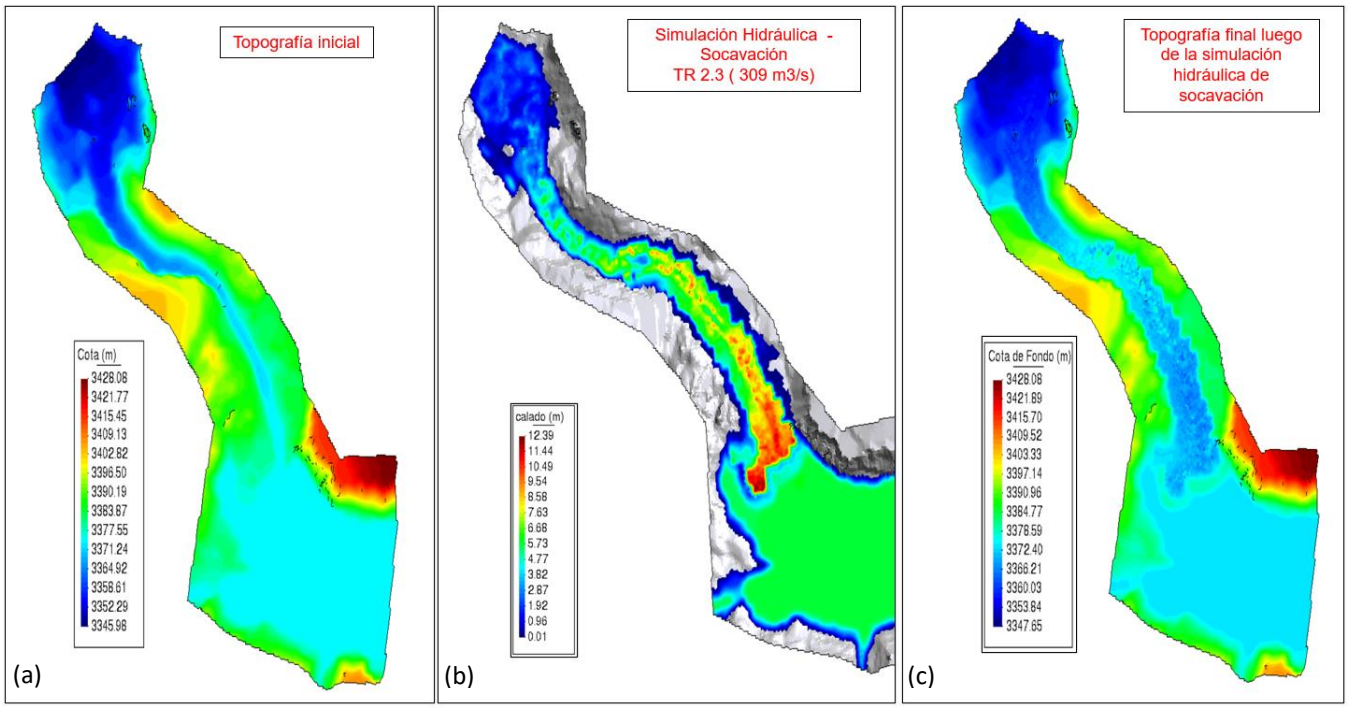


Figura 1. De izquierda a derecha. (a) La topografía inicial cuando ocurrió el deslizamiento; (b) la distribución de tirantes para la simulación hidráulica considerando 309 m^3/s (2.3 años de periodo de retorno); (c) Topografía resultante luego del efecto de socavación para el caudal de 309 m^3/s.

Mediante el análisis de socavación simulado se determinó que, ante un evento de 2.3 años de periodo de retorno, se producen profundidades de socavación que varían entre 5 y 27 m, lo que indica, pasado el evento se mostrará un cauce más profundo y próximo a su condición natural.

La simulación hidráulica fue realizada en el año 2020, en donde se mostraba la existencia del embalse Achoma. Nótese que, para el año 2021, el embalse ha desaparecido y se puede indicar que el río Colca ha llegado a su cauce natural (ver Fig. 2)

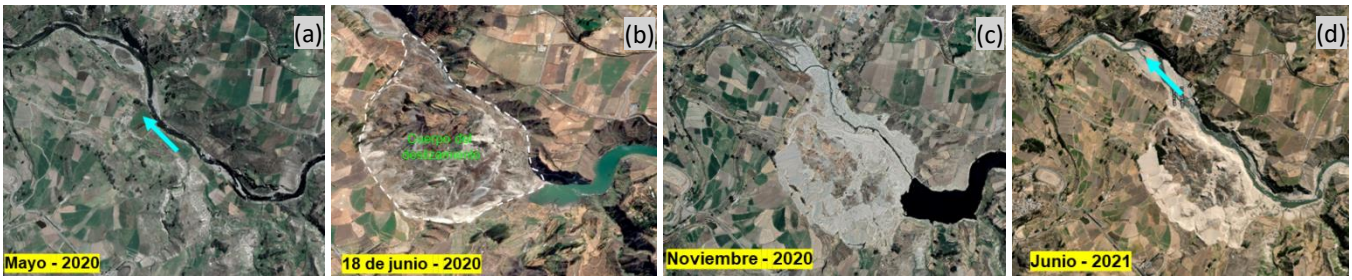


Figura 2. De izquierda a derecha. (a) Relieve antes del deslizamiento en mayo del 2020; (b) Deslizamiento ocurrido el 18 de junio del 202; (c) Excavación y habilitación del canal de desembalse; (d) Cause final de desembalse con pendiente natural del río Colca.

Referencias

[1] INGEMMET (1993). Geología de la Cordillera Occidental y Altiplano al Oeste del Lago Titicaca – Sur del Perú – Cuadrángulo 32 s. Lima, Perú.

* Correspondencia: amamani@srk.com.pe

Deslizamientos submarinos en el Caribe colombiano

Darwin Mateus Tarazona[1]*, Jorge Alonso Prieto[2], Anderson Mora Mora[3], Daniel Andres Rincon[1], Julian Francisco Naranjo[1], Carlos Hernandez[3], Erik Villamizar[3], Hernan Madero[3]
[1] Centro de Innovación y Tecnologia, Ecopetrol, Colombia
[2] Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Colombia
[3] Cooperativa de Tecnólogos e Ingenieros de la industria del petróleo y Afines. T.I.P. Colombia

Los deslizamientos submarinos son una amenaza para la infraestructura submarina y costera. En el Caribe colombiano confluyen grandes asentamientos costeros, tendidos de líneas de cables submarinos, importantes fuentes de hidrocarburos, así como un alto potencial para la generación de energía eólica. Es por esto por lo que el entendimiento de los fenómenos de remoción en masa se vuelve un ítem importante en el ordenamiento territorial marítimo.
Este estudio busca analizar las posibles relaciones entre los deslizamientos submarinos, la geomorfología del fondo marino y las características geológicas del subsuelo. Para ello se presenta el análisis de los deslizamientos submarinos hallados en el talud continental desde la alta Guajira, hasta el Golfo de Morrosquillo (Figura 1). Para la identificación de los deslizamientos en el fondo marino se utilizó información topográfica proveniente de cubos sísmicos y batimetría multihaz que cubren alrededor de 128,000 km^2, y con resoluciones espaciales que oscilan entre 10 m^2 y 100 m^2. También se utilizaron líneas sísmicas 2D disponibles para interpretar las deformaciones propias del material movilizado.

Los resultados de la investigación permitieron establecer que los deslizamientos submarinos están principalmente asociados a las paredes de cañones y canales submarinos, altos estructurales relacionados con la deformación tectónica y en áreas específicas, al quiebre de la plataforma continental. El trabajo permite identificar los contextos geomorfológicos más susceptibles de presentar eventos de deslizamientos submarinos y resalta la necesidad de realizar campañas de muestreo y caracterización geotécnica de los suelos marinos, para tener una estimación cuantitativa y grado de estabilidad del fondo marino.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

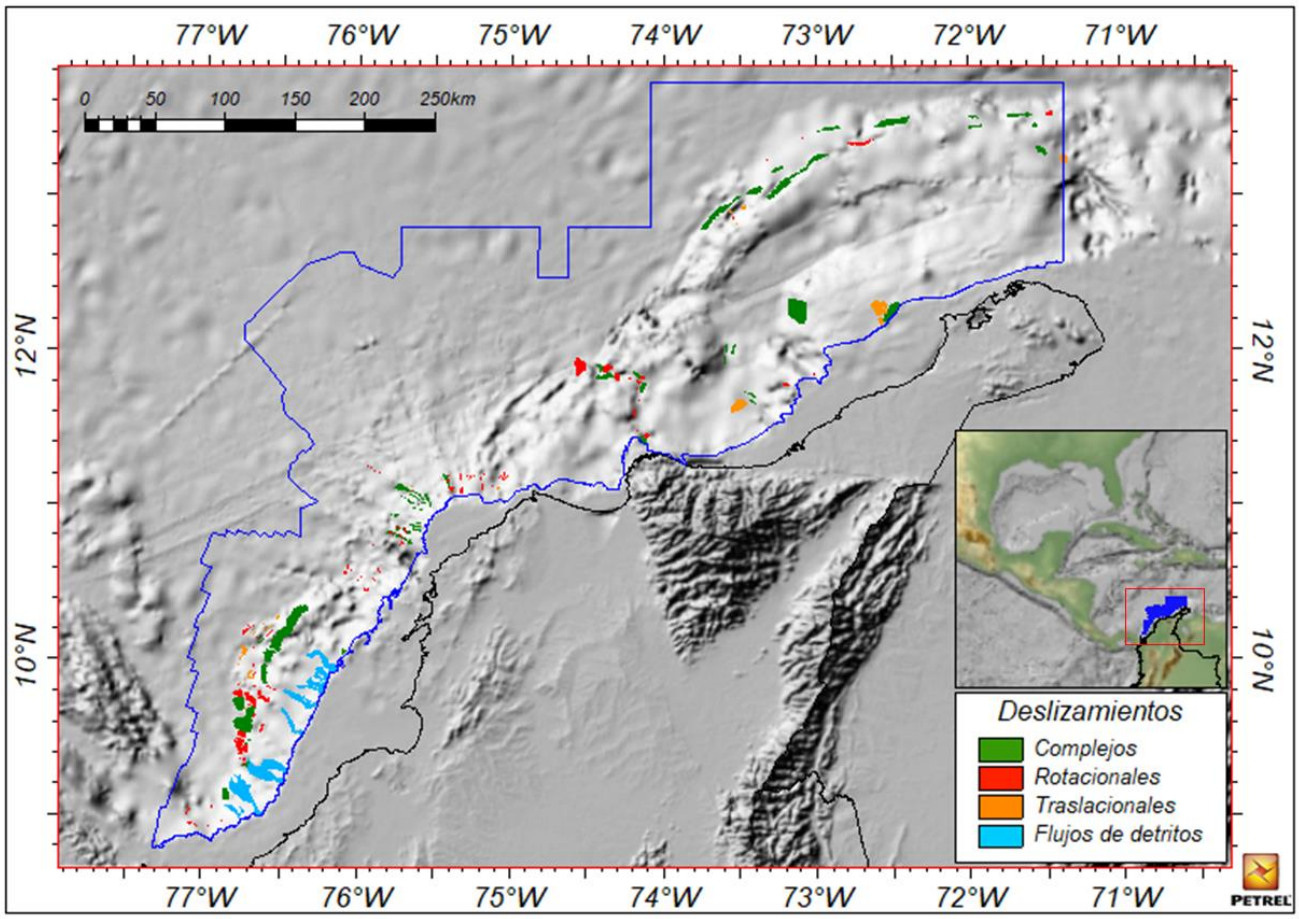


Figura 1. Deslizamientos en el talud continental del caribe colombiano.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Aplicación del enfoque sistémico en la selección de obras de mitigación ante flujo de detritos

Weimar García-Melo[1]*, Carlos Román Reina-Leal[1], Camilo Jiménez-Linares[1], Manuel García-López[1]
[1] Ingeniería y Geotecnia S.A.S, Colombia

Los flujos de detritos son procesos de remoción en masa con velocidades muy rápidas a extremadamente rápidas, que afectan materiales no plásticos saturados en la parte alta de las cuencas hidrográficas y que transcurren principalmente confinados a lo largo de un canal o un cauce con pendiente pronunciada [1]. El material transportado se deposita formando conos o abanicos en zonas de la ladera de menor pendiente. Estos flujos son el resultado de una serie de pulsos, separados por flujos de creciente que alcanzan velocidades en el rango de 1.0 m/s a 1.2 km/min, lo cual los hace muy peligrosos [2].

Una visión complementaria de estos procesos, basada en la concepción de que nuestro planeta es un supersistema dinámico complejo, conformado por múltiples elementos o sistemas, los cuales interactúan entre sí y evolucionan logrando un equilibrio inestable[1] o metaestable[2], ayuda en el estudio y entendimiento de los procesos geomorfológicos que se desarrollan en la actualidad. Este supersistema está compuesto por sistemas, los cuales a su vez están conformados por subsistemas más pequeños y simples; todos estos elementos funcionan a escalas diferentes e interactúan entre sí para producir un todo complejo [4], el cual no se puede explicar como la suma de las partes [5]. Las cuencas hidrográficas que producen flujos de detritos pueden estudiarse como un sistema abierto, en el cual existen entradas y salidas de materia, energía e información. Este sistema natural funciona gracias a fuentes de energía (luz solar y gravedad) que desplazan la materia o la energía de un lugar a otro [4].

En este artículo se muestra un caso de estudio en el cual se realizó un análisis sistémico conceptual de la cuenca hidrográfica de la quebrada Estaquecá, afectada por flujo de detritos y avenidas torrenciales, con el fin de identificar los factores principales que afectan la respuesta geomorfológica y valorar la influencia de obras de mitigación. La cuenca se localiza en terrenos montañosos de la vertiente oriental de la cordillera oriental colombiana y recoge las aguas de la quebrada Las Lajas y varios afluentes menores hasta desembocar en el río Negro.

En la cuenca se registra una precipitación total promedio multianual de 2352 mm, con valores mensuales promedio entre 40.9 mm (enero) y 360.8 mm (julio). Se evidencia que el régimen de lluvias es monomodal, con periodos altos entre junio y agosto. La temperatura máxima promedio multianual es de 24 °C y la mínima promedio es de 14 °C. La quebrada se encuentra sobre las filitas y cuarcitas de Guayabetal, afectadas por la falla de Quetame la cual tiene una dirección predominante Norte-Sur, con una bifurcación en sentido SW-NE. La cuenca tiene un área de drenaje aproximada de 12 km^2, y la

[1] **Equilibrio inestable**: tendencia de la variable a responder a la perturbación del sistema mediante el ajuste a un nuevo valor [3].
[2] **Equilibrio metaestable**: una combinación de equilibrio estable e inestable, excepto que la variable se asienta en un nuevo valor solo después de haber cruzado algún valor umbral; de lo contrario, vuelve al valor original [3].

* Correspondencia: wgarciam@ingenieriaygeotecnia.com

quebrada principal tiene una longitud total de 6 km y una pendiente media del cauce de alrededor del 31 % con un alineamiento casi recto controlado por una falla de cabalgamiento [6].

El sistema en estudio se analizó dividiendo la cuenca en tres subsistemas naturales: Subsistema 1- Ladera rocosa, corresponde a la parte alta de la cuenca donde aflora el macizo rocoso y priman las pendientes altas y la cobertura de bosque. Subsistema 2- Ladera de media, corresponde a las partes de la cuenca donde existen depósitos coluviales y suelos residuales, las pendientes topográficas son menores que las de la parte alta y predominan los pastos, los cultivos y en general vegetación de baja altura. Subsistema 3- Cauce activo de la quebrada Estaquecá hasta la desembocadura en el río Negro. Es importante recordar que el comportamiento de cada subsistema, y del sistema en general, es función de sus características intrínsecas y de la interacción con los demás subsistemas y con otros sistemas externos como lo son el climático, el antrópico y el geodinámico.

El análisis permitió identificar que las principales zonas de aporte de sedimentos se encuentran en la cabecera y en la parte media de la cuenca (Subsistemas 1 y 2), aunque también se identificó un aporte importante del lecho de la quebrada (Subsistema 3). Un análisis multitemporal permitió identificar que los deslizamientos de las márgenes ocurren en pulsos, permitiendo así la regeneración momentánea de la cobertura vegetal.

Para controlar el riesgo por flujo de detritos de la quebrada Estaquecá, las empresas encargadas de obras existentes en la zona, como un gasoducto y la vía, han construido obras locales de mitigación como presas cerradas y pontones, las cuales se enfocan en el cauce activo de la quebrada (Subsistema 3), sin realizar mayores intervenciones en el macizo o en la ladera media. Este tipo de obra, aumenta la capacidad de almacenamiento de material granular del cauce y el lapso entre eventos que llegan a la desembocadura de la quebrada. Estas obras pueden, o bien, ayudar a estabilizar las laderas (subsistema 2) por la disminución de la altura de las márgenes y el aumento en el confinamiento lateral, o aumentar la socavación lateral debido a la modificación del comportamiento de la quebrada.

Las obras de control del subsistema 3, al igual que los bloques rocosos métricos que se encuentran a lo largo del cauce de la quebrada, fijan el fondo y retienen gran cantidad de material granular grueso que modifica la pendiente del cauce de forma local, esto sin alterar su carácter torrencial y sin evitar la llegada de nuevos eventos hasta el río Negro. Si bien se altera el comportamiento al interior de los subsistemas, el comportamiento del sistema, a largo plazo, no se ve alterado debido a que las fuentes de material persisten y a que el material acumulado tras las presas mantiene su erodabilidad.

Referencias

[1] Hungr, O., Evans, S. G., Bovis, M. & Hutchinson, J. N. (2001). *Review of the classification of landslides of the flow type*. Environmental and Engineering Geoscience, 7: 221-238.
[2] Montero, J. (2017). *Clasificación de Movimientos en masa y su distribución en terrenos geológicos de Colombia.* Bogotá.
[3] Chorley, R. J. and Kennedy, B. A. (1971). *Physical Geography: A Systems approach.* Prentice-Hall, London.
[4] Popolizio, E. (1987). *El enfoque sistémico en la enseñanza de la Geografía.* Boletín de la Sociedad Argentina de Estudios Geográficos GÆA Nº106. Buenos Aires.
[5] Alberto, J. A. (2011). *Teoría General de Sistemas Aplicada al Estudio de la Geomorfología Terrestre*. Argentina.
[6] Estupiñán, H.A. & Triana, V.H. (2006). Estudio de avalanchas en la quebrada Estaquecá (Quetame – Cundinamarca). Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia. Bogotá D.C.

* Correspondencia: wgarciam@ingenieriaygeotecnia.com

MODELACIÓN DE FLUJOS DE LODO Y SU INFLUENCIA EN LA EVALUACIÓN DE RIESGOS POR MOVIMIENTOS EN MASA

Fredy Alexander Muñoz Cano[1]*, César Augusto Hidalgo Montoya[2]
[1] Facultad de Ingenierías, Universidad de Medellín, Colombia
[2] Facultad de Ingenierías, Universidad de Medellín, Colombia

Los flujos de lodo, son fenómenos naturales, que parten de un movimiento en masa y presentan un alto impacto cuando ocurren, generando grandes catástrofes a su paso, porque la mayoría de las veces no hay una indicación previa a la falla que los detona. En zonas lluviosas, la estabilidad del suelo se ve más comprometida, ya que la presencia de lluvias y su posterior infiltración tiende a disminuir la cohesión del suelo y a incrementar la presión de poros, aumentando las condiciones de saturación de acuerdo a las condiciones hidráulicas que se presenten [1][2], y por lo tanto, incrementando el riesgo de detonación de un movimiento en masa y con ello, que se presenten fenómenos como los flujos de lodo. Comprender la forma como se transportan los lodos resulta de gran importancia en proyectos de infraestructura que coinciden con zonas de ladera por su alto riesgo de ocurrencia de este fenómeno, que se produce debido a las altas pendientes, implicando grandes riesgos y produciéndose desastres que terminan en altas destinaciones de recursos. Existen aplicaciones con dinámica de fluidos computacional CFD se usan a menudo para modelar distintos problemas de flujo y fenómenos que en ocasiones no pueden describirse fácilmente a partir de modelos conceptuales simples [3]. Esta alternativa de modelación numérica es una herramienta que mediante su solución puede aportar a simulación de un flujo de lodos cuando se considera como un medio continuo.

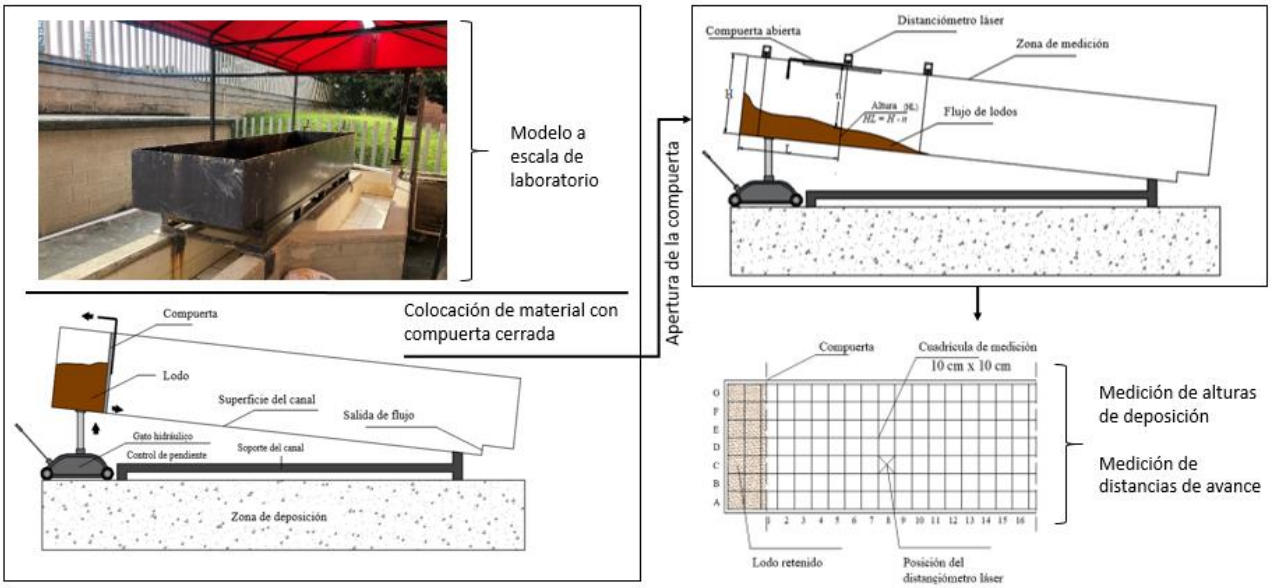


Figura 1. Modelo a escala de laboratorio y esquema de ensayo y medición.

En este trabajo realizó la evaluación de un flujo de lodo, a partir de la ejecución de un experimento a escala en el laboratorio, que posteriormente se validó a partir de modelos numéricos, considerando el comportamiento del material como un fluido newtoniano y como un fluido no newtoniano. El modelo

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

físico consistió en un canal con dimensiones de 3m de largo, 0.5m de alto y 0.7 m de espesor, con control de pendiente, y un lodo compuesto de un material limoso con un 60% de humedad. Los ensayos se hicieron con pendientes del 5% y el 10%, donde se acumuló el material a través de una compuerta cerrada que luego se abrió para dejar fluir el lodo a través de la superficie del canal (Ver Figura 1).

Los modelos numéricos se llevaron a cabo en el software ANSYS FLUENT. el modelo numérico se calibró con los resultados del modelo físico con un pendiente del 5% y se validó con los resultados del modelo para la pendiente del 10% (Ver Figura 2). los resultados de los modelos numéricos fueron comparados con los resultados experimentales, a través de una evaluación de desempeño del modelo, inicialmente evaluando gráficamente las diferencias obtenidas en el modelo y la homogeneidad de los datos numéricos con los datos experimentales, y posteriormente, una verificación para cuantificar el error de predicción en términos de las unidades de la variable calculada por el modelo, a través de la raíz del error cuadrático medio (RMSE) según lo propuesto por [4].

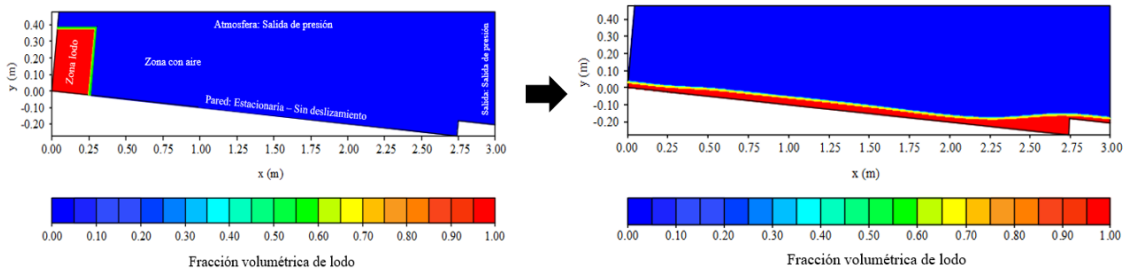


Figura 2. Esquematización de modelo numérico y resultado esperado

Los resultados mostraron que los modelos numéricos a través de herramientas CFD tienen una gran capacidad de reproducir lo observado experimentalmente, posicionándose como insumo importante en el estudio de este fenómeno, donde se arrojan resultados veraces que finalmente sirven para aumentar el detalle en la identificación y evaluación de riesgos detonados por la ocurrencia de movimientos en masa, teniendo en cuenta el avance del material y sus alturas finales de deposición, que además permite cuantificar volúmenes de material acumulado en el canal y zonas de afectadas por dichos flujos en la eventual evaluación de casos de estudio con dichos modelos.

Dicha investigación permite tener en cuenta otros interrogantes como el efecto que pueden generar las paredes del canal en el desplazamiento del flujo de lodo, dado que la modelación se hizo en un entorno 2D, por lo que realizar modelaciones tridimensionales podrían aumentar el espectro de predicción para la obtención de resultados. Adicionalmente, el hecho de que un flujo de lodos se considere como un flujo turbulento, podría aumentarse la observación de este fenómeno sobre todo en superficies irregulares, que corresponde a una condición real, que finalmente, pueden mejorar el desempeño de estos modelos.

Referencias

[1] O. Hungr, S. G. Evans, M. J. Bovis, and J. N. Hutchinson, “A review of the classification of landslides of the flow type,” *Environmental and Engineering Geoscience*, vol. 7, no. 3. pp. 221–238, 2001, doi: 10.2113/gseegeosci.7.3.221.

[2] J. A. Vega and C. A. Hidalgo, “Advancing Culture of Living with Landslides,” *Adv. Cult. Living with Landslides*, 2017, doi: 10.1007/978-3-319-53498-5.

[3] H. K. Versteeg and W. Malalasekera, *Introduction to Computational Fluid Dynamics*, vol. M. 2007.

[4] A. Ritter and R. Muñoz-Carpena, “Performance evaluation of hydrological models: Statistical significance for reducing subjectivity in goodness-of-fit assessments,” *J. Hydrol.*, vol. 480, pp. 33–45, 2013, doi: 10.1016/j.jhydrol.2012.12.004.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Deslizamientos en la vía Totoró – Inzá del departamento del Cauca, sus factores e influencia de procesos volcánicos

Manuel García Lopez[1]*, Luis Eduardo Santamaría[2], Johan Camilo Garzón[3]
[1] Bogotá, Ingeniería y Geotecnia SAS – IGL, Colombia
[2] Bogotá, Ingeniería y Geotecnia SAS – IGL, Colombia
[3] Bogotá, Ingeniería y Geotecnia SAS – IGL, Colombia

El corredor vial de la Transversal del Libertador se desarrolla entre Popayán (Cauca) y La Plata (Huila), atravesando la Cordillera Central de Colombia en un corredor que históricamente se denomina “Camino de Guanacas” [1]. Este corredor natural que atraviesa la Cordillera Central ha estado azotado por las inclemencias del tiempo (altas precipitaciones durante la mayor parte del año), lo cual combinado con las laderas inestables han causado siempre dificultades al tránsito e incluso el cierre de la vía por perdida de banca, registradas históricamente desde tiempos de la Colonia, mucho antes de la construcción de la vía actual. A continuación se describen algunos deslizamientos que demuestran las condiciones geotécnicas complejas de este tramo vial.

Uno de los deslizamientos ocurrió en el K59+400 en agosto de 2019, este evento ocurrió en la parte alta de una ladera rocosa que se encontraba con alto grado de meteorización, la cual forma la margen izquierda del río Sucio entre los municipios de Totoró e Inza. La carretera existente va en corte a media ladera y la falla del talud tuvo lugar en un tramo de 150 m de longitud y alcanzó una altura aproximada de 50 m entre la cota de la rasante y la cresta del deslizamiento, el material movilizado alcanzó a depositarse en el río Sucio sin obstruir su flujo y destruyó la banca de la vía en dos sectores, como se ilustra en la figura 1.

Figura 1. Vista general del deslizamiento del K59+400. Se observa que el evento tuvo una longitud aproximada de 850 m, el material movilizado alcanzó a depositarse en el río Sucio sin obstruir su flujo y destruyó la banca de la vía en dos sectores.

Otro evento se encuentra en una zona de alta recarga hídrica debido a su cercanía al páramo de Las Delicias, lo cual induce una abundancia de agua tanto superficial que lava los finos limo arenosos del suelo residual en el cual se engloban los grandes bloques, como infiltrada y subterránea que origina altas presiones de infiltración y de poros que a su vez obran en contra de la estabilidad de los taludes, como se ilustra en la figura 2.

* Correspondencia: mgarcial@ingenieriaygeotecnia.com

Figura 2. Se nota en ambas fotos el proceso de meteorización esferoidal; el agua lluvia y la salida de la infiltrada lavan el suelo residual y facilitan el desprendimiento y la caída o flujo de las rocas.

Otro punto de análisis es el Puente Córdoba, estructura construida sobre la quebrada del mismo nombre, la cual mostró en los meses de abril y mayo del año 2016, un desplazamiento moderado hacia aguas abajo, del estribo derecho (o del lado de Inzá), pivoteando en el estribo izquierdo (o del lado de Totoró), acompañado de la remoción de materiales de la margen derecha de la quebrada que confinaban y proporcionaban soporte lateral a los pilotes del sistema de cimentación del puente en su estribo derecho, como se muestra en la figura 3.

Figura 3. Aproximación al estribo izquierdo del Puente Córdoba. Notar la intensidad (pérdida de gran porcentaje de la cobertura vegetal) y magnitud (en relación al tamaño de las volquetas), de los procesos de carcavamiento producto de los flujos y avalanchas de detritos que han afectado la vía y el puente

El problema descrito se debe a la fuerte incisión del cauce de la quebrada por un proceso de socavación profundizante y lateral, que a su vez ha disparado una serie de deslizamientos en la margen derecha, tanto en la inmediata vecindad del estribo, como en un tramo de unos 100 a 150 m de longitud de dicha margen, a partir del borde de aguas abajo del puente.

En las últimas décadas la ocurrencia de deslizamientos se ha visto incrementada por los efectos del cambio climático, lo cual también se ha observado en Colombia. Los cambios climáticos pueden ocurrir en escalas de tiempo que varían de menos de una hora, como en los eventos meteorológicos de duración corta, a millones de años, como en las fases prolongadas de calentamiento y enfriamiento global, como también en escalas espaciales de contextos locales a globales.

Referencias

[1] Barona, B. (1995). Una mirada problemática en torno de la etnohistoria en Colombia, en: Memorias 1er Seminario Internacional de Etnohistoria del Norte Del Ecuador y Sur de Colombia, Cali, Universidad del Cauca, Universidad del Valle, Editorial Facultad de Humanidades.

* Correspondencia: mgarcial@ingenieriaygeotecnia.com

Evolución geomorfológica de grandes deslizamientos e influencia del tectonismo en el sector del Tambo, Nariño

Manuel García López.[1]*, Luis Eduardo Santamaría Montoya[1], Camilo Jiménez Linares[1]
[1] Ingeniería y Geotecnia S.A.S, Colombia

Uno de los lugares del país en que se ha podido evidenciar la acción de la tectónica en el disparo de deslizamientos, es en el sector del Tambo, Nariño, el cual está localizado sobre el flanco oeste de la Cordillera Central, en el Departamento de Nariño, hacia el noroccidente de San Juan de Pasto, en la región morfológica conocida como la depresión tectónica intracordillerana Cauca – Patía. En la región afloran unidades geológicas de edad cretácica (como los Grupos Dagua y Diabásico) acumuladas en un ambiente vulcano-sedimentario de fondo oceánico, emplazadas en la zona a través de fallas geológicas, acompañadas de rocas sedimentarias de Terciario (Formaciones Mosquera y Esmita). Las rocas se encuentran cubiertas en varios sectores por suelos residuales o depósitos cuaternarios recientes de espesor variable.

El marco tectónico está definido por una serie de fallas de cabalgamiento de rumbo general NNE y vergencia hacia el SE, las cuales son el resultado de la interacción de placas tectónicas en un ambiente compresivo que he levantado la secuencia cretácica, representada por los Grupos Dagua y Diabásico. De acuerdo con He et al. (2021) [1], las fallas del tipo compresivo inciden en la estabilidad de taludes mediante el control del modo de falla y la generación de planos estructurales secundarios en los que se reducen las propiedades mecánicas de los materiales, propiciando así superficies para la deformación, desplazamiento y deslizamiento de los taludes a gran escala. El estudio de planchas geológicas del Ingeominas (hoy Servicio Geológico Colombiano), en la preparación del trabajo de campo y después en el desarrollo de actividades, permitió determinar que la zona de estudio se encuentra afectada por un alto número de fallas, las principales de dirección SW-NE, entre ellas al occidente la falla Cauca – Patía.

La densidad de fallas existente ha definido en parte la morfología de la zona (laderas de alta pendiente y elevación) y ha ejercido control estructural sobre el drenaje. En este ambiente geológico, se han originado a través del tiempo numerosos deslizamientos antiguos, y recientes o activos, entre estos últimos el de “Saraconcho”, caso de gran volumen, que ha sido estudiado por geólogos muy destacados del Ingeominas [2], y otros. En la zona entre las poblaciones del Tambo y El Peñol, Nariño, se registró en diciembre de 1999, una serie de deslizamientos que causó la destrucción o daños parciales de varias casas, pequeños acueductos locales, agrietamiento de terrenos agrícolas, y de 7 torres de transmisión eléctrica de una línea muy importante del suroccidente colombiano, en un tramo de varios kilómetros de longitud.

Según la información suministrada por profesionales de la entidad que maneja el sistema eléctrico, tanto previamente al comienzo del estudio, como al hacer el reconocimiento de campo, y comprobaciones mediante entrevistas con los habitantes de la región, se estableció que días antes de ocurrir los deslizamientos, y coincidiendo con el comienzo de éstos, se sintieron varios movimientos sísmicos de baja magnitud y se registraron lluvias intensas, que dieron lugar también a un “fenómeno geológico raro”, que causó alarma en los pobladores, el cual consistió en la formación de un escarpe longitudinal de más

* Correspondencia: mgarcial@ingenieriaygeotecnia.com

de 300 m de longitud, con altura variable entre 1.50 y 5.00 m, y estrías o desmoronamientos de poco volumen en dirección paralela a las fallas más al oriente de la población de El Peñol.

Se procedió a conseguir los registros de sismos y de pluviosidad en los días previos a los problemas geotécnicos y en las fechas mismas del desarrollo inicial de estos, y se comprobó que la generación de dichos problemas, que abarcó deslizamientos, flujos de detritos y de tierras, agrietamientos y asentamientos del terreno, estuvo ligada a los sismos y las lluvias, estableciendo así un muy interesante caso de inducción de deslizamientos por sismos y lluvias, tal como se estudia en la Estabilidad de Taludes en general, y es conocido por la Geotecnia colombiana. Por coincidencia un buen número de casos coincidió con los sitios de localización de las torres de transmisión eléctrica o muy cerca de éstas.

El estudio de este caso por los dos primeros autores del presente trabajo (Ing. Manuel García López y Geólogo Luis Eduardo Santamaría Montoya) entre mayo y julio del 2000, permitió conocer directamente las condiciones de estabilidad de taludes en la zona, y registrar señales muy frescas de los eventos ya mencionados, algunos de los cuales continuaban activos y agravados en el periodo transcurrido entre diciembre de 1999 y mayo del 2000. Adicionalmente, por medio de la interpretación de fotografías aéreas, se identificaron numerosas estructuras como fallas satélites y lineamientos, cuya actividad ha influido notablemente en el comportamiento geomecánico de las rocas que afloran en la región, las cuales presentan un alto grado de fracturamiento que favorece su proceso de meteorización, la infiltración del agua y la generación de procesos de inestabilidad en las laderas, y observaciones relacionadas con las propiedades y comportamiento de suelos residuales y la influencia del vulcanismo regional. De importancia la observación de un buen número de deslizamientos recientes y antiguos, entre estos últimos varios de gran magnitud, por lo general en las laderas de cauces bastante encañonados.

Como fruto del estudio geotécnico, además de determinar causas y mecanismos de falla de los problemas, y de la recomendación de medidas correctivas de varios casos, se llegó a la conclusión de la necesidad imperiosa del estudio de una variante para los sitios de cada torre. La selección de ruta por el primero de los autores con la asesoría del Geólogo Mauricio Díaz Salinas se llevó a cabo entre enero y mayo de 2001.

Puede decirse que el estudio descrito, fue una buena fuente de conocimientos sobre los factores que contribuyen y disparan deslizamientos y otros movimientos del terreno, la influencia del neotectonismo en la estabilidad de taludes de la región, aspectos que se resumen en la presente ponencia. Se complementa este trabajo con la interpretación de imágenes de satélite que cubran un periodo de varios años, en lo posible hasta la actualidad, con el análisis de la evolución geomorfológica de los deslizamientos mayores, entre ellos el de “Saraconcho”.

Referencias

[1] He, K., Ma, G., & Hu, X. (2021). *Formation mechanisms and evolution model of the tectonic-related ancient giant basalt landslide in Yanyuan County, China*. Natural Hazards, 106(3), 2575–2597.
[2] Cepeda, H. (1993). *Generalidades sobre deslizamientos en la quebrada Saraconcho, El Tambo, Nariño*. Dirección Regional Sur, Ingeominas, Popayán.

* Correspondencia: mgarcial@ingenieriaygeotecnia.com

50 años de deslizamientos de gran magnitud en Colombia: El Revenidero, Chirapotó, Labateca y Quebrada Blanca.

Manuel García-López[1], Carlos Román Reina-Leal[1]*
[1] Ingeniería y Geotecnia S.A.S., Colombia

Durante la década de los 70 se presentaron cuatro deslizamientos de gran importancia en el territorio Colombiano, que ocasionaron grandes pérdidas económicas y numerosas víctimas. Aunque todos los eventos represaron ríos y quebradas, destruyeron puentes e hicieron necesaria la construcción de variantes de las vías afectadas, algunos de ellos parecen haber quedado en el olvido, pasando inadvertidas las experiencias adquiridas en cuanto a la planeación y la gestión del riesgo de desastres.

El primer evento importante de la década fue el deslizamiento del “Revenidero”, ocurrido a 10 km al sur del municipio de Dabeiba, el 25 de octubre de 1970. La investigación más completa conocida fue realizada por Caballero y Mejía [1] en publicación del Ingeominas, en la cual indican que cerca de 8 millones de suelo y roca represaron al río Sucio por 7 días no consecutivos, causando considerables daños con el rompimiento de la presa. El represamiento generó un embalse de cerca de 6 km de longitud, para el cual se estima un volumen represado entre 25 y 26 millones de m^3 de agua, roca y lodo que se movilizaron hacia aguas abajo luego de la rotura del tapón [2]. El evento principal estuvo precedido por deslizamientos menores con represamientos intermitentes del río, que generaron la pérdida de confinamiento lateral de la ladera, ocasionando así un deslizamiento masivo en bloque, probablemente de roca muy fracturada por la actividad tectónica de la zona. La falla progresiva de la presa produjo un flujo torrencial, causando daños importantes en Dabeiba y Pavorandocito, esta última población a 70 km del sitio del represamiento, así como de cerca de 5 km de la vía que conectaba a Medellín con Turbo. Luego de la destrucción de la carretera, se decidió por el antiguo Ministerio de Obras Públicas hacer una variante de 28 km, denominada variante de Río Verde, ya que no se consideró viable rehabilitar el tramo afectado ante el riesgo de nuevos deslizamientos en el sector [3].

El segundo deslizamiento de gran importancia ocurrió en el sitio denominado “Chirapotó” en el municipio de Supía, Caldas, a comienzos del mes de diciembre de 1970. Se movilizaron aproximadamente 1.200.000 m^3 de lodo y roca de la margen occidental del río Cauca [4], que se depositaron en más de 400 m sobre la vía Supía – La Pintada, sepultando a más de 3 decenas de vehículos, incluyendo buses de servicio público y varios camiones. El deslizamiento ocurrió en una zona de alta complejidad geológica, generando una ola de cerca de 20 m de altura sobre la orilla opuesta del río Cauca [5] represándolo por varios días, durante los cuales se hicieron esfuerzos para dinamitar la presa, los cuales no fueron exitosos, aunque se dieron avisos a poblaciones aguas abajo como La Pintada y Bolombolo. El evento destruyo parcialmente la Troncal de Occidente (margen izquierda del río Cauca, en la pata del deslizamiento) y un tramo importante del Ferrocarril del Pacífico que ocupaba la margen opuesta del río. Nunca se conoció el número real de víctimas, ya que la rotura de la presa arrasó consigo un número indeterminado de personas y vehículos que desaparecieron aguas abajo del río Cauca.

El tercer deslizamiento fue el ocurrido en Labateca, Norte de Santander, el cual represó el río Chitagá en enero de 1972, generando un embalse que cubrió la carretera Pamplona-Saravena por varias semanas y requirió la construcción de una variante de 25 km [6]. Se estimó un volumen total de aproximadamente 6 millones de m^3 de suelo y roca [4] que cayeron desde una altura cercana a 1 km

* Correspondencia: crreinal@ingenieriaygeotecnia.com

sobre el río Chitagá. Se produjo un dique que represó alrededor de 8 millones de m^3 de agua. Este deslizamiento ocasionó la muerte de alrededor de 70 personas [7]. Este evento recibió el nombre de Labateca por la población más cercana al sitio, pero en la región es conocido como el deslizamiento del Alto de San Josecito.

Quizás el deslizamiento más recordado y considerado como la peor catástrofe vial en Colombia es el de Quebrada Blanca, en el municipio de Guayabetal, Cundinamarca, del 28 de junio de 1974. Para 1970 ya se tenían los primeros daños generados por el deslizamiento de la ladera sobre la margen derecha de la quebrada que entrega sus aguas al río Negro, destruyendo el puente que para la fecha conectaba a Bogotá con Villavicencio. En 1974, una grieta de gran magnitud detectada en la terraza inestable fue tratada y se calculó que se podían movilizar aproximadamente 1.500.000 m^3 de material [8]; las lluvias continuas en la zona y la torrencialidad de la quebrada socavaron la ladera y ocasionaron deslizamientos sobre la vía, forzando su cierre durante varios días; se realizaron esfuerzos para inducir de forma controlada la falla de la cuña generada por la grieta, sin obtener los resultados esperados. Las altas precipitaciones durante el mes de junio, aumentaron la tasa de movimiento de la cuña y generaron flujos de detritos en la parte baja de la ladera, afectando el puente de la carretera. La falla de la cuña de aproximadamente 450.000 m^3 ocurrió cuando se encontraban numerosos vehículos en la zona, dejando sepultados carros, personas y ganado en pie que se llevaba a Bogotá; el material movilizado represó la quebrada durante 3 días [9]. La solución para recuperar el tránsito fue construir una variante que incluyó dos túneles que se encuentran en servicio hasta la actualidad.

Los deslizamientos mencionados ocurrieron en zonas afectadas por tectonismo y en temporadas de alta precipitación, previo a la creación del Fondo Nacional de Calamidades en junio de 1984. Estos deslizamientos de gran magnitud suelen ocurrir al interior de antiguos deslizamientos, los cuales se ven reactivados por factores externos como la lluvia y la pérdida de confinamiento lateral de las laderas. Si bien el Servicio Geológico Colombiano ha puesto gran empeño y esfuerzo en la generación del Sistema de Información de Movimientos en Masa, SIMMA, algunos de estos movimientos de gran magnitud han sido olvidados por los profesionales encargados de la gestión del riesgo, dejando de lado el análisis de casos históricos en los estudios de amenaza. En el estudio y solución de los 4 casos desarrolló importante labor el geólogo Juan Montero Olarte.

Referencias

[1] Caballero Acosta, J.H. & Mejía Peláez, I. (1993). Investigación histórica y de campo del derrumbe El Revenidero ocurrido en octubre de 1970, municipio de Uramita, departamento de Antioquia. Revista Ingeominas (2), 28-56.
[2] Se rompió la represa del río Sucio (28 de octubre de 1970). *El Tiempo*
[3] Hernández Rodríguez, J.E. (2006). Deslizamientos de tierra en Colombia. Proyecto de grado – Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes.
[4] García, M, Moya, J. & Cañon, J. (1998). Manual de Estabilidad de Taludes. Geotecnia vial. Escuela Colombiana de Ingeniería. Santafé de Bogotá, Colombia.
[5] Mora, H., Mejía, I. & Moncada, L. (s.f.). Monitoreo del deslizamiento de Montebonito municipio La Merced – Departamento de Caldas – Consideraciones preliminares –.
[6] Sepúlveda Bello, A. & Patiño Franco, J. (2016). Metodología para la evaluación de riesgo por flujo de detritos detonados por lluvia. Maestría en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería. Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá.
[7] Dique sería bombardeado (26 de enero de 1972). *El Tiempo*
[8] Fuquen, J., Gómez, O., Jiménez, M. & Zea, J. (1989). Riesgos naturales en el sistema vial Bogotá – Villavicencio y en el casco urbano de Villavicencio. Curso sobre el uso de la información de riesgos naturales para la preparación de proyectos de inversión. Informe final de los estudios de caso.
[9] García-López, M. (2001). Landslide problems in Colombia, South America.

* Correspondencia: crreinal@ingenieriaygeotecnia.com

Análisis de riesgos por deslizamientos en el Relleno Sanitario Doña Juana

Juan Diego Lozano López[1]*, Guillermo Eduardo Ávila[2]
[1] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Colombia
[2] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola (oficina) , Universidad Nacional de Colombia, Colombia

Los desechos producidos por las ciudades son directamente proporcionales al tamaño de su población y estos materiales deben ser entendidos como parte integral de la sociedad. El desarrollo económico, junto con el aumento del consumismo trajo consigo la generación creciente de residuos los cuales significan un problema si no se realiza el respectivo manejo de estos. El tratamiento más común es el denominado Relleno Sanitario, el cual se basa en la disposición de los residuos en celdas, su compactación y captación de gases y lixiviados. Este método es el más usado en Colombia por su relativo bajo costo de operación y mantenimiento. El concepto de Relleno Sanitario es relativamente nuevo; Jean Vincenz y los ingenieros del ejército de los Estados Unidos lo introdujeron a finales de los 30s y principios de los 40s [1]. Esta metodología se convirtió rápidamente en la más utilizada por los centros urbanos en Estados Unidos. Posteriormente, con la ocurrencia de eventos de remoción en masa, en la década de los 80 se empezó a estudiar estas estructuras desde un enfoque geotécnico. Particularmente, a partir del deslizamiento de 1997 en el Relleno Sanitario Doña Juana, se empezó a entender a los residuos como un material geotécnico y cambiante con el tiempo.

El Relleno Sanitario de Bogotá es tal vez el relleno con mayor importancia del país ya que recibe los residuos de toda la sabana de Bogotá recibiendo un promedio de 6300 toneladas diarias. En Doña Juana han ocurrido movimientos de remoción en masa que han afectado la operación y han generado muy serios problemas ambientales como la contaminación del río Tunjuelo, malos olores, proliferación de moscas y en general, perjuicio a las comunidades aledañas [2]. Y es que los Residuos Sólidos Urbanos deben entenderse como un material que está en constante cambio, cuyas propiedades y parámetros varían considerablemente en tiempos relativamente cortos; es aquí donde radica la importancia del correcto entendimiento y evaluación de las variables implicadas en estos eventos y así realizar el adecuado monitoreo y seguimiento de los variables que pueden controlar los deslizamientos [3].

Metodología

Doña Juana cuenta con varios componentes de seguimiento a la estabilidad de las celdas de disposición, el cual consiste en puntos de control topográfico (mojones), piezómetros de hilo vibrátil, chimeneas para extracción de gases, estación meteorológica, inclinómetros e instrumentos de medición del caudal de lixiviados. La información recopilada en especial de las presiones de poros al interior de la masa de residuos en Doña Juana da una particularidad de mayor generación de gases y lixiviados de los residuos comparándolos con tasas de generación con países del primer mundo.

Resultados

En la figura 1 se observa el comportamiento espacial de los reportes del mes de junio de 2022 de las presiones de poros (Ru) en el polígono de disposición de residuos. Se observa las altas presiones por los gases y lixiviados generados por los residuos.

* Correspondencia: judlozanolo@unal.edu.co

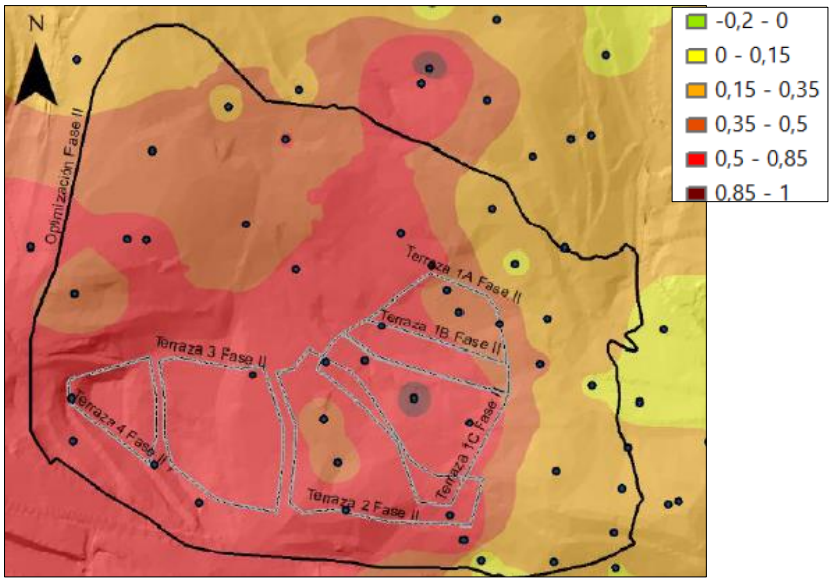


Figura 1. Mapa de isopresiones de poros en el Relleno Sanitario Doña Juana. Se observa el polígono licenciado de Optimización Fase II junto con las terrazas de disposición de residuos.

Figura 2. Presiones de poros en la terraza 1 en los últimos 12 meses.

En la figura 2 se observa un límite de presión de poro medido como Ru. De los piezómetros en medición mas de la mitad excede el valor máximo recomendado, indicando la presión de la terraza 1.

Referencias

[1] Garrick Louis,. A historical context for municipal solid waste management in the United States (1850-1980) University of Virginia

[2] González A. & Espinosa A. (2003a) Las Basuras Acumuladas como Material Geotécnico. Boletín Colombiano de Geotecnia. Volumen, 10 (29-36)

[3] González A. & Espinosa A. (2003b) Presión de poros y Resistencia al Cortante en el Relleno Sanitario Doña Juana- Bogotá Colombia. Volumen, 10 (37-44)

[4] Bonaparte R,. 23 de enero 2020 Geotechnical Stability of Waste Fills- Lessons learned and Continuing Challenge. Webinar to Fabricated Geomembrane Institute.

* Correspondencia: judlozanolo@unal.edu.co

Gestión de amenaza por movimientos en masa

Alejandro Kerguelen Argumedo[1]*
[1] SRK Consulting, Colombia

Se describe una metodología que busca definir la amenaza a nivel nacional por movimientos en masa, a través de una plataforma de bases de datos abiertas denominada Earth Engine [1]. Actualmente, varias agencias permiten la libre reproducción, distribución, adaptación y comunicación al público de información adquirida o procesada a partir de datos capturados por satélites e instrumentos terrestres.

La metodología integra las siguientes fuentes de datos: pendiente natural del terreno, cobertura, uso del suelo, datos meteorológicos, sismicidad y formación geológica superficial.

Como resultado se muestra un mapa nacional de amenaza por movimientos en masa superpuesto con la red de carreteras colombianas (Figura 1) que puede ser consultado en una aplicación web generada en la misma plataforma. El usuario puede interactuar con el mapa y consultar información previa o actualizada, gracias al uso de bases de datos dinámicas.

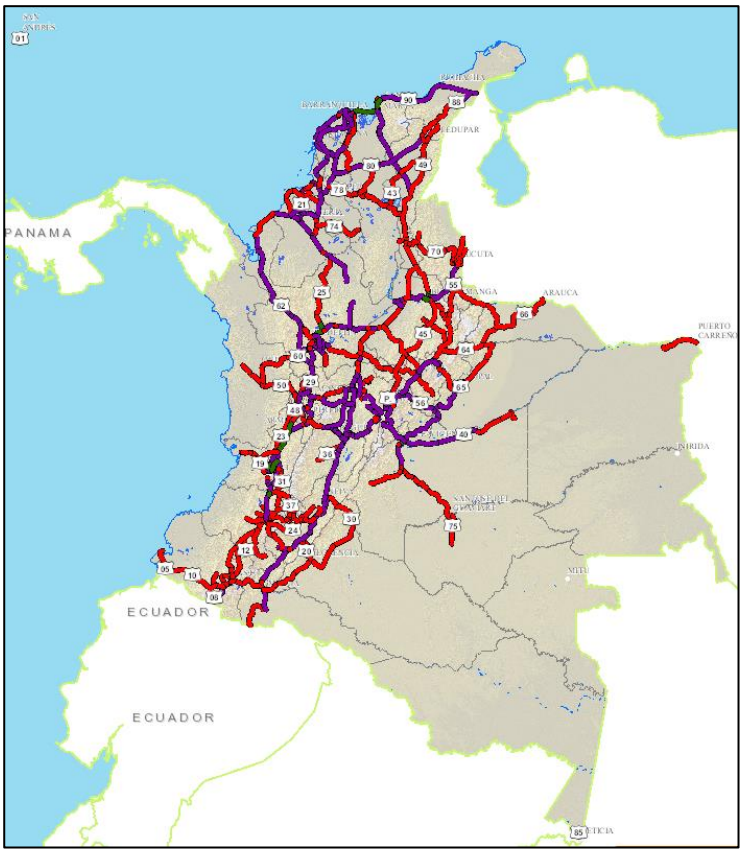


Figura 1. Versión digital del Mapa de Carreteras con información geográfica detallada de la Red Nacional de Carreteras [2].

* Correspondencia: akerguelen@srk.co

Referencias

[1] Gorelick, N., et al. (2016). *Google Earth Engine: Planetary-scale geospatial analysis for everyone.* Remote Sensing of Environment. Obtenido de: http://dx.doi.org/10.1016/j.rse.2017.06.031

[2] Instituto Nacional de Vías (2022). *Mapa de Carreteras.* Obtenido de: https://hermes.invias.gov.co/carreteras

* Correspondencia: akerguelen@srk.co

Zonificación de amenaza por movimientos en masa del área urbana y centros poblados del municipio de Marmato (Caldas) a escala 1:5.000.

Jorge Leonardo Chaparro Cordón[1]*, Jorge Arturo Castro Guerra[1], Jesús Rafael García Núñez[1], Gloria Lucía Ruiz Peña[1], Luis Antonio Barrera Parrales[1], Gustavo Adolfo Trejos González[1]

[1]Dirección de Geoamenazas (Grupo de Evaluación de Amenaza por Movimientos en Masa), Servicio Geológico Colombiano, Bogotá-Colombia

Debido a las características geológicas y condiciones ambientales asociadas a las actividades mineras desarrolladas desde hace varios siglos en el área urbana de Marmato (Caldas) y centros poblados, se presentan de manera recurrente procesos de inestabilidad que han causado afectación a viviendas, infraestructura minera, red vial y equipamiento, por lo anterior y por solicitud del Ministerio de Minas y Energía, el Servicio Geológico Colombiano (SGC) elaboró la zonificación de amenaza por movimientos en masa del área urbana y cuatro centros poblados (El Vergel, Echandía, Jiménez y El Llano) a escala 1:5.000[1] cubriendo un área total de 375 ha, con el fin de caracterizar la dinámica de la inestabilidad en laderas con desarrollo de actividad minera y en áreas donde se concentra la población, lo anterior como insumo para los procesos de ordenamiento territorial y formulación del plan municipal de gestión del riesgo. Este trabajo se elaboró aplicando los criterios y lineamientos establecidos en la "Guía Metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa (SGC-UN, 2016[2])", en la cual se plantea la aplicación de un método cuantitativo de tipo determinístico en función de las características geoambientales del territorio, el análisis del comportamiento de los detonantes lluvia y sismo y la determinación de los parámetros físicos y geomecánicos de los materiales presentes en la zona de estudio. La caracterización geoambiental incluye la cartografía y descripción de los factores condicionantes de la ocurrencia de movimientos en masa, tales como, las unidades de geología para ingeniería (UGI), elementos geomorfológicos (EGMF), la cobertura de la tierra y el uso del suelo, el inventario de procesos morfodinámicos (IPM) y la exploración geotécnica directa e indirecta del subsuelo junto con los ensayos de laboratorio, todos estos como insumos para la zonificación de amenaza. El proceso metodológico de este trabajo se desarrolló en tres etapas: la primera consistió en la descripción y análisis de los factores que condicionan la ocurrencia de los movimientos en masa; en la segunda, se elaboró el modelo geológico geotécnico del área a partir de datos obtenidos en la caracterización de materiales a través de exploración geotécnica directa e indirecta y ensayos de laboratorio; en la tercera, se analizaron y definieron los factores detonantes de los movimientos en masa, aplicados en los modelos determinísticos, con base en los cuales se obtuvo la zonificación de amenaza en función del factor de seguridad (FS).

La exploración indirecta se realizó mediante líneas de refracción sísmica con longitud máxima de 120 m, tomografías eléctricas de 100 m de longitud y ensayos Downhole. En la exploración geotécnica directa se realizaron apiques con profundidades de hasta 2 m, perforaciones mecánicas por rotación con recuperación continua de núcleos, con profundidades entre 12 y 21,8 m, que permitieron la recuperación de 115 muestras a las cuales se les realizaron ensayos de laboratorio para su caracterización geomecánica. Los resultados de estos ensayos fueron consolidados en una base de datos geotécnica (BDG) que facilitó la interpretación y asignación de parámetros geotécnicos para la caracterización de suelos y rocas, además del índice SMR (*Slope Mass Rating*) para los macizos rocosos. Con base en esta información, se establecieron 10 Unidades Geotécnicas Homogéneas (UGH) a partir de las UGI y EGMF y se plantearon las hipótesis de falla para cada UGH. Para la evaluación de amenaza se analizaron los detonantes agua y sismo. En el caso del factor agua, se estimó y se representó de manera espacial la variable "Pf20" que corresponde a la profundidad del nivel freático como

* Correspondencia: jchaparro@sgc.gov.co; jacastro@sgc.gov.co; jrgarcia@sgc.gov.co; gruiz@sgc.gov.co; lbarrera@sgc.gov.co; gtrejos@sgc.gov.co

resultado de su ascenso por la infiltración de agua en el subsuelo debido a la ocurrencia de una lluvia intensa para un periodo de retorno de 20 años. En el caso del sismo, el análisis realizado definió que la aceleración pico efectiva del terreno, como proceso detonante de movimientos en masa, es de 0,09 g asociado a un periodo de retorno Tr = 100 años, de acuerdo con el Modelo Nacional de Amenaza Sísmica (SGC y GEM, 2018[3]). Este valor fue el que se utilizó en los análisis pseudo-estáticos de estabilidad, para cada una de las hipótesis de falla planteadas en dos escenarios: falla superficial y falla profunda.

En el escenario de falla superficial, el modelo geológico-geotécnico consideró condiciones de talud infinito para el cálculo del factor de seguridad (FS) por el método de equilibrio límite. En el caso de las unidades de suelo, el FS fue espacializado y categorizado de la siguiente manera: Amenaza Alta FS<1,1; Amenaza Media FS=1,1–1,5; Amenaza Baja FS>1,5. Con estos resultados, se discriminaron las zonas con amenaza alta, donde se elaboraron secciones de análisis de estabilidad para el escenario de falla profunda (análisis bidimensional); estos modelos se migraron al programa Slide V6.0, en donde se procesaron e interpretaron sus resultados. Para las unidades de roca, el análisis de amenaza se realizó aplicando el índice SMR con base en la información levantada en estaciones geomecánicas. A partir del valor obtenido del SMR se establecieron tres niveles de amenaza, clasificados como alto (SMR<40), medio (SMR=41-60) y bajo (SMR>60), estos resultados también fueron espacializados en el área de estudio. Finalmente, se integraron los resultados de los análisis por falla superficial y profunda en unidades de suelo, así como los resultados de unidades de roca, mediante de un proceso de ajuste y validación en el que se consideró lacobertura del IPM y los rasgos geomorfológicos levantados en campo, para obtener el mapa de amenaza por movimientos en masa (Figura 1). Como resultado, se obtuvo que la categoría de amenaza alta por movimientos en masa ocupa el 27,59% (103,27 ha) del total de la zona de estudio, la de amenaza media ocupa el 42,21% (157,98 ha) y la amenaza baja el 30,20 % (113,27 ha). En particular, se encontró que las zonas con mayor presencia de amenaza alta se encuentran en el centro poblado El Vergel, el cerro El Burro y sectores aledaños directamente asociados con actividad minera, así como también los escarpes y laderas ubicadas en algunos tramos de las márgenes de las quebradas El Pantano y Cascabel.

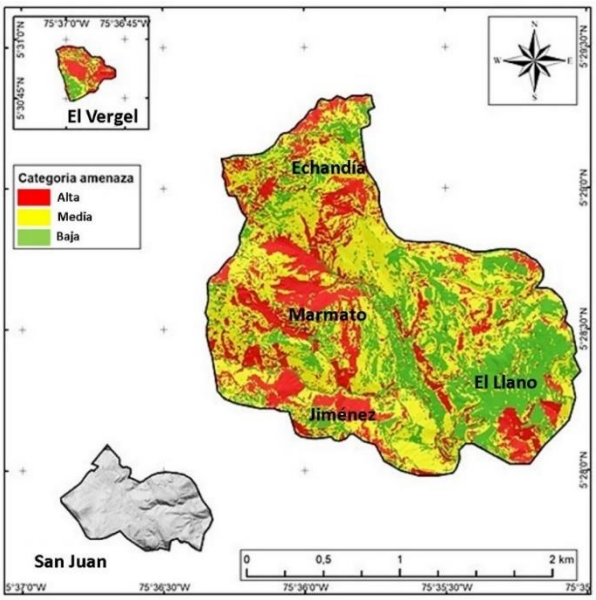


Figura 1. Esquema del resultado de la zonificación de amenaza por movimientos en masa, en el área de estudio escala 1:5.000, municipio de Marmato (Caldas).

Referencias

[1] Ruiz, G., Castro, J., Trejos, G., Chaparro, J., Forero, A., López, C., García, J., Méndez, L., Alvarado, C., Pérez, G., Barrera, L., Cruz, F., Medina, M., Avellaneda, G. y Olivera, M. (2022). Zonificación de amenaza por movimientos en masa en el municipio de Marmato Caldas escala 1:5.000 (informe inédito en proceso de oficialización). Bogotá D.C.: Servicio Geológico Colombiano.

[2] Servicio Geológico Colombiano SGC y Universidad Nacional de Colombia UN. (2016). Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. Bogotá, Colombia, 174 pp.

* Correspondencia: jchaparro@sgc.gov.co; jacastro@sgc.gov.co; jrgarcia@sgc.gov.co; gruiz@sgc.gov.co; lbarrera@sgc.gov.co; gtrejos@sgc.gov.co

¿Cuánto difieren los resultados de amenaza por deslizamiento cuando se evalúa con diferentes modelos?

Rodrigo Sánchez[1], Exneyder A. Montoya-Araque[1], Silvana Montoya-Noguera[1*]
[1] Grupo de investigación en Mecánica Aplicada, Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Colombia

En el presente trabajo se implementan y comparan dos modelos numéricos de base física para la evaluación espacial de susceptibilidad frente a deslizamientos de taludes detonados por lluvia. Estos modelos evalúan la estabilidad del terreno a partir de parámetros distribuidos espacialmente, como las propiedades geotécnicas, hidráulicas, y topográficas, además de parámetros relacionados al factor detonante de lluvia como la intensidad y duración para cierto periodo de retorno [1]. Los modelos utilizados son (1) *Transient Rainfall Infiltration and Gridbased Slope-Stability* (TRIGRS), un modelo físico que se enfoca en deslizamientos superficiales planares detonados por lluvias transitorias mediante el mecanismo de talud infinito, por lo que se puede evaluar la variación del factor de seguridad debido a la infiltración de la lluvia [2] y (2) *Assessment of Landslide Induced by Climatic Events* (ALICE), que permite evaluar tanto deslizamientos superficiales como profundos para escenarios de lluvia estacionaria, además de permitir evaluar las condiciones sísmicas pseudoestáticas, como un segundo posible detonante [3].

La zona de estudio está localizada en el corregimiento de San Antonio de Prado, ubicado al suroccidente de Medellín, Colombia. En esta zona se tienen cartografiados geológicamente depósitos de vertiente de tipo flujo de lodo y escombros, además de suelo residual de rocas ígneas plutónicas. El objetivo de implementar ambos modelos en la zona de estudio es el de evaluar el mecanismo de falla más adecuado y representativo en la zona de interés. También, se pretende definir umbrales de dimensionalidad para cuando el mecanismo de falla de talud infinito no es aplicable y se requieren otros mecanismos menos simplificados.

Metodológicamente, el trabajo se divide en tres etapas. Primero, se comparan a nivel conceptual las características de ambos modelos. Luego, se implementan ambos modelos con los mismos parámetros para que la evaluación sea tan comparable como sea posible, pero diferente mecanismo de falla. Este punto parte del estudio previo realizado por [1], quienes evaluaron TRIGRS en la zona de estudio. Finalmente, se realiza un análisis paramétrico de las variables que controlan el mecanismo de falla en ambos modelos para comparar la evaluación espacial de la amenaza por deslizamiento según el factor de seguridad dado para cada mecanismo, e identificar cuál de ellos es el más adecuado y representativo en la zona de interés.

Conceptualmente, los factores de seguridad obtenidos por cada modelo difieren, ya que TRIGRS evalúa cada celda independientemente, mientras que ALICE considera una interacción bidimensional de varias celdas. En TRIGRS y basándose en el modelo de calibración de [1], se emplea la ecuación de Saulnier [7] para definir los espesores máximos del estrato deslizable, denotado como z_{max} en la Figura 1. Saulnier [7] proporciona un mayor espesor para pendientes más suaves con la finalidad de obtener una calibración más exacta. Sin embargo, en ALICE las condiciones que determinan el mecanismo de falla están relacionadas al espesor del estrato y el parámetro geométrico α como se muestra en la Figura 2.

* Correspondencia: smontoyan@eafit.edu.co

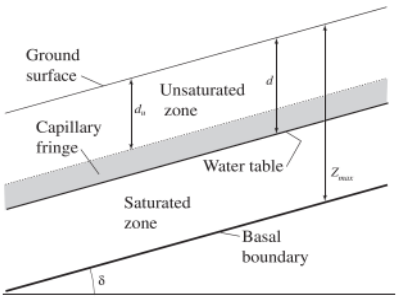


Figura 1. Esquema del modelo de deslizamiento y las variables en TRIGRS [2]

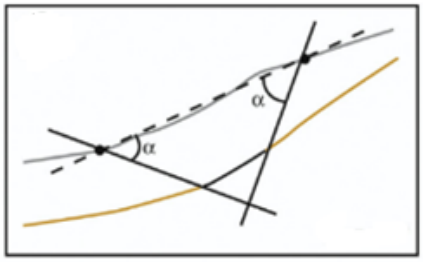


Figura 2. Caracterización de la superficie de deslizamiento en ALICE [3]

En la calibración de [1], los índices CCR (Correct Classification Rate) y FPr (Proportion of incorrectly classified observations) se encuentran por encima del 95% de exactitud, mientras que el ROC (Receiver Operator Curve), el ξ (Error relativo) y el κ (kappa) se encuentran fuera del rango de valores ideales de calibración. Estos índices difieren de los obtenidos empleando ALICE.

Aunque el presente estudio se centra en los modelos ALICE y TRIGRS, queda abierta la posibilidad a la implementación y comparación con modelos que evalúen otros mecanismos de falla tales como Scoops3D, el cual evalúa mecanismos rotacionales mediante superficies esféricas, y que ya se ha implementado en la región por [8]. La cuantificación de las diferencias entre distintos modelos físicos de evaluación de deslizamientos a nivel regional aportará a un mayor entendimiento de las herramientas disponibles para estudiar la amenaza y, finalmente, el riesgo por deslizamientos en Colombia.

Referencias

[1] L. Osorio-Rios, S. Montoya-Noguera, J. Ramos-Rivera, D. Parra-Holguín (2022). *Reliability and Sensitivity analysis of rainfall-induced shallow landslides using TRIGRS model. Case study: San Antonio de Prado*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

[2] Rex L. Baum, Jonathan W. Godt and William Z. Savage (2010). *Estimating the timing and location of shallow rainfaill-induced landslides using a model for transient, unsaturated infiltration.* BRGM, France

[3] R. Vandromme, Y. Thiery, S. Bernardie, O. Sedan (2020). *ALICE (Assessment of Landslides Induced by Climatic Events): A single tool to integrate shallow and Deep landslides for susceptibility and Hazard assessment.* Journal of geophysical research, Vol. 115

[4] Integral, Universidad EAFIT, Universidad Nacional de Colombia, Inteinsa, Solingral, Solingral, *Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado, Área metropolitana del Valle de Aburrá, Medellín* (2006).

[5] R. Marin, E. García, E. Aristizábal (2020), *Assessing the Effectiveness of TRIGRS for Predicting Unstable Areas in a Tropical Mountain Basin (Colombian Andes).* Springer Nature Switzerland AG 2020

[6] L. Schiliro, L. Montrasio, G. Scarascia (2016). *Prediction of shallow landslide occurrence: Validation of a physically-based approach through a real case study.* Science of the Total Environment journal.

[7] R. Marin, M. Velásquez (2020). *Influence of hydraulic properties and physically modelling slope stability and the definition of rainfall thresholds for shallow landslides.* Geomorphology, Volume 351

[8] Marín, R. J., & Jaramillo-González, R. (2021). Landslide Susceptibility Assessment Using the Scoops3D Model in a Tropical Mountainous Terrain. Ingeniería y Ciencia, 17(33), 71–96. https://doi.org/10.17230/ingciencia.17.33.4

* Correspondencia: smontoyan@eafit.edu.co

Evolución del paisaje como herramienta fundamental para entender las condiciones de susceptibilidad a procesos morfodinámicos en los Andes colombianos

Karolina Naranjo Bedoya[1]*, Edier Aristizábal[2]
[1-2] Geociencias y medio ambiente, Universidad Nacional de Colombia – Sede Medellín, Colombia

Los Andes colombianos alberga el 65% de la población del país, donde los procesos geomorfológicos, como movimientos en masa y flujos torrenciales, son fuertemente activos, lo que origina un paisaje altamente dinámico, que dan como resultado un número importante de desastres que impactan a la población, la infraestructura y el desarrollo del país. Colombia es uno de los países más afectados por movimientos en masa, según la base de datos de desastres del DesInventar, desde 1914 al año 2018 el 25% de los desastres inventariados en Colombia corresponden a movimientos en masa, los cuales han ocasionado el 19% del total de muertes reportadas, el 12% de viviendas destruidas y el 32% de todos los desaparecidos reportados por desastres cotidianos, además de pérdidas económicas por USD 654 millones [1].

Diferentes investigadores han estudiado la morfometría y evolución del paisaje [2,3,4,5] concluyendo que las cordilleras Central y Oriental están experimentando procesos como rejuvenecimiento del paisaje y reorganización del drenaje. Aunque estos estudios encuentran importantes cambios que se están produciendo en el paisaje, carecen del análisis sobre la incidencia de estos procesos en la susceptibilidad de las cuencas a presentar movimientos en masa y avenidas torrenciales.

En este estudio se pretende correlacionar los procesos de evolución del paisaje con la morfodinámica actual del paisaje que permitan entender y explicar las condiciones de susceptibilidad por fenómenos naturales, tales como sismos, movimientos en masa y flujos torrenciales.
Por medio del uso de geomorfología cuantitativa y análisis geoespacial, se encuentran patrones de anomalías morfométricas asociados a la evolución del paisaje y a la ocurrencia de deslizamientos y avenidas torrenciales en los Andes del norte de Colombia. A través de la diferencia de valores del índice χ (ver Fig. 1a) se evidencia la remodelación dinámica, lo cual conlleva a encontrar diferentes tasas de erosión en las cuencas (ver Fig. 1c y Fig. 1d) con importantes registros de movimientos en masa y avenidas torrenciales (ver Fig. 1b). Por otro lado, los parámetros relacionados con la torrencialidad en las cuencas obtienen valores del índice de Moran superiores a 0.5, lo cual revela la presencia de dependencia espacial.

El análisis del paisaje desde la morfometría permite tener una mejor comprensión de la morfodinámica. En el campo de la geotecnia es importante tener una visión de la morfodinámica de mayor escala, la cual puede ser la respuesta a la presencia de procesos de gran magnitud o que afectan reiterativamente a una obra de infraestructura. Esta propuesta podría convertirse en suministro para las metodologías de estudios de susceptibilidad y amenaza por movimientos en masa y avenidas torrenciales.

* Correspondencia: knaranjobe@unal.edu.co

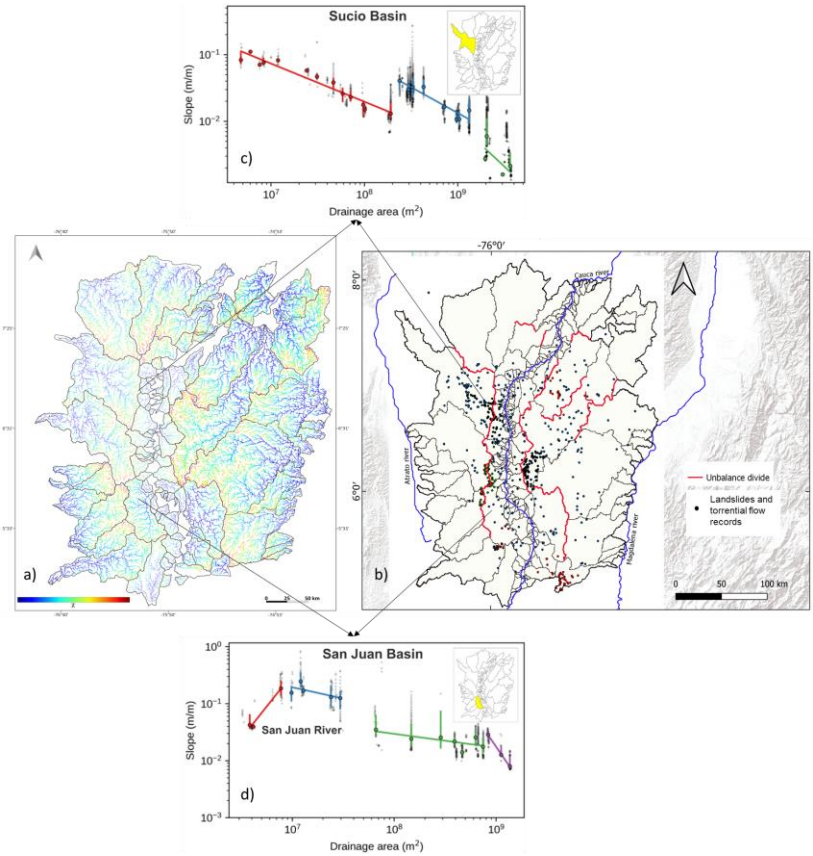


Figura 1. Índices morfométricos y distribución de registros en área de estudio a) Mapa del índice χ. b) Mapa de registros de movimientos en masa y avenidas torrenciales c) y d) Figuras *slope*-area de las cuencas del río San Juan y Sucio respectivamente

Referencias

[1] Aristizábal, E., & Sánchez, O. (2020). Spatial and temporal patterns and the socioeconomic impacts of landslides in the tropical and mountainous Colombian Andes. *Disasters*.

[2] Gallego, J. (2018). *Assessment of recent tectonic activity of the Sabanalarga Fault System, Western Antioquia – Colombia*. University of Bern.

[3] Noriega, S., Restrepo, S. ., Vinasco, C., Bermúdez, M. A., & Min, K. (2020). Geomorphology Thermochronologic and geomorphometric constraints on the Cenozoic landscape evolution of the Northern Andes : Northwestern, *351*.

[4] García, H., Machuca, S., Velandia, F., & Audemard, F. (2020). Along-strike variations in recent tectonic activity in the Santander Massif: New insights on landscape evolution in the Northern Andes. *Journal of South American Earth Sciences*, *98*, 102472.

[5] Struth, L., Teixell, A., Owen, L. A., & Babault, J. (2017). Plateau reduction by drainage divide migration in the Eastern Cordillera of Colombia defined by morphometry and 10Be terrestrial cosmogenic nuclides. *Earth Surface Processes and Landforms*, *42*(8), 1155–1170.

* Correspondencia: knaranjobe@unal.edu.co

Evaluación de la amenaza por movimientos en masa en el área urbana, periurbana y de expansión del municipio de Mocoa – Putumayo
Escala 1:5.000

Michael Steve Rangel Florez[1]*, Jorge Leonardo Chaparro Cordón[1], Gloria Lucía Ruíz Peña[1]
[1] Dirección de Geoamenazas (Grupo de evaluación de amenaza por movimientos en masa), Servicio Geológico Colombiano, Colombia

Entre el 31 de marzo y la madrugada del 1 de abril del año 2017 se presentó una emergencia asociada a una avenida torrencial en el municipio de Mocoa, Putumayo, que causó pérdidas materiales y de vidas humanas. En el evento se identificó un aporte volumétrico importante de solidos provenientes de los movimientos en masa detonados por las altas precipitaciones. Por tal motivo, el Servicio Geológico Colombiano (SGC) realizó la evaluación de amenaza por movimientos en masa, en los tramos finales de las quebradas Taruca, San Antonio, El Carmen y por los ríos Sangoyaco y Mulato sobre el área de influencia del casco urbano municipal a escala 1:5.000[1] en un total de 1232 ha, con el fin de generar insumos para el ordenamiento territorial y la incorporación en la gestión del riesgo y desastres. La zonificación se basó en los lineamientos técnicos consignados en la Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Movimientos en Masa, escala detallada (SGC-UN, 2016[2]), para lo cual se elaboraron los mapas temáticos de unidades de geología para ingeniería (UGI), elementos geomorfológicos (EGM), inventario de movimientos en masa (IMM), la cobertura de la tierra, el uso del suelo y la caracterización de los materiales a partir de la exploración geotécnica.

Metodológicamente la zonificación de amenaza se realizó por medio de 3 fases, la fase inicial involucró la identificación y el análisis de los factores condicionantes que propician la ocurrencia de movimientos en masa; seguido de la definición del modelo geológico geotécnico del área de estudio según los resultados de la exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio; finalmente se evaluaron los detonantes hidrológico y sismo, con el fin de aplicar un modelo determinístico en función del factor de seguridad (FS) que se clasifica en las categorías de amenaza alta (F.S < 1.1), media (F.S 1.1 a 1.5) y baja (F.S > 1.5).

La exploración directa del subsuelo comprendió la ejecución de 14 perforaciones mecánicas de rotación con profundidades entre 10,5 m y 34,5 m y 10 excavaciones manuales de tipo apique que permitieron la recuperación de 201 muestras de material. En total se realizaron 410 ensayos de laboratorio, distribuidos en 331 ensayos de clasificación, propiedades básicas y 79 ensayos de resistencia y deformación. Mientras que la exploración indirecta consistió en la obtención de velocidades de ondas de corte a través de 4 ensayos Down Hole. Toda la información obtenida se consolidó en una base de datos geotécnica (BDG) que permitió definir los parámetros característicos de las rocas y suelos identificados en el área de estudio y su representación en nueve zonas geotécnicas homogéneas indicativas (ZGH). El análisis del detonante hidrológico se realizó mediante el cálculo de la variable P_{f20} definida como la profundidad del nivel freático asociado a una lluvia de 20 años de periodo de retorno en milímetros. Para la evaluación del detonante sismo se definió la aceleración pico (PGA) en roca firme para un periodo de retorno (T_r) de 475 años, según el modelo de amenaza sísmica nacional (SGC y GEM, 2018[3]) y los resultados de las mediciones de la velocidad de onda de corte promedio durante los

* Correspondencia: mrangel@sgc.gov.co, jchaparro@sgc.gov.co, gruiz@sgc.gov.co

primeros 30 metros Vs_{30} mediante registros de microtremores, se obtuvieron valores del PGA entre 0,24 y 0,33 g.

La zonificación de amenaza por movimientos en masa en el área de estudio se basó en el método determinístico asociado a un escenario de falla superficial y el análisis de estabilidad por equilibrio límite condicionado a un talud infinito. La amenaza se representó mediante valores del factor de seguridad (FS) que fueron espacializados y categorizados. Con estos resultados, se definieron diez perfiles geológicos geotécnicos en donde se realizó el análisis de estabilidad del escenario de falla profunda 2D. En los macizos rocosos se calculó el índice de Slope Mass Rating (SMR) a partir de las estaciones geomecánicas y se establecieron los tres niveles de amenaza, categorizados como alta (SMR<40), media (SMR=41-60) y baja (SMR>60).

El resultado final del mapa de amenaza por movimientos en masa corresponde a la integración de las categorías de amenaza definidas por los análisis de la magnitud del FS en unidades de suelo y el SMR en unidades de roca. La amenaza alta por movimientos en masa ocupa el 5% (55 ha) del total de la zona de estudio modelada, la amenaza media cubre 12% (144 ha) y baja el 83 % (972 ha). En particular la amenaza alta se concentra principalmente en el costado oriental del cerro La Reserva y en las márgenes de los ríos Mulato y Sangoyaco. (ver Fig. 1)

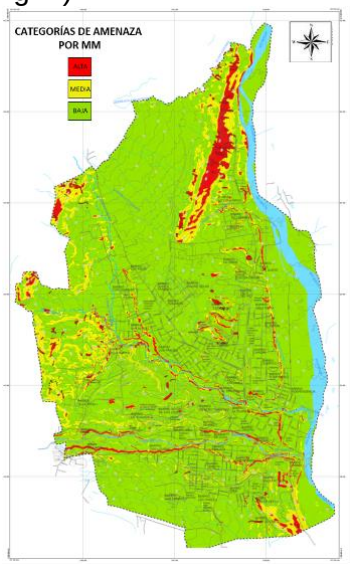


Figura 1. Resultado de la evaluación de amenaza por movimientos en masa en el área urbana, periurbana y de expansión del municipio de Mocoa, Putumayo a escala 1:5000

Referencias

[1] Ruiz, G., Murcia, C., Castro, J., Pérez, R., Rangel, M., Reyes, A., Rodriguez, E., Varcárcel, J., Gracía, J., (2018). Evaluación de amenaza por movimientos en masa en el área urbana, periurbana y de expansión del municipio de Mocoa - Putumayo escala 1:5 000. Bogotá D.C.: Servicio Geológico Colombiano.

[2] Servicio Geológico Colombiano SGC y Universidad Nacional de Colombia UN. (2016). Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. Bogotá, Colombia, 174 pp.

[3] Servicio Geológico Colombiano SGC y Global Earthquake Model GEM. (2018). “Modelo Nacional de Amenaza sísmica de Colombia. Servicio Geológico Colombiano (SGC) – Grupo de Amenaza Sísmica. Fundación Global Earthquake Model (GEM). Bogotá, Colombia,196 pp.

* Correspondencia: mrangel@sgc.gov.co, jchaparro@sgc.gov.co, gruiz@sgc.gov.co

Zonificación de amenaza por flujo de detritos como insumo para el ordenamiento territorial

Enif Medina[1], Edgar Alexander Rodríguez [2], Julieth Carolina Alzate [3], Jairo Alejandro Quintero[4], Emerson Mopan[5]
[1,2] Grupo de Ciencia e Ingeniería en Sistemas Ambientales GCISA-TSEJK, Universidad del Cauca, Colombia
[3, 4, 5] Facultad de Ingeniería, Universidad del Cauca, Colombia

El ordenamiento territorial requiere, conocer las zonas y características de evento amenazantes que puedan generar daños o pérdidas de vidas como lo son los flujos de detritos por lo cual se adelantan mapas con zonificaciones de amenaza. La Universidad del Cauca en convenio con el Servicio Geológico Colombiano elaboraron la zonificación de amenaza por flujo de detritos a escala 1:2.000 en el centro poblado rural de San Roque, municipio de Sotará-Cauca [1] como insumo para el Plan de Ordenamiento Territorial - POT, utilizando conceptos hidrológicos, hidráulicos, geomorfológicos, geológicos y el conocimiento social.

La zonificación de amenaza por flujo de detritos se obtuvo mediante la aplicación de ciencias humanas, numéricas y de la tierra. El modelo numérico utilizado fue HEC-RAS desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológico del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU, el cual permite realizar cálculos de flujo inestable bidimensional. Se elaboró, además, cartografía de geoformas asociadas a eventos fluvio-torrenciales. A partir de la información descrita se definieron las zonas de amenaza por flujo de detritos, siendo una herramienta base para la toma de decisiones que le permitirá a las autoridades municipales definir las posibles acciones encaminadas a la gestión del riesgo de desastres.

El área de estudio está localizada sobre la zona centro sur del municipio de Sotará y pertenece a la cuenca del río Quilcacé. Unos 1.5 km aguas arriba confluyen seis microcuencas: quebradas Los Ángeles, Higuillos, Desparramada, El Tigre y Los Alisales y el río Quilcacé, las cuales tienen un área de 38 km^2. Por sus características morfométricas y sus evidencias geomorfológicas el mayor aporte de sedimentos proviene de la quebrada El Tigre con un área de 5 km^2, longitud del drenaje de 4 km y pendiente longitudinal del 36%, con índices morfométricos que permitieron establecer características de torrencialidad. El 14 de octubre de 2011 ocurrió un evento extraordinario que destruyó viviendas e infraestructura vial, para el cual se reconstruyó la mancha de inundación aproximada a partir de fotografías aéreas y se calcularon caudales y velocidades según las relaciones empíricas descritas en [2], resultando valores aproximados de 2.500 m^3/s y 9 m/s.

Con los conceptos relacionados con co-producción del conocimiento desde las narrativas compartidas con la comunidad sobre el clima, las condiciones meteorológicas extremas y la amenaza permitieron la transferencia de aprendizaje y de la memoria social especialmente de los que han habitado el territorio por más de 40 años, se definieron frecuencias y magnitudes de eventos históricos. Adicionalmente, se elaboró cartografía de geoformas asociadas con eventos fluvio-torrenciales, siguiendo la metodología contenida en [3] y se realizó el modelamiento numérico de diferentes escenarios de amenaza teniendo como datos de entrada los hidrogramas de caudal líquido para 8 periodos de retorno entre 2.33 y 500 años, con caudales líquidos que oscilan entre 530 m^3/s y 2.158 m^3/s, respectivamente. A partir de la caracterización del flujo de detritos ocurrido en el año 2011 se definió una concentración de sedimentos del 35% del volumen líquido.

* Correspondencia: edgararodriguez@unicauca.edu.co

A partir de los resultados del modelamiento numérico en términos espaciales y de profundidades y velocidades del flujo se definieron las categorías de amenaza según lo descrito en [2] y se obtuvo la zonificación de amenaza por flujo de detritos (Figura 1). Cada categoría de amenaza describe la profundidades y velocidades máximas esperadas y los posibles daños asociados, por lo cual conocer las características del evento amenazante permite formular acciones, planes o proyectos para la reducción del riesgo de desastres. Se resalta entonces la importancia de la transferencia del conocimiento social. Los resultados obtenidos fueron socializados lo cual les permitirá a las autoridades municipales formular las acciones de intervención necesarias para la reducción del riesgo desastres dentro del POT. Cada categoría de amenaza contenida en el mapa describe las características del fenómeno tal como profundidad, velocidad y posibles daños ante la ocurrencia de un flujo de detritos. El trabajo realizado con las autoridades municipales y la comunidad que ocupa el territorio y que puede ser afectada por el flujo de detritos, permitió obtener un conocimiento desde la memoria social importante para el desarrollo del proyecto y a su vez proporcionó conceptos técnicos a la comunidad facilitando la comunicación en doble vía y la toma de decisiones.

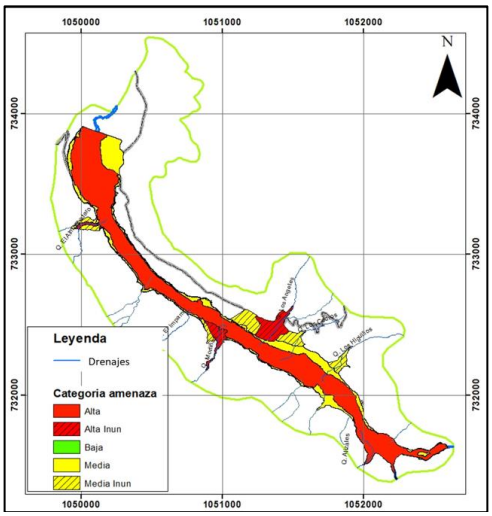


Figura 1. Mapa de zonificación de amenaza por flujo de detritos del centro poblado rural de San Roque – municipio de Sotará – Cauca.

Debido a la complejidad del comportamiento físico de los flujos de detritos, los resultados obtenidos a partir de los modelamientos numéricos con fines de zonificaciones de amenaza deben ser complementados con conocimiento social y con estudios geomorfológicos.

Referencias

[1] Medina, E., Rodríguez E.A., Cruz L., Zapata J.C., Quintero, J.A., Alzate J.C, et. al. (2021). Zonificación de amenaza por Avenida torrencial en los centros poblados de Paispamba y Las Vegas – municipio de Sotará – Cauca a escala 1:2.000. Popayán: Servicio Geológico Colombiano y Universidad del Cauca.

[2] Ramos, A. M., Reyes, A. A., Munévar, M. A, Ruiz, G. L., *et al*. (2021). Guía metodológica para zonificación de amenaza por avenidas torrenciales. Servicio Geológico Colombiano y Pontificia Universidad Javeriana. https://doi.org/10.32685/9789585313156

[3] Rodríguez, E.A., Sandoval J.H., Chaparro, J.L., Trejos, G.A., Medina, E., *et. Al* (2017). Guía metodológica para zonificación de amenaza por avenidas torrenciales. Servicio Geológico Colombiano y Pontificia Universidad Javeriana. https://doi.org/10.32685/9789585313156

* Correspondencia: edgararodriguez@unicauca.edu.co

Evaluación de la influencia de la morfometría en la distancia de viaje de movimientos en masa en la región andina nororiental de Colombia

José David Ortiz Contreras[1], Daniel Camilo Román Quintero[2], Mauricio Alberto Tapias Camacho[3*], Helmer Cordero Rebolledo[4], Gustavo Chio Cho[5], Gloria Ruiz Peña[6]
[1,2,3] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Colombia
[4,5] Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander, Colombia
[6] Servicio Geológico Colombiano, Dirección de Geoamenazas, Colombia

Los deslizamientos se conocen como eventos geológicos en los que una parte de la masa que conforma un talud pierde su equilibrio estático e inicia el movimiento debido a determinadas causas asociadas al medio en el que se encuentra el talud o ladera y al material que la compone. En estudios de escala regional (o de cuenca) de movimientos en masa es importante recopilar información sobre los procesos históricos que ocurren en el campo. Por ejemplo, información correspondiente al lugar y la hora de ocurrencia, las características geológicas-geomorfológicas, de uso y cobertura del suelo del sitio afectado por el proceso, caracterización morfométrica, causas del movimiento, caracterización del movimiento, sus efectos sobre las personas y la infraestructura, son de interés tanto científico como aplicado en la mitigación de riesgos y prevención de éste tipo de desastres. El Proyecto Multinacional Andino: Geociencias para las Comunidades Andinas [1] establece los conceptos básicos sobre los que se sustenta el método de inventario de deslizamientos para el registro de la información anteriormente mencionada.

Este estudio se concentra en la aplicabilidad de la información morfométrica registrada a partir del proceso de medición e inventario de una muestra de 50 movimientos en masa, en una región de estudio correspondiente a la región andina nororiental de Colombia en el polígono con coordenadas definidas entre 7°00'00"N - 7°23'00"N y 73°24'00"W-72 °48'0"O (departamentos de Santander y Norte de Santander), la cual presenta movimientos en masa en locaciones con coberturas y usos como: caminos, viviendas, cultivos, fincas, minas, reservas forestales, áreas recreativas, zonas industriales y otros. Los resultados de esta investigación se enmarcan dentro del proyecto de investigación "*Método para la estimación de distancias de viaje de movimientos en masa con base en aproximaciones geométricas*" financiado por MinCiencias (Convocatoria 852 de 2019).

Los ambientes geomorfológicos y de origen del material geológico predominantemente involucrado en los eventos registrados, evidencian que existe un predominio de los ambientes estructural y denudacional, entre los cuales se encuentran diversas configuraciones geomorfológicas como Espolones, Sierras, Cerros, Escarpes y Lomos en diferentes disposiciones. Por otro lado, los materiales involucrados muestran una gran variedad tanto de origen como de composición en los eventos registrados. Materiales de origen ígneo del Mesozoico-Jurásico, y metamórficos de baja intensidad se encuentran en la parte norte del área de estudio, pasando por materiales de origen sedimentario terrígeno y sedimentos de origen químico en el centro de la región de estudio, hasta rocas sedimentarias más jóvenes como las de la formación Guadalupe y Chipaque en el sur de la región de estudio [2]. Sobre la muestra de estudio se realizan levantamientos fotogramétricos utilizando técnicas con Vehículos Aéreos No Tripulados (VANT) sobre el conjunto de movimientos en masa seleccionados, como una herramienta confiable para mapear de manera rápida grandes superficies de tierra con aplicación en

* Correspondencia: matapiasc@unal.edu.co

estudios a escala de cuenca aplicados al reconocimiento y medición de deslizamientos [3] y en estudios de riesgos geológicos, como el registro de deslizamientos de tierra [4].

Con el objetivo de analizar la influencia de la morfometría de los movimientos en masa con la distancia de viaje de los mismos, se correlacionan dos variables morfométricas; el volumen de la masa desplazada y su respectiva área planimétrica (ambas estimadas a partir de las mediciones con base en fotogrametría de: el ancho, la longitud y la profundidad de la masa desplazada) con las distancias horizontal y vertical recorridas por cada movimiento en masa (L y H respectivamente), por medio de la relación entre ambas H/L, conocida como el inverso de la eficiencia del movimiento [5].

La correlación en ambos casos (área y volumen) se evalúa tanto gráficamente por medio de rectas de ajuste y de elipses construidas con el 90% de confianza, como analíticamente por medio de análisis estadísticos sobre la pendiente de las líneas de tendencia para cada caso, bajo la hipótesis que establece que la pendiente es igual a cero. El análisis de la información muestra que, para el caso de los movimientos muestreados en la región andina nororiental de Colombia, por una parte existe una relación directa entre el volumen de la masa desplazada en movimientos en masa tipo flujo y deslizamiento y su distancia de viaje, tal como se ha establecido en otros estudios para diversas partes del mundo [6]–[8], pero además también muestra que el área planimétrica recogida por la superficie de falla es una variable igualmente susceptible que puede ser utilizada como elemento diferencial para el establecimiento de relaciones empíricas para zonas de estudio específicas afectadas por deslizamientos superficiales (típicamente detonados por lluvias) como los aquí estudiados.

Referencias

[1] GEMMA, “Proyecto Multinacional Andino: Geociencias para las comunidades andinas,” *Movimientos en masa en la región andina: una guía para la evaluación de amenazas*, vol. 4. pp. 1–431, 2007.

[2] H. González Iregui, J. P. Rincón, J. Duque Pineda, and L. Tolosa Fernández, “PLANCHA 122-CHUCARIMA,” Medellín, Jun. 2015.

[3] J. Walstra, J. H. Chandler, N. Dixon, and T. A. Dijkstra, “Aerial photography and digital photogrammetry for landslide monitoring,” *Geological Society, London, Special Publications*, vol. 283, no. 1, pp. 53–63, Jan. 2007, doi: 10.1144/SP283.5.

[4] T. Peternel, Š. Kumelj, K. Oštir, and M. Komac, “Monitoring the Potoška planina landslide (NW Slovenia) using UAV photogrammetry and tachymetric measurements,” *Landslides 2016 14:1*, vol. 14, no. 1, pp. 395–406, Oct. 2016, doi: 10.1007/S10346-016-0759-6.

[5] R. M. Iverson, “The physics of debris flows,” *Reviews of Geophysics*, vol. 35, no. 3, pp. 245–296, 1997, doi: 10.1029/97RG00426.

[6] J. Corominas, “The angle of reach as a mobility index for small and large landslides,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33, pp. 260–271, 1996.

[7] O. Hungr, J. Corominas, and E. Eberhardt, “Estimating landslide motion mechanism, travel distance and velocity,” in *Landslide risk management*, 2005, pp. 99–128.

[8] G. Hunter and R. Fell, “Travel distance angle for ‘rapid’ landslides in constructed and natural soil slopes,” *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40, no. 6, pp. 1123–1141, 2003, doi: 10.1139/t03-061.

* Correspondencia: matapiasc@unal.edu.co

"Ancuya (Nariño) en riesgo de desaparecer"

Manuel García López.[1]*, Hugo Edmundo Coral Moncayo[2]
[1] Profesor Emérito de la Universidad Nacional de Colombia, Colombia
[2] Profesor de la Universidad del Valle, Colombia

Con el título de este trabajo y otros similares dados en noticieros y periódicos, se ha informado al país acerca del municipio de Ancuya (Departamento de Nariño) que está sufriendo graves problemas de inestabilidad del terreno los cuales afectan con mucha gravedad casas y calles, sistemas de acueducto y alcantarillado, y las carreteras que conectan al municipio con otros del Departamento de Nariño como Pasto, Linares, Guatarilla, Consacá y Sandoná.

En este trabajo los autores, profesores universitarios, desarrollan un estudio sencillo de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por procesos de remoción en masa. Consideran los autores que este trabajo pueda servir como guía para estudios similares en numerosas poblaciones colombianas de escasos recursos para atender situaciones de emergencia por dichos procesos.

Ancuya fue fundada por españoles el 26 de febrero de 1544 y fue trasladado a su localización actual desde el sitio original, denominado hoy en día "Pueblo Viejo". Uno de los propósitos de los autores consiste en averiguar a qué se debió su traslado, que bien podría asignarse a problemas de deslizamientos como ha ocurrido desde el siglo pasado en varios municipios de Cundinamarca y Boyacá y más recientemente con el de Gramalote en Norte de Santander. La ciudad se encuentra a una altitud de 1358 m.s.n.m., en la margen izquierda del cañón del río Guáitara en una ladera que desciende unos 225 m con alta pendiente desde el nivel medio de la población hasta el cauce del río. Tiene 7100 habitantes, de los cuales el 23% habitan el casco urbano y los restantes en zonas rurales vecinas.

En la publicación "NARIÑO ASPECTOS GEOGRÁFICOS" del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (Aguirre P. y otros, 1984) [1], se encuentra buena información acerca del medio natural, que sirve como base para conocer las condiciones de relieve, geomorfoestructura, clima, distribución anual y mensual de las lluvias, pisos térmicos, hidrografía, formaciones vegetales, el suelo y la erosión. Las condiciones geográficas del municipio y regiones vecinas del departamento se encuentran en las Hojas No. 429IA y 429AC, escala 1:25000 de 2012, y la geología local y regional se puede consultar en la plancha 429 – Pasto del Servicio Geológico Colombiano, Escala 1:100.000, 2012 (Ingeominas, 1991). La ciudad ocupa casi por completo el área de una terraza aluvial (Qt) y a través de ésta pasa la falla Ancuya en dirección Sur-Norte. En general, toda la zona presenta condiciones geomorfológicas asociadas con la actividad volcánica del Galeras y otros volcanes de los cuales se dibujan en la plancha numerosas calderas al sur, occidente y oriente de la terraza, por lo cual se considera que los materiales que fueron allí depositados son en su mayoría provenientes de erupciones volcánicas. (En los noticieros de televisión de observa que los materiales son predominantemente granulares, arenas, gravas y cantos rodados, aparentemente de densidad baja a media, muy fáciles de ser erosionados).

En abril de 2021 se iniciaron los deslizamientos en veredas cercanas a la ciudad, en especial los corregimientos Roma y Chávez, vecinos a la carretera de acceso al municipio de Sandoná, principal de la región. Desde dicho mes se han venido presentando asentamientos, grietas y escarpes que han llevado a la destrucción de numerosas casas, escuelas y otras instalaciones, entre ellas, el acueducto municipal. También han ocurrido daños serios en siete acueductos veredales, falla de líneas de energía eléctrica, y daños graves a las carreteras de acceso a la población desde los municipios ya mencionados;

* Correspondencia: mgarcial@ingenieriaygeotecnia.com

en varios periodos la magnitud y el número de problemas en las carreteras han tenido incomunicada a la ciudad.

En los flancos de la terraza hay profundas cañadas de quebradas principales que en los meses corridos del presente año, ante las lluvias intensas y repetidas, se convierten en flujos de detritos y de lodos que van a dar hasta el río Guáitara. También deben existir algunas quebradas menores a través de la población, pues además de los problemas anteriores también se han informado inundaciones en varias casas y calles de la ciudad.

La mayoría de las viviendas, calles y tuberías de acueducto de toda el área vecina a la cresta de la ladera se han destruido por completo por los procesos anteriores o presentan graves daños que las hacen inhabitables. Se observan numerosos flujos de materiales y deslizamientos relativamente superficiales de la terraza en la ladera en descenso al río, el volcamiento de grandes bloques en la parte superior, la mayoría de los cuales muestran retrogresión, y por lo tanto la situación en la actualidad y en el futuro próximo seguirá agravándose.

Los habitantes de Ancuya, en especial las autoridades municipales, encabezadas por la Alcaldesa, Sra. Rocío Díaz Delgado, claman desde el año pasado por la ayuda departamental y nacional para la solución de los problemas descritos, que prácticamente llevan al colapso de la población. Los autores han entrado en comunicación con la Alcaldesa para el suministro de información complementaria sobre los problemas que sufren.

Hasta el momento no se tienen noticias de actividad sísmica o volcánica que hayan intervenido entre los factores causantes de los problemas, y por lo tanto el estudio se concentra en la pluviosidad, tomando como base la estación meteorológica situada en Sandoná, ciudad de condiciones climáticas, topográficas, etc, similares a las de Ancuya. Ya los autores han recopilado y procesado datos de lluvias del IDEAM desde 2007 hasta la actualidad, que incluyen las registradas en el evento regional de La Niña 2010-2011.

Se desarrollará el estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por los eventos descritos, basados en publicaciones como Chang (2003) [2], Lindell y Prater (2003) [3], Lu y Godt (2013) [4] y Schuster y Highland (2007) [5], y otras de autores colombianos, entre ellos los autores.

Referencias

[1] Aguirre, P. María Luisa, Velásquez R. Jaime y Escobar P., Pedro J. (1984). *NARIÑO ASPECTOS GEOGRÁFICOS*. Subdirección de Investigación y Divulgación Geográfica, Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC). Bogotá, Colombia.
[2] Chang, S. (2003). *Evaluating Disaster Mitigations: Methodology for Urban Infrastructure Systems.* Natural Hazards Review, November 2003. Volume 4, Number 4.
[3] Lindell, M. y Prater, C. (2003). *Assessing Community Impacts of Natural Disasters.* Natural Hazards Review, November 2003. Volume 4, Number 4.
[4] Lu, N. y Godt, J (2013). *Hillslope Hydrology and Stability*. Cambridge University Press. Reino Unido.
[5] Schuster, R. y Highland, L. (2007). *The Third Hans Cloos Lecture. Urban Landslides: socioeconomic impacts and overview of mitigative strategies*. Bull Eng Geol Environ. 66:1-27.

* Correspondencia: mgarcial@ingenieriaygeotecnia.com

ANALISIS, VERIFICACION Y AJUSTE DE UMBRALES DE PELIGRO GEOTECNICO A PARTIR DEL MONITOREO CON RADARES IBIS EN EL CERREJON

Bustos Rafael[1], Sánchez Ciro[2], Quintana Nicolás[3], Torres Juan[4], León Telly[5]
[1 2 3 4 5] Geotecnia, Cerrejón, Colombia

Primero-Introducción

El presente documento tiene como finalidad evaluar y ajustar los umbrales de peligro utilizados para determinar las condiciones de estabilidad de los taludes correspondientes a los tajos de la mina el Cerrejón mediante el análisis de los movimientos identificados a partir de radares de monitoreo tipo IBIS.

Segundo-Resumen

Para el análisis de la información obtenida se realizará la organización, tabulación e interpretación de los datos de cada deslizamiento, esto permite generar e identificar el comportamiento de cada evento como punto de partida para realizar el back-análisis de los datos evaluados durante un periodo de 48 horas antes de la fecha del evento geotécnico (Sharon & Eberhardt, 2020). A partir de esta información se realiza una valoración estadística con el fin de poder identificar las deformaciones/velocidades máximas, mínimas y su frecuencia de ocurrencia relacionado con alarmas nivel 2, 3 y 4 para cada movimiento (Sauders & Nicoll, 2016), permitiendo identificar si en las últimas 2 horas de seguimiento se materializo el evento a velocidad constante o si tuvo picos de aceleración antes de fallar.

Tercero-Objetivo

Validar y/o modificar los umbrales de peligro implementados en la mina Cerrejón con el fin de optimizar el monitoreo de las condiciones de estabilidad de los taludes presentes en los tajos, reduciendo así el número de falsas alarmas y/o alarmas procedentes de la operación minera, a partir de la base de datos histórica de deslizamientos anteriores capturada mediante la tecnología de los radares IBIS.

Cuarto-Metodología

Como metodología de investigación se procede a realizar el planteamiento del problema, el cual consiste en disminuir el número de alarmas operacionales y validar los umbrales de monitoreo actualmente establecidos para analizar y prever eventos geotécnicos cuyas tasas de velocidad y deformación indiquen una condición de riesgo geotécnico definido en el TARP (Trigger Action Response Plan).

Para realizar esta investigación es necesario recopilar la información histórica de los deslizamientos que se han presentado durante 2021 y 2022 en todos los tajos de la mina, para posteriormente realizar la conciliación de ésta y finalmente evaluar las alarmas generadas bajo diferentes configuraciones de umbrales en una ventana de tiempo de hasta 48 horas antes de materializarse el evento, esta información debe ser validada a través de bibliografía, documentos técnicos e investigaciones previas referentes al tema.
A partir de los resultados obtenidos del proceso antes descrito, se tienen las siguientes conclusiones:

* Correspondencia: rafael.bustos@cerrejon.com

- Los resultados del back-análisis indican que las fallas geotécnicas en la pared alta se generan con deformaciones menores y velocidades más altas entre 1mm/h a 2mm/h que los eventos de falla de las paredes bajas. Posterior a la identificación de las velocidades máximas registradas para cada evento, se realizó un comparativo de las alarmas generadas con los umbrales actuales y los umbrales propuestos, determinando de esta manera una reducción de las alarmas Nivel 2 en un 59% en las Paredes Bajas y 14% entre alarmas Nivel 2 y Nivel 3 en Paredes Altas.
- Con base a los resultados obtenidos, se recomienda implementar los siguientes umbrales:

TIPO DE TALUD	ALARMA	CONFIGURACIÓN ACTUAL	CONFIGURACIÓN SUGERIDA
PARED ALTA	NIVEL 2	2mm/h	3mm/h
	NIVEL 3	4mm/h	5mm/h
	NIVEL 4	6mm/h	6mm/h
PARED BAJA	NIVEL 2	2mm/h	4mm/h
	NIVEL 3	6mm/h	6mm/h
	NIVEL 4	8mm/h	8mm/h

- La identificación temprana de movimientos geotécnicos con potencial impacto a la operación, permiten tomar decisiones y llevar a cabo acciones de control correctivas y/o preventivas que salvaguarden la integridad física del personal y equipos.

Quinto-Respuesta a pregunta problema

A partir de los resultados obtenidos, se determina que, al aumentar el valor de los umbrales de riesgo para el monitoreo de las paredes de los tajos del Cerrejon, se optimiza la predicción de nuevos eventos y se disminuyen en un 14% para pared alta y 59% para la pared baja el número de falsas alarmas o alarmas operativas, lo cual permite desarrollar estrategias de detección temprana de deslizamientos, mitigando los posibles impactos negativos generados en la operación por dichos eventos geotécnicos y mejorando los tiempos de respuesta en el personal de campo al momento de materializarse.

Sexto-Aportes

- Optimización en los tiempos de gestión para el análisis de información del personal encargado de la Sala de Monitoreo de Taludes.
- Sensibilización de las alarmas generadas por el radar y aumento de la confiabilidad en el reporte al personal operativo presente en campo.
- Implementación de nuevas estrategias de evaluación y análisis de datos de monitoreo para detectar posibles nuevas áreas de movimiento.

Referencias

[1] Sharon., & Eberhardt,E. (2020). *Slope Perfomance Monitoring.* Taylo & Fracis Group.
[2] Pienaar A., & Joubert A (2011). Guidelines for deriving alarm setting based on pre-determined criteria using the moviment and surveying radar (MSR). Reutech Mining Case Studies and Papers, 1-10.
[3] Saunders P., & Nicoll S., (2016). *Slope Stability Radar Alarm Threshold Validation at Telfer Gold Mine*.

* Correspondencia: rafael.bustos@cerrejon.com

Análisis de las variables principales que afectan el comportamiento de monopilotes sometidos a condiciones de cargas típicas de la zona costera de la ciudad de Barranquilla

José Salcedo Fontalvo[1*2*], Rubén Tovar Valencia[1], Vicente Mercado Puche[1]
[1] Departamento Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Colombia
[2] Departamento Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de la Costa (CUC), Colombia.

En el marco de la transición energética hacia fuentes de energía renovables, la generación de energía a través de aerogeneradores para transformar la energía del viento en energía consumible en hogares e industrias es quizás una de las alternativas más atractivas. Estos aerogeneradores pueden encontrarse en tierra o en mar, dependiendo principalmente de las velocidades del viento, y requieren de un sistema de cimentación capaz de soportar las cargas medioambientales impuestas en el sitio de instalación. En este estudio se analiza la respuesta de aerogeneradores *offshore* cimentados sobre monopilotes que se encuentran en aguas someras (menores a 30 metros) y que están sometidos a las condiciones particulares de viento y oleaje de la costa norte de Colombia, en una zona marítima cerca de la ciudad de Barranquilla. Por lo tanto, la presenta investigación pretende analizar cómo es afectado el comportamiento del pilote cuando es considerado el exceso de presión de poros en el análisis de resultados y cómo influye las dimensiones del monopilote en la respuesta suelo-estructura. Para esto, se realizaron análisis de elementos finitos y se utilizó un modelo constitutivo de múltiples superficies de fluencia [2] para suelos no cohesivos con el fin de estudiar el efecto de cargas impuestas por el viento, oleaje y peso propio del aerogenerador en la generación de excesos de presión de poros en el suelo de cimentación. El modelo fue calibrado utilizando resultados de modelos a escala reportados por [1] que permitieron evaluar la confiabilidad y validez de los análisis realizados.
Se reportan en este trabajo la variación de los excesos de presiones de poros, desplazamiento del suelo, esfuerzo desviador y presión de confinamiento media efectiva (p-q), momentos y rotación del pilote, debido a variaciones de carga combinada del oleaje y del viento (condiciones de tormenta y típicas), el diámetro (4 m, 6m y 7 m) y la longitud del pilote (30 m, 60 m y 80m medidos desde el subsuelo) y la densidad relativa del suelo.
Los resultados de esta investigación indican que el exceso de presión de poros afecta significativamente las magnitudes de las variables al compararse con simulaciones de suelos bajo condiciones de drenado. Además, se evidenció que la acumulación de exceso de presión de poros y la magnitud del desplazamiento resultante son inversamente proporcionales al diámetro del pilote, así como a la densidad relativa de la arena. Al mismo tiempo, con un aumento en el diámetro del pilote se disminuyen el momento y la rotación del pilote producida por la carga ambiental cíclica, y se presenta una alteración en las trayectorias de esfuerzos del suelo adyacente al pilote. Los resultados de este trabajo resaltan la necesidad de considerar la generación del exceso de presiones de poros en el diseño de monopilotes *offshore*.

* Correspondencia: jesalcedo@uninorte.edu.com o jsalcedo35@cuc.edu.co

Referencias

[1] Huang, T., Zheng, J., Zhang, J., Yuan, Y., & Wu, B. (2017). Experimental study on the cyclic behavior of monopiles in fine sandy beds under regular waves. China Ocean Engineering, 607-617
[2] Khosravifar, A., Elgamal, A., Lu, J., & Li, J. (2018). A 3D model for earthquake-induced liquefaction triggering and postliquefaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 43-52.

* Correspondencia: jesalcedo@uninorte.edu.com o jsalcedo35@cuc.edu.co

Adaptaciones a un modelo de elementos finitos para reproducir resultados de prueba de carga de pilote cargado lateralmente

Paola Murcia Dávila [1]*
[1] Bogotá, Universidad Nacional de Colombia, Colombia

El método de los elementos finitos consiste en una técnica numérica, que está siendo incorporada cada vez con más frecuencia dentro de las herramientas de cálculo para resolver problemas de ingeniería geotécnica. Estos programas brindan la posibilidad de analizar, entre otros, problemas que involucran la interacción entre el suelo y las estructuras, también ofrecen la posibilidad de analizar problemas con geometría tridimensional y la facilidad de incorporar las dimensiones y las características geométricas reales de las estructuras objeto de estudio. No obstante, en muchas ocasiones el uso de este tipo de herramientas implica la implementación de adaptaciones a los modelos de elementos finitos, con el fin de lograr un grado de verosimilitud aceptable entre los resultados obtenidos y lo que se espera del sistema en cuanto a su comportamiento real.

Para ilustrar un proceso de simulación con elementos finitos y las adaptaciones necesarias, se abordó el tema de pilotes sometidos ante carga lateral, toda vez que es una solución geotécnica común en problemas de estabilidad de taludes. Entre las pruebas de carga mejor documentadas se encuentra el caso de la evaluación de pilote individual y grupos de pilotes cargados lateralmente en el puente Roosevelt, desarrollado por Ruesta, P.F. Townsend, F.C. (1997) [4] en esa prueba, un pilote individual y un grupo de pilotes, cimentados en arena, se sometieron a carga lateral en el cabezal hasta la falla. De la prueba se conocen: las propiedades del suelo de fundación, alguna información del material de los pilotes, la geometría de los pilotes ensayados, el valor de los incrementos de carga impuestos y la carga de falla, también los autores disponen gráficas del momento flector a lo largo del pilote cargado y la curva de carga -deflexión en el cabezal del pilote.

Con el software de análisis geotécnico PLAXIS de la casa Bentley, se ensambló un modelo tridimensional con las características de la prueba de pilotes ante carga lateral descrita, aunque el programa ofrece la posibilidad de modelar el pilote con un elemento bidimensional tipo *pile*, el pilote se modeló de forma volumétrica tridimensional al cual se adaptó una viga y se implementaron algunas modificaciones al modelo propuestas por autores que han desarrollado trabajos investigativos en modelación numérica [2] y [3]. Se encontró que, para reproducir los datos experimentales de momento flector a lo largo del pilote y de carga - desplazamiento en el cabezal con el modelo 3D no basta con ensamblar los elementos que ofrece PLAXIS y asignar las propiedades de los materiales, si no que se hace necesario implementar algunas adaptaciones adicionales. La metodología involucró el desarrollo de las siguientes actividades, entre otras secundarias:

1. Escoger el caso de pilote ante carga lateral mejor documentado y con más información detallada disponible.
2. Ensamblar el modelo tridimensional de elementos finitos con las características del experimento escogido.
3. Implementar en el modelo adaptaciones, algunas propuestas por autores que han desarrollado trabajos investigativos en modelación numérica.
4. Obtener las gráficas del momento flector a lo largo del pilote cargado y la curva de carga -deflexión en el cabezal del pilote modelado tridimensionalmente en PLAXIS y calibrar el modelo de elementos finitos con el fin de reproducir los resultados experimentales y 5. Comparar las gráficas experimentales con las gráficas obtenidas de la modelación con elementos numéricos.

De algunos de los resultados se logró obtener que, el valor del momento máximo obtenido con el modelo de elementos finitos difiere en un 3% respecto al valor de la prueba real de carga (Ver Figura 1) y el valor de momento flector de falla difiere en un 7% con respecto al momento flector alcanzado en el pilote de la prueba de carga.

* Correspondencia: dpmurciad@unal.edu.co

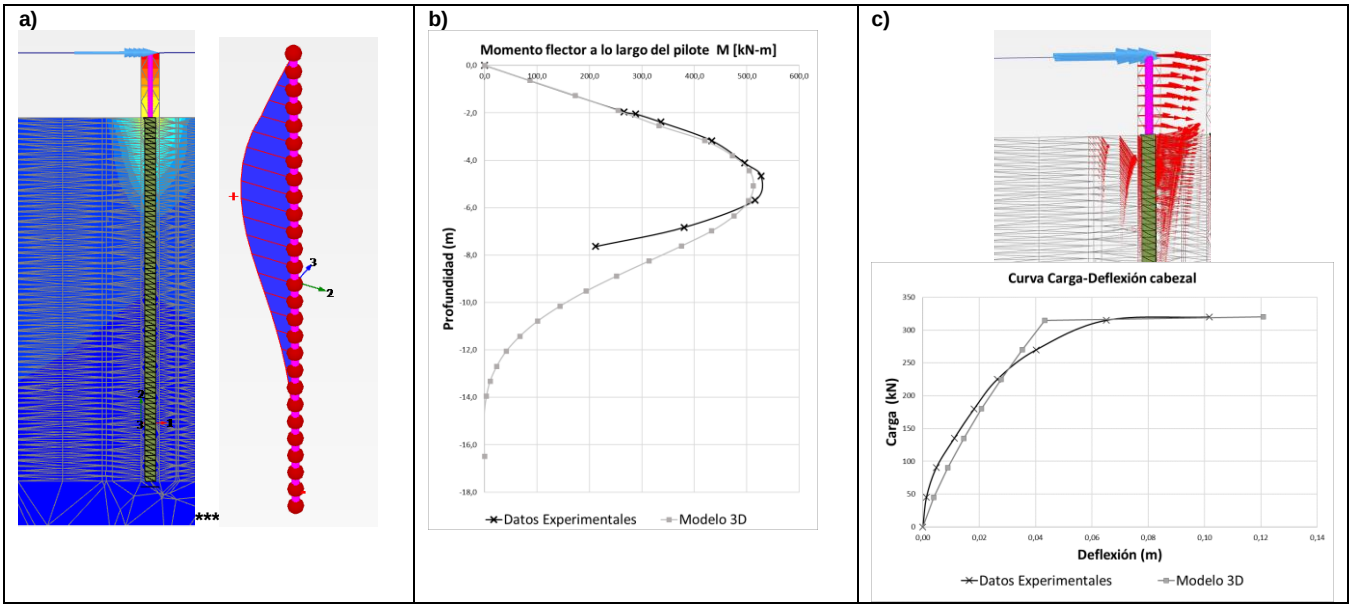


Figura 1. De izquierda a derecha**. a)** Modelo de elementos finitos del caso de pilote individual cargado lateralmente puente Roosevelt. **b)** Diagrama de momento flector del pilote, salida grafica de PLAXIS 3D y comparación del momento flector del pilote, datos experimentales y datos obtenidos de modelo calibrado. **c)** Desplazamiento en el cabezal del modelo de elementos finitos y comparación de la deflexión en el cabezal entre los datos experimentales y datos obtenidos del modelo.

Las modificaciones realizadas al modelo presentado pueden implementarse en problemas de pilotes cargados lateralmente como es el caso de pilas de postes de catenarias, pilotes para estabilidad de taludes y pilotes de muelles entre otros casos donde la carga lateral es importante. Así mismo, las adaptaciones realizadas al modelo permiten obtener los diagramas de cortante y momento en el pilote directamente y modelar el pilote de forma tridimensional y no como un elemento lineal. Adicionalmente, la metodología propuesta permite obtener las gráficas de carga – deflexión en el cabezal exportando los datos directamente del programa. También se pone en evidencia que los modelos de elementos numéricos son relativamente sencillos de utilizar y la mayoría de las plataformas ofrecen entornos intuitivos de programación, no obstante, el ingeniero que ensamble y analice el modelo debe buscar un grado de verosimilitud aceptable con lo que se espera de una situación real y para ello se implementan las adaptaciones a los modelos.
Son escasos los datos experimentales sobre pilotes cargados lateralmente en suelos cohesivos, un problema interesante consiste en realizar el ejercicio para investigar cuales adaptaciones son pertinentes para modelar un pilote cargado lateralmente en suelo cohesivo, también resulta interesante obtener el diagrama de reacción del suelo frente al pilote, a partir de los diagramas de cortante y momento utilizando la ecuación de la viga y comparar la distribución de reacciones así obtenidas con las propuestas por Broms, Brinch Hansen y otros autores que han estudiado este problema.

Referencias

[1].. Broms, B.B. (1964-2) *Lateral resistance of piles in cohesionless soils, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering,* ASCE, 90(3): 123–156.
[2] Dao, TPT. (2011) *Validation of PLAXIS Embedded Piles For Lateral Loading, Master of science thesis Delft University of Technology.*

[3] Méndez, L. (2017) Pilotes sometidos a carga lateral dinámica: análisis mediante interacción suelo estructura, Tesis de maestría Universidad Nacional de Colombia. Dir. Félix Hernández Rodríguez. Ing. Civil, Msc

[4] Ruesta, P.F. and Townsend, F.C. (1997*) Evaluation of laterally loaded pile group at Roosevelt Bridge, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(12): 1153–1161.

* Correspondencia: dpmurciad@unal.edu.co

Análisis de estabilidad de laderas en condiciones de saturación parcial: caso de Brisas de Mayo en la ladera de Cali

Otálvaro Iván[1]*, Katherine Giraldo[2], Alejandro Tejeda[3]
[1] Departamento de Ingeniería Civil e Industrial, Pontificia Universidad Javeriana Cali, Colombia
[2] Área de Construcción, Constructora Marval, Colombia
[3] Área de Construcción, Acciona, Colombia

En este trabajo se hace un *back analysis* (análisis retrospectivo) del deslizamiento rotacional ocurrido en el mes de noviembre de 1987 en el sector de Los Mangos del barrio Brisas de Mayo en la Comuna 20 de Santiago de Cali. El problema es abordado mediante un análisis de flujo de agua transiente y su efecto en la resistencia al cortante empleando el método de equilibrio límite para obtener el factor de seguridad mediante el método de Morgenstern & Price en el programa Slide2©, empleando un enfoque similar al reportado por Otálvaro & Cordão-Neto [1] y considerando la extensión de la ecuación de resistencia al cortante propuesta por Vanapalli y otros [2].

La definición de los parámetros del suelo para el análisis retrospectivo consideró los resultados obtenidos por Granja [3] complementados con la caracterización de los suelos representativos del sector muestreados durante las excavaciones de la Estación Brisas de Mayo del MioCable. En el sector aflora una formación volcánica compuesta principalmente por diabasas, con perfiles de suelo que oscilan entre 7 a 12 m hasta el regolito. En la Tabla 1 se resumen los resultados de las pruebas índice efectuadas sobre muestras alteradas, los parámetros de resistencia y la permeabilidad obtenidas a partir de ensayos sobre muestras inalteradas.

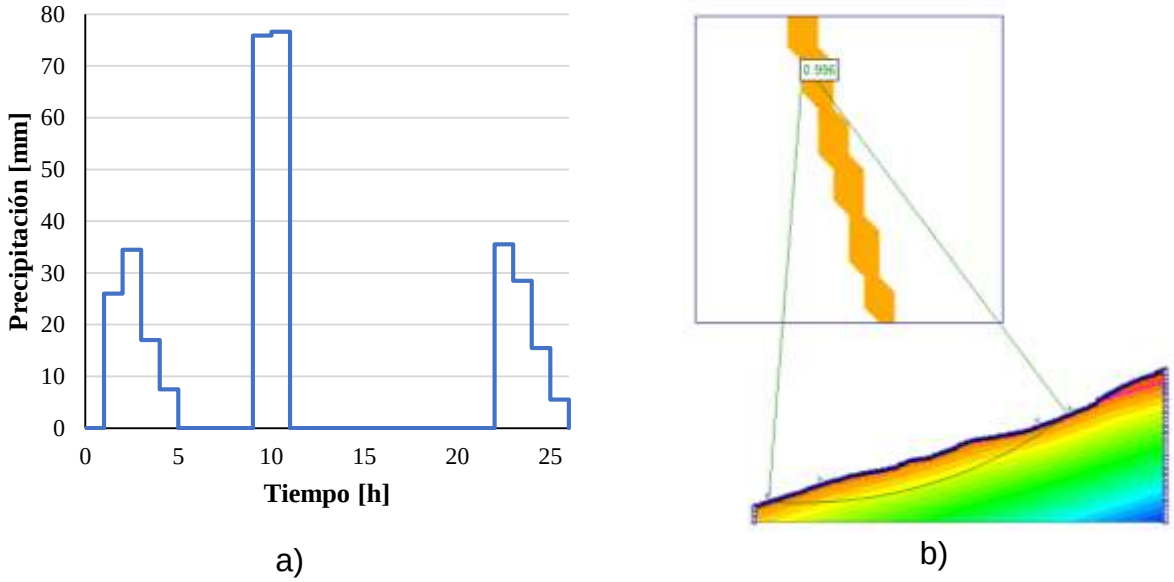
Parámetro	Suelo residual	Saprolito rojo	Saprolito amarillo
Gravedad específica	2,69	2,98	3,02
Humedad gravimétrica (%)	50	55	28
Peso unitario seco (kN/m^3)	10,3	9,5	11,8
Límite líquido (%)	86	77	48
Índice de plasticidad (%)	36	34	12
Cohesión efectiva (kPa)	19*	9*	26**
Ángulo de fricción efectivo (°)	8*	35*	37**
Permeabilidad saturada (cm/s)***	2,2x10^{-7}	2,6x10^{-7}	1,9x10^{-7}

Tabla 1. Propiedades índice y parámetros de resistencia de los suelos en el sitio de análisis. *obtenidos con corte directo consolidado drenado, **obtenido con compresión triaxial consolidada no drenada; ***la permeabilidad saturada fue obtenida mediante el análisis del ensayo de consolidación unidimensional.

Para considerar el efecto de la saturación parcial del suelo se construyeron las curvas de retención de agua (WRC) mediante las técnicas de papel filtro y traslación de ejes. En los ensayos todos los suelos presentaron WRC bimodales, por ello se tomó el primer modo (macroporos) para obtener la función de permeabilidad y calcular el cambio en la succión a lo largo de la ocurrencia de la lluvia, la cual fue impuesta como una condición de contorno en la

* Correspondencia: ifotalvaro@javerianacali.edu.co

ladera. A partir de la fecha del movimiento se consultaron los datos de la red hidroclimatológica de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca en la cuenca del Cañaveralejo, esta información fue suavizada para modelarla como condición de contorno obteniendo la distribución mostrada en la Figura 1a, la cual con tres eventos reduce el factor de seguridad por debajo de la unidad (ver Figura 1b)



a) b)

Figura 1. a) Condición de lluvia impuesta en el contorno del problema. b) superficie de rotura del movimiento para un FS de 0,996 después de los tres eventos de lluvia.

En este trabajo se llevó a cabo un análisis retrospectivo de un deslizamiento rotacional en suelos tropicales, fue empleada la WRC para extender el criterio de resistencia al cortante de la condición saturada a la condición no saturada, así como la función de permeabilidad del agua en términos de la succión para conseguir modelar una condición de flujo transiente de agua en el suelo. Los resultados muestran el uso potencial de la mecánica de suelos no saturados para entender y predecir posibles movimientos en masa bajo condiciones de lluvias intensas.

Referencias

[1] Otálvaro, I.F., & Cordão-Neto, M.P. (2013). Probabilistic analyses of slope stability under infiltration conditions. In: Advances in Unsaturated Soils, Taylor & Francis Group.
[2] Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E., & Clifton, A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian Geotechnical Journal, (33), 379-392.
[3] Granja, A. M. (1992). Evaluación del deslizamiento en el barrio Brisas de Mayo de Cali. Trabajo dirigido de grado. Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, Colombia.

* Correspondencia: ifotalvaro@javerianacali.edu.co

Interpretación de variables geológicas y geomorfológicas como insumo para la evaluación del riesgo por movimientos en masa dentro del resguardo indígena Kankuamo, Sierra Nevada de Santa Marta - Colombia

Oscar Enrique Forero-Ospino[1]*
[1] Estudiante Escuela Internacional de Posgrados – Doctorado en Ciencias de la Tierra, Universidad de Granada, España

La creciente ocurrencia de afectaciones por movimientos de ladera se ha extendido por todo el mundo. Los movimientos en masa son un peligro natural común en todo el mundo con mayores impactos socioeconómicos en los países tropicales y en desarrollo [1]. Al considerar a la SNSM una ubicación geográfica que cuenta con todas estas características, donde conforme aumentan la ocupación de áreas disponibles por los indígenas pertenecientes a los resguardos y cabildos para los sectores de Atánquez y La Mina (Kankuamos), corregimientos del municipio de Valledupar, Cesar; asimismo, la relación con las diferentes actividades y desarrollo económico de las comunidades que acompaña los cambios en la intensidad de fenómenos naturales provocados por los cambios climáticos y la afectación de las condiciones climático-ambientales de la región, generan un interés para las unidades de gestión del riesgo de desastres, planeación y ordenamiento territorial.

La Sierra Nevada de Santa Marta (SNSM) se considera un complejo geológico ubicado en la región del Caribe Colombiano con influencia de procesos activos de modelado del terreno, condiciones climáticas y geomorfológicas específicas, lo que genera un cambio y modificación en las propiedades y parámetros geotécnicos de los materiales del sitio. Así mismo, considerando los cambios en las condiciones actuales del terreno, las actividades y modificaciones en coberturas por uso del suelo, factores esenciales para conocer y asegurar el bienestar de las comunidades y las prácticas adecuadas de sus actividades, es importante cuantificar y definir la peligrosidad del área y su afectación directa en las comunidades ante la generación de fenómenos naturales de origen geológico.

Para esta ocasión se pretende compartir los resultados del ajuste de las variables geológicas y geomorfológicas con base en los estándares nacionales del Servicio Geológico Colombiano en la Guía de Zonificación de Amenaza por Movimientos en Masa a escala 1:25.000 [2] y los resultados obtenidos por [3] para la caracterización e identificación de la geomorfología en la Plancha 121-Cerrito. Estos ajustes pretenden evaluar el comportamiento del modelo probabilístico para el cálculo de susceptibilidad, la respuesta del inventario de movimientos de ladera y los factores condicionantes para el posterior análisis de peligrosidad.

Geológicamente, la región presenta un predominio de rocas jurásicas de la granodiorita del Batolito de Atánquez en la franja central del área de estudio, sin embargo, con el ajuste de los parámetros litológicos se consigue una capa de unidades geológicas superficiales (UGS) a una escala 1:25.000 lo cual considera dentro de los parámetros el tipo de material registrado en campo y el comportamiento mecánico o respuesta física con base en propiedades como el grado de meteorización, la cantidad de discontinuidades presentes en el material, o el desarrollo de superficies de material no consolidado (suelo). El resultado es un mapa de UGS (ver Figura 1a) donde se delimita las características observadas en campo, los rasgos espaciales observados con apoyo de información geoespacial y la información

* Correspondencia: oforero@correo.ugr.es

base (estudios preliminares); logrando desplazar límites entre unidades, áreas debilitadas por procesos exógenos, zonas de posible generación de movimientos de ladera, entre otras.

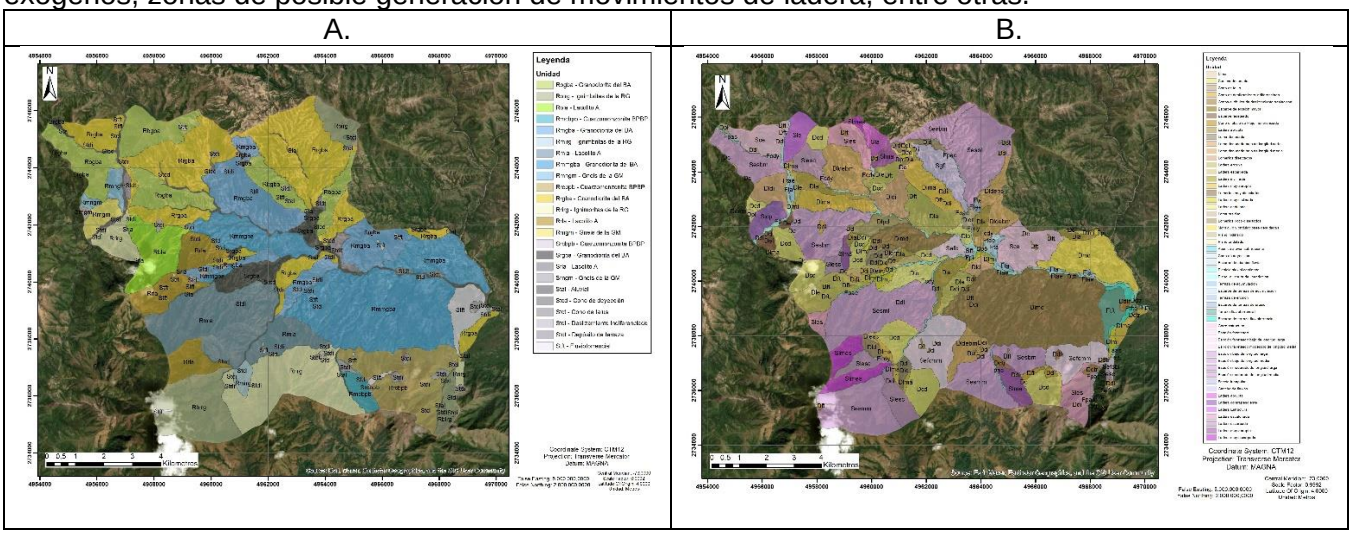


Figura 1. A) Mapa de unidades geológicas superficiales a escala 1:25.000 para el área de estudio. B) Mapa de Subunidades geomorfológicas a escala 1:25.000 para el área de estudio. Comunidad Kankuamo, Municipio Valledupar, Cesar.

Por otro lado, para la variable geomorfología es evidente el ambiente de mayor ocupación dentro del sector a escala 1:25.000 (morfoestructural) (ver Figura 1b), lo que modifica el concepto inicial de una región con mayor cobertura de geoformas del ambiente denudacional (escala 1:100.000), esto influenciado principalmente por la sucesión de fallas locales identificadas durante los recorridos de campo e interpretadas durante el análisis geoespacial y el alcance de los procesos erosivos en el sector sur del área de estudio. Adicionalmente, los cambios de altura permiten la conservación de rasgos estructurales de espolones y laderas estructurales a lo largo de todo el sector analizado.

Finalmente, los ajustes de escala a partir de la interpretación de las variables geológicas y geomorfológicas es una tarea necesaria para contar con los insumos para la modelación de la susceptibilidad. Estos cambios permitirán evaluar las condiciones de material frente a las áreas que actualmente presentan movimientos de ladera, la respuesta de los materiales frente a la probabilidad de presentar nuevos movimientos de ladera, entre otros factores condicionantes de los movimientos. A su vez, de todo el análisis e interpretación se cuenta actualmente con 53 subunidades geomorfológicas y 24 unidades geológicas superficiales a escala 1:25.000, frente a las 13 unidades geomorfológicas y las 10 unidades litológicas disponibles para la escala 1.100.000 según los estudios del Servicio Geológico Colombiano.

Referencias

[1] Quesada-Román, A. (2021). Landslide risk index map at the municipal scale for costa rica. International Journal of Disaster Risk Reduction, 56, 102144. doi:https://doi.org/10.1016/j.ijdrr.2021.102144

[2] Servicio Geológico Colombiano. (2017). Guía Metodológica para la Zonificación de Amenaza por Movimientos en Masa Escala 1:25000. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.

[3] Forero-Ospino, O.E., y Duarte-Delgado, W.F. (2019). Caracterización e identificación de la geomorfología (ambientes y unidades geomorfológicas) en la plancha 121 - Cerrito, Colombia, aplicado a movimientos en masa, escala 1:100.000. Boletín de Geología, 41(2), 35-45. DOI: 10.18273/revbol.v41n2-2019002

* Correspondencia: oforero@correo.ugr.es

Aplicaciones de monitoreo remoto para deslizamientos en proyectos de infraestructura en Colombia

Víctor Restrepo Botero[1]*, Héctor Salazar Bonilla[2]
[1] Gerencia Técnica, Geoandina i SAS, Colombia
[2] Gerencia General, Geoandina i SAS, Colombia

En zonas con condiciones geológico-geotécnicas complejas, en donde las evidencias de potencial activación de procesos de remoción en masa o en sitios donde procesos antrópicos tienen incidencia directa en la estabilidad de las laderas, ha venido teniendo mayor relevancia el monitoreo de taludes para el seguimiento de tasas de deformación y potencial colapso de sectores en estas estructuras.

En los últimos años, los desarrollos tecnológicos para la medición de desplazamientos, presiones de agua, precipitaciones, aceleraciones, entre otras variables, toman mayor relevancia para brindar información detallada del comportamiento de estas en el tiempo y así, hacer seguimiento y poder evaluar tendencias que pueden manifestar consecuencias posteriores en usuarios y activos de infraestructura. La ponencia presentará tecnologías de teledetección con aplicaciones específicas en radar terrestre tipo Gb-InSAR, tecnologías láser tipo LiDAR y monitoreo de interferometría satelital (InSAR) en proyectos de infraestructura en Colombia.

La tecnología de radar terrestre GB-InSAR permite realizar mediciones bajo los mismos principios aplicados desde un satélite pero con un mayor grado de precisión en un rango mucho más limitado, debido a la proximidad con el objetivo de análisis desde cualquier punto en el terreno. Desde finales de 2018 se identificaron grietas en la ladera ubicada en el K58 Mesa Grande de la Vía al Llano, cerca del municipio de Guayabetal (Cundinamarca). El aumento de los vectores de desplazamiento de la ladera hacia la carretera en operación y las evidencias de movimiento y agrietamiento de un sector del túnel bajo dicha ladera, hizo necesaria la instalación de un radar terrestre interferométrico de apertura sintética (GB-InSAR) con monitoreo 24/7 para generación de alarmas según el tipo de tendencia identificada en los diferentes análisis. Con este sistema se ha podido monitorear la evolución de los desplazamientos, identificando áreas de mayor actividad (ver Fig. 1 (a)) y predecir colapsos de materiales (ver Fig. 1 (b)).

La aplicación de tecnología LiDAR, se llevó a cabo para un deslizamiento en el talud ubicado en cercanías al sector de Bellavista (K38+900) del proyecto Cruce Cordillera Central que se activó con las actividades de construcción que se estaban llevando a cabo en la zona. Para este caso, se definió implementar un sistema de monitoreo con diez prismas materializados en campo y diez puntos virtuales. Los puntos se distribuyeron en el escarpe principal y zonas de interés en el cuerpo del deslizamiento. A partir del monitoreo punto a punto automatizado 24/7 se obtuvo información respecto a los desplazamientos de la ladera y se analizaron patrones de falla respecto a las tendencias de deformación que presentaba el terreno (ver Fig. 1 (c)).

* Correspondencia: [1]vrestrepo@geoandina.net; [2]hsalazar@geoandina.net.

Finalmente, la tecnología InSAR, para la evaluación histórica y seguimiento del estado de desplazamientos sectorizados permite identificar tendencias y zonas de mayor interés. Esta tecnología se implementó en el corredor de una línea de transmisión eléctrica, en donde se analizaron imágenes de satélite Sentinel 1-A de la Agencia Espacial Europea (ESA). El área de interés consistió en una franja de quince torres de energía ubicadas en un área de alta actividad asociada a procesos geológicos/geotécnicos, que amenazan la estabilidad de algunas de estas torres de transmisión.

Para el análisis del corredor de las líneas eléctricas, se realizó un seguimiento del desplazamiento acumulado mediante el análisis de cambios de fase en imágenes satelitales sucesivas (ver Fig. 1 (d)) y el análisis mediante cambios de amplitud de señal debido a la reflectancia de esta. Con esta tecnología fue posible identificar cambios importantes en el proceso de erosión temporal, deslizamientos progresivos, deforestación y otros tipos de eventos para la evaluación de sus variaciones en el tiempo (ver Fig. 1 (e)).

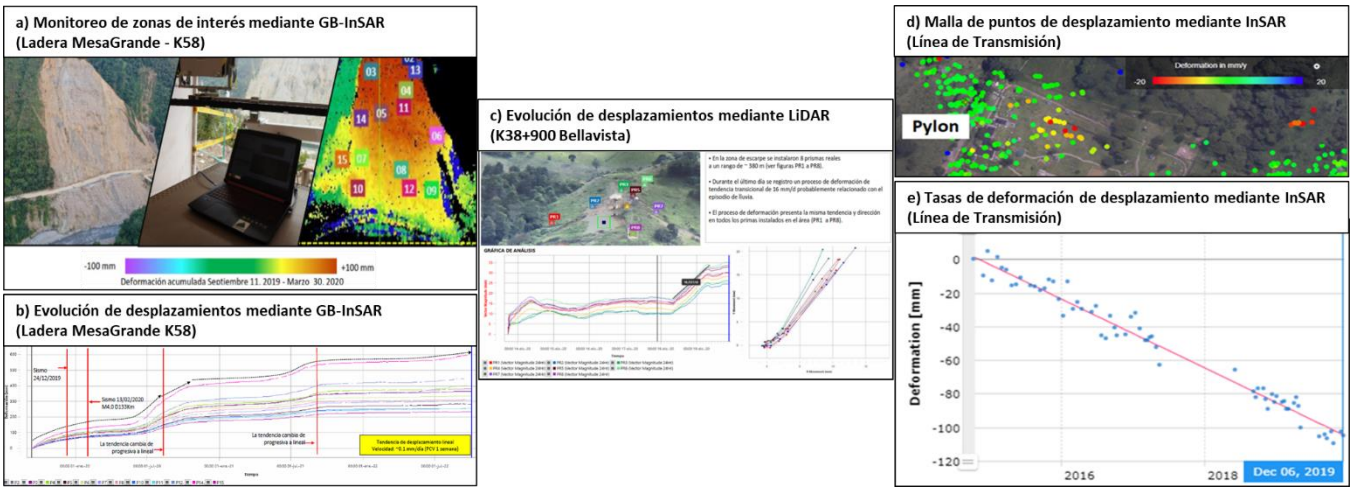


Figura 1. Monitoreo remoto del comportamiento geotécnico en laderas para proyectos de infraestructura en Colombia.

Los desarrollos tecnológicos en teledetección (GB-InSAR), láser (LiDAR) e interferometría satelital (InSAR), actualmente se han convertido en una herramienta indispensable en el campo de la infraestructura, ya que permiten realizar un seguimiento más preciso y eficaz de las variables que intervienen en la estabilidad de las laderas. Se pudo apreciar en los casos de aplicación descritos en el presente documento que la aplicación de estas tecnologías permitió monitorear el comportamiento de los desplazamientos y así evaluar patrones de falla en las zonas de análisis o interés.

Referencias

[1] Antonello, G., et.al. (2004). *Ground-based SAR interferometry for monitoring mass movements*. Landslides 1:21-28. Springer-Verlag.

[2] Fukuzono, T. (1985). *A Method to Predict the Time of Slope Failure Caused by Rainfall Using the Inverse Number of Velocity of Surface Displacement*. Journal of Japan Landslide Society. Vol 22. No.2.

[3] Mazzanti, P. (2012). *Remote monitoring of deformation. An overview of the seven methods described in previous G/Ns*. Geotechnical News, 30 (4):24-29.

[4] McHugh, E., et.al. (2006). *Applications of ground-based radar to mine slope monitoring*. Report of investigations 9666. NIOSH. Publication No.2006-116.

* Correspondencia: [1]vrestrepo@geoandina.net; [2]hsalazar@geoandina.net.

2.2. Comportamiento de suelos y rocas

Interacción entre el sismómetro SEIS de la misión InSight y un análogo de regolito marciano

Juan-Pablo Castillo Betancourt[1]*, Bernardo Caicedo Hormaza[2], Pierre Delage[3]
[1] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (ML753), Universidad de los Andes (Bogotá), Colombia
[2] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (ML775), Universidad de los Andes (Bogotá), Colombia
[3] Laboratoire Navier, CERMES (B115), École des Ponts ParisTech (Champs-sur-Marne), Francia

En este trabajo experimental de alta precisión se estudió desde la perspectiva de la mecánica de suelos la interacción entre el pie del instrumento SEIS (Seismic Experiment for interior Structure) y la superficie de Marte. SEIS es uno de los tres principales instrumentos desplegados por la misión Mars InSight en Elysium Planitia, para estudiar la estructura interior y comprender mejor la historia de formación del planeta rojo. El instrumento es el primero de su tipo en ser desplegado directamente en contacto con el suelo de superficie o regolito marciano (ver figura 1), y es extremadamente preciso como resultado de desarrollo durante dos décadas por múltiples instituciones incluyendo al CNES (Centre National d'Études Spatiales) y al IPGP (Institut de Physique du Globe de Paris) [1]. El problema es abordado desde una perspectiva experimental, empleando como material un suelo similar (simulante o análogo) en varios aspectos al material existente en la superficie de marte (regolito marciano).

Figura 1. El instrumento SEIS durante su despliegue en la superficie de Marte, Sol 22. (Image Credit: NASA/JPL-Caltech)

SEIS se soporta en la estructura de nivelación conocida como LVL, que es capaz de nivelarle en pendientes de hasta 15°, y que se apoya sobre el regolito marciano en un sistema de tres pies. Estos pies consisten en un disco de 60 mm de diámetro con un cono de 20 mm de altura en su centro, y fueron diseñados por el grupo CERMES del Laboratoire Navier en la École des Ponts ParisTech [2]. En este trabajo se utiliza un material seleccionado como una mejor versión de regolito marciano en base a medidas del regolito en el sitio del aterrizaje como la Inercia Térmica, realizadas desde órbita y recientemente confirmadas in-situ; actualizaciones de la historia de formación del material del sitio determinada por los geólogos de la misión también apoyan la selección de este material. El suelo empleado como análogo es la arena de Fontainebleau en su granulometría NE34, y fue empleado en un dispositivo experimental similar al empleado durante la fase de diseño de los pies del instrumento. Este montaje fue mejorado con instrumentación de alta precisión para determinar adecuadamente la constante elástica de esta interacción, información de relevancia para el equipo de la misión en la

* Correspondencia: jp.castillo11@uniandes.edu.co

interpretación de las señales captadas. Además del sistema original del pie de SEIS, disponible en la ENPC, una serie de numerosos ensayos con un disco del mismo diámetro fueron realizados para apoyar la interpretación y repetibilidad. Las medidas de módulo se obtuvieron en ciclos de descarga-recarga realizados a valores de esfuerzo de interés, interpretados en base a teorías basadas en la elasticidad. La amplitud en desplazamiento de estos ciclos es reducida para aproximar estos ciclos como un proceso elástico; la indentación máxima del ensayo es comparable a tres diámetros del grano de material, y la amplitud de los ciclos realizados es cercana a 2 μm. (ver figura 2). La interpretación de resultados se apoya en algunas herramientas de la elasticidad, además de en verificaciones con Elementos Finitos y otras herramientas numéricas [3].

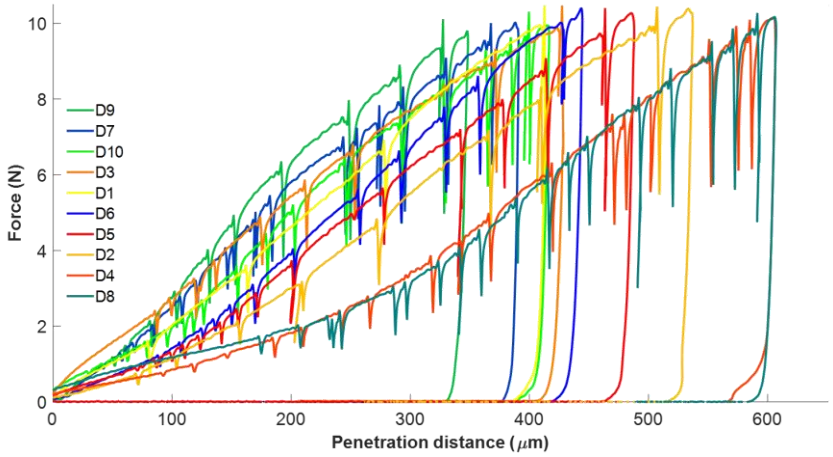


Figura 2. Procedimiento de carga/descarga realizado en los diferentes ensayos de la actividad experimental.

El rango de esfuerzos y deformaciones bajos abordado durante este trabajo constituye también un área poco explorada, de forma que los resultados obtenidos (principalmente en términos de la evolución del módulo en función del esfuerzo) son de interés no solo para el caso de los 20 MPa obtenidos como valor de resultado para el caso de Mars InSight, sino para la mecánica de suelos en cualquier problema que pueda involucrar estos esfuerzos tan pequeños (menores incluso a 5 kPa).

Referencias

[1] Lognonné, P., Banerdt, W. B., Giardini, D., Pike, et al. (2019). SEIS: insight's seismic experiment for internal structure ofMars. Space Sci. Rev. 215, No. 1, 12–182, https://doi.org/10.1007/ s11214-018-0574-6.

[2] Karakostas, F., Delage, P., De Laure, E., Dhemaied, A., Dupla, J. C., Tang, A. M. & Cui, Y. J. (2013). The geotechnical properties ofsome Mars regoliths simulants and their interaction with the SEIS foot. In-house research report prepared for Institut de Physique du Globe de Paris. Paris, France: Ecole des Ponts ParisTech.

[3] Sneddon, I. N. (1946). Boussinesq's problem for a flat-ended cylinder. Math. Proc. Cambridge Phil. Soc. 42, No. 1, 29–39, https://doi.org/10.1017/S0305004100022702.

* Correspondencia: jp.castillo11@uniandes.edu.co

XVII Congreso Colombiano de Geotecnia
14 a 18 de noviembre, 2022
Cartagena, Colombia

Evaluación de tiempos de equilibrado de la succión total en muestras compactadas de materiales granulares de subbase a partir de simulaciones numéricas

R. Utrera[1], V. Merchán[2*] & A.E. Alvarez [2]
[1] Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander, Colombia
[2] Grupo de Investigación en Materiales de Construcción y Estructuras (INME), Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Industrial de Santander, Colombia

En este artículo se presentan los principales resultados relacionados con los tiempos de equilibrado de la succión total en probetas de material granular tipo subbase granular (SBG) compactadas en laboratorio. Estos tiempos de equilibrado son determinados a partir de simulaciones numéricas, que se llevan a cabo mediante el software Code_Bright [1] y la interfaz gráfica GID—utilizada para el preproceso y postproceso de los datos—. Este análisis es útil para estimar el tiempo requerido—con potenciales ahorros de tiempo en laboratorio respecto a los criterios habitualmente empleados, basados mayoritariamente en la evaluación de suelos arcillosos—para que un valor de succión total se estabilice en todo el volumen de una probeta de SBG compactada por efectos de aplicación de trayectorias de humedecimiento o secado, para la evaluación posterior de rigidez mediante ensayo triaxial dinámico. De esta forma, se busca avanzar en la caracterización de materiales para estructuras de pavimento. En este trabajo, la preparación de los tres tipos de probetas evaluadas de SBG compactadas (20 cm de altura y 15 cm de diámetro) parte del desarrollo de curvas de compactación a partir de tres métodos: Proctor [2], giratorio [3], y por vibración [4]. En la Tabla 1, se presentan las principales propiedades índice del material de SBG, para el óptimo de compactación.

Tipo de probeta	Contenido de humedad (%)	Grado de saturación (%)	Porosidad	Índice de poros	Masa unitaria seca (g/cm^3)	Masa unitaria total (g/cm^3)	Succión total (KPa)
Proctor	8	75	0.22	0.28	2.02	2.18	563
Giratorio	8	69	0.23	0.30	1.98	2.14	320
Vibración	8	76	0.21	0.27	2.03	2.19	349

Tabla 1. Parámetros básicos de la curva de compactación utilizando diferentes métodos.

La medición de la succión total se realizó utilizando la técnica del papel filtro según el método de ensayo INV E 159-13 [2]. A partir de estos datos se ajustaron las curvas de retención del suelo, según la aproximación de Van Genuchten [5], para los tres tipos de probeta (ver ejemplo en la Figura 1 para probeta compactada aplicando el método Proctor). En relación con el modelo, los valores de permeabilidad requeridos se adoptaron entre 1E-04 cm/s y 1E-08 cm/s, para estudiar su influencia en el problema de flujo. Adicionalmente, los parámetros elásticos se incluyeron con base en los resultados de la medición de módulo resiliente sobre las probetas compactadas. Teniendo en cuenta que las probetas cilíndricas tienen un eje de axisimetría en dirección vertical, no es necesario simular todo su volumen, sino la mitad de una sección o corte vertical.

La Figura 2a presenta un ejemplo del modelo base para el análisis y en la Figura 2b se puede observar un ejemplo de la evolución del grado de saturación en una probeta que parte de un grado de saturación inicial de 97.4% (succión total S=100 kPa) y se somete a una trayectoria de secado lateral hasta alcanzar un grado de saturación de 76.4% (succión total=550 kPa) en un tiempo estimado de una hora. Los

* Correspondencia: vmerchan@uis.edu.co

resultados sugieren que los tiempos de equilibrado en probetas cilíndricas de material tipo SBG varían entre una hora y 24 horas dependiendo de la trayectoria seguida y de la conductividad hidráulica. Estos resultados sugieren que para materiales tipo SBG no se requieren tiempos de equilibrado importantes como en el caso de muestras arcillosas, que pueden tomar entre 7 y 15 días para equilibrar la succión total dentro del volumen de la probeta dependiendo de la conductividad hidráulica.

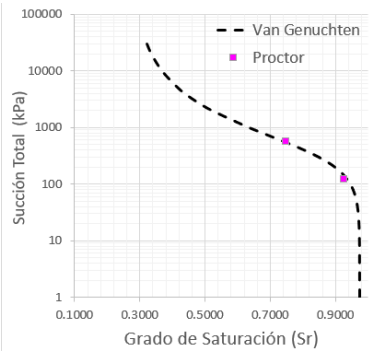
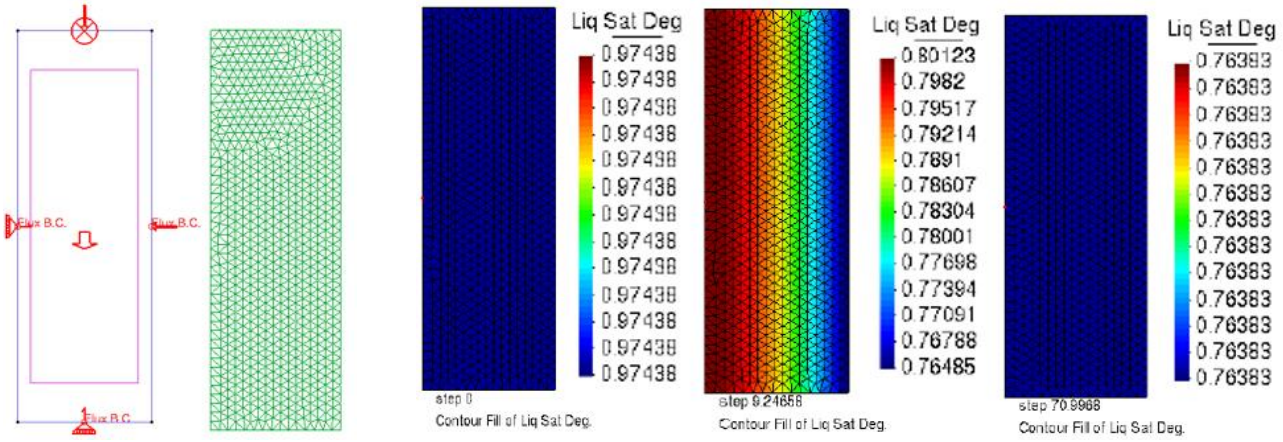


Figura 1. Determinación de la curva de retención con aproximación de Van Genuchten



(a) (b)

Figura 2. (a) modelo base de simulación y condiciones de frontera de desplazamiento y flujo, y (b) ejemplo de evolución del grado de saturación, en una probeta cilíndrica, en una trayectoria de secado, variando desde 100 kPa hasta 550 kPa de succión total en un tiempo estimado de 1 hora.

Referencias

[1] Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., & Alonso, E. (1996). Numerical Formulation for a Simulator (CODE_BRIGHT) for the Coupled Analysis of Saline Media. *Engineering computations, 13*(7), 87-112. doi:10.1108/02644409610151575

[2] INVIAS. (2013). Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras y Normas de Ensayo para Carreteras. Bogotá D.C.

[3] Camacho Tauta, J. F., Reyes Ortiz, O. J., & Mendez Gonzales, D. F. (2007). Ensayo de Compactacion Giratorio en Suelos como Alternativa al Ensayo de Compactacion Proctor. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 67-81.

[4] ASTM International. (2020). ASTM D7382-20: Standard Test Methods for Determination of Maximum Dry Unit Weight of Granular Soils Using a Vibrating Hammer. West Conshohocken, PA: ASTM International.

[5] Van Genuchten, M. (1980). A Closed Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Sci. Soc. Am., 44*, 892-898.

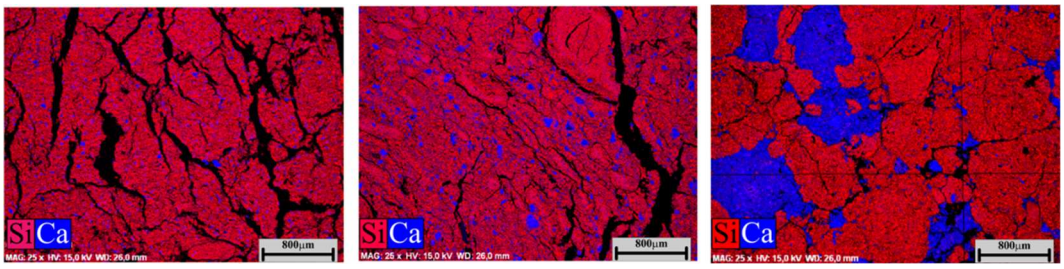
* Correspondencia: vmerchan@uis.edu.co

Influencia de la distribución de carbonatos en el comportamiento mecánico de una arcilla cementada – Estudio experimental

Daniel F. Ruiz[1]*, Jean Vaunat[2], Didier Virely[3], Andry Razakamanantsoa[3], Christophe Dano[5]
[1] Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Colombia
[2] Departamento de Ingeniería del Terreno, Universitat Politècnica de Catalunya, España
[3] Géotechnique et géomécanique, CEREMA, Francia
[4] Département Géotechnique, environnement et risques naturels, Université Gustave Eiffel, Francia
[5] 3SR Géomécanique Permanents, Université Grenoble Alpes, Francia

A través de este estudio experimental se abordan aspectos fundamentales del comportamiento mecánico de arcillas cementadas, centrándose en la cementación. Para abordar el efecto de la cementación, tanto en cantidad como distribución, se propone una metodología de generación de arcillas cementadas artificialmente.

En Colombia este tipo de formaciones predominantes en la cordillera oriental han sido el foco de investigación debido a numerosos procesos de inestabilidad. No existe un acuerdo total sobre la ubicación del límite entre suelos arcillosos duros y rocas arcillosas blandas, sin embargo, el comportamiento mecánico de estos materiales es el resultado de la combinación de la sedimentación, consolidación, procesos de carga/descarga y cementación [1]. El estudio sistemático del efecto de la cantidad y distribución de los agentes cementantes es de gran complejidad en formaciones naturales, ya que la precipitación y depositación de los de los carbonatos de calcio obedece a procesos geológicos. En formaciones naturales se ha establecido una relación directa entre la cantidad de cementante y la resistencia pico, sin embargo, la influencia de la distribución de estos minerales en la matriz arcillosa solo ha podido ser descrita cualitativamente [2,3].



(a) (b) (c)

Figura 1. Microscopía electrónica de barrido (SEM) sobre arcilla no cementada (a), arcilla con distribución de carbonatos uniforme (b) y arcilla con distribución de carbonatos nodular (c).

Este estudio experimental consiste en la creación de diferentes distribuciones de cementación en muestras compactadas. Para este fin se ha utilizado como material base la arcilla de Merville, ubicada al norte de Francia, ya que cuenta con un porcentaje bajo de cementantes en estado natural (<3%). Tras el secado y triturado de la arcilla se desarrolló una metodología de generación de muestras con distribución uniforme y distribución nodular de cemento. La micro-visualización estructural, compuesta por micro-tomografías, µXFR, SEM y MIP, permitió establecer la consistencia en la metodología de generación de muestras. En la **Figura 1** se muestra la microestructura de las arcillas ensayadas, teniendo el mismo contenido de cemento (10%) y una clara diferencia en si distribución.

* Correspondencia: dfruizr@eafit.edu.co

Los ensayos mecánicos consistieron en compresiones inconfinadas, compresión 1D y compresión triaxial. Algunos resultados demuestran que los módulos de elasticidad dependen directamente de la distribución de cementantes y que distribuciones uniformes de cementantes generan un comportamiento frágil (ver **Figura 2**). Las curvas de descarga en los ensayos edométricos indican que la degradación mecánica esta influenciada por el tamaño de los cementantes (ver **Figura 3**).

La modelación constitutiva de estos materiales deberá contemplar aspectos básicos como la cantidad de cementante y características microestructurales asociadas a su distribución.

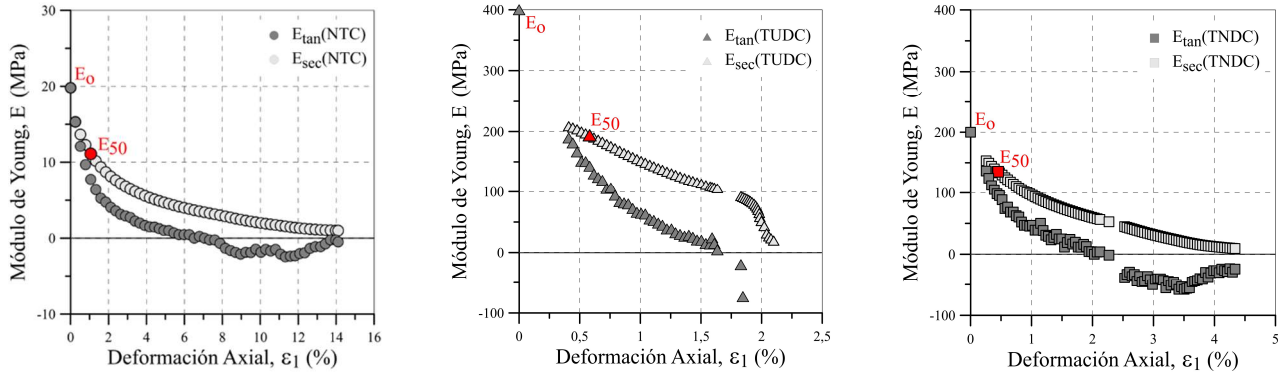


Figura 2. Módulos de elasticidad sobre arcilla no cementada (a), arcilla con distribución de carbonatos uniforme (b) y arcilla con distribución de carbonatos nodular (c).

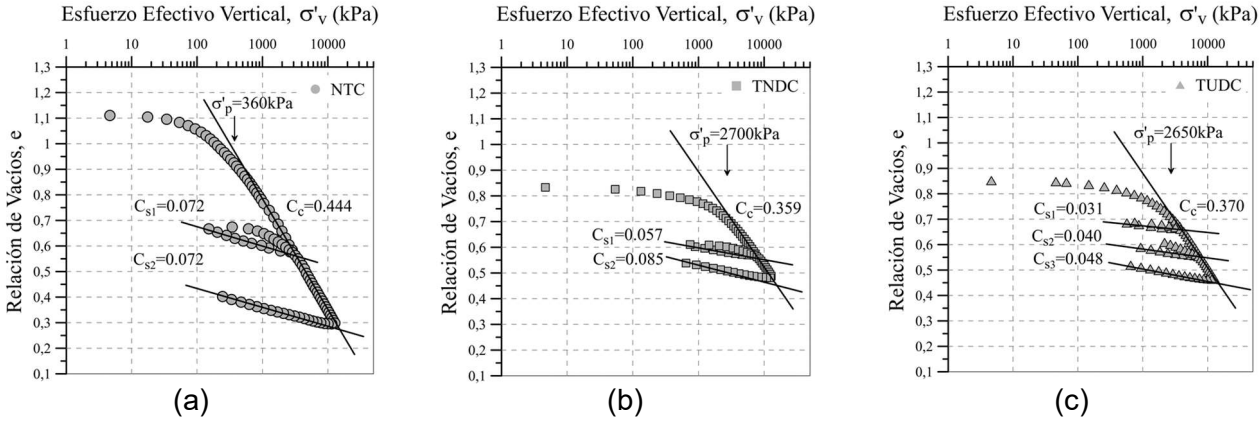


Figura 3. Curvas de compresibilidad sobre arcilla no cementada (a), arcilla con distribución de carbonatos uniforme (b) y arcilla con distribución de carbonatos nodular (c).

Referencias

[1] Gens, A. (2011). *On the hydromechanical behaviour of argillaceous hard soils-weak rocks*. Keynote Lecture - 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: geotechnics of hard soils - weak rocks, 71-118.

[2] Klinkenberg, M., Kaufhold, S., Dohrmann, R., & Siegesmundb, S. (2009). Influence of carbonate microfabrics on the failure strength of claystones, Engineering Geology, Volume 107(1-2), 42-54.

[3] Kaufhold, S., Gräsle, W., Plischke, I., Dohrmann, R., & Siegesmundb, S. (2013). Influence of carbonate content and micro fabrics on the failure strength of the sandy facies of the Opalinus Clay from Mont Terri (Underground Rock Laboratory), Engineering Geology, Volume 156(1), 111-118.

* Correspondencia: dfruizr@eafit.edu.co

Efecto de la cementación en el comportamiento volumétrico unidimensional de un suelo tropical

Tejedor, C. A.[1]*, Colmenares, J. E.[1]
[1] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, D.C, Colombia

Se realizó una campaña experimental, orientada al estudio del efecto de la cementación, como parte fundamental de la estructura del suelo, en el comportamiento volumétrico de un suelo tropical (no laterítico). El material de estudio fue un limo arcilloso con alto contenido de arena, tomado del municipio de Orocué, Casanare, que usualmente es usado como material para la conformación de la vía de acceso al municipio. Se realizaron ensayos de consolidación, de carga controlada y con tasa de deformación constante, con muestras compactadas y reconstituidas. Se ensayaron muestras con diferente contenido de cemento (2%, 5% y 8% respecto a la masa seca del suelo).

Las curvas de compresibilidad de las diferentes mezclas de suelo – cemento y la del suelo reconstituido permitieron determinar el grado de estructuración de las muestras de suelo. En el caso de las mezclas de 2% de contenido de cemento, a medida que se aumentó la carga, la desestructuración fue tan alta que sus curvas de compresibilidad cruzaron la del suelo reconstituido (ver Figura 1-a), indicando una degradación de la cementación de los materiales. En el suelo reconstituido se observó un crecimiento del índice de expansión de la muestra que fue llevada a un esfuerzo vertical efectivo más alto (ver Figura 1-b). En general no fue evidente una aproximación asintótica de la curva de compresibilidad del material estructurado con la del material reconstituido. Los cambios en el comportamiento volumétrico fueron evidentes luego de producirse la hidratación del cemento y las reacciones puzolánicas durante el tiempo de curado. Un mayor grado de estructura representó un esfuerzo de cedencia mayor, determinando un comportamiento rígido en la zona de recompresión y un incremento en el índice de compresión.

La degradación de la estructura generó un incremento en el índice de expansión del material, el cual fue evaluado mediante la ejecución de tres ciclos de carga – descarga (ver Figura 2). Se propone la Línea de Compresión Generalizada Extendida (EGCL), la cual está descrita por la ecuación Ec. 1, y permite hacer una predicción de la línea de compresión virgen de otros suelos cementados.

$$\frac{e}{e_{4000}} = 4.0164 - 0.8337 \log(\sigma_v') \qquad \text{Ec. 1}$$

* Correspondencia: catejedorbo@unal.edu.co

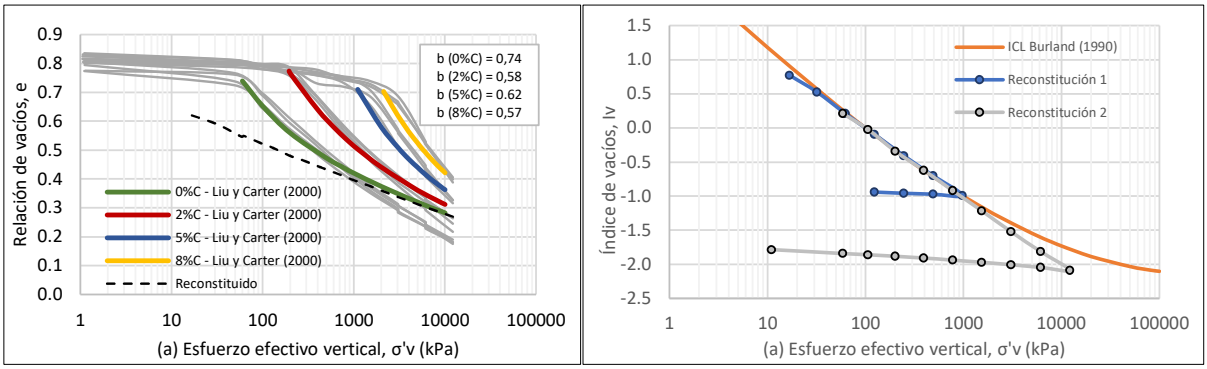


Figura 1. (a) Curvas de compresibilidad de las diferentes mezclas de suelo-cemento y del suelo reconstituido. (b) Líneas de compresión intrínseca a diferentes niveles de esfuerzo, comparadas con la línea de compresión intrínseca de Burland (1990).

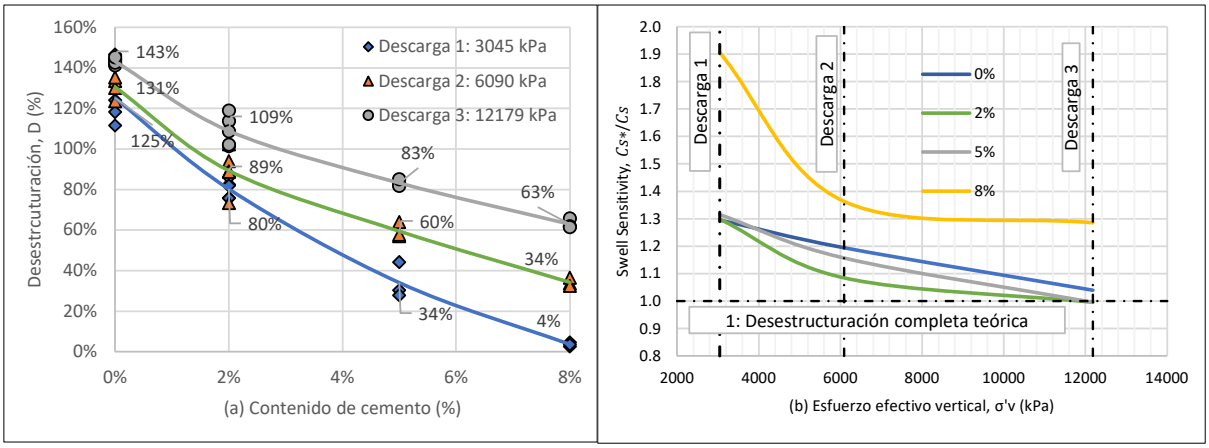


Figura 2. (a) Desestructuración alcanzada en los tres ciclos de carga para cada mezcla de suelo – cemento. (b) Evolución de la expansividad (Swell sensitivity) del suelo debido a la desestructuración del material.

El estudio permitió evaluar el efecto de la cementación inducida en las diferentes características y propiedades de la compresibilidad de los suelos en condición unidimensional. Se identificaron los cambios producidos en el esfuerzo de cedencia, los índices de recompresión, compresión y expansión, así como la evolución de la desestructuración de los materiales y sus diferencias con las características de compresibilidad del suelo en condición reconstituida (desestructurada). Se identificaron comportamientos similares a los reportados en el estado del conocimiento para arcillas artificialmente cementadas, sin embargo, dadas las particularidades del material y del nivel de esfuerzo alcanzado en los ensayos, se identificaron algunas diferencias respecto a otros resultados reportados en el estado del arte (i.e. ecuación para la línea de compresión intrínseca - ICL). Se validó la aplicabilidad de la Línea de Compresión Generalizada Extendida (EGCL), obtenida con el material de estudio.

* Correspondencia: catejedorbo@unal.edu.co

An approach to Chemical Ageing in Colombian fluvio-lacustrine granular materials through DRX-FRX Analysis and Electrokinetical (Zeta) Potential forces

Miguel Castilla-Barbosa[1]*, Manuel Ocampo-Terreros[1], Orlando Rincón-Arango[2]
[1] Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia
[2] División de Infraestructura, WSP, Colombia

El fenómeno de envejecimiento ("ageing") es descrito como un cambio en el comportamiento de los suelos[1], significativo en períodos de días hasta meses, y representado como un aumento en la rigidez y la resistencia de los suelos [2]. Sin embargo, las causas que conllevan al fenómeno de envejecimiento en suelos aún no son claras [3], generan incertidumbre [2], o bien, son aún inconclusas. Pese a esto, diversos estudios deducen que el fenómeno del envejecimiento ("ageing") puede ser clasificado de forma general como un proceso mecánico o químico [1], [2], [4].

El envejecimiento químico puede interpretarse como la disolución y/o precipitación de minerales como sílice o carbonatos de calcio [2], [4], interpretados como los principales mecanismos de envejecimiento de arenas, y que pueden desarrollar cementación de partículas en medios granulares [3]. Sin embargo, pese a la respuesta que puede inducir el envejecimiento químico en la generación de cementación, existen autores que ponen en duda que los medios granulares tengan la capacidad de producir suficientes fuerzas químicas entre partículas pues aún no hay evidencia incontrovertible para validar la hipótesis [1], [2], [4].

El presente trabajo de investigación se centra en el estudio del envejecimiento de tipo químico en depósitos de arenas fluvio-torrenciales, que componen los taludes de los Andes Colombianos en la vía Bogotá-Villavicencio, a partir de mediciones de espectroscopía de dispersión de energía (EDS), Dispersión de Rayos X (DRX) y Fluorescencia de Rayos X (FRX) para la caracterización química y la identificación de los elementos y óxidos presentes en los depósitos de arenas. Así mismo, la presente investigación busca determinar si las fuerzas de Potencial Electrocinético pueden ser vistas como una medida del envejecimiento químico de los materiales granulares como agente cementante en arenas, por tanto, lecturas de Potencial Zeta (ζ) son llevadas a cabo para la determinación del potencial eléctrico en las interacciones electrostáticas entre las superficies minerales ante variaciones en el pH del solvente.

Las arenas de la zona de estudio son clasificadas inicialmente según la distribución de tamaños para partículas comprendidas entre el tamiz 3" (76.20 mm) hasta partículas en el tamiz No. 200 (75 μm) y separadas visualmente con base en el color de las partículas (grises, verdes, rojizas y transparentes); esto permitiendo la caracterización química y determinación del Potencial Electrocinético (Zeta) para cada fracción representativa. Condiciones controladas de temperatura (25 °C), polaridad del fluido, radio de las partículas en suspensión y pH del solvente fueron tenidas en cuenta en la determinación del Potencial Zeta para la obtención de la carga de atracción o repulsión (mV) del sistema coloidal como se presenta en la Figura 1.

Ensayos de DRX-FRX permiten identificar concentraciones de sílice y aluminio en cantidades cercanas al 35% y 14% respectivamente, así como dióxidos de silicio (SiO_2) en concentraciones de hasta un 66% para las fracciones representativas; elementos que en contacto con el agua pueden desencadenar un

* Correspondencia: castilla.m@javeriana.edu.co

proceso de precipitación de sílice y/o suspensión en partículas de material fino. Variaciones en el pH del solvente permiten evidenciar que en soluciones básicas no se presentan cambios en las fuerzas electrocinéticas (Potencial Zeta) al alcanzar el punto eléctricamente estable [5], generando una menor agregación de las partículas producto de la posible precipitación de sílice; aspecto visto como una pérdida de la cementación que pueden generar los materiales granulares fluvio-lacustres de la Vía Bogotá-Villavicencio.

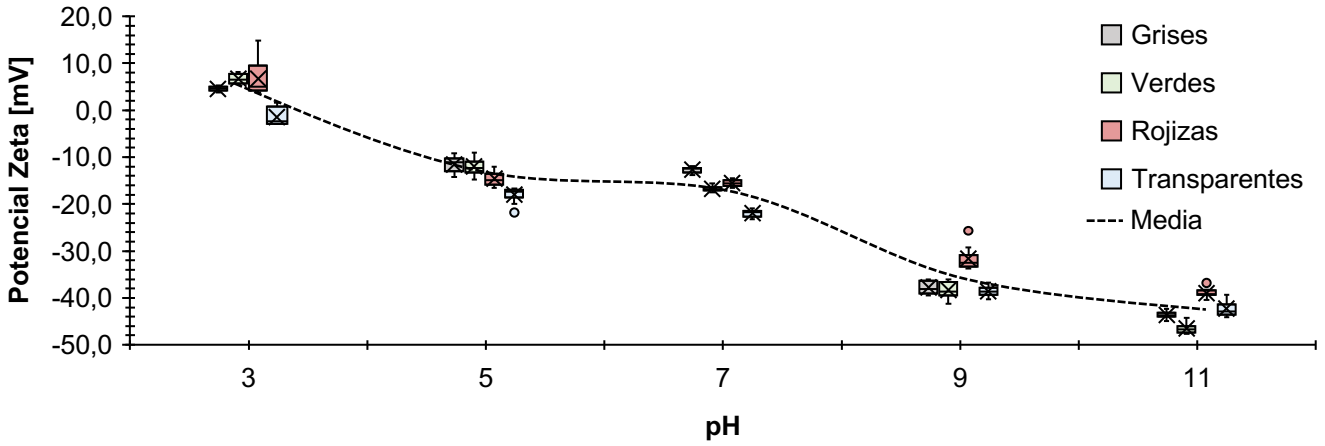


Figura 1. Medida del Potencial Zeta para arenas de la vía Bogotá-Villavicencio ante variaciones en el pH del solvente.

La investigación presentada permite evaluar las fuerzas electrocinéticas, y su relación con el envejecimiento ("ageing") químico, como producto de una cementación que puede generarse en materiales granulares ante variaciones en la química del solvente y la composición química de las arenas. Por otro lado, el trabajo realizado permite definir las bases para el entendimiento del componente químico en modelos de envejecimiento que pueden ser incorporados a modelos de respuesta mecánica en la evaluación de los cambios de las propiedades de los geomateriales en el tiempo. Finalmente, modelos HMC ("Hydro-Mechanical-Chemical") acoplados pueden ser propuestos con miras a evaluar el envejecimiento ("ageing") químico y mecánico en materiales granulares.

Referencias

[1] E. T. Bowman and K. Soga, "Creep, ageing and microstructural change in dense granular materials," *Soils and Foundations*, vol. 43, no. 4, pp. 107–117, 2003, doi: 10.3208/sandf.43.4_107.

[2] C. D. P. Baxter and J. K. Mitchell, "Experimental Study on the Aging of Sands," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, no. 10, pp. 1051–1062, Oct. 2004, doi: 10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:10(1051).

[3] H. Toyota and S. Takada, "Mechanical properties of cementitious sand and sand with small cyclic shear strain to assess aging effects on liquefaction," *Acta Geotech*, 2021, doi: 10.1007/s11440-021-01368-6.

[4] J. K. Mitchell, "Aging of Sand – a Continuing Enigma?," *6th International conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, pp. 1–21, 2008.

[5] P. Thakur, S. S. Sonawane, S. H. Sonawane, and B. A. Bhanvase, "Nanofluids-based delivery system, encapsulation of nanoparticles for stability to make stable nanofluids," in *Encapsulation of Active Molecules and Their Delivery System*, Elsevier, 2020, pp. 141–152. doi: 10.1016/B978-0-12-819363-1.00009-0.

* Correspondencia: castilla.m@javeriana.edu.co

Investigación experimental de colapso en suelos eólicos: Un caso de estudio en Mayapo, Colombia.

Kandy Teheran Ochoa[1]*, Daniel F. Ruiz[2], Manuel Villarraga[3], Didier Virely[4]
[1] Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia, Colombia. [2] Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Colombia. [3] Departamento de Ingeniería Civil, Universidad nacional de Colombia, Colombia. [4] Groupe Risques naturels, Environnement, Géologie et Géomécanique, CEREMA, Francia.

En el norte de Colombia, departamento de la Guajira, existe un área cubierta por suelos eólicos, que consisten en dunas de baja densidad y cubiertas por vegetación. Si bien en esta región las precipitaciones son escasas y ocurren sequías con frecuencia [1], existe riesgo de inundaciones repentinas de mediano a alto debido a las lluvias torrenciales generadas por los frecuentes huracanes en el mar Caribe [2], causando debilitamiento de la estructura del suelo por cambios en la saturación [3]. En consecuencia, se pueden producir desastres, debido a los peligros potenciales que representan para las estructuras de ingeniería con cimientos sobre suelos colapsables. Esta investigación pretende determinar los factores que influencian el posible colapso en suelos eólicos en La Guajira, buscando dar respuesta a la hipótesis planteada que indica que los suelos eólicos de la Guajira exhiben características y propiedades de suelos colapsables.

La metodología utilizada incluye muestreo, clasificación geotécnica, análisis de la microestructura mediante microscopía electrónica de barrido SEM, análisis de elementos químicos de las partículas con espectroscopía de rayos X y dispersión de energía EDS, y análisis de composición mineralógica con microscopio óptico. La succión se determinó mediante la metodología de papel filtro y de Romero. Las características de colapsabilidad se evaluaron con pruebas de edómetro doble, carga variable y succión controlada para investigar la deformación por colapso en respuesta al cambio en la saturación y diferentes niveles de esfuerzos y niveles de succión. El suelo se compone principalmente de cristales de cuarzo, plagioclasas, feldespatos y sales. En los contactos se presentan partículas finas de óxido de Fe y Al, que actúan como unión o cementación aparente, sin embargo, esta no controla el comportamiento de colapso. Del estudio microestructural se encontró que el suelo presenta doble porosidad, macroporos continuos y microporos, Figura 1. Para representar el flujo de agua en el suelo se emplearon modelos de curvas de retención de agua de doble porosidad (WRC), unas asociadas a la macroestructura y otras a los poros más pequeños. En los resultados se demostró que a bajos grados de saturación (0-20%) el flujo de agua es controlado por los microporos, lo que hace que el agua salga del suelo con mayor dificultad. Con pequeños aumentos en la saturación (S), la succión es gobernada por los macroporos, disminuyendo rápidamente. Las partículas de sales encontradas en estos suelos influyen en la succión osmótica, alcanzando valores de 315 kPa [4], 365 kPa [5]), afectando su condición hidráulica, atrayendo más agua al suelo, provocando una disminución de la succión total.

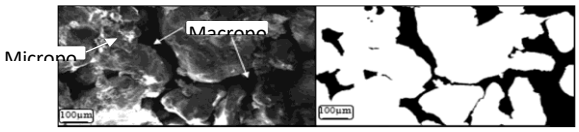


Figura 1. Microfotografía SEM y representación gráfica de la porosidad de las muestras.

El suelo estudiado presentó un potencial de colapso moderado, que aumentó con el incremento de e_0. Si la succión disminuye, los meniscos de agua se unen, los poros se saturan y el suelo colapsa. Se determinó, además, que el colapso máximo se da a un esfuerzo vertical de 200 kPa, luego, hay una reducción en la

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

deformación por colapso a medida que aumenta el esfuerzo aplicado. Por otra parte, el mayor colapso tiene lugar al saturar el material que se encuentra sometido a una carga de 200 kPa. Esto demuestra que, al imponer grandes esfuerzos, los poros se reducen y se crea una nueva estructura más densa, aumentando la rigidez del suelo, lo que evita el desarrollo de más deformaciones por colapso, ver Figura 2.

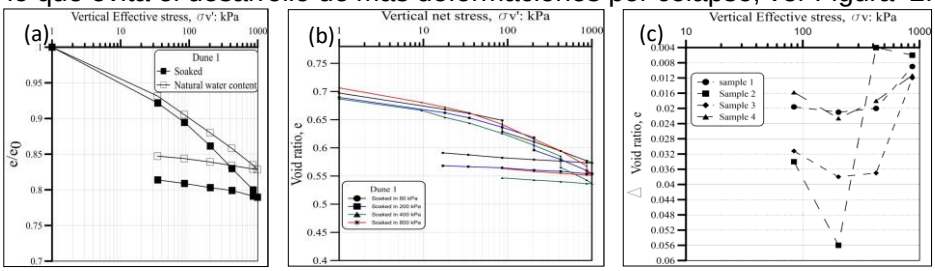


Figura 2. Resultados edómetro doble (a) y edómetro carga variable (b) y (c)

De los edómetros con succión controlada se obtuvo que la succión permite que el suelo sostenga un mayor esfuerzo aplicado, antes de colapsar, aumentando su rigidez. Se empleó un modelo constitutivo para describir el comportamiento volumétrico, representado por la curva Loading Collapse (LC) [6], que permite conocer las deformaciones volumétricas compresivas reversibles para cualquier trayectoria de carga (L), colapso (C), o ambas en el dominio elástico y predecir las irreversibles en cualquier trayectoria, ver Figura 3. Los resultados demuestran que; hay una buena concordancia entre las curvas teórica y experimental, existe una importante dependencia de las trayectorias de colapso y carga, las deformaciones son muy pequeñas en los cambios de succión, estos sufrirán mayores deformaciones en las trayectorias de carga a bajos niveles de succión debido a que la rigidez del suelo es menor.

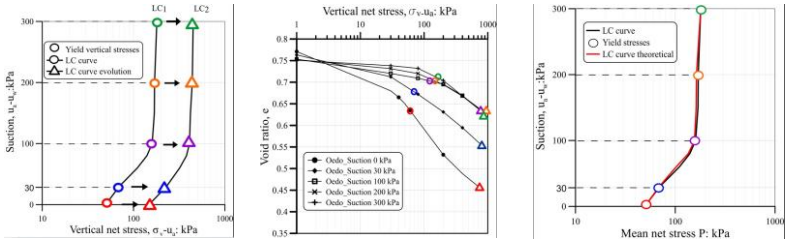


Figura 3. Curva LC de los suelos eólicos de la Guajira de un ensayo experimental a succión controlada.

Los resultados de esta investigación demuestran que los suelos eólicos estudiados exhiben propiedades de suelos colapsables, existiendo una estrecha relación entre el comportamiento volumétrico con la estructura y la succión matricial. La curva LC permitió modelar la relación entre estas propiedades y el comportamiento, así como tener una mejor comprensión de la influencia de la succión en el colapso.

La relevancia de este trabajo radica en que fue posible caracterizar y modelar este tipo de suelo, que es poco estudiado en el país y en la región. Además, contribuye al análisis de estos suelos a nivel mundial, y su relación con la estructura y mineralogía en su comportamiento volumétrico. Como futuras líneas se propone analizar el comportamiento volumétrico incluyendo la medición de fuerzas laterales k_0, y/o considerando una estructura de suelo más densa, para conocer los límites de fluencia experimentales. También, desarrollar una simulación numérica considerando determinada situación en los suelos, utilizando los parámetros obtenidos de WRC y la curva LC, previendo que, como zona turística, se sigan construyendo edificaciones y predecir problemas relacionados con el comportamiento volumétrico de estos materiales.

Referencias

[1] C. Arango, J. Dorado, D. Guzmán, and J. . Ruiz, “Climatología trimestral de Colombia,” *Ideam*, p. 19, 2014.

[2] Alcaldía de Riohacha, “Plan De Ordenamiento Territorial Del Municipio De Riohacha, Guajira,” *Alcaldia Munic. Riohacha*, 2001.

[3] M. S. Nouaouria, M. Guenfoud, and B. Lafifi, “Engineering properties of loess in Algeria,” *Eng. Geol.*, vol. 99, no. 1–2, pp. 85–90, 2008.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Influencia del contenido de cemento en las características de retención de humedad en suelos naturales del departamento de Antioquía

Laura Tatiana Correa Guerrero[1]*, Lissa Daniela Forero Ortiz[2], Yuli Noreth Daza Correa[3]
[1] programa Ingeniería Civil, Universidad Santo Tomas, Colombia
[2] programa Maestría Infraestructura Vial, Universidad Santo Tomas, Colombia
[3] programa Maestría Infraestructura Vial, Universidad Santo Tomas, Colombia

Teniendo en cuenta la importancia de las vías terciarias en el país y las características de los suelos naturales sobre los cuales se deben construir las mismas; muchas veces es necesario mejorar sus propiedades físicas y de comportamiento a partir de la adición de materiales cementantes, lo cual según se ha visto resulta ser una alternativa económica, eficiente y de fácil obtención en zonas de difícil acceso. Este método de mejoramiento es común en la práctica de la ingeniería y es uno de los que se encuentran aprobados por el Instituto Nacional de Vías – INVIAS. Por lo anterior, a través del trabajo de investigación se analiza la interacción entre la fábrica de los materiales naturales y cementados, con el contenido de agua y la succión, a partir de la dosificación de dos diferentes porcentajes de cemento (3% y 5%) y la obtención de la curva característica a partir de dos metodologías diferentes, como lo son el higrómetro de espejo refrigerado (WP4C) y con el método del papel de filtro.

El principal objetivo de la investigación es determinar la influencia del contenido de agua en el suelo cementado con los dos porcentajes de dosificación analizados, para así establecer relaciones entre el tamaño de poros de muestras naturales y estructuradas artificialmente, con su capacidad de respuesta ante los cambios en el contenido de agua. Adicionalmente, el análisis se realiza sobre muestras compactadas a diferentes contenidos de agua, inicialmente con la humedad óptima de compactación, y así mismo, en valores antes y después de este porcentaje. El proceso de obtención de la curva característica se hace en humedecimiento y secado, teniendo en cuenta el carácter histerético de la curva de retención de humedad.

Para la preparación de las muestras, se diseñaron dos mezclas de suelo cemento, en donde por cada contenido de cemento se prepararon muestras por cada una de las humedades, e igualmente muestras de suelo natural por cada humedad, las cuales posteriormente fueron talladas con dimensiones de 20 mm de diámetro y 5 mm de altura [1] para así proceder a realizar el ensayo de higrómetro de espejo refrigerado, siguiendo los parámetros establecido por la norma ASTM D6836 – 02 y poder obtener la succión total de las muestras.

Teniendo en cuenta que el higrómetro presenta restricciones en la medición de succiones por debajo de los 100kPa, es necesario completar la curva con valores de succión medidos a partir del método convencional de obtención de la succión con papel de filtro, siguiendo las recomendaciones de la norma INV 159-13 del Instituto Nacional de Vías [2]. Este último proceso se encuentra actualmente en ejecución.

En la *Tabla 1.,* se pueden visualizar los valores obtenidos a la fecha resultado del ensayo de succión por el método de higrómetro.

* Correspondencia: laura.correa@usantotomas.edu.co; lissaforero@usantotomas.edu.co; yulidaza@usantotomas.edu.co

Muestra	Descripción	w (%)										
		0,0	2,5	3,0	4,0	5,0	10,0	14,0	16,0	17,5	20,0	25,0
M1	Natural sin contenido de cemento.	370340	19780	8580	4060	2010	330	40				
M2		385000	33820	18680	7550	2550	180	80				
M3	Contenido de cemento al 3%	316260	13080	8680	3760	2260	640	280				
M4		334210	18890	11440	4340	2220	410	120				
M5	Contenido de cemento al 5%	103850	8310	4970	3420	3410	1540	280				
M6		6810	3890	3140	2630	1360	990	200				

Succión (kPa)

Tabla 1. Resultados de succión en kPa para diferentes contenidos de humedad en suelo limo arenoso en estado natural y estabilizado con cemento al 3% y al 5% por método de higrómetro.

A la fecha se puede observar que las muestras cementadas con el 3% y el 5% presentan un tamaño de poros más pequeño que las muestras de suelo natural, lo cual se evidencia a partir de la obtención de succiones más altas para los mismos contenidos de agua. Lo anterior es de esperarse, teniendo en cuenta que el cemento comercial tiene un tamaño de partículas de entre 10µm y 5µm, actuando como elemento de llenado de los espacios vacíos que puede tener el suelo natural de composición limosa. Ya que no se cuenta aún con los resultados de los ensayos para succiones bajas, los cuales se esperan para la fecha de entrega del siguiente avance del artículo, no es posible concluir sobre el valor de entrada de aire y sobre la forma en general de la curva de retención para las diferentes condiciones analizadas; sin embargo, la hipótesis que se plantea basada en la revisión literaria ([3] y [4]) es que la curva característica de los materiales cementados se ubicará por encima y a la derecha de la del material natural, evidenciando con esto la disminución del tamaño de poros y una mayor capacidad de retención de agua. Se espera igualmente un aumento en el valor de entrada de aire, en consecuencia, con lo mencionado anteriormente; sin embargo, estas hipótesis pueden ser falsables como lo dicta el rigor científico en las investigaciones de carácter deductivo.

Finalmente, este trabajo investigativo sirve como base para el estudio del comportamiento de suelos naturales de origen residual presentes en algunas vías terciarias del país, en cuanto a la interacción con el agua para diferentes contenidos de cemento, constituyéndose esto como una información de alta relevancia para investigaciones futuras, y para el desarrollo de proyectos de consultoría que involucren prácticas de mejoramiento de suelo en zonas con un origen geológico similar al estudiado.

Como complemento para el trabajo futuro, se puede estudiar la rigidez dinámica del suelo en estado natural y con los diferentes contenidos de cemento analizados, a partir de ensayos de columna resonante incluyendo el análisis de la interacción con el contenido de agua en un espacio de tres dimensiones que se constituiría como un avance en el estado del conocimiento. Otros estudios pueden incluir la interacción con otros estabilizantes como la Cal, polímeros, aceites sulfonatos; buscando determinar la influencia y eficiencia ante los cambios de humedad de cada uno de estos estabilizantes.

Referencias

[1] ASTM, «(D6836-02). Método de pruebas estándar para la Determinación de la curva característica del agua del suelo para la desorción mediante columna colgante, extractor de presión, higrómetro de espejo refrigerado o centrífuga,» ASTM International, 2008.

[2] INVIAS, «(INV E-159-13). Determinación de la succión de un suelo usando papel filtro,» Instituto Nacional de Vías, 2013.

[3] J. Norambuena, «Water retention curve of soil-cement composite material,» *Revista chilena de ingeniería, vol. 23 Nº 4,* 2015.

[4] E. Vitale, O. Cuisinier, G. Russo, D. Deneele, D. De Sarno, M. V. Nicotera y R. Papa, «Water retention curves of lightweight cemented soils,» *4ª Conferencia Europea sobre Suelos No Saturados (E-UNSAT 2020),* 2020.

* Correspondencia: laura.correa@usantotomas.edu.co; lissaforero@usantotomas.edu.co; yulidaza@usantotomas.edu.co

Simulación de ensayos biaxiales cíclicos para bases granulares adicionadas con grano de caucho reciclado

Diego Felipe Guerrero Torres [1]*, Manolo Galván Ceballos [2], Hugo Coral Moncayo[2]
[1] Ingeniero Civil MsC, Masivo Integrado de Occidente (Mio), Colombia. 2 Escuela de Ingeniería Civil y Geomática (EICG), Universidad del Valle (Univalle), Colombia

El incremento generalizado de volúmenes y cargas vehiculares, aunado a la exigencia de solicitaciones climáticas extremas y a la mitigación del impacto ambiental asociado a actividades de construcción, son los nuevos desafíos técnicos a enfrentar en los proyectos de infraestructura de pavimentos. Bajo el contexto anterior, el presente trabajo de investigación buscó desarrollar un modelo numérico computacional fundamentado en el Método de Elementos Discretos (DEM), aproximando un ensayo Triaxial Cíclico a través de simulación Biaxial dinámica, tal que permita evaluar la incidencia en el comportamiento mecánico de materiales de Base Granular con la adición de Grano de Caucho Reciclado (GCR), como posible beneficio ambiental técnicamente factible dentro de las capas granulares de una estructura de pavimento. Se valoró el Módulo Resiliente a partir de relaciones cíclicas esfuerzo - deformación, para diferentes combinaciones de base granular con GCR adicionado. Con fundamento en este parámetro mecánico, se evaluó la incidencia de la proporción del material de GCR en la respuesta mecánica de la base granular ante un estado tensional de solicitación dado. De manera general los resultados arrojados para el modelo computacional desarrollado del ensayo biaxial cíclico, identifican la tendencia de aumento en el Módulo Resiliente del material de base granular con el incremento en el porcentaje de GCR adicionado, siendo este comportamiento aplicable para los porcentajes de adición de GCR considerados durante las simulaciones.
El proceso de Discretización del modelo geométrico que representa el espécimen del material sobre el cual se ejecutarán las correspondientes simulaciones, comprende la ejecución del algoritmo confeccionado para generar la subdivisión en un número finito de partículas o de elementos discretos, de tal forma, que se logre obtener un modelo o prototipo numérico que garantice condiciones similares en orden de magnitud de masa unitaria y de porosidad, a las manejadas normalmente por el material en el laboratorio y en la vía.

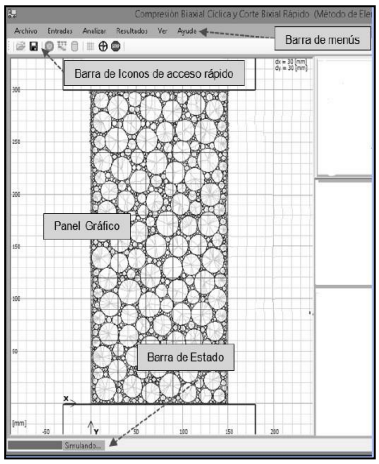


Figura 1. Ventana principal del aplicativo desarrollado y esquema de discretización de espécimen (Panel Grafico, barra de menús e iconos de acceso rápido). Fuente: elaboración propia.

* Correspondencia: manolo.galvan@correounivalle.edu.co

Para cada condición de análisis de combinación de materiales de base granular y GCR, se estimaron los Módulos Resilientes promediando los valores obtenidos de este parámetro para los últimos 5 ciclos de cada condición de carga simulada, tanto para los 1000 ciclos del estado tensional asociado a la etapa de Acondicionamiento, como para los 100 ciclos del estado tensional asociado a la Condición de Carga Promedio. Como resultados finales arrojados por parte de la aplicación computacional desarrollada, la Tabla 3 resume los valores de los Módulos Resilientes obtenidos para cada condición de simulación según el porcentaje de adición de GCR y de cada estado tensional de solicitación referido, mientras que la Fig. 10 muestra la variación grafica para dicho parámetro y las expresiones de regresión polinomial de grado2 valorados para la representación numérica del modelo estimado, y sus respectivos coeficientes de ajuste obtenidos. El valor del M.R. es expresado en unidades de Mega Pascales [MPa] y la cantidad deGCR adicionado en volumen, es expresado en porcentaje.

Tabla 3. Resumen de M.R. del material de base granular obtenidos para las simulaciones según adición de GCR. Fuente: Elaboración propia.

Condición de Simulación del material	Módulo Resiliente [MPa]	
	Etapa de Acondicionamiento	Etapa de Carga Promedio
Sin adición (0%)	1723	1347
1.0%	1658	1408
2.0%	1663	1165
3.0%	1591	1306
4.0%	1522	1499
5.0%	1716	1585

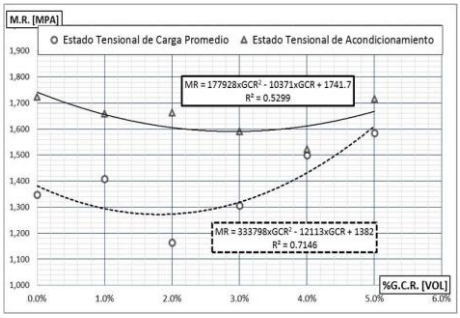


Figura 2. Variación del M.R. vs la Adición de GCR para el Material de Base Granular. Fuente: elaboración propia.

Como futuras líneas de investigación se pueden emplear otros métodos numéricos complementarios al DEM, en la simulación de pruebas y evaluación del comportamiento mecánico de materiales viales y geotécnicos, tal como: Método de Diferencias Finitas, Método de Elementos Frontera y Método de Volúmenes Finitos.

Referencias

[1] Lee W, York. Discrete Element Modeling of Idealised Asphalt Mixtures, Phd Tesis, School Of Civil Engineering, University of Nothingam, Nottingham, 2006.

[2] Santasusana, M; Oñate, E. Continuum Modelling using the Discrete Element Method - Theory and Implementation in an Object–Oriented Software Platform, International Center For Numerical Methods in Engineering, Barcelona, 2012.

* Correspondencia: manolo.galvan@correounivalle.edu.co

Análisis de un modelo constitutivo para los suelos derivados de cenizas volcánicas

Navarrete R, Diego Nicolas[1]*, PhD Colmenares M, Julio Esteban[2]
[1] (C) Maestría en Ingeniería Geotecnia, Universidad Nacional de Colombia, Colombia
[2] Maestría en Ingeniería Geotecnia – Profesor Tutor, Universidad Nacional de Colombia, Colombia

Los depósitos de cenizas volcánicas, debido a la meteorización generada por el del medio ambiente, llevan a la formación de suelos con un importante contenido de un mineral, la alófana, el cual condiciona las características de estos materiales térreos tales como su bajo peso unitario, su alta porosidad, su plasticidad y su considerable resistencia al corte, presentando unas asociaciones distintas entre estas propiedades en comparación a los suelos sedimentarios más comunes en la región tropical. El documento busca evaluar el comportamiento mecánico de estos suelos por medio de la implementación del modelo constitutivo del estado crítico conocido como Clay And Sand Model (CASM) desarrollado por H. S. Yu (1998) [1] por medio de la ejecución de ensayos triaxiales convencionales (en estado drenado y no drenado); paralelamente se enseñarán los resultados de clasificación de estos suelos. Dicha investigación se encuentra actualmente en desarrollo, por lo cual se presentarán los resultados preliminares.

El análisis del comportamiento de estos suelos se realizó sobre muestras extraídas mediante apiques de entre 2.0m y 2.5m en la zona rural del municipio de Montenegro, Quindío, el cuan se encuentra dentro de la zona de influencia del depósito volcánico conocido como “Glacis del Quindío”, el cual se encuentra en su parte superficial cubierto por materiales como cenizas, polvo volcánico y lapilli [2]. Con el fin de evaluar su comportamiento en términos de compresibilidad y resistencia al corte, se plantea la realización de ensayos de consolidación edometrica, consolidación isotrópica y compresiones triaxiales convencionales en condición drenada y no drenada, de donde se analizará las trayectorias de esfuerzos obtenidas; así mismo se realizarán los ensayos de clasificación sobre este material.

Dicho análisis, tiene como objetivo el identificar un modelo constitutivo que sea representativo del comportamiento de este suelo, el cual posee características particulares como valores altos de plasticidad y contenido de agua, bajo peso unitario y a su vez una considerable resistencia al corte con un comportamiento de características “pseudogranulares” [3] con valores altos de ángulo de fricción.

Con este fin, se realizaron ensayos de caracterización, de consolidación y compresiones triaxiales sobre dos muestras de interés (A01 y A03), los cuales poseen las características expresadas en la Tabla 1. Con relación a los ensayos de resistencia ejecutados, se presenta en la Figura 1 las curvas esfuerzo - deformación, así mismo en la Figura 1 se presentan las trayectorias de esfuerzos de los ensayos triaxiales, donde se observa que todos los ensayos llegan a la fluencia en un rango de esfuerzos siempre inferiores al de la línea del estado crítico, a pesar del grado de sobreconsolidacion presentado en las muestras ensayadas (RSC de 8.9 y 5.7 respectivamente), así mismo se observa en la Figura 1 que todas las muestras tienden a presentar un comportamiento dúctil a los niveles de esfuerzo ensayados.

A partir de estos resultados, se proyectan en el plano p-q los esfuerzos a los cuales se identifica el inicio de la plastificación de los materiales ensayados (ver Figura 1). Al interpretar los resultados a la luz del modelo CASM, es posible estimar la superficie de fluencia en este plano, y por medio de métodos iterativos, identificar los parámetros r y n (factores de Spacing Ratio y Stress State Coefficient respectivamente) [1] que permitan la mejor representación de los resultados. Con dicha interpretación

* Correspondencia: dnnavarreter@unal.edu.co

es posible asumir que el modelo CASM representa en buena medida el comportamiento de resistencia al corte de los suelos derivados de cenizas volcánicas estudiados.

Así mismo, los resultados indican la posibilidad de considerar el modelo constitutivo CASM para el estimar el comportamiento geotécnico de los suelos derivados de cenizas volcánicas, el cual podrá integrarse a las modelaciones de diseño que sean necesarias en el ámbito de las obras geotécnicas. La comprobación de su aplicación bajo otras condiciones y en otras ubicaciones geográficas donde se presenten suelos de este origen deberá ser un objetivo en los trabajos futuros de investigación, tanto en ámbitos de modelación como de comportamiento campo de las estructuras geotécnicas que interactúen con estos tipos de suelo.

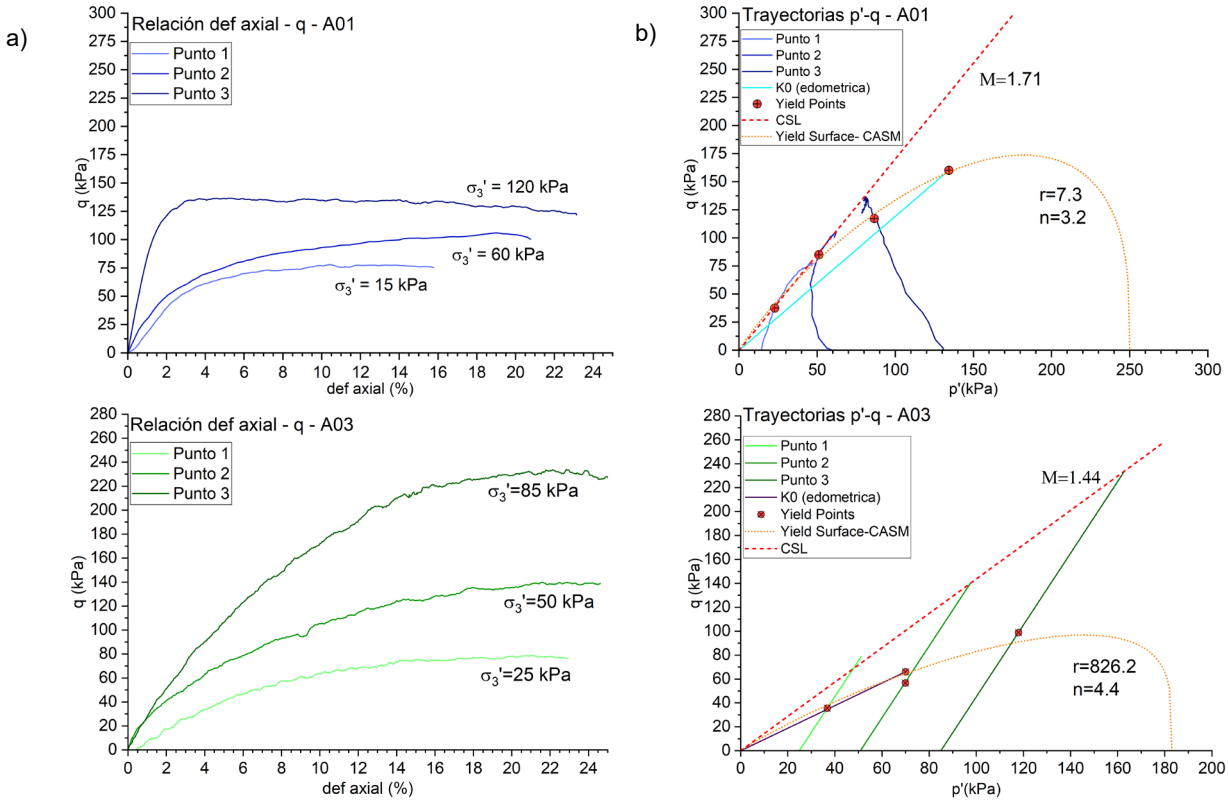


Figura 1. a) Curvas esfuerzo-deformación de los ensayos triaxial realizados, b) trayectorias de esfuerzo de los triaxiales y superficie de fluencia CASM

Muestra	LL-IP (%)	USCS	w (%)	γt (KN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	σ'P (kPa)	ϕcs' (°)	P'0 (kPa)
A01 (2.0m)	112-44	MH	88.0	13.6	0.2	40.8	241	41.7	387
A03 (2.5m)	104-37	SP-SM	80.9	11.9	4.7	34.2	114	35.4	183

Tabla 1. Principales parámetros de caracterización y resistencia de cada una de las muestras de suelo derivado se ceniza volcánica evaluada.

Referencias

[1] Yu, H. S. (1998). CASM: a unified state parameter model for clay and sand. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., (22), 621—653.
[2] INGEOMINAS. (1999). Terremoto del Quindío (Enero 25 de 1999) Informe Técnico - Científico.
[3] Galvis Castro, A. (2018). Estudio del comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo de un suelo derivado de ceniza volcánica. Universidad Nacional de Colombia.

* Correspondencia: dnnavarreter@unal.edu.co

Colapso de columna granular: influencia de la polidispersidad en la movilidad y velocidad

Oscar Polanía[1,2]*, Nicolás Estrada[2], Miguel Cabrera[2,3], Mathieu Renouf[1], Emilien Azéma[1,4]
[1] LMGC, Université de Montpellier, CNRS, Montpellier, France
[2] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Los Andes, Bogotá D.C., Colombia
[3] Department of Geoscience & Engineering, TU Delft, 5048, Stevinweg 1, Delft, The Netherlands
[4] Institut Universitaire de France (IUF), Paris

Los flujos granulares se encuentran en procesos geofísicos como deslizamientos de tierra o los flujos piroclásticos. Estos flujos pueden ser subaéreos o se pueden producir en un entorno de fluidos viscosos, pueden alcanzar grandes distancias y desarrollar una gran velocidad de propagación, provocando pérdidas económicas y humanas. Una característica entre los flujos es la presencia de partículas de diferentes tamaños, característica conocida como polidispersidad. En los flujos granulares, es importante comprender la cinemática de éstos y el papel que tiene en ellos una variable como la distribución granulométrica (GSD, en inglés *Grain Size Distribution*). Un experimento de referencia para estudiar flujos de manera simplificada es el colapso de una columna granular [1 - 4]. En esta configuración, el flujo es producido por el colapso de la columna por su propio peso y tiene una única dirección principal (ver Figura 1.). Entender el papel que tiene la polidispersidad en flujos sumergidos sigue siendo un gran reto porque las interacciones hidrodinámicas aumentan con el incremento de la polidispersidad [5]. Nuestra investigación se centra en explorar la influencia que tiene la polidispersidad en el colapso y en la movilidad de columnas granulares sumergidas. En un estudio previo con simulaciones bidimensionales, encontramos que la movilidad es proporcional a la energía cinética del frente de propagación, ponderada por la relación entre la densidad de las partículas y la diferencia entre la densidad de las partículas y el fluido [6]. Esta proporción envidencia el efecto de la polidispersidad en los flujos granulares y sugiere que la fracción de empaquetamiento, controlada por el nivel de polidispersidad, es un parámetro clave. En el presente estudio evaluamos experimentalmente si esta relación sigue siendo válida. Para ello, variamos el sistema granular de la columna con diferentes GSD, variando la relación entre la partícula más grande y la más pequeña entre 1 a 20. Además de la novedad del uso de diferentes GSD, nuestro montaje experimental está instrumentado con una red de sensores de presión de poros basales y laterales. Las observaciones combinadas de la secuencia de colapso y las variaciones de la presión de poro interna proporcionan una nueva visión de la cinemática de colapso de flujos sumergidos y establece un entorno ideal para probar el modelo antes mencionado.

Referencias

[1] Lajeuness, E., Monnier, J. B., & Homsy, G. M. (2005). Granular slumping on a horizontal surface. Physics of fluids, 17(10) 103302.
[2] Pinzon, G., & Cabrera, M. (2019). Planar collapse of a submerged granular column. Physics of Fluids, 31(8), 086603.
[3] Rondon, L., Pouliquen, O., & Aussillous, P. (2011). Granular collapse in a fluid: role of the initial volume fraction. Physics of Fluids, 23(7), 073301.
[4] Bougouin, A., & Lacaze, L. (2018). Granular collapse in a fluid: Different flow regimes for an initially dense-packing. Physical Review Fluids, 3(6), 064305.

* Correspondencia: os.polaniao@uniandes.edu.co

[5] Cabrera, M., & Estrada, N. (2021). Is the grain size distribution a key parameter for explaining the long runout of granular avalanches?. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 126(9), e2021JB022589.
[6] Polania, O., Cabrera M, Renouf M., & Azéma E. (2022). Collapse of dry and immersed polydisperse granular columns: an unified runout description. Physical Review Fluids, Accepted.

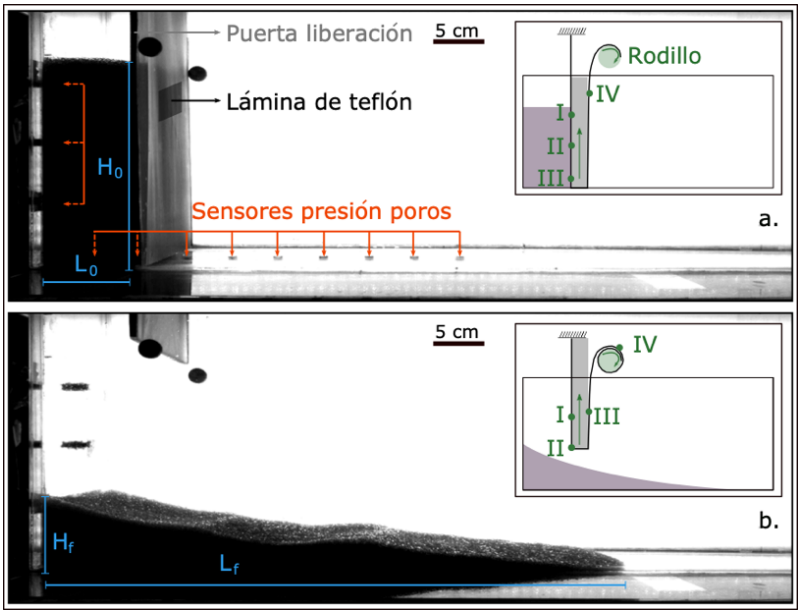


Figura 1. Columna granular con una longitud inicial L_0 = 8,5 cm y una altura inicial H_0 = 25 cm (a.), y después del colapso con una longitud final L_f = 53 cm y una altura final H_f = 7,5 cm (b.). Los recuadros internos muestran un esquema del mecanismo de liberación. La compuerta de liberación está cubierta con una fina lámina de teflón de bajo coeficiente de fricción que está fijada en un lado y unida a un rodillo en el otro. Sólo la lámina de teflón está en contacto con la columna granular (puntos I, II y III de la figura 1 (a.)). En esta configuración, mientras se tira de la compuerta no hay desplazamiento relativo entre la compuerta y las partículas.

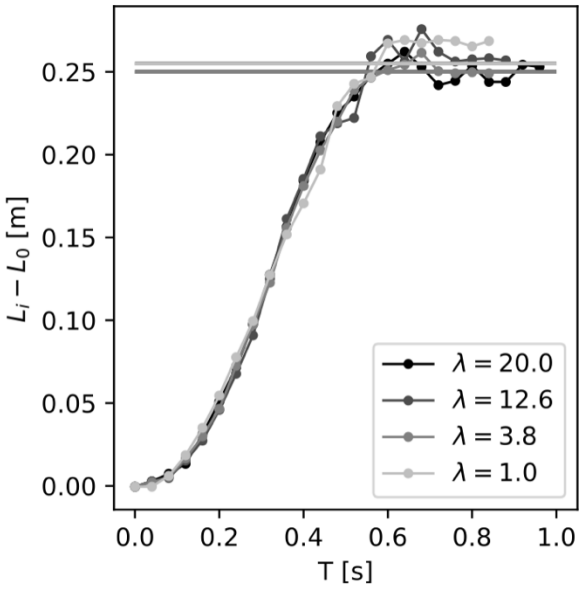


Figura 2. Evolución de la posición del frente del colapso en columnas secas con relación de aspecto A = 1, para cuatro niveles de polidispersidad. Resultado obtenido a partir del análisis digital de imágenes. Las líneas horizontales muestran la medida directa de L_f tomada en laboratorio.

* Correspondencia: os.polaniao@uniandes.edu.co

Aplicación del software OPTUMG2 y OPTUMG3 para la solución de problemas geotécnicos

José Vicente Amórtegui Gil[1]*, Johan Camilo Garzón Cubides[2]
[1] Bogotá, Ingeniería y Geotecnia SAS – IGL, Colombia
[2] Bogotá, Ingeniería y Geotecnia SAS – IGL, Colombia

En el proceso de solución a varios problemas ingenieriles se hizo el análisis con el empleo del software OptumG2 y OptumG3. De los problemas ingenieriles se escogieron tres (3), los cuales se enuncian en este trabajo.

OptumG2 y OptumG3 es un programa de cómputo de elementos finitos bidimensional y tridimensional aplicado a Ingeniería Geotécnica basado en técnicas numéricas novedosas. El algoritmo de análisis de elementos finitos de OptumG2 y OptumG3 realiza cálculos directos de límite superior (para un campo cinemáticamente posible) e inferior (para un campo estáticamente admisible) combinado con la técnica de reducción de la resistencia al corte (Strength Reduction) de problemas de estabilidad, incluyendo estabilidad de taludes naturales y artificiales, cimentaciones y estructuras de contención, entre otros. Además, permite realizar análisis elasto - plásticos con una variedad de modelos constitutivos (relaciones esfuerzo - deformación) básicos y avanzados, análisis de disipación en el tiempo de excesos presiones de poros, análisis de flujo en medios porosos, cálculo de los esfuerzos iniciales y de construcción por etapas.

Sloan [1] señala las siguientes ventajas del análisis límite combinado con la técnica de los elementos finitos:

- A diferencia de los métodos de equilibrio limite, como el método de tajadas (el que emplea el programa Slide de Rocsience, de amplio uso en Colombia), el método de los elementos finitos no requiere realizar hipótesis de la forma de la superficie de falla previo a la realización del análisis. La “forma” de la superficie de falla es un resultado del análisis de elementos finitos, y se puede observar en los campos de desplazamiento o de deformación.
- Por otra parte, el análisis de elementos finitos permite modelar los cambios en las presiones de poros realizando análisis de flujo de una manera rigurosa. El programa Optum G2 realiza análisis de flujo en cada etapa de análisis. Es decir que el nivel de agua dentro del terreno va variando de acuerdo con el procedimiento constructivo de excavaciones y rellenos en el caso del presente estudio. No se requiere realizar hipótesis de variaciones de nivel freático a medida que avanzan las excavaciones en el procedimiento constructivo
- La solución de “límite inferior” (campo estáticamente admisible) se puede emplear como base en el diseño en geotecnia, mientras que la solución de “límite superior” (campo cinemáticamente posible) provee la forma del mecanismo de falla.

Para ilustrar las ventajas del uso del programa OptumG2 y OptumG3 se analizaron diferentes problemas geotécnicos, los cuales se describen a continuación:

Caso 1. Estimación de la forma del mecanismo de falla de un entibado metálico de protección de la margen de un río, debido a la socavación lateral y de fondo inducida, como se muestra en la figura 1.
Caso 2. Obtención de parámetros de resistencia de los materiales de una excavación inestable y su mecanismo de falla, como se ilustra en la figura 2.
Caso 3. Estimación de asentamientos de un taladro de perforación en una plataforma petrolera, teniendo en cuenta diferentes cargas de operación y condiciones especiales en el terreno, como se ilustra en la figura 3.

* Correspondencia: jvamorteguig@ingenieriaygeotecnia.com

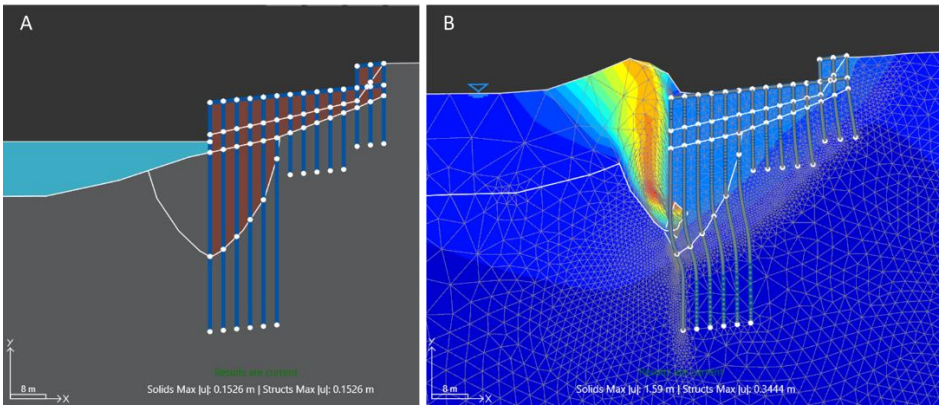


Figura 1. A). Modelación en OptumG2 del entibado de protección. B) Mecanismos de falla simulado por la socavación de fondo inducida.

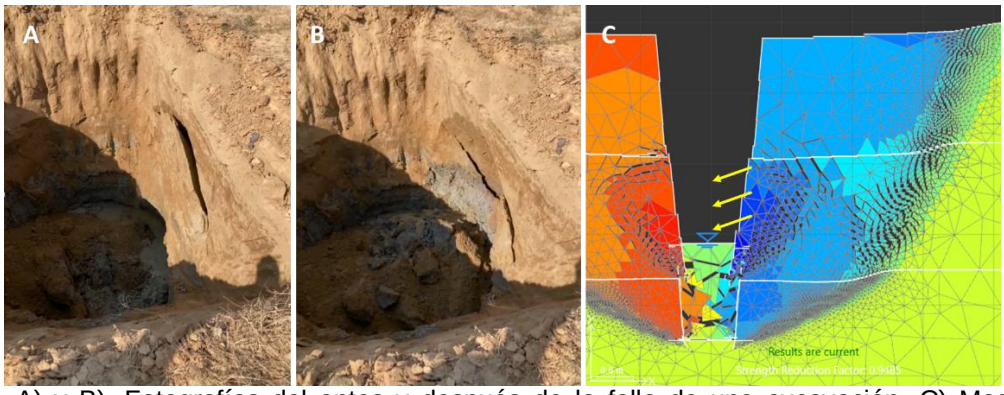


Figura 2. A) y B). Fotografías del antes y después de la falla de una excavación. C) Modelación en OptumG2 del mecanismo de falla.

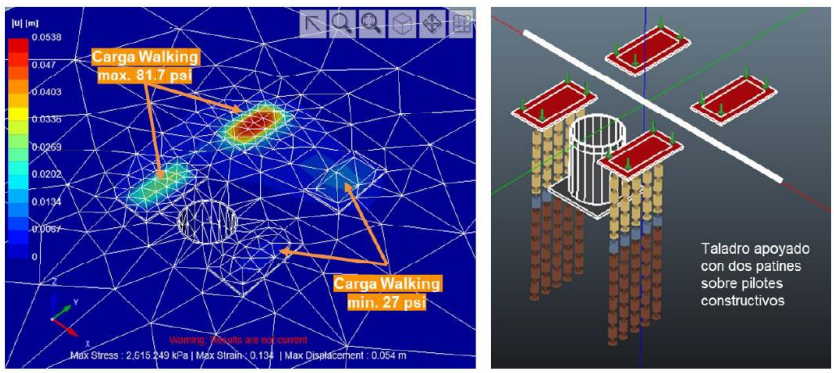


Figura 3. Desplazamientos verticales estimados con OptumG3 de un taladro de perforación.

Con el uso del software OptumG2 y OptumG3 se han podido solucionar problemas geotécnicos complejos, ya que se pueden realizar análisis de interacción suelo-estructura con mallas de elementos finitos que se adaptan automáticamente en las zonas donde se presentan cambios de esfuerzos y la obtención de mecanismos de falla mediante el análisis de límite superior e inferior.

Referencias

[1] Sloan, S.W. (1988). Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 12, 61–67

* Correspondencia: jvamorteguig@ingenieriaygeotecnia.com

Comportamiento de acantilados blandos tropicales ante solicitaciones cíclicas de las olas

S. Montoya-Noguera[1]*, A. Amaya-Saldarriaga[1], J.-F. Paniagua-Arroyave[1], W. Valles-Bedoya[1]
[1] Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Colombia

El ensayo triaxial cíclico permite determinar las curvas de degradación del módulo de corte para cuarenta ciclos de distintos niveles de deformación de corte. Estas curvas son luego utilizadas en la ingeniería geotécnica sísmica para evaluar el efecto del suelo sobre la propagación de una onda sísmica con modelos lineal-equivalentes del suelo [1]. Sin embargo, estos modelos asumen un comportamiento histerético, es decir que, para cada ciclo a una misma deformación de corte, el suelo seguirá la misma relación esfuerzo-deformación, sin importar el número de ciclos. Por el contrario, en los suelos se genera una acumulación de deformaciones plásticas a medida que aumentan los ciclos, fenómeno que se conoce como fatiga [2]. Los niveles de esfuerzos desviadores, q, impuestos sobre los acantilados debido al oleaje del mar son bajos (~15 a 25 kPa, según la altura de la ola), con esfuerzos de confinamientos bajos (~20 kPa, según la altura del acantilado). Sin embargo, el número de olas se traduce a un número considerable de ciclos, e.g., para olas típicas del Caribe colombiano de 8 segundos de periodo (i.e. f = 0.125 Hz) se tendrían 10,800 ciclos por día o 3'942,000 por año. La dinámica de erosión cercana a la costa a lo largo de acantilados costeros está relacionada con el comportamiento mecánico de los suelos que los conforman [3]. Realizamos unas campañas de exploración de campo en las lutitas grises de los acantilados tropicales blandos de Arboletes (ver Figura 1), en la Costa Caribe colombiana, para profundizar nuestra comprensión de los mecanismos de retroceso.

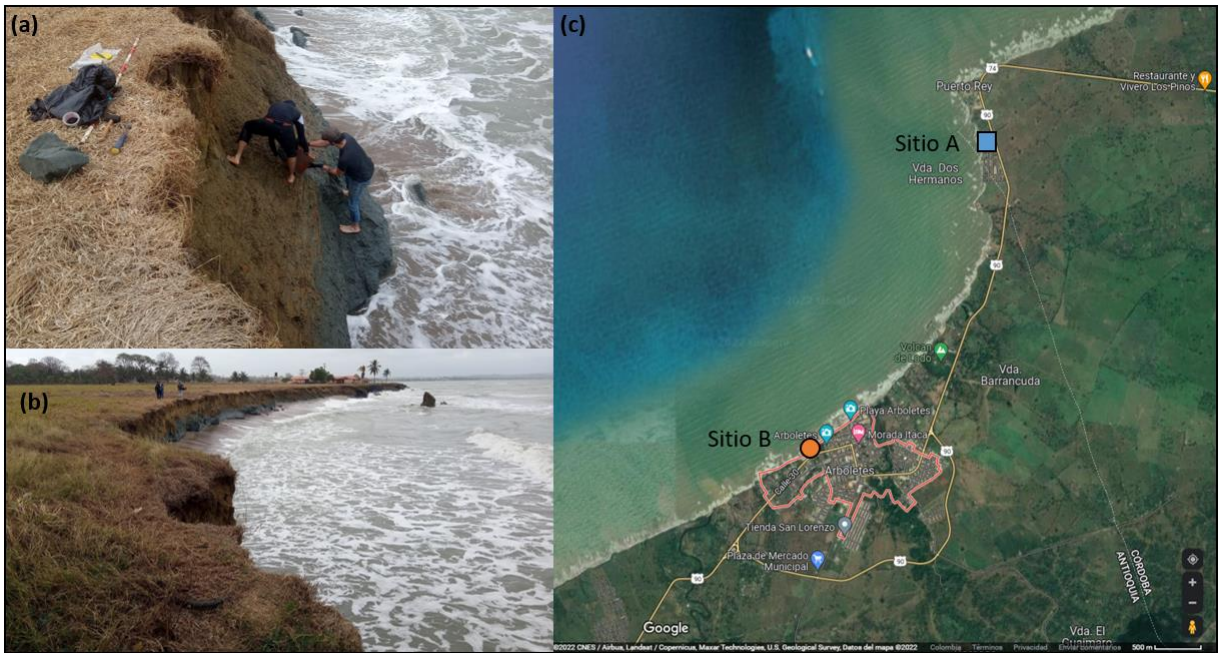


Figura 1. Bahía de Arboletes en Antioquia, Colombia: (a) Extracción de muestras de cajón sobre los acantilados, (b) fotografía Norte a Sur de los acantilados, y (c) Mapa de la bahía y ubicación de los sitios A y B. Mapa tomado de Google.

* Correspondencia: smontoyan@eafit.edu.co

Se tomaron muestras de cajón en dos lugares que denominamos Sitio A y Sitio. El sitio A se clasifica como CH y el sitio B como CL según la tabla de plasticidad de Casagrande (Figura 2a). Aunque, el contenido de limos en el sitio A es de 77%, mayor que el contenido de arcillas, de 22% (Figura 2b). Aunque los sitios costeros son cercanos, los límites de Atterberg y la clasificación son diferentes. Estas diferencias afectan el comportamiento de corte a grandes deformaciones en ensayos triaxiales monotónicos (Figura 2c). En cuanto al comportamiento ante solicitaciones cíclicas, las curvas de reducción del módulo de corte obtenidas en ensayos triaxiales cíclicos para los dos sitios son similares (Figura 2d). Sin embargo, a frecuencias y amplitudes bajas (f=0.125Hz y q=20kPa), a medida que aumenta el número de ciclos se presenta un aumento en el módulo de corte (Figura 2e) y una reducción en la tasa de deformación plástica acumulada en condiciones no saturadas.

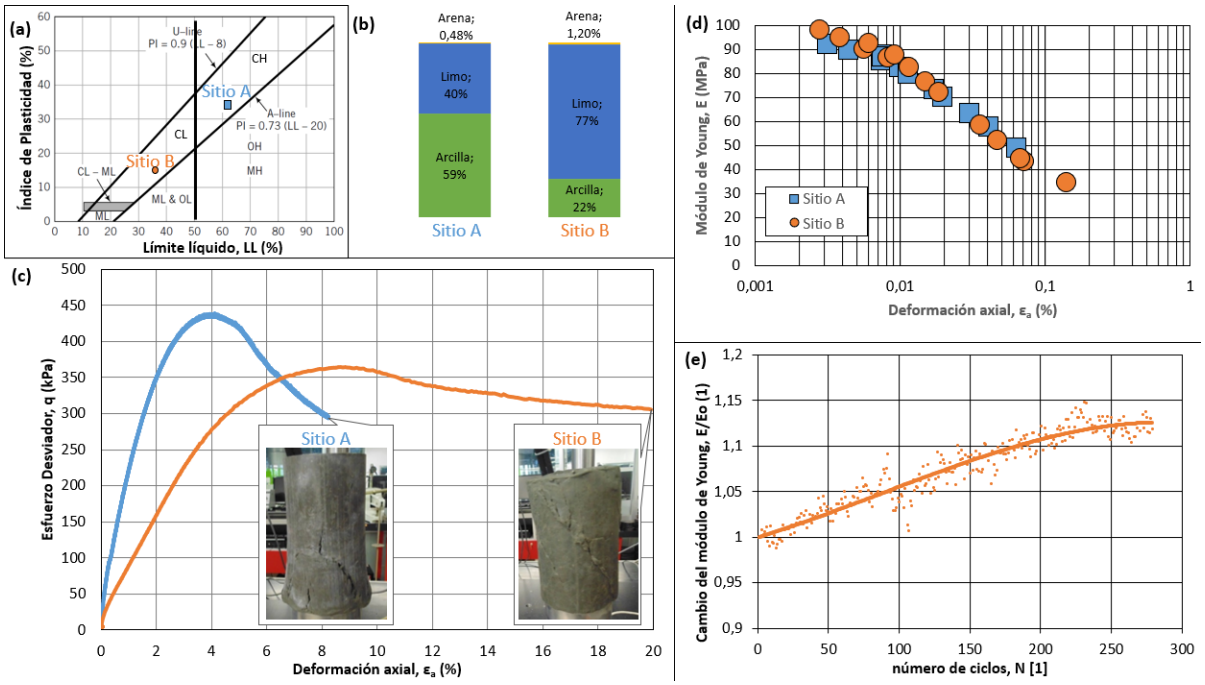


Figura 2. Ensayos en el Sitio A y Sitio B: (a) Carta de plasticidad, (b) distribución granulométrica, y ensayo triaxial CU (c) monotónico, (d) cíclico a 40 ciclos, y (e) cíclico a 270 ciclos, a humedad natural y esfuerzo de confinamiento de 20 kPa.

Estos resultados sugieren que los acantilados de Arboletes se rigidizan por el efecto de las olas. Esto podría llevar a la formación de grietas en la estructura macroscópica del acantilado, lo que contribuiría a los procesos de erosión costera. En el futuro, se pretende incluir el efecto del humedecimiento y secado. Asimismo, se propone realizar más campañas de exploración de campo y de laboratorio para incluir más sitios y más ensayos a lo largo de los acantilados.

Referencias

[1] Towhata, I. (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Springer. DOI: 10.1007/978-3-540-35783-4
[2] Ahnberg, H. y Larsson, R. (2012), 'Strength degradation of clay due to cyclic loadings and enforced deformation", Report No. 75, Swedish Geotechnical Institute, Linkoping, 142 p.
[3] Paniagua-Arroyave, J. F., Correa, I. D., Anfuso, G., & Adams, P. N. (2018). Soft-cliff retreat in a tropical coast: the Minuto de Dios sector, Caribbean Coast of Colombia. Journal of Coastal Research, (81 (10081)), 40-49. DOI: 10.2112/SI81-006.1

* Correspondencia: smontoyan@eafit.edu.co

MODELACIÓN FÍSICA EN CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA DE LA INFLUENCIA DE LA INCLINACIÓN EN LA ESTABILIDAD DE UN TALUD REFORZADO CON PASTO

Lina Fernanda Esquivel[1]*, Catalina Lozada[1]
[1] Centro de Estudios Geotécnicos, Decanatura de ingeniería Civil, Escuela Colombiana de ingeniería Julio Garavito, Colombia

El uso del reforzamiento de taludes con vegetación, para los países que comprenden la zona tropical, se ha convertido en un método de estabilidad alternativo a los tradicionales. La vegetación brinda un aporte significativo en la estabilidad de taludes, además ha sido un enfoque eficaz y respetuoso con el medio ambiente y es un método reconocido en la ingeniería geotécnica y ecológica para prevenir los desprendimientos superficiales y la erosión [1]. Los problemas de remoción en masa son comunes en Colombia y conducen a una serie de consecuencias que afectan a la sociedad como: problemáticas en el transporte al obstruir vías, daños a propiedades, amenazas a la integridad de los seres humanos, entre otros. Por esta razón, es importante contribuir al estudio de esta problemática para poder ampliar su uso en la práctica profesional.

El objetivo principal de esta investigación es estudiar el efecto de la variación de la pendiente en la estabilidad de un talud reforzado con pasto a través de la modelación física en la centrífuga geotécnica de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito (ver Figura 1). La centrífuga geotécnica es una herramienta ampliamente usada para el estudio del comportamiento de diversos fenómenos geotécnicos. El objetivo de su implementación es representar distintos procesos físicos en un modelo reducido que simule las características de un prototipo a escala real. Estas simulaciones se alcanzan generando aceleraciones mayores a la gravedad terrestre por medio de una centrífuga geotécnica consiguiendo acelerar los procesos en el tiempo [2].

Figura 1. Centrífuga geotécnica de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Fuente: Propia

En este trabajo, la simulación de las raíces en los modelos a escala reducida se realizó usando fibra de vidrio debido a sus dimensiones las cuales tienen similitud con las raíces a escala real y su alta resistencia a la tracción. El talud se construyó usando caolín y se reconstituyó para simular un perfil de suelo normalmente consolidado. Se realizaron cuatro modelos con diferente pendiente (20°, 40°, 50° y 70°), los cuales se realizaron con un refuerzo de 1m de profundidad (prototipo) (ver Figura 2a). Así mismo, se realizaron modelos con las mismas pendientes para el suelo sin refuerzo. La simulación de los modelos físicos se realizó para una aceleración correspondiente a 100xG.

* Correspondencia: lina.esquivel@mail.escuelaing.edu.co

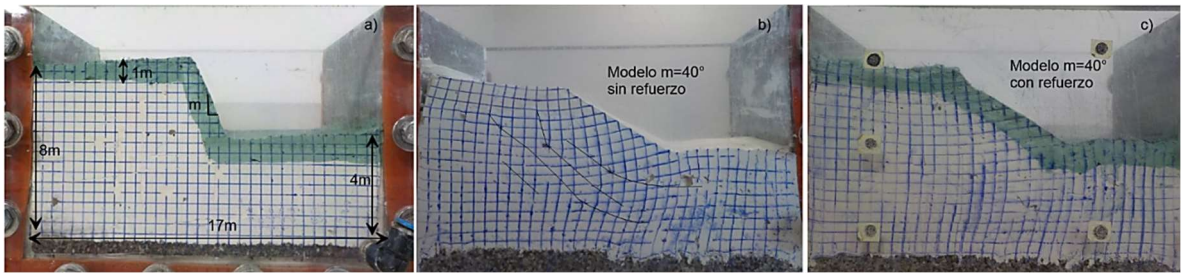


Figura 2. a) Dimensiones del talud para escala prototipo, b) Modelo con pendiente m=40° sin refuerzo, c) Modelo con pendiente m=40° con refuerzo. Fuente: Propia

En este trabajo, la simulación de las raíces usando fibra de vidrio no se basa en la similitud de las propiedades mecánicas de las raíces en el prototipo y el modelo (resistencia a la tracción y módulo de elasticidad) dada su diferencia significativa. Esta simulación es posible debido a la similitud en los parámetros de resistencia al corte de la mezcla suelo-fibra y el suelo-raíz. Para el suelo simulado en esta investigación se obtuvo un valor de cohesión c'=11.5 kPa y un valor de fricción ϕ'=27°, valores similares a los parámetros encontrados para suelos reforzados con raíces de pasto [3]. Este comportamiento se atribuye a la fricción superficial entre la fibra y el suelo la cual es significativamente alta en el sistema suelo-raíz y baja en el sistema suelo-fibra [3]. La profundidad de refuerzo del suelo seleccionada para esta investigación fue de 1m la cual corresponde a profundidades alcanzadas en pastos como el vetiver. Sin embargo, en la práctica, la profundidad de refuerzo del pasto depende de la edad de la planta. Para el pasto vetiver, se ha encontrado que puede alcanzar profundidades de hasta 180cm en 6 meses [4].

La interpretación de la variación del mecanismo de falla y del campo de desplazamiento para las diferentes pendientes realizadas en los modelos físicos se realizó usando el software GeoPIV_RG por medio de análisis de imágenes tomadas antes y después del ensayo en la centrífuga [5]. Como resultado se obtiene que en el modelo de menor pendiente sin refuerzo m=20° no se presenta una superficie de falla definida, pero si grandes deformaciones, para esta misma pendiente con refuerzo se observa una disminución de las deformaciones en el talud. En el modelo de pendiente sin refuerzo m=40° se observan múltiples superficies de falla por corte (ver Figura 2b), sin embargo, para la misma pendiente con refuerzo se presentan grandes deformaciones y no se observa corte en el talud (ver Figura 2c). En los modelos con mayor pendiente (m=50° y 70°), sin refuerzo, se observa una superficie de falla profunda, en este caso, en los modelos con refuerzo se evidencia también una superficie de falla por corte, pero con una menor profundidad. Debido a lo anterior, se puede concluir que la presencia de la vegetación en el talud produce un efecto favorable en la estabilidad modificando el mecanismo de falla en función de la pendiente, este efecto es mayor en la medida en que la pendiente disminuye.

Referencias

[1] Liang, T., Bengough, A. G., Knappett, J. A., MuirWood, D., Loades, K. W., Hallet, P. D., Boldrin, D., Leung, A. K., & Meijer, G. J. (2017). Scaling of the reinforcement of soil slopes by living plants in a geotechnical centrifuge. *Ecological Engineering*, 109, 207–227. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2017.06.067

[2] Taylor, R. E. (Ed.). (2018). *Geotechnical centrifuge technology*. CRC Press.

[3] Lozada, C., Mendoza, C., & Amortegui, J. V. (2022). Physical and Numerical Modeling of Clayey Slopes Reinforced with Roots. International Journal of Civil Engineering, 20(9), 1115-1128.

[4] Eab KH, Likitlersuang S, Takahashi A (2015) Laboratory and modelling investigation of root-reinforced system for slope stabilisation. Soils Found 55:1270–1281. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.09.025

[5] Stanier, S. A., Blaber, J., Take, W. A., & White, D. J. (2015). Improved image-based deformation measur0ement for geotechnical applications. *Canadian Geotechnical Journal, 53*(5), 727-739.

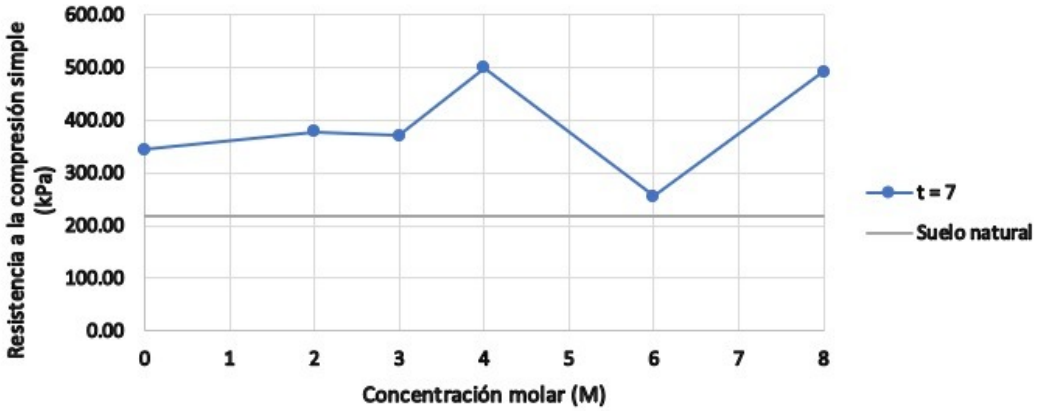
* Correspondencia: lina.esquivel@mail.escuelaing.edu.co

Estabilización de suelos derivados de cenizas volcánicas mediante activación alcalina de residuos de quema de bagazo de caña

Lucio Cruz[1]*, José Cruz[1], Jaime Obando[2]
[1] Facultad de ingeniería Civil, Universidad del Cauca, Colombia
[2] Centro de Desarrollo Tecnológico Vial, Universidad del Cauca, Colombia

Debido a la importante necesidad de reducir el consumo de energía y las emisiones de gases de efecto invernadero, actualmente existe la necesidad de trabajar con materiales alternativos al cemento portland ordinario; así como también la necesidad de aprovechar subproductos como las cenizas y escorias, que normalmente cuando son desechados, causan mayor contaminación al medio ambiente. La región andina, la más poblada y activa económicamente de Colombia, se caracteriza por la presencia de depósitos de suelos derivados de cenizas volcánicas (SDCV) [1], los cuales presentan propiedades mineralógicas y comportamiento mecánico que en ambientes tropicales como el nuestro generan problemas geotécnicos como: consistencia blanda, baja resistencia, erodabilidad e inestabilidad de taludes [2]. Estas razones dieron origen al presente estudio, el cual se realizó en la ciudad de Popayán y consistió en caracterizar el comportamiento geotécnico de muestras de suelos derivados de ceniza volcánica antes y después de ser estabilizados con residuos de quema de bagazo de caña de azúcar activados mediante una solución de hidróxido de sodio (activación alcalina), con el fin de mejorar las características ingenieriles de los SDCV.

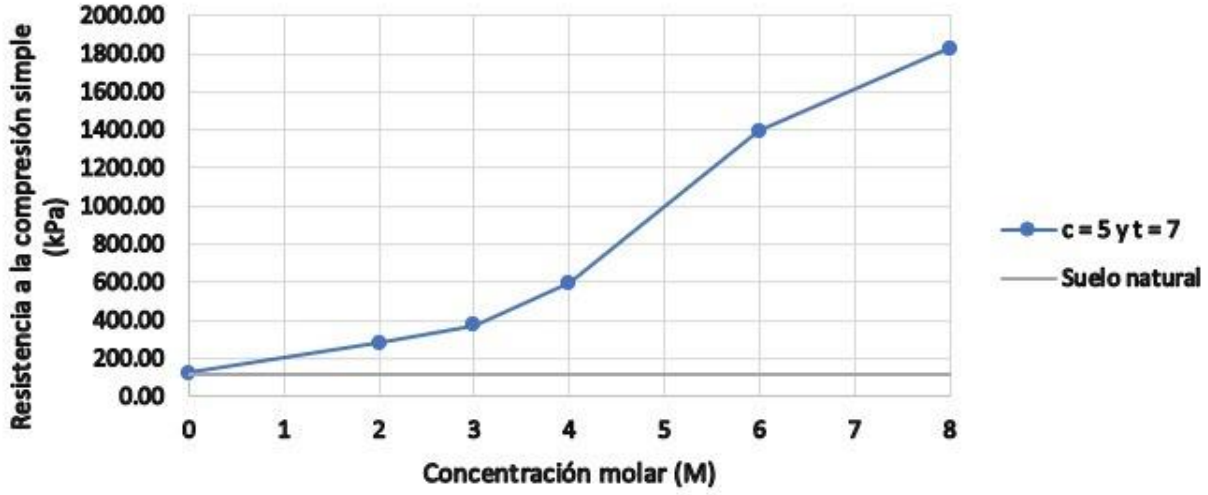
Como metodología, primero se realizó una caracterización físico-mecánica (gravedad especifica, límites de consistencia, gradación, compactación, CBR, compresión simple) de los suelos en su estado natural; para después diseñar, probar y caracterizar mecánicamente diferentes tipos de mezclas entre el suelo, la ceniza y el activador alcalino en base a parámetros como la resistencia a la compresión simple, ejecutando un programa de laboratorio amplio. En la Gráfica 1, se muestra la variación de la resistencia a la compresión simple del primer suelo en estudio, estabilizado únicamente con el activador alcalino a los 7 días de curado, obteniendo un aumento en la resistencia del 45% aproximadamente.



Gráfica 1. Resistencia del suelo en estudio #1 mezclado con el activador alcalino.

* Correspondencia: lucruz@unicauca.edu.co

En la Gráfica 2 se muestra la variación de la resistencia a la compresión simple del segundo suelo en estudio estabilizado con la ceniza y el activador alcalino a los 7 días de curado, obteniendo un aumento de la resistencia de 1300% aproximadamente.



Gráfica 2. Resistencia del suelo en estudio #2 mezclado con la ceniza y el activador alcalino.

Los resultados obtenidos, demuestran de manera concluyente como se mejora las características geotécnicas de ingeniería: se logra mejorar el comportamiento a la estabilidad volumétrica y la resistencia mecánica (medida mediante compresión simple). Los resultados muestran, que la resistencia mecánica aumenta de una manera considerable en los suelos derivados de ceniza volcánica mediante activación alcalina. La compresibilidad del material original y del material tratado no se evaluó de manera directa, pero se observó la tendencia, de que la deformación de falla en el material tratado (5%±2%) fue aproximadamente igual al material original o entre un 50% menor, pero pasando de una falla dúctil (material original) a una frágil en el material tratado.

El presente estudio contribuye al conocimiento en relación con los suelos derivados de ceniza volcánica y los métodos alternativos para su estabilización. Aún existen variables y/o materiales que pueden hacer que este tipo de técnicas alternativas se optimicen en aspectos funcionales y económicos, las cuales pueden ser estudiadas tomando como referencia los resultados obtenidos en esta investigación.

Referencias

[1] Lizcano, A., Herrera, M. C. & Santamarina, J. C. *Suelos derivados de cenizas volcánicas.* Rev. Int. Des. Nat., Acc. Infr, Civ, vol. 6, n.° 2, pp. 167—197, 2006.

[2] Guerrero, C. & Cruz, L. (2018). *Clasificación de suelos finos de Popayán*. Editorial Universidad del Cauca.

* Correspondencia: lucruz@unicauca.edu.co

Caracterización de recomposición granular de agregado siderúrgico proveniente de horno de arco eléctrico (HEA)

Jonathan Penagos[1]*, Carol Murillo[1], Álvaro Pedraza[2]
[1] Universidad Nacional de Colombia, Colombia
[2] Adjoint Technique de Chaussées Export, RAZEL-BEC, Francia

Actualmente, el uso de materiales alternativos dentro de la industria de la construcción se ha convertido en uno de los campos con mayor exploración e investigación, con el objetivo principal de reducir la explotación de materiales nuevos y consumo de energía. La reutilización de escorias provenientes de la industria siderúrgica, en estructuras de pavimento, ha presentado características favorables para la construcción vial, y cada vez, se perfila mejor como una alternativa de sostenibilidad e innovación.

En este contexto, la empresa I.C Ingeniería y Consultoría S.A.S en común acuerdo con la siderúrgica Gerdau Diaco en el departamento de Boyacá (Colombia), plantearon desarrollar un estudio enfocado en la viabilidad del uso de agregado siderúrgico como material de construcción de carreteras. La Universidad Nacional de Colombia (UNAL), participa en este proyecto en el marco de una tesis de maestría, cuyo objetivo es estudiar el potencial de utilización de este subproducto dentro de los proyectos de infraestructura vial. Este trabajo se hace bajo los estándares de la normativa vigente del Instituto Nacional de Vías (INVÍAS) y se complementa con análisis de acuerdo con la normativa internacional.

Gerdau Diaco produce una escoria siderúrgica provenientes de Horno de Arco Eléctrico (HEA) de dos tipos:

- Escoria siderúrgica blanca (**EB**)
- Escoria siderúrgica negra (**EN**)

Una recomposición granular entre estos dos tipos fue realizada, para utilizarla como esqueleto granular de la mezcla patrón. Esta mezcla es denominada Escoria Conformada de Siderúrgica Diaco (**ECSD**). Para el llénate (<0.075mm) fue necesario ejecutar un proceso de triturado de EB.

La curva granulométrica obtenida de la ECSD, se comparó con los intervalos sugeridos por la Asociación Mundial de Carreteras (PIARC) y las especificaciones Invías. Se mostró que se encuentra dentro de la franja “ideal” según la PIARC y una conformidad para las franjas de base granular 25 (BG25), base granular 27 (BG27) y base tratada con cemento 25 (BTC25) del Invías

Teniendo en cuenta los resultados de granulometría, desgaste en Maquina de Los Ángeles, Abrasión en Aparto Micro-Deval, y azul de metileno, el material entra en la categoría D_{21}, según la clasificación de suelos GTR (europea), lo cual indica que es un material permeable, autosuficiente para explanada, no tienen cohesión y, además, asocia una idoneidad al tráfico cuanto mejor gradado esté.

* Correspondencia: jspenagosm@unal.edu.co

Referencias

[1] Amaral, L. (1999). Hormigones con escoria de horno eléctrico como áridos: Propiedades, durabilidad y comportamiento ambiental. Universidad Politécnica de Cataluña.
[2] Aquino, E. (2012). Aplicación de escoria de siderúrgica como agregado en las mezclas de conceto para pavimento rígido. Universidad de San Carlos de Guatemala.
[3] INVÍAS, Instituto Nacional de Vías. (2021). Especificaciones Generales para la construcción de carreteras
[4] LCPC, *Laboratoire Central des Ponts et Chaussés*. (2003). *Réalisation des remblais et des couches de forms.* Manual práctico para el empleo de los materiales naturales en la construcción de terraplenes.
[5] Liu, J., Yu, B., & Wang, Q. (s/f). Application of steel slag in cement treated aggregate base course.
[6] Morcote, C. (2019). Evaluación del desempeño mecánico de mezclas asfálticas con escorias de acero. Universidad Nacional de Colombia.
[7] Parra, L. M., & Sánchez, D. P. (2010). Análisis de la valorización de escorias negras como material agregado para concreto en el marco de la gestión ambiental de la siderúrgica Diaco. Municipio de Tuta Boyacá. Universidad de la Salle, 140.
[8] Reyes, O., & Camacho, J. (2003). Efecto del desperdicio de una siderúrgica en bases y subbases granulares. Revista Ciencia e Ingeniería Neogranadina, 25–29.
[9] Sánchez, H. (2016). Estado del arte sobre las escorias negras de horno de arco eléctrico y sus aplicaciones en pavimentos. L´espirir Ingéniux, 63–72.
[10] Yi, H., Xu, G., Cheng, H., Wang, J., Wan, Y., & Chen, H. (2012). An Overview of Utilization of Steel Slag. Procedia Environmental Sciences, 16, 791–801. https://doi.org/10.1016/j.proenv.2012.10.108.

* Correspondencia: jspenagosm@unal.edu.co

Consideraciones geotécnicas para el diseño de parques eólicos

Edwin Fernando Ruiz[1]*, Bruno Barreto Rose[2], Marcelo Saad[3], José Manoel Iañez[4]
[1,2,3 y 4] Departamento de Geotecnia, Engecorps-Typsa, Brasil

La generación de energía eólica constituye uno de los pilares fundamentales de la transición energética hacia fuentes renovables en el contexto mundial de cambio climático. La posición de Colombia en la franja tropical, su localización frente al mar Caribe y el océano Pacífico, así como la estructura física de sus cordilleras con una velocidad del viento determinada la hacen ideal para el aprovechamiento efectivo de este recurso en las próximas décadas. El desarrollo de este potencial y de la infraestructura civil necesaria para su implementación, implicará un amplio conjunto de desafíos de ingeniería, principalmente del tipo geotécnico. Así, por ejemplo, las torres eólicas (por su elevado peso y operatividad) imponen complejas solicitaciones dinámicas sobre los suelos, requiriéndose generalmente de tipos de fundaciones especiales y de análisis de diseño poco convencionales para el ámbito técnico local. Las plataformas de acopio y montaje (necesarias para el izado de las torres y para la disposición temporal de componentes) deben cumplir exigentes requisitos en términos de estabilidad, deformabilidad y capacidad de carga. Los caminos de acceso, además de ser proyectados bajo condiciones geométricas particulares, requieren también de una evaluación técnica rigurosa que garantice no solo el desempeño de la estructura de pavimento, sino también que permita una operación segura y económica durante la construcción y mantenimiento del parque. El presente artículo abordará los principales aspectos geotécnicos característicos de este tipo de proyectos, describiendo la campaña de exploración de suelos preliminar, los parámetros relevantes a ser determinados, los elementos de la infraestructura necesaria, las condiciones técnicas para el diseño de la misma (incluyendo las metodologías de análisis más utilizadas), desafíos constructivos, y la breve presentación de dos casos de estudio realizados recientemente en Suramérica.

Palabras Clave: Energía eólica, Fundaciones, Plataformas

* Correspondencia: edwinruiz31@gmail.com

Figura 1. Principales componentes de infraestructura de un proyecto eólico: Fundación para aerogenerador (WTG), Plataforma de Montaje y Caminos de servicio.

Referencias

[1] Centraltrykkeri, J., 2002. Guidelines for Design of Wind Turbines. 2nd ed. Copenhagen, Denmark: Det Norske Veritas and Wind Energy Department, Riso National Laboratory.
[2] Darracott B.W & Orr C.M, 1976. Geophysics and rock engineering. In: Symposium on exploration for Rock Engineering. Johannesburg: Balkema, pp. 159-164.
[3] Department of Environmental Affairs, 2013. National Climate change response white paper, s.l.: Navigant Research.
[4] IEC, 6. P. 1., 2005. Wind Turbines. 3rd ed. Geneva,Switzerland: International Electrotechnical Commision.
[5] Otto, A., 2015. The Wind Atlas for South Africa Projects. 1st ed. Johannesburg: South African National Energy Development Institute.

* Correspondencia: edwinruiz31@gmail.com

XVII Congreso Colombiano de Geotecnia
14 a 18 de noviembre, 2022
Cartagena, Colombia

Uso de Métodos Basados en la Confiabilidad para el Diseño del Soporte Primario en túneles viales para macizos rocosos de calidad intermedia

Ana C. Rivera[1]*, Jorge A. Prieto[2]
[1] Universidad EAFIT- Medellín (Colombia)
[2] Universidad EAFIT- Medellín (Colombia)

Con el fin de aplicar métodos basados en la confiabilidad en el diseño del soporte primario en túneles viales y comparar en términos de costo dos alternativas de diseño, se realizó el diseño de un túnel "virtual" excavado en un macizo rocoso de calidad intermedia. El proceso de análisis se resume a continuación y se presenta de manera gráfica en la Figura 1

1. Se realizó un listado de los datos de entrada que tienen un comportamiento aleatorio en el diseño del soporte primario en túneles. Estas variables fueron caracterizadas identificando la función de probabilidad con mejor ajuste, el promedio y la desviación estándar.
2. Se realizó el diseño del soporte primario de un túnel virtual, con la sección típica de un túnel vial y con las características de un macizo rocoso de calidad intermedia, con un valor de RMR (Rock Mass Rating) entre 50 y 60 (GSI entre 43 y 54). El diseño del soporte primario se realizó considerando análisis se tipo tenso-deformacional y análisis por caída de cuñas. Se plantearon dos alternativas de diseño.
3. Inicialmente, se plantearon las alternativas de soporte usando análisis determinísticos. Los datos de entrada fueron los valores promedio de las variables de entrada.
4. Posteriormente, se estimó la probabilidad de falla de las dos alternativas, considerando el comportamiento variable de los datos de entrada. Para esto, se realizaron simulaciones de Montecarlo en el caso de análisis por caída de bloques y se utilizó el Método de Estimativos Puntuales para los análisis de tipo tenso-deformacional a partir de la Metodología propuesta por Hita (2015) [1].
5. Para cada alternativa, se escogió como el valor crítico de probabilidad de falla, el mayor valor de probabilidad de falla entre el análisis tenso-deformacional y el análisis de caída de bloques.
6. Se evaluó el costo esperado de cada alternativa. Los datos de entrada para la evaluación de cada alternativa son: probabilidad de falla crítica, el costo de construcción y el costo asociado a una eventual falla de esa alternativa. El costo de la falla, incluye la construcción de obras adicionales de estabilización y costos asociados al tiempo de parada. El caso de análisis no incluyó costos como multas, costos sociales y ambiental.
7. A partir de la evaluación del costo esperado se compararon las dos alternativas de diseño.

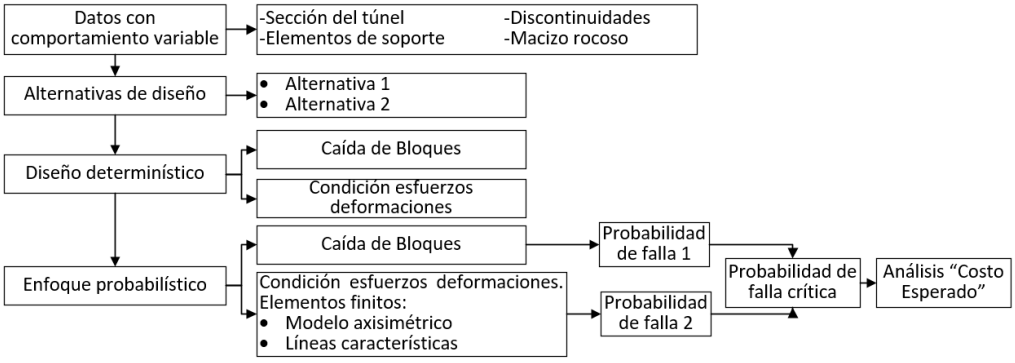


Figura 1. Esquema procedimiento metodológico

* Correspondencia: acriveraa@eafit.edu.com, jprieto7@eafit.edu.co

En la Tabla 1 se presentan los resultados del diseño del soporte de un "Túnel virtual", con una sección de 90m2, en un macizo rocoso con RMR entre 50 y 60 (GSI entre 43 y 54), excavado en una roca con Módulo de elasticidad de la roca intacta de 72GPa y Resistencia a la compresión de la roca Intacta de 120MPa.

Tipo de análisis	Diseño determinístico-Alternativa 1	Diseño probabilístico-Alternativa 1	Diseño determinístico-Alternativa 2	Diseño probabilístico-Alternativa 2
Caída de cuñas	FS=4.91	**Pf=61.5%**	FS=18.4	Pf=1.0%
Modelo elementos finitos	FS=2.90	Pf=39.1% FS(prom)=1.23	FS=3.65	**Pf=13.7%** FS(prom)=4.29

Tabla 1. Comparación de dos alternativas de diseño a partir de resultados de análisis de tipo determinístico y probabilístico.

En la Figura 2, se presenta la comparación del "Costo esperado" de las dos alternativas usando el valor de probabilidad de falla más crítico de cada alternativa.

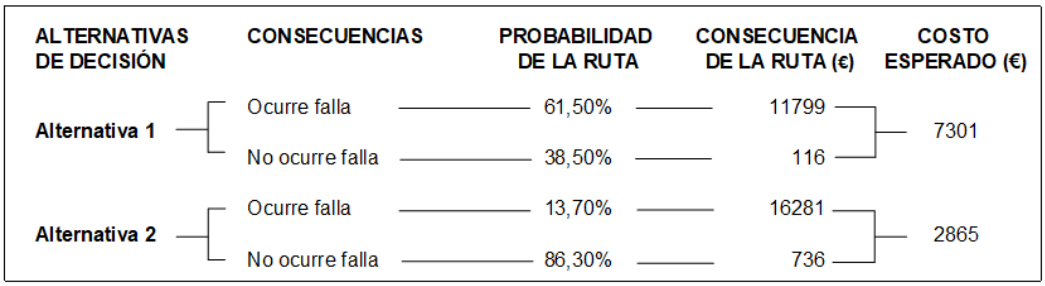


Figura 2. Comparación costo esperado de las dos alternativas de diseño

Los resultados muestran que, con el uso de las herramientas típicas de una oficina de diseño, es posible adelantar diseños basados en la confiabilidad obteniendo la probabilidad de falla por caída de cuñas y por análisis tenso-deformacional. La información obtenida es de utilidad para la comparación objetiva de alternativas de diseño en términos de costo.

Para el túnel virtual analizado, se obtienen valores del factor de seguridad que aparentemente están del lado de la seguridad, sin embargo, al usar un enfoque probabilístico, se presentan valores de la probabilidad de falla que resultan inquietantes.

En los análisis realizados, se encontró que para el túnel virtual analizado, los datos de entrada que generan una mayor variación en las estimaciones del factores de seguridad, en el caso de los análisis esfuerzo-deformación, son el módulo de elasticidad y el GSI. Para los análisis de caída de bloques, se encontró que, la variación de los parámetros de resistencia del material de lleno entre discontinuidades (cohesión y fricción) no constituye un factor determinante en la estimación de la probabilidad de falla. Para estos análisis se determinó que, cambios en la orientación de las familias de discontinuidades si son determinantes en la estabilidad de las cuñas. A partir, de este análisis es posible evidenciar que el diseño basado en la confiabilidad también permite detectar aquellas variables que tienen mayor relevancia en la estabilidad y enfocar esfuerzos en realizar una mejor caracterización de dichas variables.

Referencias

[1] Hita, J. (2015). Aplicación de métodos estadísticos a la ingeniería de túneles y obras subterráneas. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

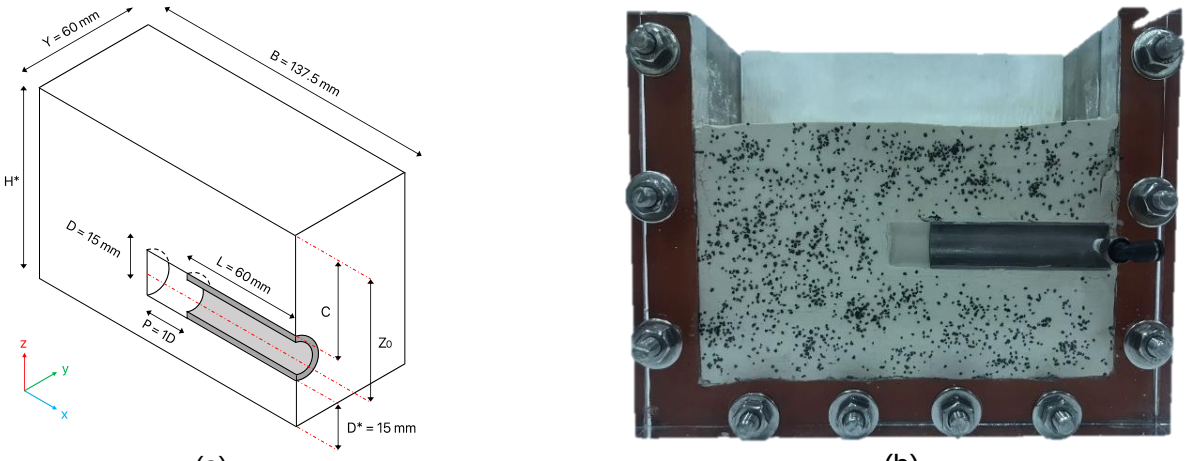
* Correspondencia: acriveraa@eafit.edu.com, jprieto7@eafit.edu.co

Modelación Física de Túneles Poco Profundos

Bernardo Caicedo Hormaza[1], Camilo Sánchez-Avellaneda[1]
[1] *Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia*

La construcción de túneles en entornos urbanos genera movimientos del terreno en superficie. Estos movimientos pueden ser de tal magnitud que las estructuras cercanas al proyecto pueden verse afectadas, en consecuencia, la construcción de túneles necesita un proceso de diseño, planeación y construcción muy detallado. La investigación sobre el comportamiento de estas estructuras es compleja, distintos autores han adoptado modelos simplificados que simulan las condiciones del problema de forma física y numérica [1,2,3]. En estos trabajos, se ha identificado una relación directa entre la geometría de la sección del túnel, el proceso de excavación y la resistencia del suelo en la estabilidad de la obra. Por esta razón, este trabajo tiene como objetivo reproducir el caso de la inestabilidad de túneles poco profundos para dos tipos de excavaciones. Para ello, se utilizará modelación física en centrífuga, un sistema de instrumentación que permitirá conocer las condiciones de presión interna que dan lugar a la falla del suelo y análisis de imagen del proceso de colapso.

Los modelos de este trabajo representan el caso de una excavación totalmente sostenida (P/D=0) y otra parcialmente sostenida (P/D=1). Las dimensiones del modelo son de 13.75cm x 6cm x H*, con una excavación de diámetro igual 1.6cm a una profundidad de 3cm (figura 1). Este modelo es ensayado a 160G, tiene un esfuerzo de consolidación de suelo de 50 kPa y representa un túnel de aproximadamente 2.5m. Los modelos conservan las proporciones mencionadas por Le & Taylor [4], quienes mencionan algunas relaciones de distancia entre el túnel y el contenedor del modelo en la dirección longitudinal, transversal e inferior al túnel. Con estas consideraciones se asume que los efectos de borde en el modelo son mínimos y así se tiene un correcto desarrollo de las deformaciones en el terreno.



(a) (b)

Figura 1. Modelo de la excavación de un túnel parcialmente sostenido. El modelo tiene una relación de excavación libre - diámetro igual a 1 (P/D=1), una relación profundidad – diámetro igual a 2 (C/D=2) y una altura H* variable; la cual depende de la altura final después del proceso de consolidación. La figura (a) muestra las dimensiones del modelo. La figura (b) muestra el modelo antes del vuelo en centrifuga.

Durante el proceso de modelación, se ha incluido un sistema de presión interna de aire en la excavación, la cual funciona como presión interna de soporte hasta que se llega a 160G; de esta

[1] Correspondencia: bcaicedo@uniandes.edu.co, cj.sanchez13@uniandes.edu.co

manera, se garantiza que la excavación no colapsa hasta llegar a las gravedades definidas para el modelo. Además, junto a este sistema de inyección de aire, se tiene un sensor de presión, con el cual se controla la presión de inyección y la despresurización de la excavación. Estas adecuaciones permiten tener un registro de la presión durante el vuelo en centrifuga y conocer la presión del colapso de la excavación. Adicionalmente, utilizando un video del ensayo, se puede utilizar análisis de imagen para definir los vectores de desplazamiento del suelo. Con esto se puede definir la dirección preferencial de los desplazamientos en modelo, el perfil de asentamiento en superficie y la superficie de falla que se produce por el colapso de la excavación.

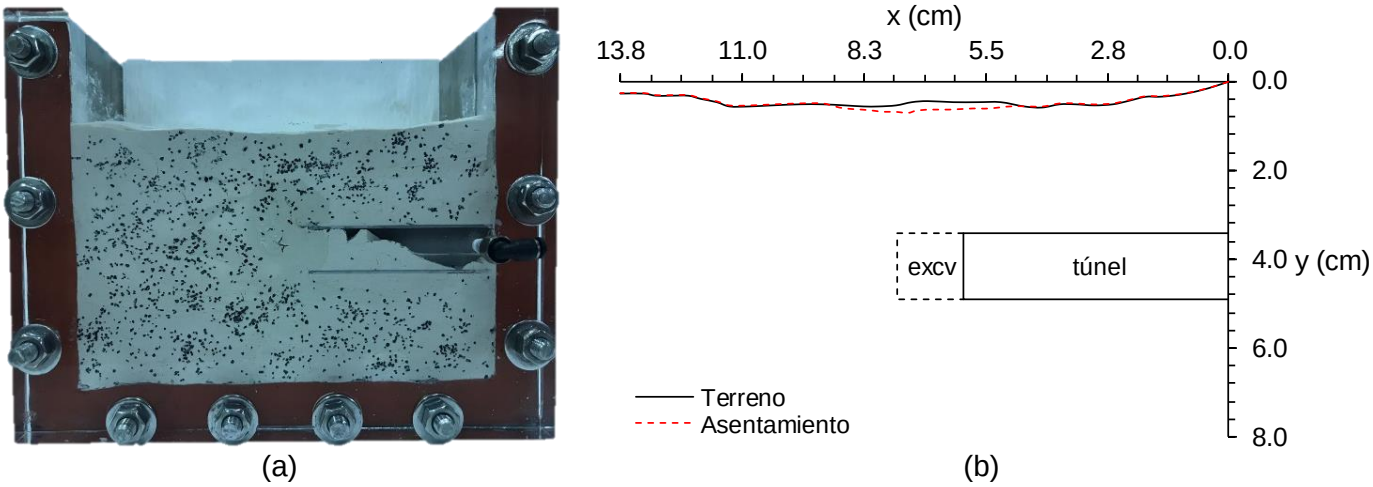


Figura 2. Resultado de la inestabilidad de la excavación de un túnel poco profundo en suelos blandos para un caso P/D=1. La figura (a) muestra el modelo de la excavación de un túnel parcialmente sostenido después del vuelo en centrífuga. La figura (b) muestra el asentamiento en la superficie del terreno.

La figura 2 muestra los resultados de un experimento, de este se puede definir la curva de asentamiento en la superficie del terreno, la presión interna mínima que genera la inestabilidad del modelo y la posible superficie de falla. En este caso, al escalar los asentamientos, se esperaría un asentamiento máximo en superficie cercano a 0.6m. Además, se da lugar a posibles trabajos futuros en este problema, como lo es el análisis de excavaciones en suelos de distinta resistencia y también el colapso en suelos variables, donde se puede tener en cuenta el efecto de la heterogeneidad del material y la importancia de su análisis en estas excavaciones. Para validar estas observaciones, se pueden comparar los resultados obtenidos con distintos modelos teóricos y físicos, como lo son las soluciones de Caquot & Kerisel [5] y una relación entre las propuestas de Broms & Bennemark [6] y Kimura & Mair [7].

Referencias

[1] T. Kimura and R. Mair, “Centrifugal testing of model tunnels in soft clay,” in Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engg, vol. 1, 1981, pp. 319–322.
[2] Meguid, M. A., Saada, O., Nunes, M. A., & Mattar, J. (2008). Physical modeling of tunnels in soft ground: a review. Tunnelling and Underground Space Technology, 23(2), 185-198.
[3] Alagha, A. S., & Chapman, D. N. (2019). Numerical modelling of tunnel face stability in homogeneous and layered soft ground. Tunnelling and Underground Space Technology, 94, 103096.
[4] Le, B. T., & Taylor, R. N. (2018). Response of clay soil to three-dimensional tunnelling simulation in centrifuge models. Soils and foundations, 58(4), 808-818.
[5] Caquot, A. & Kerisel, J., 1956. “Traité de Mécanique des Sols.“ Paris ; Gauthier-Villars.
[6] Broms, B.B. and Bennmark, H.: Stability of Clay at Vertical Opening. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. SM1 (1967), pp.71–94.
[7] Kimura, T. & Mair, R. J. (1981). Centrifugal testing of model tunnels in soft clay. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Engrg, Stockholm, Vol. 1, pp. 319–322.

[1] Correspondencia: bcaicedo@uniandes.edu.co, cj.sanchez13@uniandes.edu.co

Comportamiento a compresión simple de rocas arcillosas ante cambios de humedad

Jairo Martín Espitia López[1]*, Daniel Morales Rivera[1], y Olga Patricia Gómez[1]
[1] Escuela de Ingeniería de Minas, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Colombia

Estudios experimentales recientes han evidenciado la influencia de la humedad sobre el comportamiento de rocas arcillosas. Algunos estudios que se han enfocado en el papel de la humedad en las propiedades mecánicas de rocas arcillosas han generalmente mostrado reducciones tanto en la resistencia a la compresión como en el módulo de elasticidad con el aumento en la humedad [1,2,3]. El material de estudio corresponde a rocas arcillosas comprendidas en la formación lutitas de macanal, rocas que afloran en la vía que comunica los municipios de Sogamoso y pajarito en el Departamento de Boyacá. La roca de estudio se identifica como una roca clástica de grano muy fino matriz-soportada compuesta por más de 52% de minerales arcillosos como Caolinita e Illita y con presencia de cuarzo, dolomita, clorita, micas y pirita. El objeto de estudio consiste en estudiar experimentalmente el efecto de la humedad relativa y la anisotropía estructural en las propiedades mecánicas de las rocas arcillosas que afloran en el Municipio de Pajarito como la resistencia a la compresión simple y el módulo de elasticidad dados los múltiples cierres totales que presenta el corredor vial Sogamoso-Yopal por los problemas de inestabilidad generados por el colapso de las excavaciones en este tipo de rocas. El desarrollo de este trabajo contemplo actividades de muestreo por medio de un extractor de núcleos portable que permitió la obtención de especímenes cilíndricos de roca en dirección paralela y perpendicular a los planos de estratificación de 20 mm de diámetro y 40 mm de diámetro. La imposición de diferentes condiciones de humedad se realizó por medio de la técnica de equilibrio de vapor que controla la humedad relativa dentro de un sistema sellado [4]. En esta investigación se utilizaron diferentes soluciones salinas para el control de la humedad relativa inducida a las muestras de roca en los ambientes sellados herméticamente dentro de las cuales se destaca: sulfato de potasio para inducir un 97% de humedad relativa (HR), cloruro de sodio para un 75% de HR, carbonato de potasio para un 44% de HR y cloruro de calcio para un 29% de RH. Para cada condición de humedad relativa y de anisotropía estructural se ensayaron un total de 3 especímenes para un total de 24 especímenes ensayados. El comportamiento mecánico se estudió por medio de ensayos a compresión uniaxial monotónica hasta la falla de los cuales se obtuvo la curva esfuerzo versus deformación axial, el módulo tangente al 50% de su resistencia pico, la resistencia a la compresión uniaxial y la humedad en la que fallaron los especímenes. La Figura 1a. presenta algunas de las curvas de esfuerzo versus deformación unitaria axial obtenidas para los especímenes con aplicación de carga perpendicular a los planos de laminación. La Figura 1b. ilustra algunas de las curvas de esfuerzo versus deformación unitaria axial que resultaron para los especímenes con aplicación de carga paralela a los planos de laminación. Adicionalmente, la Tabla 1 reporta el resumen de los valores promedio obtenidos de resistencia a la compresión uniaxial y módulo de elasticidad tangente para las diferentes condiciones de anisotropía estructural y humedad relativa consideradas. En la Figura 2a se observa la variación de la resistencia a la compresión simple con la humedad relativa donde se destaca una reducción de 45% para la condición de anisotropía estructural perpendicular y de 23% para la condición de anisotropía estructural paralela en la resistencia a la compresión simple considerando los resultados para las condiciones extremas de humedad relativa. Por otro lado, en la Figura 2b se observa el comportamiento del módulo tangente con la humedad relativa donde se destaca una reducción de 33.9% para las dos condiciones de anisotropía estructural considerando los valores extremos de humedad relativa. Estos resultados muestran concordancia en el efecto de la humedad relativa en el comportamiento mecánico que otros autores han evidenciado en

* Correspondencia: jairomartin.espitia@uptc.edu.co

otras rocas arcillosas pero que para las rocas aflorantes de la formación Lutitas de Macanal en el corredor vial Sogamoso-Yopal se carece de información. Los resultados pueden ser de gran utilidad para considerar el efecto de la humedad en el diseño de excavaciones en este tipo de formaciones. También, se sugiere a futuro realizar investigaciones que involucren el efecto de la degradación por la variación en las condiciones ambientales al igual que el efecto creep en este tipo de rocas para contar con resultados experimentales que permitan concebir diseños más seguros.

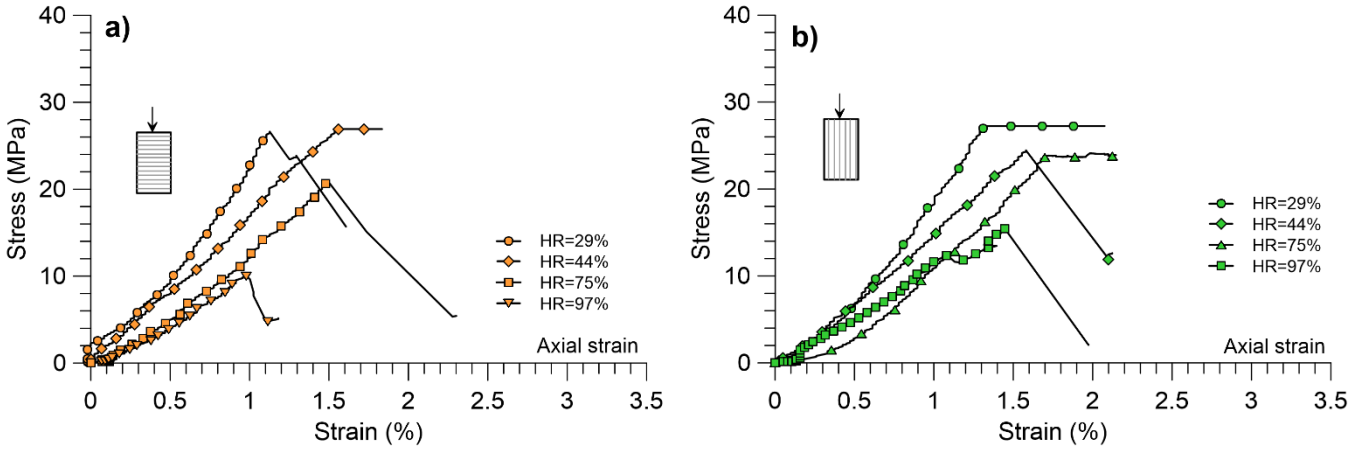


Figura 1. Curvas de esfuerzo versus deformación unitaria axial

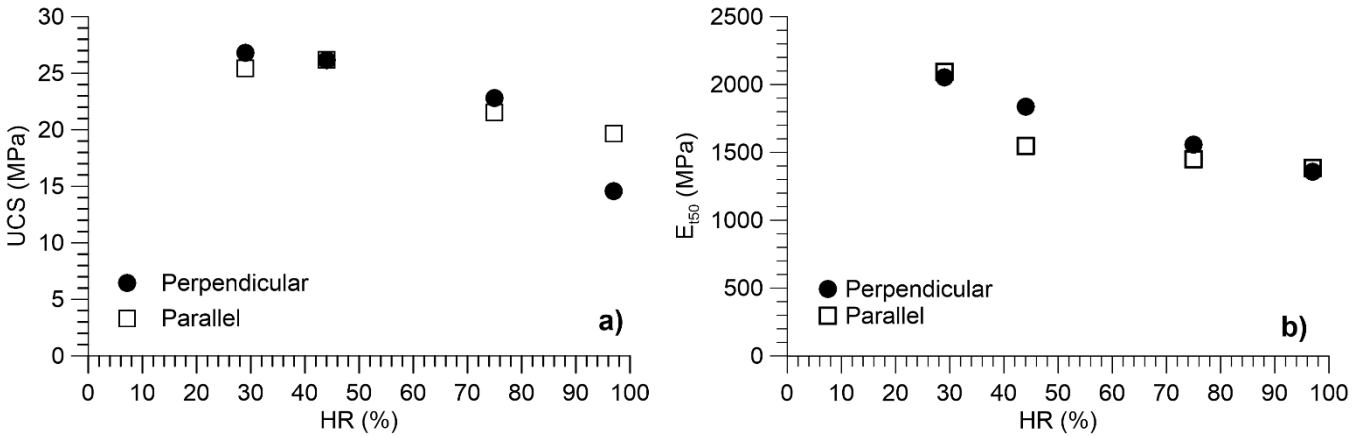


Figura 2. Variación de la resistencia a la compresión simple y del módulo tangente con la humedad relativa

Referencias

[1] Pham QT, Vales F, Malinsky L, Nguyen Minh D, Gharbi H (2007) Effects of desaturation–resaturation on mudstone. Phys Chem Earth Parts A/B/C 32:646–655.

[2] Wild KM, Wymann LP, Zimmer S, Thoeny R, Amann F (2014) Water retention characteristics and state-dependent mechanical and petro-physical properties of a clay shale rock. Mech Rock Eng 48:427–439. https ://doi.org/10.1007/s0060 3-014-0565-1

[3] Valès F, Nguyen Minh D, Gharbi H, Rejeb A (2004) Experimental study of the influence of the degree of saturation on physical and mechanical properties in Tournemire shale (France). Appl Clay Sci 26:197–207. https ://doi.org/10.1016/j.clay.2003.12.032

[4] Delage P, Romero E, Tarantino A (2008) Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. In: Paper presented at the 1st European conference on unsaturated soils, Durham, United Kingdom

* Correspondencia: jairomartin.espitia@uptc.edu.co

Análisis del uso de barreras flexibles en el comportamiento de un flujo de detritos en la cuenca alta de la quebrada Taruca (Mocoa, Putumayo) utilizando DEM.

Ginna Marcela Torres Rodríguez[1], Mauricio Alberto Tapias Camacho[2*]
[1,2] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Colombia

Este trabajo presenta un análisis numérico usando el método de elementos discretos del evento presentado en Mocoa (Putumayo) en el año 2017. Se hace un estudio de la implementación del uso de barreras flexibles a la cuenca alta de la quebrada Taruca en una extensión de aproximadamente 2.5km.

Mocoa sufrió en el año 2017 un desastre debido a movimientos en masa, siendo uno de los más devastadores en la historia de Colombia. Las fuertes lluvias que cayeron esa madrugada en Mocoa generaron el desbordamiento del río Mulato, Sangoyaco y Taruca (Peñas, 2017). Debido a la combinación de material que produjo estos desbordamientos, una avalancha acompañada de agua, lodo y sedimentos; incluyendo rocas y escombros de gran tamaño dejaron grandes pérdidas en la zona. La noche del 31 de marzo y 01 de abril, las fuertes lluvias detonaron movimientos en masa en las cuencas de los ríos Mulato y Sangoyaco, y las quebradas Taruca y Taruquita, lo que aumentó el caudal removiendo materiales de grandes magnitudes que terminaron aguas abajo cubriendo la zona urbana de Mocoa. Las microcuencas de los ríos Mulato y Sangoyaco y las quebradas Taruca y Taruquita tienen la particularidad de nacer y discurrir en el piedemonte amazónico, localizado sobre el borde de la cordillera oriental y desembocan en el río Mocoa, las cuales hacen parte de la subzona hidrográfica del río Caquetá y la zona hidrográfica de la macrocuenca del río Amazonas (UNGRD & Pontificia Universidad Javeriana, 2018).

Figura 1 *Desastre de Mocoa, Putumayo: Izquierda: Foto aérea del evento ocurrido en 2017; Derecha: Bloques desplazados por la avalancha. Fuente: UNGRD & Pontificia Universidad Javeriana, 2018.*

* Correspondencia: matapiasc@unal.edu.co

Estas situaciones son presentadas en su mayoría cuando se encuentran infraestructuras o poblaciones muy cercanas a la zona de riesgo, como el caso Mocoa. Partiendo de estas variables este trabajo expone el planteamiento de barreras flexibles que ayudan a mitigar el riesgo que generaría un evento de este tipo. El objetivo de las barreras flexibles es poder disipar las velocidades que generan las altas pendientes en los flujos y retener los sedimentos y detritos que caen y deslizan por arrastre de las tensiones generadas aguas arriba de las cuencas (Figura 2 a,b,c).

En este trabajo se expone un análisis del efecto que generaría la implementación de las barreras en el flujo de detritos a partir de la aplicación del método de elementos discretos (DEM, por sus siglas en inglés “Distinct Element Method”), aplicado a un flujo de detritos en el caso de Mocoa. El DEM es un método numérico capaz de describir el comportamiento mecánico de conjuntos de partículas (Figura 2d). En el DEM, los detritos son modelados como un sistema de partículas (Tapias, M. 2016).

a. **b.** **c.** **d.**

Figura 2. Fotos a,b,c: *Tipos de Barreras Flexibles y semi rígidas para control de detritos. Fuente Revista Obras Urbanas,2021;* ***Figura d:*** *Interacción entre partículas-Fuerzas de contacto y de gravedad que actúan sobre una partícula Fuente: Tapias Camacho, 2016*

Con está información se busca obtener las fuerzas generadas por el flujo de detritos en medio seco en dos escenarios: Sin barreras e implementando las barreras flexibles, con el fin de determinar el impacto que generan. La locación específica estudiada es la cuenca alta de la Quebrada Taruca con una extensión aproximadamente de 2.5km. La implementación de este tipo de soluciones tiene en cuenta parámetros físicos del movimiento en masa, mecánicos de los materiales que genera este tipo de flujos y esta implementación refleja impactos positivos socialmente.

Referencias

[1] Peñas, V. (2017). La catástrofe de Mocoa (Colombia): Un desastre anunciado previsible que podía haberse evitado. Agencia Vasca del Agua. Bilbao. España, 1-3.
[2] Tapias Camacho, M. A. (2016). Particle model for crushable aggregates which includes size,time and relative humidity effects. Doctoral Thesis. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
[3] UNGRD, U. d., & Pontificia Universidad Javeriana. (2018). Diagnóstico Socioterritorial de las microcuencas de los ríos Mulato y Sangoyaco y las quebradas la Taruca y Taruquita del municipio de Mocoa-Putumayo. Bogotá.

* Correspondencia: matapiasc@unal.edu.co

MacRo Studio, Software de diseño de estabilización de taludes rocosos con sistemas de mallas de alta resistencia.

Ing. Darwin Guillón
Departamento Técnico, Maccaferri, Colombia

Cada día son mayores los retos geotécnicos a los que nos enfrentamos para atender las necesidades estructurales de los proyectos de infraestructura urbana, transporte y minería. Los países con condiciones geomorfológicas especiales como el caso de Colombia requieren de mayor cuidado al momento de atender estas necesidades, dónde las condiciones litológicas y estratigráficas pueden variar en tan sólo escasos metros de distancia, es necesario un correcto y detallado estudio geotécnico para determinar las mejores soluciones que atiendan estructuralmente cada uno de estos taludes.

En los últimos años, se han visto con mayor frecuencia como algunos proyectos de estabilización de taludes han fallado o colapsado por mal diseño o por falta de un correcto criterio geotécnico en la selección en las especificaciones técnicas de los materiales para atender estructuralmente las necesidades del problema, o en el peor de los casos, por usar diseños similares de otros sectores como si se tratara de un comportamiento homogéneo de los taludes, lo cual representa un error.

Maccaferri pone a disposición de los consultores y diseñadores de las diferentes diciplinas de Ingeniería del país, una herramienta que puede ayudarles en la correcta especificación de los materiales flexibles para atender proyectos de protección cortical con sistemas de mallas de alta resistencia. Se trata del Software MacRo Studio, el cual tiene la capacidad de generar un criterio de diseño para la distribución, calibre y longitud de pernos de anclajes en un talud de roca diaclasado, como también la selección de la malla de alta resistencia que atienda técnicamente las condiciones de cada caso, optimizando recursos técnicos y económicos.

El Software MacRo Estudio está basado en el criterio de equilibrio Límite, generando como resultados finales los Factores de Seguridad de la distribución de los pernos y la malla de alta resistencia seleccionada. Esto permite que el usuario pueda optimizar el diseño haciendo pequeños cambios en la selección del calibre de la barra de acero de los anclajes o su separación, así como la selección de la malla para llegar a la mejor condición desde el punto de vista técnico económico de la solución propuesta.

El objeto del presente estudio es mostrarle a los diseñadores y consultores los criterios utilizados por Maccaferri para el diseño de estabilización superficial de taludes rocosos con mallas de alta resistencia con la implementación de Software MacRo Studio y las diferencias que existen en el criterio de análisis para taludes en suelo.

A lo largo de la presentación se estará mostrando un caso real dónde se ha utilizado el software MacRo Studio para el análisis de la estabilización de la capa superficial de un talud de ignimbritas columnares en un proyecto residencial ubicado en Guachipelín de Escazú, Costa Rica, se mostrarán los resultados finales de la propuesta técnica adoptada según las características geotécnicas del proyecto y abordaremos temas de instalación.

* Correspondencia: d.guillon@maccaferri.com

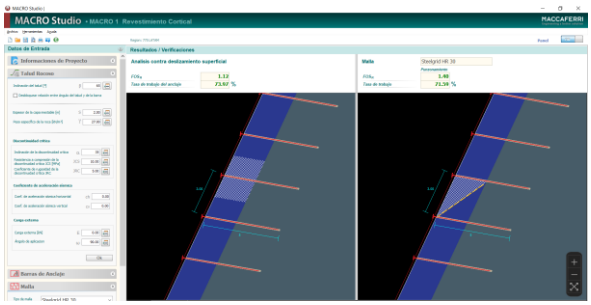


Figura 1. Pantalla Inicial del Software MacRo Studios, Cálculo de factores de seguridad de pernos y malla

Referencia Bibliográfica

En cuanto al significado de las intervenciones "pasivas" y "activas", y las consecuencias en el enfoque de cálculo, la información básica se puede encontrar en las siguientes publicaciones:

• Hoek E. Bray J. W. (1981) Ingeniería de pendientes rocosas: Institución de Minería y Metalurgia, Londres (especialmente el apéndice 3)

• Turner A.K, Schuster R.L. Editors (2012) Rockfall Characterization and control – Transportation Research Board, Washington D.C. (especialmente la página 570)
• Giani G. P. (1992), Análisis de estabilidad de taludes de roca – Balkema, Rotterdam (especialmente pág. 337-339).

• Wyllie D.C., y Mah C.W., (2004): Rock talud ingeniería civil y minería - 4ª edición - Spon Press Londres y Nueva York.

• Turner A.K, Schuster R.L. Editors (2012) Caracterización y control de desprendimientos de rocas: Junta de Investigación del Transporte, Washington D.C., pág. 570).

Con respecto al concepto de análisis posterior, se puede encontrar información en:
• Abramson L.W., T.S. Lee, S. Sharma. G. M. Boice, (2002) Estabilidad de taludes y métodos de estabilización. Wiley, Nueva York (especialmente págs. 51-53)

• Turner A.K., Shuster R.L. (editores) (1996), Investigación y mitigación de deslizamientos de tierra. Informe especial TRB 247 (pág. 363-365)

Referencias generales sobre la norma de diseño Eurocódigo:

• EN 1997-1 Eurocódigo 7, diseño geotécnico, reglas generales.
Se puede encontrar información ampliada sobre el significado de JRC y JCS en la siguiente bibliografía y sitios web:
• https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf

• Capítulo 5.5 de R. Goodman – Introducción a la mecánica de rocas, segunda edición, 1989, Wiley.
• Efecto de escala o sesgo de muestreo, Barton Nick, 1990 – (http://www.nickbarton.com/downloads_01.asp)

* Correspondencia: d.guillon@maccaferri.com

Evaluación de la geometría de bloques en macizos rocosos mediante redes de fracturamiento

Rodrigo Hernández-Carrillo[1]*, Gloria Beltrán[2]
[1] Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Pontificia Bolivariana seccional Montería, Colombia.
[2] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia.

Los macizos rocosos son materiales complejos, debido a que su repuesta mecánica está controlada por la presencia de discontinuidades. Estas discontinuidades pueden asociarse al proceso de formación de la roca (estratificación y foliación) o a variaciones en los estados tensoriales (diaclasas y fallas). En todo caso, la orientación de estos planos de discontinuidad es compleja. No obstante, en los análisis convencionales este fracturamiento se agrupa en familias con una orientación promedio, para efectuar análisis de estabilidad de falla con control cinemático, cuya geometría está bien definida. Estas aproximaciones desconocen la variabilidad de las orientaciones de los planos, así como la amplia gama de las formas y tamaños de bloque que realmente se forman en los macizos rocosos, que es función no solo de la orientación de los planos de discontinuidad, sí no de su tamaño y persistencia.

En este contexto, surgen las redes de fracturamiento como una alternativa para considerar de forma explícita la complejidad del macizo rocoso. Estas redes son representaciones del fracturamiento de macizos rocosos generadas mediante la simulación estocástica de los planos de discontinuidad (Ver Figura 1a). Para dicha simulación se requiere conocer la orientación de los planos, su tamaño y la densidad del fracturamiento (separación y frecuencia) [1]. Estos parámetros se expresan como variables aleatorias. Con base en esta información es posible simular las redes de fracturamiento utilizando un modelo de Poisson o modelo de Baecher [2]. Esto supone la generación de un modelo tridimensional con base en la información bidimensional recolectada en los taludes.

Teniendo en cuenta lo anterior, en este trabajo se presentan varias redes de fracturamiento simuladas para la información recolectada en un talud rocoso, con el fin de mostrar las implicaciones de esta variabilidad en la geometría y número de bloques que se forman en las diferentes realizaciones del modelo. El talud se modeló con la información recolectada en una cantera de agregados localizada en Une, Cundinamarca, que explota areniscas. La información estructural fue tomada utilizando el sistema de estereoscopia de corto alcance ShapeMetriX3D [3]. En el macizo se tienen tres familias de discontinuidad. Las orientaciones se modelaron con una distribución Fisher [4], con un parámetro de concentración, κ, mientras que el tamaño de las discontinuidades y su separación se modeló con las distribuciones log-normal y exponencial, respectivamente. Los parámetros de la orientación de las discontinuidades se resumen en la Tabla 1.

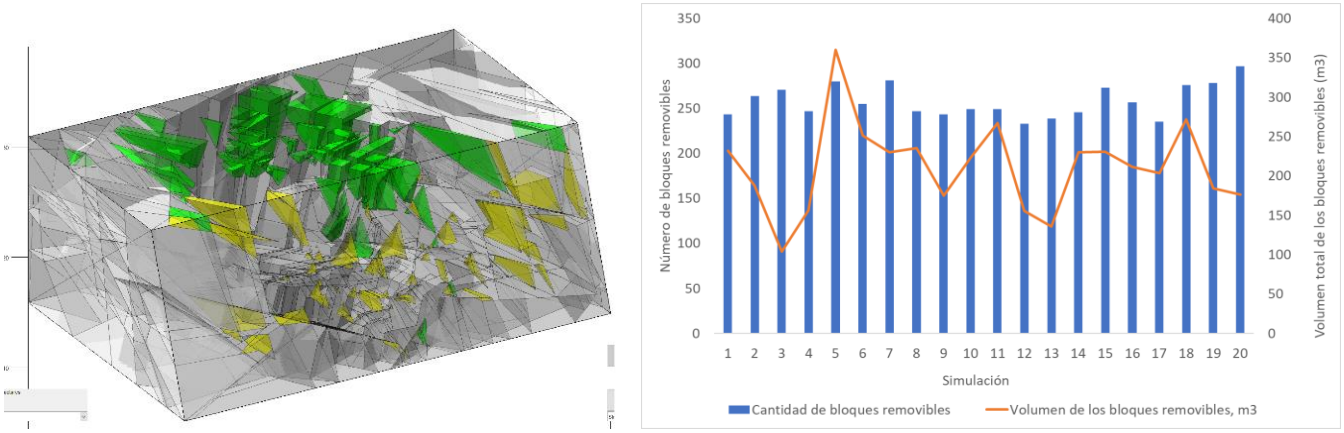
Familia	Azimut de buzamiento promedio,	Buzamiento promedio	Concentración, κ
Familia 1	19	84	17
Familia 2	301	14	13
Familia 3	137	82	17

Tabla 1. Parámetros distribución Fisher para familias de discontinuidad

Con base en esta información se generaron 20 redes de fracturamiento utilizando la herramienta OPS de Siromodel [5]. Posteriormente, se determinó el número de bloques removibles y el volumen total de dichos bloques. Las redes se generaron para un bloque de 10m de altura por 40m de largo, con una

* Correspondencia: rodrigo.hernandez@upb.edu.co

orientación de 240° y una inclinación de 70°. En la Figura 1a se incluyen un ejemplo de planos de simulación, en verde se muestran los bloques finitos y en amarillo los que serían removibles en el talud. Además, en la Figura 1b se resumen los resultados del número de bloques removibles así como su volumen total. En cuanto al número de bloques, se tiene un promedio de 295 bloques removibles, con una desviación estándar de 20 y coeficiente de variación, CV, de 0.068. Respecto al volumen, el promedio es 184.6m^3, con una desviación estándar de 50m^3 y CV de 0.271.



(a) (b)

Figura 1. (a) Ejemplo de red de fracturamiento simulada (b)Resultados de la número de bloques removible y volumen total de dicho bloques para las 20 redes de fracturamiento generadas en este trabajo.

Los resultados muestran que existe una variación importante en el número y volumen de los bloques removibles para las diferentes de fracturamiento que se generaron. Esto se ve reflejado en el coeficiente de variación del número de bloque removibles, que indica una variación en el volumen del 27%, con un valor máximo de 315m^3 y uno mínimo de 91m^3. Este resultado es relevante porque este volumen es un indicador para el diseño de taludes rocosos, por ejemplo, para dimensionar las bermas en taludes mineros, o para efectuar análisis cuantitativos de riesgo por caída de bloques en taludes viales.

Teniendo en cuenta que cada red de fracturamiento generada a partir del mismo grupo de variables aleatorias de entrada lleva a resultados diferentes en términos de la geometría de los bloques, se recomienda efectuar análisis sistemáticos que consideren un número representativo de simulaciones de las redes de fracturamiento, con el fin de definir un rango de respuesta relevante para tomar decisiones de diseño informadas. Además, para efectuar análisis de estabilidad de los bloques, se sugiere involucrar la variabilidad de las propiedades de resistencia de las discontinuidades ajustadas a la información limitada de estos parámetros y a la complejidad de las redes de fracturamiento.

Referencias

[1] G. B. Baecher, “Statistical analysis of rock mass fracturing,” J. Int. Assoc. Math. Geol., vol. 15, no. 2, pp. 329–348, Apr. 1983.
[2] Q. Lei, J.-P. Latham, and C.-F. Tsang, “The use of discrete fracture networks for modelling coupled geomechanical and hydrological behaviour of fractured rocks,” Comput. Geotech., vol. 85, pp. 151–176, May 2017.
[3] 3GSM GmbH, “ShapeMetrix3D Manual,” Graz, Austria, 2010.
[4] N. I. I. Fisher, T. Lewis, and B. J. J. J. J. Embleton, Statistical Analysis of Spherical Data, 1st ed. New York, NY, USA and Melborune, Australia: Press Syndicate of the University of Cambridge, 1987.
[5] SCIRO, “Siromodel OPS,” Australia, 2015.

* Correspondencia: rodrigo.hernandez@upb.edu.co

Propagación de la incertidumbre en el análisis de taludes rocosos compuestos de Arenisca basado en el criterio de resistencia de Hoek-Brown

María Roa Capacho[1]*, Vicente Mercado Puche[1] ,Rubén Tovar Valencia [1]

[1] Departamento Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Norte, Colombia

El análisis de estabilidad de taludes en roca es un problema complejo debido a las incertidumbres asociadas al estado del macizo rocoso en términos de su fracturamiento, heterogeneidad, tipo de roca y criterio de falla, entre otros parámetros que generalmente son difíciles de controlar. La identificación de dichos parámetros considerando las fuentes de incertidumbre inherente es fundamental al momento de hacer un análisis de estabilidad apropiado para el talud, el cual generalmente se realiza en términos de un Factor de Seguridad (*FS*). Cada parámetro involucrado en el cálculo del *FS* tiene asociada una incertidumbre la cual debe ser evaluada para una adecuada cuantificación de la probabilidad de falla del talud.

En esta investigación se realiza una evaluación sistemática de la incertidumbre de los diferentes parámetros involucrados en el análisis de la estabilidad de taludes rocosos mediante el uso de inferencia bayesiana y el criterio de falla de Hoek-Brown para macizos rocosos. Las distribuciones de probabilidad previas (*priors*) de los parámetros a utilizar en el método Bayesiano se obtienen a partir de resultados de ensayos triaxiales históricos para rocas areniscas. A partir de estas *priors* se infieren las distribuciones de probabilidad de los parámetros para la roca intacta: litología de la roca intacta (m_i) y resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci}). Finalmente, mediante el uso de un software comercial que evalúa factores de estabilidad a través del método de equilibrio límite, se modelan 32 escenarios con un enfoque probabilístico en donde se varían cuatro parámetros de diseño: la altura de la

pendiente del talud (H), el ángulo de inclinación del talud, el factor de perturbación de la roca (*D*) y la zona de daño ocasionada por *D (Zona T)*. De igual forma, en cada uno de estos escenarios se consideran las siguientes fuentes de incertidumbre: Geological Strength Factor *(GSI),* m_i *y* σ_{ci} y peso específico de la roca (γ). Mediante estos análisis se obtiene la distribución de probabilidad para los *FS* asociados a cada escenario y se realiza un análisis de confiabilidad y sensibilidad. Se realiza además, un análisis de sensibilidad para determinar el efecto que tiene la incertidumbre asociada a cada uno de los parámetros estudiados: *GSI,* m_i *y* σ_{ci} y γ en el resultado final del cálculo del *FS.* Los resultados de esta investigación indican que la variable que propaga un mayor grado de incertidumbre en el cálculo final del *FS* de los taludes rocosos es el *GSI*. Adicionalmente, se pudo evidenciar que la estimación del *FS* conlleva altos niveles de incertidumbre por lo cual se sugiere el uso de parámetros adicionales para evaluar la estabilidad de taludes tales como el Índice de Confiabilidad (β) el cual permite normalizar el *FS* con respecto a la desviación estándar de su distribución de probabilidad.

Estudio del efecto de rotura de partículas durante una avalancha de rocas, usando DEM

Sergio Duban Garcia Gil[1]*, Mauricio Alberto Tapias Camacho[2]
[1,2] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Colombia

La presente investigación se centra en plantear un análisis numérico soportado en el método de los elementos discretos, capaz de evaluar la influencia de la fragmentación dinámica de partículas sobre las características de flujo y deposición de una avalancha de rocas, usando una simulación asistida por el software YADE [1].

Colombia es un país que presenta complejas características geográficas, hidroclimatológicas y geológicas producto de su ubicación tectónica y ecuatorial, lo cual nos pone en un escenario propicio para la generación de todo tipo de amenazas de origen geológico: léase sismos, tsunamis, lluvias torrenciales, movimientos en masa, entre otros. Así pues, en la medida que se han presentado súbitamente estos fenómenos naturales, hemos presenciado catástrofes que han impactado no sólo económica sino también socialmente a nuestro país (v.g. Figura 1). Lo cual deja en evidencia la necesidad de abordar, investigar e innovar en el campo de la gestión del riesgo garantizando que la toma de decisiones asociada a estos casos se haga con el debido soporte y conocimiento técnico. En este trabajo se presenta un avance del desarrollo de un análisis que permite simular avalanchas de rocas (condición seca), teniendo en cuenta el fenómeno de la fragmentación dinámica de partículas durante el movimiento.

Figura 1. Deslave y Flujo de lodos de Mocoa (Putumayo) - (2017). Tomado de: https://www.eltiempo.com/colombia/otras-ciudades/peores-avalanchas-en-america-luego-de-tragedia-en-mocoa-73818

Ahora bien, para entender por qué es importante incluir en el análisis la fragmentación dinámica, hay que remontarnos al origen del término, Davies et. Al (1999) [2] propone en su trabajo el mecanismo conocido como la “fragmentación dinámica” a través del cual se pueden explicar dos condiciones muy particulares de las avalanchas de rocas: La primera tiene que ver con las características de cómo se deposita el material constituyente al final del movimiento (partículas destrozadas y fragmentadas en

* Correspondencia: sedgarciagi@unal.edu.co

contraste con la fuente de origen del movimiento), y la segunda trata sobre cómo es que este tipo de movimientos alcanzan distancias de viaje tan largas (en comparación con otros tipos de movimientos donde no ocurre la fragmentación dinámica).

Teniendo en cuenta lo anterior se planteó abordar la investigación usando el método de los elementos discretos, DEM (por sus siglas en inglés), ya que las características de esta metodología permiten replicar condiciones bastante cercanas a la realidad. El DEM, desarrollado en 1971 por Peter Alan Cundall [3], es un modelo numérico capaz de describir el comportamiento mecánico de arreglos de discos (2D) o esferas (3D), sometidos a procesos de carga o descarga, o de influencia de una fuerza de cuerpo como la gravedad. El método utilizado está basado en el uso de un esquema numérico explícito donde se monitorea la interacción de partículas, contacto a contacto, y el movimiento de éstas, una a una, obedeciendo leyes de contactos o transmisión de fuerzas entre partículas prestablecidas, y leyes del movimiento de Newton.

Y es a través del uso de herramientas computacionales que esta investigación materializa los análisis y simulaciones recién planteados. YADE es un desarrollo extensible de código abierto para modelos numéricos discretos, soportados en DEM; sus partes computacionales están escritas en C++ utilizando un modelo de objeto flexible, que permite la implementación de nuevos algoritmos e interfaces. Se simularon movimientos de partículas con granulometrías y volúmenes ficticios haciendo las veces de una avalancha, con el fin de realizar una comparación entre movimientos sin procesos de fracturamiento y teniendo en cuenta la fragmentación dinámica. Las funciones y mecanismos de rotura de partículas desarrolladas se basan en los postulados de Tapias (2016) [4] y asume los siguientes puntos:

1. Cada partícula o fragmento de roca se constituye de un conjunto de micropartículas unidas que forman a su vez una macropartícula o clump, que se comporta como un solo elemento rígido.
2. Dichos clumps pueden dividirse siguiendo un cierto mecanismo de rotura de división por mitades, donde de una única macropartícula se puede obtener dos macropartículas.
3. El criterio de rotura se basa en un esfuerzo normal resistente máximo para las macropartículas. Al ser superado este umbral se generará el rompimiento.

Se analiza la incidencia de la fragmentación de las partículas en la distancia de viaje de los movimientos. Una simulación con estas condiciones nos brinda no solo una estimación de las condiciones de viaje y depósito final de esta clase de movimientos, sino que también abre la puerta en nuestro medio a que se aborden casos reales con este tipo de métodos.

Referencias

[1] Chareyre, B., & Gladky, A. (2022). YADE - Yet Another Dynamic Engine. Obtenido de https://yade-dem.org/doc/
[2] Cundall, P. A. (1971). The measurement and analysis of accelerations in rock slopes. Tesis doctoral, Imperial College London, Londres.
[3] Davies, T., McSaveney, M., & Hodgson, K. (1999). A fragmentation-spreading model for long-runout rock avalanches. Canadian Geotechnical Journal.
[4] Tapias, M. (2016). Particle model for crushable aggregates which includes size, time and relative humidity effects. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

* Correspondencia: sedgarciagi@unal.edu.co

Dinámica del volteo de bloques en taludes rocosos por el Método de los Elementos Discretos

Juan Pablo Romero Bermúdez[1]*
[1] egresado del programa Maestría en Ingeniería - Geotecnia, Universidad Nacional, Colombia

En el presente documento se hace una síntesis de mi Trabajo Final de Maestría en Geotecnia de la Universidad Nacional de Colombia titulado “Dinámica del volteo de bloques en taludes rocosos” [1]. En el trabajo se analiza el comportamiento dinámico de un proceso de volteo de bloques por medio del Método de los Elementos Discretos, DEM. Para realizar este análisis, se creó el programa *Toppling_UN*, que es capaz de reproducir el movimiento del conjunto de bloques que conforman un talud en un macizo rocoso.

El programa fue escrito en lenguaje C++ y se desarrolló con la metodología DEM, lo que permite estudiar el movimiento de cada uno de los bloques, que pertenecen a un sistema de bloques, desde una condición de equilibrio estático y durante el proceso de falla, hasta alcanzar una nueva condición de equilibrio. El Método de los Elementos Discretos es un procedimiento numérico diseñado para analizar el comportamiento de sistemas discontinuos. Para la aplicación del método, se seleccionó un proceso de volteo de rocas, también llamado *toppling* por su nombre en inglés. Este proceso es un tipo de movimiento que consiste en la rotación y traslación de un sistema de bloques, bajo la acción de fuerzas externas, como la gravedad, y por empujes ocasionados por los bloques adjuntos. El método convencional para analizar problemas de *toppling* fue propuesto por Goodman [2] pero tiene la dificultad que se permanece en un escenario estático.

El trabajo realizado busca avanzar del escenario estático, presentando una alternativa para compatibilizar el cálculo de las variables de movimiento con el análisis de equilibrio límite, lo que permitirá obtener un cálculo cuantitativo de vulnerabilidad. No es común que en la práctica profesional se realicen análisis que describan las características del movimiento de un talud. Por el contrario, el desplazamiento y la velocidad de un movimiento en masa se suele estimar a través de información cualitativa o semicuantitativa, lo que se espera superar con análisis como el propuesto.

El estudio del movimiento consiste en evaluar la evolución en el tiempo de la posición, la velocidad y la aceleración de cada uno de los bloques que conforman el talud, lo que a su vez permite realizar un seguimiento de las fuerzas presentes durante el proceso de falla hasta lograr una condición de estabilidad. Las fuerzas involucradas se obtienen por medio de un algoritmo diseñado para identificar la superposición de los bloques y calcular, a través de un modelo reológico, las fuerzas resultantes. Por otra parte, las características cinemáticas se calculan con las ecuaciones de la dinámica de sólido rígido, especialmente a la formulación de momento angular. Finalmente, se utilizan algoritmos de integración numéricos para avanzar la solución en progresivos y continuos intervalos de tiempo. A este procedimiento se le conoce como DEM. En la Figura 1 se muestra parte de la animación resultante

* Correspondencia: juanpasjp@gmail.com

desde un tiempo inicial de inestabilidad, hasta una condición final de equilibrio. De cada uno de los bloques se registran todas las variables dinámicas en cada instante de tiempo.

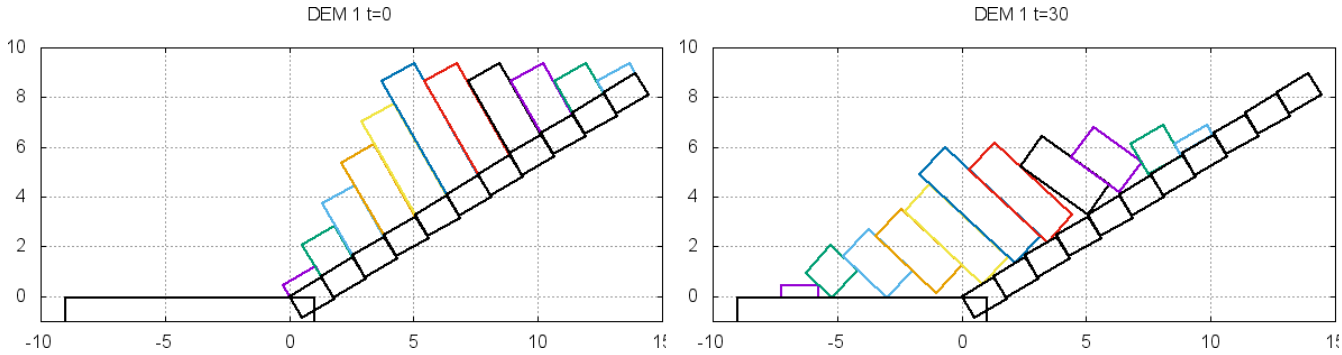


Figura 1. En la parte izquierda se observa un talud conformado por 11 bloques. Los bloques tienen un peso unitario de 2600kg/m^3 y un ángulo de fricción de 20°, con una inclinación de 30°. Como es de esperarse el sistema es inestable y en la parte derecha se observa que el bloque inferior se desplazó 6.5m.

El trabajo desarrollado permite modelar la dinámica del talud fallado lo que es útil para delimitar las zonas de exposición y las fuerzas de impacto a que pueden quedar sometidos los elementos en riesgo. En la modelación se consideran variaciones en las propiedades de los materiales rocosos, como pueden ser cambios en su ángulo de fricción o en su peso, y se pueden generan escenarios de evaluación. Este tipo de análisis permite hacer determinaciones cuantitativas sobre vulnerabilidad y riesgo. Además, el trabajo se realiza con el propósito de generar un software de código abierto que permita a cualquier persona utilizar sus propias ecuaciones de movimiento y sus propios modelos de reológicos para comprender y aplicar la mecánica de medios discontinuos en la práctica común de la ingeniería.

Se destaca que el programa fue diseñado para una condición bidimensional, donde los bloques del sistema se comportan como sólidos rígidos, es decir que no se deforman ni se fracturan. Para incluir deformación basta con agregar una malla de elementos finitos en cada uno de los bloques, lo que aumentaría el tiempo de ejecución del programa, pero permitiría aproximar aún más la solución a la realidad. En cuanto a las fracturas, es posible utilizar la superposición de bloques como un área de acumulación de esfuerzo y así identificar cuando se alcancen los esfuerzos de falla. Estas son algunas de posibilidades para trabajos que se desarrollen a partir de este.

Referencias

[1] Romero, J.P. & Hernández, F. (2019). *Dinámica del volteo de bloques en taludes rocosos*. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia. Bogotá

[2] Goodman, R. E. & Bray, J. W. B. (1976). *Toppling of rock slopes*. Proceedings of the specialty conference on Rock Engineering for foundations and Slopes, Boulder, Colorado.

* Correspondencia: juanpasjp@gmail.com

Simulación numérica del comportamiento esfuerzo deformación en discontinuidades presentes en macizos rocosos asociados a inyección de fluidos

Jefferson Mateus Tarazona[1]*, Mauricio Alberto Tapias Camacho[2], Julio Alberto Rueda Cordero[3]

[1,2] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Colombia,

[3]Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Rio de Janeiro, Brasil

La investigación plantea el estudio de las variaciones en el estado de esfuerzos en discontinuidades presentes en macizos rocosos. Las discontinuidades contenidas en los geomateriales del subsuelo son responsables de las reacciones y los efectos que estas experimentan durante la construcción, operación y abandono de estructuras emplazadas en el subsuelo. El comportamiento de las discontinuidades ante la variación del estado de esfuerzos gobierna la respuesta mecánica de los volúmenes de roca alterados por procesos de inyección de fluidos durante perforación, estimulación y producción de yacimientos de hidrocarburos convencionales y no convencionales. A nivel mundial, en las últimas 3 décadas, se han venido desarrollando investigaciones que han abordado el problema de la reactivación de discontinuidades planteando análisis numéricos principalmente para la simulación del fenómeno [1–3]. La simulación de fracturamiento hidráulico es un problema multifísico que acopla la mecánica de fluidos con la mecánica del sólido y la mecánica de fracturas.

El proceso de fractura hidro-mecánico (HM) acoplado es importante en muchos campos de la ingeniería (represas, gas-petróleo, medio ambiente). En tales situaciones, la presión de un fluido invadiendo una discontinuidad, causa que la discontinuidad se abra y se propague, lo cual al mismo tiempo influencia el comportamiento del flujo por medio de cambios en permeabilidad y la capacidad de almacenamiento de la grieta. El fracturamiento hidráulico en ingeniería de petróleos es un ejemplo clásico de un proceso de fractura (HM), proceso que consiste en la iniciación y propagación de una fractura desde el pozo hacia el yacimiento por medio de la inyección de un fluido a alta presión que genera la fractura. Estas discontinuidades son trayectos de alta permeabilidad para la producción del yacimiento y mejoran considerablemente el flujo de los hidrocarburos en el pozo [4].

Un método de mecánica de fractura cohesiva (CZM) es capaz de incluir el ablandamiento en el material de la punta de la fractura en roca quasi-frágiles como los shales mientras que modelos como LEFM (mecánica de fractura elástica lineal) y EPFM (mecánica de fracturas elasto-plásticas) desprecian dichos efectos [5]. El comportamiento cohesivo modela la separación entre dos superficies inicialmente unidas. Este modelo idealiza mecanismos de fractura complejos utilizando una “ley cohesiva” macroscópica que es la relación entre la tracción a través del interfaz y la separación e incluye la iniciación del daño y condiciones de evolución, necesarias para el daño progresivo. Además, este modelo evita las singularidades de presión y tensión en la punta de la fractura hidráulica [6].

Se reprodujo la simulación de fracturamiento hidráulico y el resultado de la simulación se comparó con los resultados presentados en [6] con una buena aproximación para la apertura de fractura, longitud de

* Correspondencia: jmateust@unal.edu.co

fractura y evolución en el tiempo de los esfuerzos en la punta de la fractura hidráulica debido al daño progresivo del material rocoso.

En este estudio también se realizó la simulación numérica del fracturamiento hidráulico en presencia de una discontinuidad utilizando el software ABAQUS. El proceso de fracturamiento se modeló utilizando el método de mecánica de fractura cohesiva CZM. Se realizó un análisis paramétrico de variables que condicionan la simulación teniendo en cuenta los parámetros elásticos del comportamiento del macizo rocoso y la permeabilidad de la roca entre otros, así como el ángulo de aproximación de la fractura hidráulica a la discontinuidad natural.

Referencias

1. Shen, X., & Shen, G. (2014). Poro-elasto-plastic calculation on fault reactivation caused by hydraulic fracturing in a field offshore West Africa. *48th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium 2014*, *1*, 571–576.
2. Pfunt, H., Houben, G., & Himmelsbach, T. (2016). Modélisation numérique de la migration des fluides de fracturation hydraulique dans de zones de failles et des fractures dans le Bassin d'Allemagne du Nord. *Hydrogeology Journal*, *24*(6), 1343–1358. https://doi.org/10.1007/s10040-016-1418-7
3. Rueda, C. J., Mejia, S. C., & Roehl, D. (2019). Hydraulic fracture propagation and its interaction with open and sealed natural fractures. *53rd U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*.
4. Segura, J. M., & Carol, I. (2010). Numerical modelling of pressurized fracture evolution in concrete using zero-thickness interface elements. *Engineering Fracture Mechanics*, *77*(9), 1386–1399. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2010.03.014
5. Haddad, M., & Sepehrnoori, K. (2014). Simulation of hydraulic fracturing in quasi-brittle shale formations using characterized cohesive layer: Stimulation controlling factors. *Journal of Unconventional Oil and Gas Resources*, *9*, 65–83. https://doi.org/10.1016/j.juogr.2014.10.001
6. Carrier, B., & Granet, S. (2012). Numerical modeling of hydraulic fracture problem in permeable medium using cohesive zone model. *Engineering Fracture Mechanics*, *79*, 312–328. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2011.11.012

* Correspondencia: jmateust@unal.edu.co

Evaluación de la resistencia al corte y deformabilidad, mediante la cuantificación de la geometría de las ondulaciones presentes a lo largo de discontinuidades estructurales en rocas sedimentarias

Elías Correa Villa[1]

1) Consultor Independiente IC, EG, MI

En este trabajo se describe la metodología de evaluación de la resistencia pico, resistencia residual y las propiedades de deformabilidad en el rango elástico tanto al corte como en el sentido normal para discontinuidades estructurales onduladas de macizos rocosos sedimentarios. Ello se logra establecer mediante la cuantificación de la geometría de las ondulaciones presentes en las discontinuidades estructurales, y la aplicación del procedimiento propuesto por Goodman [1] para la medición de parámetros en campo, los cuales permiten calcular el ángulo de rugosidad (i) en forma más realista. Este procedimiento se aplicó en perfiles lineales obtenidos en formaciones sedimentarias. De cada perfil se realizó el cálculo de múltiples valores del ángulo de rugosidad (i) para diferentes magnitudes de desplazamiento y con este conjunto de valores se obtuvieron las envolventes de resistencia pico y residual y los parámetros de deformación en el rango elástico y post-pico.

El procedimiento relacionado en el presente trabajo aplica para todos los tipos de rocas ya sean ígneas, metamórficas o sedimentarias con discontinuidades onduladas sin relleno. Para rocas con condiciones erráticas en diaclasas de gran extensión, cuya rugosidad (ondulación), grado de meteorización (resistencia de las paredes) y relleno varían considerablemente a lo largo de discontinuidad, es necesario que la resistencia al esfuerzo cortante se defina diferencialmente en tramos de relativa uniformidad.

Referencias

[1] Goodman R. E., (1989). Introduction to rock mechanics. Second edition. John Wiley and Sons, 1-562.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Análisis del comportamiento dinámico de los suelos de la ciudad de Tunja-Boyacá, mediante ensayos de columna resonante y torsión cíclica

Hernández, Angie[1]*, Berdugo, Santiago[1], Jiménez, Omar[1], Sainea, Carlos[1]
[1] Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica y Amenazas Geoambientales – GIISAG, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Colombia

Tunja es una ciudad en la que se desarrollan varios sistemas de fallas activas, por lo que es propensa a la actividad sísmica [1], evidencia de esto son los 192 temblores registrados según el PDE entre 1973 y 2008. [2] Por eso, el estudio y representación del comportamiento dinámico de los suelos sobresale para implementar diseños preventivos y correctivos para las edificaciones de la ciudad.

Con el fin de estimar de manera más adecuada la rigidez del suelo a pequeñas y medias deformaciones, se establece, el uso de los ensayos de columna resonante y torsión cíclica, para estudiar el comportamiento del suelo ante cargas dinámicas establecidas [3, 4]. Esto permite realizar un análisis de propiedades dinámicas como la degradación del módulo de corte y la variación de la relación de amortiguamiento frente a una caracterización física de los suelos de la ciudad. El equipo a utilizar, corresponde a un equipo combinado, de base fija y extremo superior libre, el cual presenta una capacidad máxima de carga de 1 MPa, y sus muestras deben ser talladas en forma cilíndrica en promedio de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura. El material analizado se delimita a suelos de la ciudad de Tunja, Boyacá. En este caso, se plantea la caracterización y análisis de ocho muestras inalteradas de suelo, principalmente de tipo limo y arcilla con profundidades promedio de 2.0 m, distribuidas como se observa en la Figura 1, obtenidas en un muestreo aleatorio por medio de tubo shelby de 2 ½", posteriormente perfiladas en laboratorio.

Figura 1. Localización de muestras analizadas, Tunja – Boyacá. Fuente: Google Maps.

Teniendo en cuenta la diversidad de formaciones y depósitos presentes en la ciudad, la investigación tiene como objetivos, caracterizar física y mecánicamente las muestras de suelo, además de llevar a cabo una caracterización dinámica mediante el equipo de columna resonante y torsión cíclica, con el fin de obtener las curvas de amortiguamiento y degradación del módulo cortante para cada muestra de suelo. De este modo, se busca analizar los resultados obtenidos y realizar una comparación con resultados de otras investigaciones.

* Correspondencia: angie.hernandez08@uptc.edu.co; omar.jimenez@uptc.edu.co

Según lo anterior, nace la pregunta: ¿Cómo es la variación de las curvas de degradación y amortiguamiento, al aumentar el esfuerzo de corte y la frecuencia de carga por medio de ensayos de columna resonante y torsión cíclica para suelos de la ciudad de Tunja? Para dar respuesta a lo anterior, se establece una investigación correlacional, bajo una configuración de variables independientes, como frecuencias y voltajes, según la siguiente metodología:

a) Recolección de información secundaria por medio de un estado del arte; b) identificación de sitios a muestrear; c) localización y recuperación de muestras; d) caracterización física y mecánica de las muestras; e) desarrollo experimental por medio de ensayos de columna resonante y torsión cíclica con presión de confinamiento constante; f) análisis e interpretación de resultados por medio de las curvas de degradación y amortiguamiento de cada muestra de suelo.

De acuerdo con los ensayos realizados, en la Figura 2, se muestra el resultado de análisis dinámico de una muestra ensayada, la cual compila el resultado de degradación evaluado en los ensayos de columna resonante y torsión cíclica, evaluada a una presión de confinamiento de 50 KPa, relación de vacíos de 0.77, rango de frecuencia de 45.8 Hz a 63.9Hz, rango de amplitud de 0.002 V a 1.280 V,.

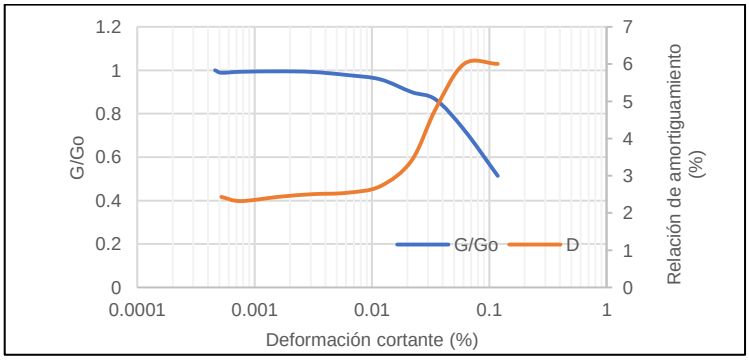


Figura 2. Curvas de degradación.

La relevancia del trabajo igualmente se da al comparar los resultados de comportamiento dinámico con otros ensayos dinámicos que se han desarrollado en la zona de estudio. Finalmente, es de considerar que los resultados a presentar corresponde a un primer barrido de análisis de respuesta de la puesta en marcha en la aplicación de este equipo en su adquisición del equipo por la universidad, donde se da el inicio a una nueva línea de investigación del grupo de investigación GIISAG de la UPTC.

Referencias

[1] Guacaneme Berbeo, J. J. (2006). Zonificación de suelos en superficie de la ciudad de Tunja, Colombia. *Revista Épsilon*, *1*(6), 37–38. http://revistas.lasalle.edu.co/index.php/ep/article/view/2000/1866

[2] Molina Molina, G. P. (2008). *Evaluación probabilística de la amenaza sísmica regional para Tunja*. 120. Trabajo de grado. https://ciencia.lasalle.edu.co/ing_civil/280

[3] Yoshianny, P., Pedroza, Á., Arturo, J., Jaimes, P., & Cruz, A. (2017). *Propiedades Dinámicas de Arcillas Lacustres Sobreconsolidadas a Partir del Ensayo de Columna Resonante : Resultados Preliminares*. *1*(July), 19–21. *Artículo*.15th LACCEI International Multi-Conference for Engineering.

[4] Senetakis, K., & He, H. (2017). Dynamic characterization of a biogenic sand with a resonant column of fixed-partly fixed boundary conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *95*(January), 180–187. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.01.042

* Correspondencia: angie.hernandez08@uptc.edu.co; omar.jimenez@uptc.edu.co

Evaluación del uso de las ondas solitarias para control de compactación

Juan P.Villacreses[2,*], Bernardo Caicedo[1], Laura Ibagón[2], Fabricio Yepez[2]
[1] Departamento de Ingeniería civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia
[2] Colegio de Ciencias e Ingenierías, USFQ, Ecuador

Esta investigación presenta la implementación de una prueba no destructiva la cual busca evaluar la viabilidad de las ondas solitarias en el control de compactación. El equipo de ondas solitarias fue originalmente creado por Rizzo et. al. [1]. El equipo genera un pulso que viaja en una cadena de esferas situadas verticalmente sobre el medio del cual se quiere determinar las propiedades elásticas. La impedancia entre la cadena de esferas y el medio genera una onda de reflejada. Las propiedades del medio están en función de la diferencia de tiempo entre la onda incidente y reflejada en cualquier punto de la cadena. El equipo fue modificado por Villacreses et al [2] y aplicado en muestras de suelos. Para muestras de suelos se puede emplear una esfera o un cilindro como último elemento de contacto. Las propiedades elásticas en un suelo compactado están en función de su densidad y saturación [3]. Por ello se espera que el tiempo entre la onda incidente y reflejada pueda ser un indicador de compactación del suelo.

Se prepararon muestras de suelo utilizando suelo fino cohesivo y dos niveles de energía de compactación. En total se realizaron 9 muestras; 5 muestras para la primera energía y 4 para la segunda energía. Las energías de compactación fueron alcanzadas utilizando la metodología de Proctor Estándar [4]. Los contenidos de humedad variaron del 21% al 25% para 12 golpes y del 17% al 22% para 25 golpes. La Tabla 1 resume los datos de los especímenes construidos para ser ensayados con el equipo de ondas solitarias.

Tabla 1: resumen de las muestras a emplearse

Número de muestras	Límite líquido (%)	Índice plástico (%)	Gravedad Específica	Energía de compactación (Golpes)	Humedades (%)
5	35.0%	17.9%	2.68	12	21, 22, 23, 24 ,25
4				25	17, 18, 20, 21, 22

El cambio de relación de vacíos y de humedad afectan la respuesta del suelo. Villacreses et al. [3] midió el efecto de la succión en el módulo cortante del suelo. Adicionalmente, Oh et. al. [5] encontró que el coeficiente de Poisson depende del grado de saturación del material. Estos hechos, hacen suponer que el tiempo de viaje entre la onda incidente y reflejada (TOF), medidos en el centro del arreglo, dependerá del estado del material.

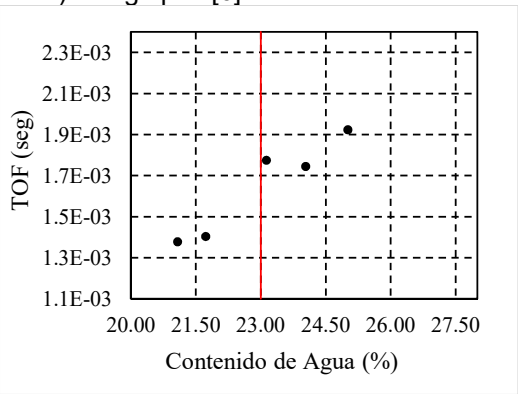
En la fase experimental se pudo medir la incidencia del TOF para cada humedad y densidad. En la figura 1 a) y b) se puede ver el resultado obtenido del procedimiento experimental. Con una línea vertical se

* Correspondencia: jp.villacreses@uniandes.edu.co

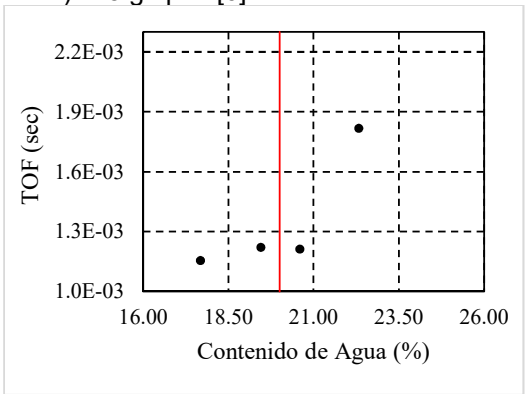
enseña en la figura la humedad óptima en donde el material alcanzaría su máxima densidad con cada energía. Los resultados experimentales sugieren que el TOF aumenta cuanto se supera el límite de la humedad óptima. Un TOF más alto está asociado a un material cuyo modulo de elasticidad es más bajo comparado con su estado más seco. El uso de ondas solitarias permite tener una idea cuando el material esta en su estado más denso. Adicionalmente, el TOF puede permitir el cálculo del módulo de Young del material, y así tener más información sobre el geo-material.

Figura 1

a) 12 golpes [6]



b) 25 golpes [6]



El equipo de ondas solitarias posiblemente pueda ser ocupado como una alternativa a las técnicas tradicionales de control de compactación, con la ventaja que el control se realiza en términos de módulos. Para poder realizar conclusiones más determinantes es preciso realizar una campaña experimental en múltiples geo-materiales, tanto el laboratorio como en campo. Este equipo puede ampliar las herramientas disponibles en la práctica profesional.

Referencias

[1] Rizzo, P., & Li, K. (2017). Analysis of the geometric parameters of a solitary waves-based harvester to enhance its power output. Smart Materials and Structures, 26(7), 075004.
[2] Villacreses, J. P., Caicedo, B., Caro, S., & Yépez, F. (2021). Feasibility of the use of nonlinear solitary waves for the nondestructive measurement of Young's modulus of rocks and compacted materials. Transportation Geotechnics, 26, 100437.
[3] Villacreses, J. P., Caicedo, B., Caro, S., & Yépez, F. (2020). A novel procedure to determine shear dynamic modulus and damping ratio for partial saturated compacted fine-grained soils. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 131, 106029.
[4] Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft3 (600 kN-m/m3)). ASTM International. https://doi.org/10.1520/d0698-12
[5] Oh, W. T., & Vanapalli, S. K. (2011, November). Relationship between Poisson's ratio and soil suction for unsaturated soils. In Proc., 5th Asia-Pacific Conf. on Unsaturated Soils (pp. 239-245). Bangkok, Thailand: Kasetsart Univ.
[6] Villacreses, J. P., Caicedo, B., Ibagón, L., Yepez, F., & Puebla, J. S. (2021). An evaluation of solitary waves for compaction control on fine-grained soils. GEOMATE Journal, 21(85), 54-60.

* Correspondencia: jp.villacreses@uniandes.edu.co

Cambios Geotécnicos en suelos finos sometidos a procesos de fusión en el laboratorio.

Lesly Nathalie López Valiente[1]*, Luis Alberto Cáceres Cardenas[2]
[1] Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Grupo de Investigación GIISAG, Semillero en Investigación Geotécnica SIGEO, Colombia
[2] Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Grupo de Investigación GIISAG, Colombia

Dentro del proceso de estabilización de suelos blandos con granulometría fina, es conocido que en la actualidad existen diversas técnicas que permiten obtener resultados adecuados de mejoramiento de sus propiedades esfuerzo-deformación, técnicas en las que se hacen caracterizaciones de una condición inicial y final. En el presente documento se tratan temas respecto a cambios producidos en suelos sometidos a alta temperatura.

La metodología, consistió en la caracterización física y mecánica de un suelo arcilloso de la ciudad de Tunja (Colombia), donde se obtuvieron muestras por medio de perforación manual, las cuales fueron caracterizadas geotécnicamente y expuestas a la acción del calor en diversos ciclos y magnitudes (temperaturas hasta de 1250 grados centígrados) con la verificación de las nuevas características físico-mecánicas, lo cual permitió establecer y cuantificar algunos de los cambios en el suelo ensayado. Así mismo se realizo un estudio del estado del arte donde se revisaron artículos de investigación entre los que se citan [1,2,3].

En la figura 1, se puede observar las variaciones de los límites de Atterberg y de resistencia al corte no drenado en las muestras ensayadas propiedad obtenida por medio del ensayo de compresión inconfinada y corte directo, desde su etapa inicial - natural (denominada 0) y la variación de estos parámetros respecto al aumento de la temperatura.

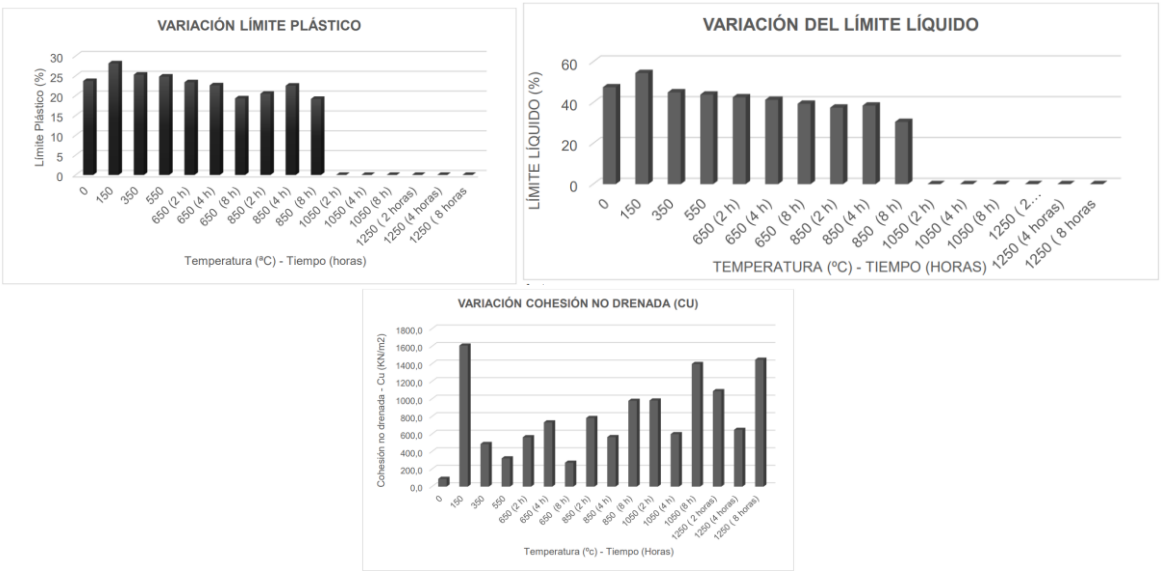


Figura 1. Cambios evidenciados en la **c**lasificación geotécnica por medio de límites de Atteberg y Resistencia al corte no drenado de las muestras sometidas a procesos de fusión.

* Correspondencia: lesly.lopez@uptc.edu.co

Teniendo en cuenta las graficas presentadas en la figura 1 y según el comportamiento visto, se realizaron dentro de la investigación regresiones lineales las cuales tienen un ajuste de tendencia superior a las otras realizadas, condición que permitió establecer correlaciones de los parámetros geotécnicos estudiados.

En la figura 2 se presenta la composición mineralógica del suelo por medio del análisis de secciones delgadas, las muestras analizadas corresponden a los cambios de las propiedades analizadas en la figura 1.

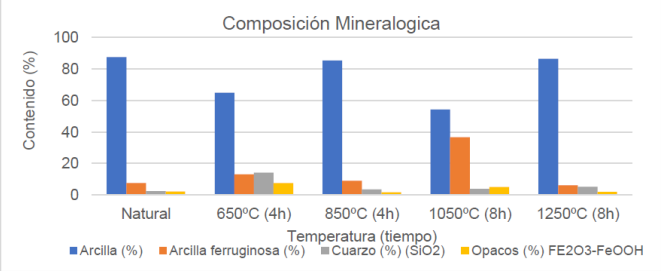


Figura 2. Cambios evidenciados en la composición mineralógica del suelo sometido a diferentes cambios de temperatura. Resultados obtenidos de secciones delgadas.

Según el ensayo de límites de Atterberg se establece que el comportamiento del suelo analizado tiende a mejorar con el aumento de la temperatura comportándose de manera lineal, sin embargo se nota que el suelo con tratamiento térmico a 150 grados centígrados presenta un comportamiento diferente pasando de baja a alta plasticidad, donde el suelo podría generar una mayor resistencia al cortante y por ende una mayor cohesión entre partículas, el comportamiento registrado para esta temperatura se encuentra como anómalo dentro de la investigación, por eso dentro de las regresiones estadísticas no fue tenido en cuenta.

La resistencia al corte no drenado presenta con algunas temperaturas valores muy similares, por ejemplo, para 350 °C Y 850°C (4h) se tiene valores cercanos, lo lleva a pensar que no es necesario el proceso térmico a la temperatura de 850°C (4h) sino el de 350 ºC. Es necesario analizar demás componentes que influyen en este valor de resistencia. De acuerdo a la variación de la resistencia al corte no drenado, se tiene una tendencia lineal respecto al módulo de elasticidad hasta las muestras sometidas a 850°C, indicando con esto cambio en la rigidez del suelo estudiado.

Dentro del análisis mineralógico y químico se observa un componente que marca la diferencia visual de la muestra y es el Hierro Fe, elemento que hace que la muestra tome una coloración diferente a su condición inicial.

Dentro de los ensayos químicos realizados se evidencia que las muestras presentan variaciones de acuerdo al aumento de temperatura que se aplicada , sin embargo se ve una correlación entre los ensayos realizado en el microscopio de barrido electrónico MEB y el ensayo de absorción atómica, por ejemplo para el elemento de Silicio se observa similitud en la tendencia al aumento, sin embargo se evidencia que para el ensayo de fluorescencia el comportamiento no es el mismo, lo que puede ser debido al modo de realizar el ensayo y a la precisión del mismo.

Referencias

[1] AKBAR, Firoozi, M. R. Taha, A. et al. Evaluation of Physical Properties of Clays Mixed with Sílica Sand. Jurnal Kejuruteraan 26(2014): 77-81.
[2] MITCHELL, James K, Fundamentals of Soil Behavior, Third Edition, John Wiley & Sons, Inc. 2005, p. 111
[3] VELDE, Bruce, The Origin of clay minerals in soils and weathered rocks. Springer. 2008.

* Correspondencia: lesly.lopez@uptc.edu.co

Evaluación de las propiedades dinámicas de arenas sueltas a bajos confinamientos utilizando el Análisis Mecánico Dinámico (DMA)

Juliana Chaparro[1]*, Juan-Pablo Castillo[1], Miguel Cabrera[2], Bernardo Caicedo[1], Pierre Delage[3]

[1] Departamento de Ingeniería Civil y ambiental, Universidad de Los Andes, Bogotá, Colombia.
[2] Civil Engineering and Geosciences Faculty, Delft University of Technology, Delft, Netherlands
[3] Laboratoire Navier – CERMES, École des Ponts Paristech, France.

Las cargas cíclicas y dinámicas se definen como la aplicación repetitiva o fluctuante de esfuerzos y deformaciones al suelo (Hoeppner, 2013). Este tipo de cargas pueden generar diferentes niveles de deformación dependiendo de la fuente. Por ejemplo, fuentes no-endógenas como el tráfico, las turbinas eólicas, o la compactación mecánica, producen acumulación de niveles pequeños de deformación ($\gamma \leq 1 \times 10^{-3}$), mientras que fuentes naturales, como los sismos, producen altos niveles ($\gamma > 1 \times 10^{-3}$) (Wichtmann, 2016). Esta acumulación de deformaciones causa asentamientos diferenciales, cambios en el esfuerzo efectivo del suelo, y la reducción de su resistencia.

Las propiedades dinámicas de suelos, como el módulo de rigidez *G* y el amortiguamiento ξ, son de gran importancia para el entendimiento de su comportamiento bajo cargas cíclicas y dinámicas. Actualmente, existe una variedad de ensayos de laboratorio y campo para medir las propiedades dinámicas del suelo.

La Columna Resonante es un método tradicional de laboratorio que mide G y ξ en rangos de deformación baja $\gamma = [10^{-5}: 10^{-3}]$. En contraste, los ensayos de Triaxial Cíclico y Corte Directo Cíclico son los más comunes para deformaciones altas $\gamma = [10^{-4}: 10^{-2}]$ (Villacreses, 2020). Si se requiere evaluar el comportamiento dinámico del suelo en un rango amplio de deformación de $\gamma = [10^{-5}: 10^{-2}]$, es necesario unir las curvas resultantes de estos ensayos, y, generalmente, una curva continua no se garantiza o se requiere un reproceso para esta.

El Reómetro de Corte Dinámico permite el Análisis Mecánico Dinámico (DMA), en el cual se evalúa un rango más amplio de deformación $\gamma = [6 \times 10^{-6}: 1 \times 10^{-2}]$. Sin embargo, este ensayo se utiliza comúnmente en la ingeniería de pavimentos para evaluar las propiedades reológicas del asfalto. En consecuencia, la presente investigación propone una nueva metodología para evaluar las propiedades dinámicas de un suelo granular.

El objetivo principal de la investigación es evaluar las propiedades dinámicas *G* y ξ de una arena suelta llevando a cabo el análisis DMA. Se busca evaluar condiciones que, hasta el momento, son poco estudiadas para un suelo granular. La arena seca se prepara a una densidad relativa muy baja $D_r = 0.105$, sometiéndola a rangos de confinamiento muy bajos $\sigma_3 = [1: 55]$ kPa.

En primer lugar, se instalan dos caps metálicos en el reómetro. El cap inferior se empotra en el pedestal donde se instala la muestra, y el cap superior, se instala en el motor que genera el esfuerzo cortante. Seguido, una membrana de látex dentro de un molde de plástico rígido se coloca sobre el cap inferior y se ajusta con dos anillos de goma. La muestra se prepara por medio del método de pluviación depositando la arena en el molde. Finalmente, el cap superior unido al motor, desciende hasta tocar la muestra y se ajusta con los anillos de goma superiores. Una vez que la muestra dentro de la membrana está asegurada por los caps, se retira el molde de plástico.

* Correspondencia: mj.chaparro@uniandes.edu.co

La presión de confinamiento σ_3 se aplica por medio de una bomba de vacío que genera succión a través de una jeringa adherida al cap inferior (Ver Figura 1 (a) y (b)). La muestra se somete a un barrido de deformaciones en un rango de valores de $\gamma = [6 \times 10^{-6} : 1 \times 10^{-2}]$ en el que se registran señales sinusoidales armónicas del esfuerzo cortante y el desplazamiento (ver Figura 1 (c)). Para cada deformación se construyen los ciclos de histéresis con las señales recolectadas. La inclinación de estos ciclos corresponde al módulo de rigidez *G* y su área interna representa la energía disipada durante el ensayo, representada por el amortiguamiento ξ (Ver Figura 1 (d)).

Los resultados muestran el efecto del confinamiento en las propiedades dinámicas. Se observa que, a medida que incrementa la presión de confinamiento σ_3, el módulo de rigidez *G* se incrementa (Ver Figura 1 (e)). En cuanto al amortiguamiento ξ, este se incrementa a medida que aumenta el nivel de deformación, y tiende a disminuir con la presión de confinamiento σ_3.
Los resultados validan el procedimiento propuesto y abren campo al manejo del Reómetro para la ingeniería geotécnica. En futuros trabajos puede evaluarse el efecto de la densidad y hondar en la evaluación del efecto de la frecuencia.

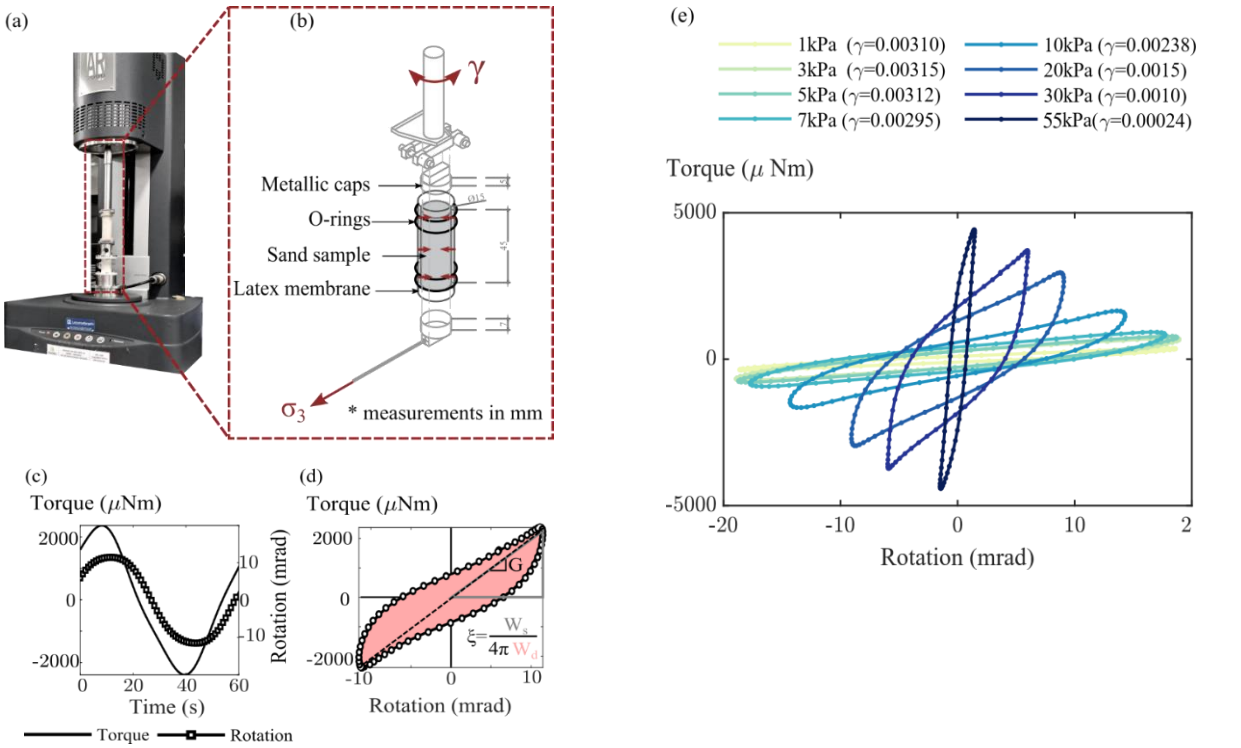


Figura 1. (a) Montaje del experimento (b) Dimensiones de la muestra y acoplamiento del sistema (c) Señal armónica registrada (d) Ciclo de histéresis típico cuya inclinación corresponde al módulo de Rigidez G y su área interna el amortiguamiento ξ (e) Aumento de la inclinación de los ciclos de histéresis al aumentar la presión de confinamiento σ_3.

Referencias

Hoeppner, D. W. (2013). Cyclic Loading and Cyclic Stress. *Springer*, 691–698.
Villacreses, J. P. (2020). A novel procedure to determine shear dynamic modulus and damping ratio for partial saturated compacted fine-grained soils . *Soil Dynamics and Earthquake Engineering 131*, 106029.
Wichtmann, T. (2016). Soil behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications. *Habilitation thesis, Publications of the Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe*, Issue No. 181.

* Correspondencia: mj.chaparro@uniandes.edu.co

Modelo para calculo de consolidación secundaria para los suelos lacustres de la ciudad de Bogotá.

Cristhian Mendoza [1]*, Bernardo Caicedo[2], Jhonathan Duque[1] Johan Londono[1]
[1] Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia
[2] Departamento de Ingeniería Civil y ambiental, Universidad de los Andes, Colombia

Se presenta comportamiento de compresión secundaria de los suelos blandos de la ciudad de Bogotá. Esto se realizó debido a la historia de construcciones con asentamientos excesivos, en los suelos blando de la ciudad durante los últimos cuarenta años (ver Figura 1). Varios estudios han demostrado que el suelo de la ciudad contiene concentraciones inusualmente altas de diatomeas (ver Figura 2) [1; 2]. Como resultados de estudios se tiene suelos blandos con alta relación de vacíos e_0, índices de compresibilidad altos C_C. Se utilizó el método del pistón estacionario para obtener muestras a profundidades de entre cinco y cien metros. Posteriormente, las muestras se examinaron en el laboratorio, se sometieron a pruebas de compresión triaxiales y de edómetro, y también se ensayaron los límites de Atterberg y las distribuciones de tamaño de grano. Los resultados de las pruebas para suelo no perturbado arrojaron valores de límite líquido muy altos, índices de compresibilidad C_C, coeficientes de compresión secundarios $C\alpha$ (ver Figura 3). Algunas muestras mostraron mezclas de partículas de diferentes tamaños, mineralogía y concentraciones de diatomeas. Aunque los altos índices C_C y C_α explican el asentamiento excesivo de los edificios de la ciudad. Esto debido a que los valores encontrados están entre los más altos reportados a nivel mundial, la mayoría de los proyectos de construcción actualmente no tienen en cuenta el asentamiento causado por la compresión secundaria.

Figura 1. Algunos edificios con asentamiento excesivo en la ciudad de Bogotá [3].

Este trabajo muestra que la compresión secundaria es un parámetro importante en el asentamiento total de las edificaciones en Bogotá, además, el asentamiento también se ve afectado por la historia geológica. Como resultados se presentan relaciones entre los valores iniciales de consolidación secundaria, el índice de compresibilidad, el límite líquido y la relación de vacío inicial. Estas relaciones pueden ayudar a eliminar algunas de las pruebas de laboratorio que consumen mucho tiempo y que de otro modo se requieren en la fase preliminar de los proyectos geotécnicos. Además, se obtuvo una nueva ecuación con potencial práctico para calcular el asentamiento secundario aproximado, adaptada de Mesri y Vadhanabhu [4]. Esta ecuación se puede utilizar con el límite líquido, un valor fácilmente obtenido en cualquier estudio geotécnico. Además, esta investigación muestra que se debe seguir una secuencia

* Correspondencia: cmendozab@unal.edu.co

diferente para el diseño de estructuras geotécnicas en suelos lacustres que contienen diatomeas. En la mayoría de los proyectos geotécnicos, la capacidad portante se calcula primero y el asentamiento después. Sin embargo, en suelos de diatomeas, primero se debe definir el asentamiento del límite del proyecto y obtener posteriormente la capacidad de carga de estos asentamientos. Esto se debe a los valores muy altos del índice de compresibilidad C_C y del coeficiente de consolidación secundario C_α.

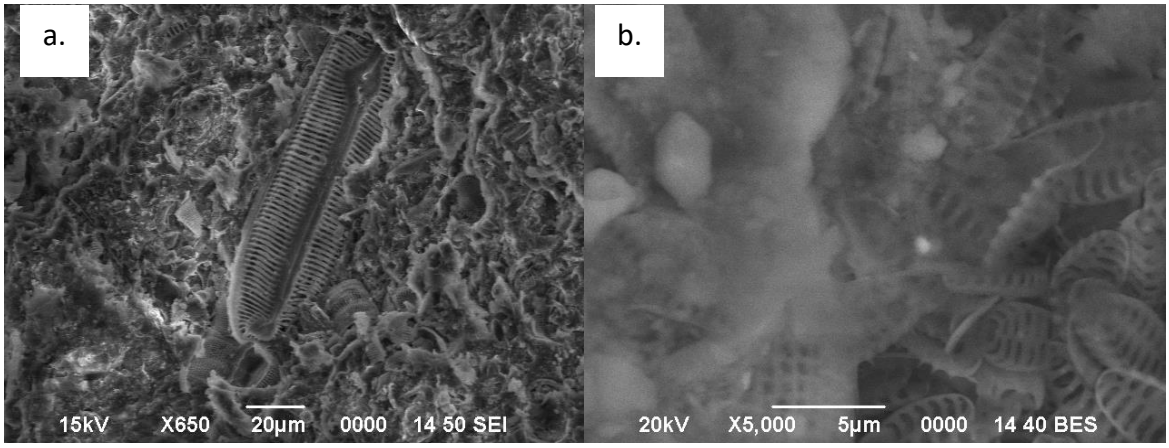


Figura 2. Imágenes del suelo con frústula de diatomeas en la ciudad de Bogotá [1].

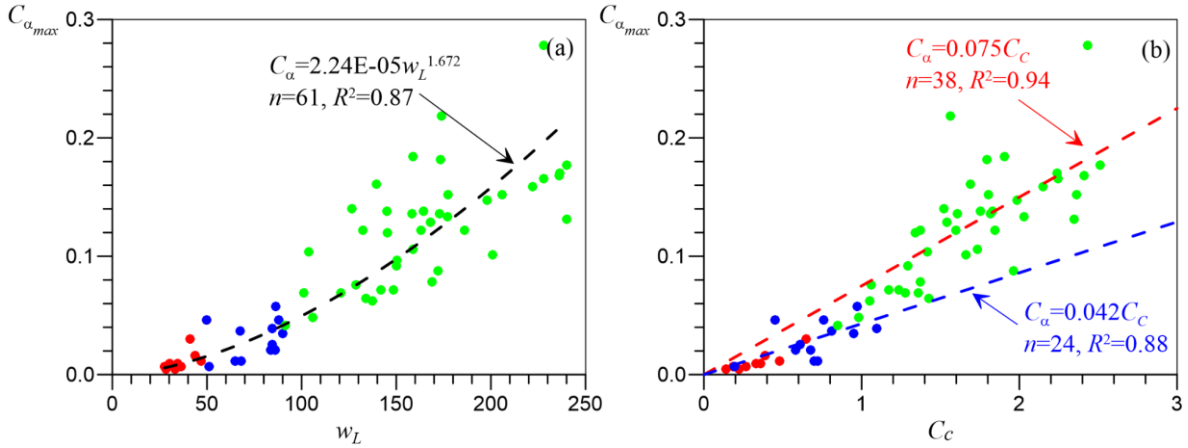


Figura 3. Relación entre el coeficiente de máxima consolidación secundaria, el límite líquido y el índice de compresibilidad.

Referencias

[1] Caicedo B, Mendoza CC, López F, Lizcano A. (2018). Behavior of diatomaceous soil in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering; 10(2): 367-379..

[2] Mendoza, Cristhian & Caicedo, Bernardo & Lopez-Caballero, Fernando. (2019). Geotechnical behavior of Bogotá lacustrine soil through its geological history [Comportement géotechnique du sol lacustre de Bogotá à travers son histoire géologique]. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 10.32075/17ECSMGE-2019-0017..

[3] Gómez L. (27 January 2008, 12:00 a. m.). Torrez de Pisa 'Bogota' (In Spanish). El Tiempo. http://www.eltiempo.com/archivo/documento/CMS-3934372.

[4] Mesri, G. and B. Vardhanabhuti. 2005. Secondary compression. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 131(3): 398–401.

* Correspondencia: cmendozab@unal.edu.co

Programa de ensayos tipo *Round Robin* para la caracterización física de la arena del Guamo

J.C. Ruge[1*], F.A. Molina-Gómez[1], M.C. Olarte[1], J.F. Camacho-Tauta[1], O.J. Reyes-Ortiz[1]; J.M. Larrahondo[2], H. Vacca[2]; L.F. Prada[3], A.M. Ramos[3]; Y. Alvarado[4], F. Reyes[4]; M.A. Cabrera[5], B. Caicedo[5], J. Naranjo[5]; I.F. Otálvaro[6], A.M. Gómez[6], M. Galvis[6]; J.S. Carmona[7], C.A. Garcia[7]; A.E. Alvarez[8]; E.J. Diaz[9], J.E. Colmenares[10], C. Reina[10], C.C. Mendoza[11], D. Gil[11], L. Espinosa[12], E. Martínez[13], J.G. Bastidas[13], J.P. Rojas[14]

[1] Grupo de Investigación en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá D.C., Colombia
[2] Centro de Estudios en Carreteras, Transporte y Afines (CECATA), Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá D.C., Colombia
[3] Grupo de Investigación en Riesgo en Sistemas Naturales y Antrópicos, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá D.C., Colombia
[4] Grupo de Investigación en Estructuras y Construcción, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá D.C., Colombia
[5] Grupo de Investigación en Geomateriales y Sistemas de Infraestructura (GeoSi), Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Bogotá D.C., Colombia
[6] Grupo de Investigación Sigma, Facultad de Ingeniería y Ciencias, Pontificia Universidad Javeriana, Cali, Colombia
[7] Grupo de Investigación en Ingeniería Civil Universidad Distrital (GIICUD), Facultad de Tecnología, Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá D.C., Colombia
[8] Grupo de Investigación en Materiales de Construcción y Estructuras (INME), Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia
[9] Grupo Integrado de Investigación en Ingeniería Civil (GIIC), Facultad de Ingeniería, Universidad del Magdalena, Santa Marta, Colombia
[10] Grupo de Investigación Genki, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia
[11] Grupo de Investigación de Trabajo Académico en Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia
[12] Grupo de Investigación en Infraestructura & Desarrollo Sostenible (IDS), Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Colombia, Bogotá D.C., Colombia
[13] Grupo de Investigación en Hábitat, Diseño e Infraestructura (HD+*i*), Facultad de Ingeniería, Universidad Piloto de Colombia, Bogotá D.C., Colombia
[14] Grupo de Investigación en Infraestructura Vial (GIVIAL), Facultad de Ingeniería, Universidad Francisco de Paula Santander, Cúcuta, Colombia

Esta investigación presenta los resultados de un programa conjunto de pruebas tipo *Round Robin Test (RRT)*, centrado en la caracterización física de la arena del Guamo. La arena del Guamo es un suelo transportado aluvial colombiano ampliamente utilizado con fines de investigación e ingeniería en el país. Las pruebas cooperativas fueron realizadas por once laboratorios académicos nacionales, los cuales evaluaron mediante siete réplicas diferentes parámetros físicos del material bajo estudio. La selección de los procedimientos de prueba no se indicó intencionalmente, con el objeto de comparar las diferencias entre los resultados experimentales. Tampoco se fijó un método de ensayo específico; por el contrario, se indicó que cada participante podía escoger libremente la metodología (estandarizada o no estandarizada) que considerara pertinente para medir cada una de las propiedades físicas mencionadas. Los datos proporcionados por todos los participantes se analizaron e interpretaron mediante técnicas estadísticas, exploración descriptiva, y análisis de métodos de varianza.

* Correspondencia: juan.ruge@unimilitar.edu.co

De esta forma, la caracterización física de la arena del Guamo involucró un programa experimental enfocado en la medición de las curvas de distribución de tamaño de partículas, gravedad específica (*Gs*), relación de vacíos máxima (e_{max}), relación de vacíos mínima (e_{min}) y forma de partículas (esfericidad, *S*, y redondez, *R*). Estas propiedades físicas fueron seleccionadas debido a su influencia en el comportamiento macromécanico de suelos arenosos (*e.g.*, resistencia al corte, inestabilidad, dilatancia, y estado crítico).

La invitación fue enviada a laboratorios académicos y comerciales reconocidos por su desempeño en el área de ingeniería geotécnica. Ningún laboratorio comercial respondió positivamente a la invitación. La Tabla 1 presenta las universidades que participaron en el RRT y los métodos de ensayo implementados para medir las propiedades físicas de la arena del Guamo en cada laboratorio.

Universidad	Ciudad	Distribución de tamaño de partículas	Esfericidad y Redondez	Gs	e_{max} - e_{min}
Universidad Militar Nueva Granada	Bogotá	123-13[a]	[1]	128-13[a]	136-13[a]
Pontificia Universidad Javeriana	Bogotá	123-13[a]	[2]	128-13[a]	136-13[a]
Universidad de los Andes	Bogotá	78-95[b]	[2]	128-13[a]	92-95[b]
Pontificia Universidad Javeriana	Cali	D6913[c]	-	D854-14[c]	136-13[a]
Univ. Distrital Fco. José de Caldas	Bogotá	123-07[a]	[1]	128-07[a]	136-07[a]
Universidad Industrial de Santander & Universidad del Magdalena	Bucaramanga / Santa Marta	123-13[a]	-	128-13[a]	-
Universidad Nacional de Colombia	Bogotá	123-13[a]	-	128-13[a]	136-13[a]
Universidad Católica de Colombia	Bogotá	123-13[a]	-	128-13[a]	136-13[a]
Universidad Piloto de Colombia	Bogotá	123-13[a]	-	128-13[a]	136-13[a]
Universidad Nacional de Colombia	Manizales	123-13[a]	[1]	128-13[a]	136-13[a]
Universidad Fco. de Paula Santander	Cúcuta	123-13[a]	-	128-13[a]	136-13[a]

[a] Norma INVIAS, [b] Norma NTC, [c] NORMA ASTM

Tabla 1. Datos de los laboratorios participantes y resumen de los métodos de ensayo

Los resultados mostraron diferencias significativas entre los datos recopilados para cada parámetro físico, inclusive entre replicas provenientes del mismo laboratorio. Esto fue observado en especial en la distribución de tamaño de partículas. Parámetros como la gravedad específica y la relación de vacíos máxima y mínima, tienden a mostrar más estabilidad en los resultados, con alguna variación entre laboratorios. Las características de esfericidad y redondez no fueron cuantificadas por todos los participantes. No obstante, los resultados reportados fueron similares, debido a que para estos parámetros se recomendaron dos metodologías validadas en la literatura [1,2]. En general, las diferencias reportadas se atribuyeron a la variabilidad intrínseca de esta arena natural y al uso de diferentes procedimientos de ensayo.

Como conclusión general, el proyecto permitió cuantificar la reproducibilidad y repetitividad de cada parámetro obtenido mediante determinada metodología de ensayo (i.e., cuantificación de la variabilidad de las características de la arena). Los resultados de esta investigación en desarrollo permitirán contar con criterios para estandarizar los procesos de ensayo del material, con lo cual será posible mejorar la confiabilidad de las aplicaciones geotécnicas que involucran el uso de arena del Guamo.

Referencias

[1] Cho, G., Dodds, J. & Santamarina, J. (2006). Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands. J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE 132(5), 591-602

[2] Zheng, J. & Hryciw, R. (2015). Traditional soil particle sphericity, roundness and surface roughness by computational geometry. Géotechnique. 65. 494 – 506.

* Correspondencia: juan.ruge@unimilitar.edu.co

Formación de grandes fisuras atribuibles al asentamiento de suelos finos ante la presencia de un montículo en la roca basal en experimentación con maquina centrifuga

Yeny Katherine Jiménez Beltrán[1]*, Catalina Lozada López[2]*
Departamento de ingeniería Civil y ambiental, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito (Universidad), Colombia.

En la literatura se han registrado diferentes mecanismos o modelos de propagación de grietas, ahora bien, debido a la complejidad del problema, en la actualidad no existe una metodología con la cual sea posible predecir con exactitud el lugar exacto donde va a surgir una grieta y la dirección de propagación. Aun así, existen factores geológicos que determinan la formación de grietas de gran longitud en suelos finos ante la presencia de montículos en la roca basal, las cuales están relacionadas con el asentamientos diferenciales en el suelo [1] [2].

Este trabajo estudia el proceso de formación de fisuras derivadas de la aparición de esfuerzos diferenciales en suelos finos ante la presencia de un montículo en la roca basal; esto se produce debido a que el proceso de consolidación sobre la cúspide del montículo $(h2)$ es mucho menor que en el fondo de la cuenca $(h1)$ (ver Figura 1- a).

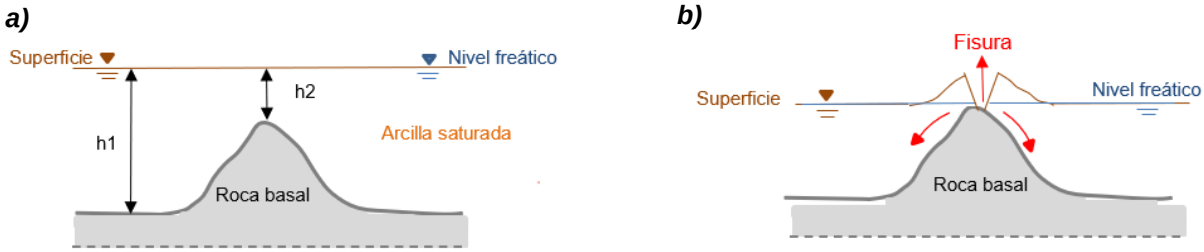


Figura 1- ***a)*** Agrietamiento asociado a la presencia de un montículo sepultado en el fondo de un estrato arcilloso ***b)*** Fisura vertical. Adaptado de [2].

De acuerdo con la teoría de la consolidación se tiene que:

$$\nabla H = H_O \left(\frac{\nabla e}{1 + e_o}\right) \qquad (1)$$

Donde:
$\nabla H =$ Asentamiento debido a la consolidación.
$H_O =$ Espesor de la capa de arcilla que se consolida.
$\nabla e =$ Cambio de los vacíos debido a la carga impuesta.
$e_o =$ Relación de vacíos inicial.

∇H depende del espesor de la arcilla que se está consolidando, en consecuencia, como se observa en la ecuación (1), entre mayor es el valor de H_O el asentamiento aumenta. En consecuencia, cuando se disminuye el volumen de los poros, las alturas $h1$ y $h2$ reducen su tamaño, pero el lado donde esta $h1$ se consolida más que donde esta $h2$, produciendo así esfuerzos horizontales de tensión hacia ambos lados de la cúspide y ligeros esfuerzos cortantes por la deformación diferencial sobre las laderas del montículo, por lo tanto, el suelo que se encuentra al pie del montículo arrastra el suelo ubicado en la cima originando esfuerzos de tensión que producen una fisura vertical como se puede observar en la Figura 1-b.

A partir de lo anteriormente mencionado surge el siguiente interrogante: ¿Cómo se correlaciona el origen de grandes fisuras atribuibles al asentamiento en suelo finos con la existencia de un montículo en la roca madre?; a fin de dar solución a esta pregunta se realizaron modelos físicos en la centrifuga geotécnica de la Escuela colombiana de Ingeniería Julio Garavito, con la siguiente metodología:

* Correspondencia: yeny.jimenez@mail.escuelaing.edu.co catalina.lozada@escuelaing.edu.co

Para realizar la simulación física se elaboraron modelos según la geometría indicada en la Figura 2-a, en los cuales la roca basal se elaboró en aluminio a diferentes alturas ($h2 = 2.5, 3.5, 4\ y\ 4.5\ cm$) con perforaciones con el fin de permitir la consolidación del suelo fino, el cual correspondió a un diseño de mezcla de 100% caolín al cual se le adiciono agua hasta 1.5 veces el límite líquido, logrando una textura homogénea. Seguidamente se consolidaron las muestras en consolidómetros automáticos aplicándoles escalones de carga hasta llegar a un esfuerzo neto de 30 kPa.

Posterior a la consolidacion se modelo el suelo a una altura de $h1 = 5.5\ cm$ y finalmente se llevaron las muestras a la centrífuga geotécnica a 50 gravedades, con el montaje de una camara y un deformimetro (ver Figura 2-b) a fin de analizar los resultados obtenidos en los ensayos realizados.

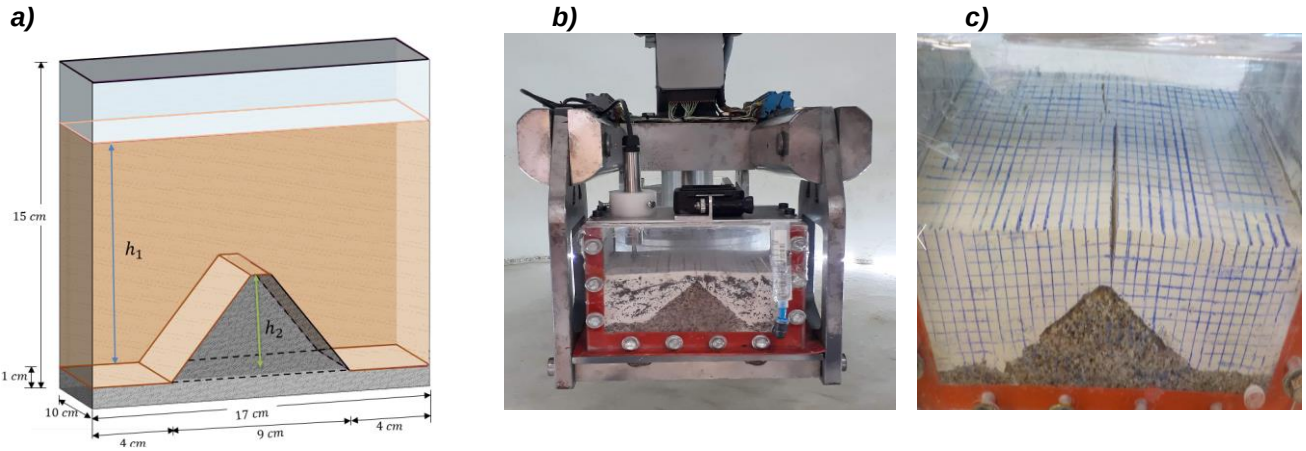


Figura 2- ***a)*** Variaciones del modelo a estudiar ***b)*** Ensayo en centrifuga Geotécnica ***c)*** Propagación de fisuras. Fuente propia.

A partir de las pruebas ya realizadas se puede inferir que las grietas en suelos finos se encuentran asociadas al asentamiento diferencial en zonas que se encuentran cerca de un montículo en el lecho rocoso, dando lugar a la propagación de fisuras de gran longitud.

La aparición de estas fisuras en la superficie terrestre generan un riesgo para los habitantes de las zonas afectadas, debido a que una vez ocurrida la grieta se inicia un proceso de meteorización y erosión, provocado por factores naturales y/o antrópicos detonantes de una multiplicidad de daños para la sociedad [3], por tanto es importante seguir estudiando el presente tema, en el cual se cambien factores como: la forma del montículo, el tipo de suelo, suelos heterogéneos, que fenómenos ocurren después de la formación de fisuras o el análisis ante la presencia de una edificacion cercana a la propagación de la grieta.

Referencias

[1] L. Vesga, L. Vallejo, and L. Guerrero, “DEM analysis of the crack propagation in brittle clays under uniaxial compression tests,” *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, no. octubre, pp. 1405–1415, 2008.

[2] E. Barragán and J. Rodríguez, “Génesis y Mitigación del Agrietamiento del Subsuelo en el Suroriente del Valle de México,” in *XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica del 16 al 19 de marzo 2021*, 2021, p. 11.

[3] E. Michelle, G. Auvinet, and U. Matus, “Caracterización de anomalías geotécnicas en las zonas lacustre y de transición de la ciudad de México,” in *2011 Pan-Am CGS Geotechical Conference*, 2011, p. 8.

* Correspondencia: yeny.jimenez@mail.escuelaing.edu.co catalina.lozada@escuelaing.edu.co

Interpretación de ensayo de corte directo consolidado drenado

Jorge A. Rodriguez O [1] * Natalia Quintero [1]
[1] Jeoprobe SAS, Colombia

La normativa de ensayos que rige a nivel nacional [1] e internacional [2] indican los procedimientos para la ejecución de ensayos de corte directo, cuyo objetivo es la determinación de la resistencia al corte de una muestra de suelo mediante la envolvente de esfuerzos en términos de la ecuación de Mohr-Coulomb, resultando en valores de cohesión y ángulo de fricción. Se considera que los ensayos se pueden hace en condición drenada (CD) o no drenada (CU) en función de la velocidad de corte. Esta velocidad está limitada por la capacidad mecánica de los equipos. En algunos casos la velocidad del equipo aunque sea la más lenta posible, no se logra una condición drenada en el ensayo con lo que aunque se espera una envolvente CD en realidad se obtienen una condición CU, o una situación intermedia. Esto depende de las condiciones particulares del suelo en especial de su permeabilidad y estructura interna. En el análisis e interpretación normalmente se considera que el suelo está saturado y que los esfuerzos efectivos se pueden obtener de los datos medidos. Sin embargo, en caso de suelos parcialmente saturados este no es el caso y las envolventes que se obtienen son inciertas. Las directrices técnicas de las normativas de ensayo indican que la determinación de las envolventes de resistencia y el desarrollo de pautas para interpretar y evaluar los resultados del ensayo se dejan a criterio del profesional que solicita el ensayo, invitando al análisis detallado de los resultados de este tipo de ensayos.

Este artículo presenta una metodología para el análisis de resultados de ensayos de corte directo consolidado drenado en suelos finos (limosos y arcillosos), reevaluando la interpretación de las condiciones de saturación y drenaje que inciden de manera significativa en los parámetros de resistencia. Adicionalmente se considera el análisis del estado de esfuerzo de las muestras ensayadas, lo que lleva a una interpretación alternativa más confiable para el uso de los resultados como parámetros de diseño.

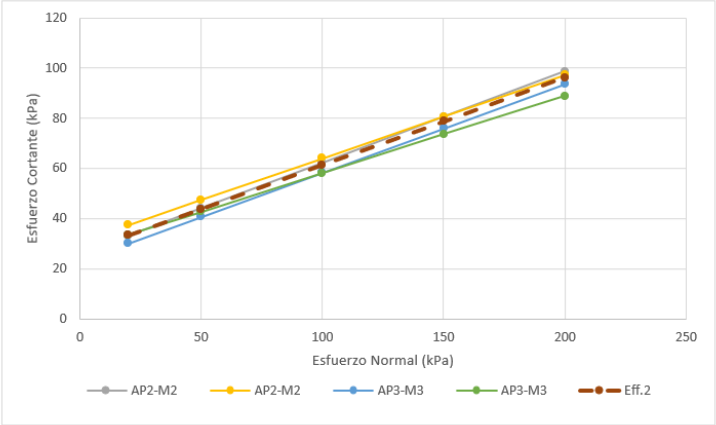
Uno de los aspectos que se asumen regularmente en la interpretación de un ensayo de corte directo es que la muestra se encuentra 100% saturada. Por esta razón, resulta relevante estudiar el posible comportamiento de las muestras como parcialmente saturadas, considerando un aporte de succión en el esfuerzo efectivo.

Por otra parte, se evalúan los resultados en relación con las condiciones de drenaje del ensayo, realizando un comparativo de resistencia al corte con mecánica de suelos de estado crítico (MSEC). La mecánica de suelos de estado crítico es un modelo de comportamiento del suelo en esfuerzos efectivos que describe la respuesta mecánica del suelo [3]. Esta metodología permite calcular el comportamiento de resistencia y compresibilidad del suelo en función de su estado de esfuerzos y de sobreconsolidación. La MSEC se utiliza para calcular la resistencia al corte en condición no drenada (Su) basado en valores de RSC (relación de sobreconsolidación) y ángulo de fricción interna efectivo estimados, para compararla con los datos del ensayo. También se compara la resistencia en condición drenada con las

* jorge.rodriguez@jeoprobe.com

mediciones, de manera que se tienen las envolventes para los dos estados. De esta forma se puede verificar si los datos medidos corresponden a una condición drenada o no drenada, y si es relevante el efecto de la succión. También permite tener un estimativo de los datos de Relación de Sobreconsolidación (RSC), y ángulo efectivo de fricción, o confirmación de estos si se tienen ensayos adicionales de consolidación, triaxiales u otros como SPT o CPT a partir de los cuales se pueden también tener estimativos de estos parámetros. Esta estrategia de caracterización con verificaciones independientes a partir de diferentes ensayos permite aumentar la confiabilidad de la caracterización y mejora el entendimiento del estado y comportamiento del suelo para diseño.

A continuación se ilustra un ejemplo de ensayos de corte directo en suelos residuales compactados que dan resultados iguales con los dos métodos de ensayo (lento y rápido) y cuya interpretación muestra que son datos en condición no drenada en que el suelo tiene succión y corresponde a un suelo ligeramente sobre consolidado de acuerdo con la interpretación de MSEC cuya base se ilustra en la figura a la derecha.



Ensayos de corte directo					Parámetros en esfuerzos efectivos	
Envolventes de resisitencia medidas						Eff.2
Mohr Coulomb	AP2-M2 Rápido	AP2-M2 Lento	AP3-M3 Rápido	AP3-M3 Lento	RSC	1.3
					Cohesion por succion	75
c	25.93	30.7	23.13	27.34	Lambda Λ	0.76
fi ϕ	20	18.4	19.39	17.11	fi ϕ'	35

Resistencia No drenada
Mecánica de suelos de estado crítico

- Inicialmente : $s_u/\sigma_{vo}' =$ constante para suelos Normalmente Consolidados (NC)
- En compresión primaria : $\sigma_{vo}' = \sigma_e'$
- Entonces: $s_u/\sigma_e' =$ constante para todo suelo (NC & Sobre Consolidados, SC)
- Para corte simple : $s_u/\sigma_e' = \frac{1}{2}\sin\phi'$
- Esfuerzo equivalente: $\sigma_e' = \sigma_{vo}' \, RSC^{[1-Cs/Cc]}$

Resistencia No drenada Normalizada:

$s_u/\sigma_{vo}' = \frac{1}{2}\,sen(\phi')\,RSC^{\Lambda}$

donde $\Lambda = (1-C_s/C_c)$

Mayne, 2005

Referencias

[1] INVIAS (2013). Ensayo de Corte Directo en Condición Consolidada Drenada (CD). INVE-154-13. Normas de Ensayo de Materiales para Carreteras. Instituto Nacional de Vías.

[2] ASTM (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM D3080/D3080M – 11. 2011.

[3] P.W. Mayne (2013). Geotechnical and Geophysical Site Characterisation5–Lehane, Acosta-Martínez& Kelly(Eds) © 2016 Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia, ISBN 978-0-9946261-1-0

[4] Mayne, P.W. (2005). Invited Keynote: "Integrated Ground Behavior: In-Situ and Lab Tests", Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 2 (Proc. IS Lyon'03), Taylor & Francis Group, London: 155-177.

* jorge.rodriguez@jeoprobe.com

XVII Congreso Colombiano de Geotecnia
14 a 18 de noviembre, 2022
Cartagena, Colombia

Influencia del tamaño de bloques en la capacidad portante de cimientos superficiales apoyados en bimsoils

Luis Felipe Prada-Sarmiento[1]*
[1] Profesor de cátedra, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá.

Los Bimsoils son mezclas de grandes bloques, competentes geotécnicamente, incrustados en una matriz de suelo más débil [1]. Ejemplos de estos materiales son los depósitos coluviales, aluviales y till glacial. Los enfoques de diseño convencionales suelen tener en cuenta las características de resistencia de la matriz, mientras que los enfoques empíricos utilizan la proporción volumétrica de bloques (PVB) para modificar la resistencia de la matriz teniendo en cuenta la presencia de bloques [3]. Este resumen esboza un enfoque numérico para estudiar la capacidad portante 2D de los Bimsoils, considerando tamaños de bloques entre el 5% y el 75% del ancho de la zapata, proporciones areales de bloques de hasta el 70% del dominio del problema.

Para analizar la capacidad portante de un Bimsoil bajo la acción de un cimiento superficial se utilizó el método de análisis límite con elementos finitos (FELA) de acuerdo con los teoremas de límite inferior y superior de la plasticidad. Para obtener soluciones rigurosas de límite inferiores y superior, las simulaciones se realizaron junto con los tipos de elementos recomendados en el software OptumG2 [2] y se basaron en un campo de esfuerzos admisible estáticamente y un campo de velocidad admisible cinemáticamente, respectivamente, que requieren un material rígido-perfectamente plástico, así como una regla de flujo asociada.

En este trabajo se consideraron simultáneamente dos parámetros clave, la proporción del tamaño de los bloques ($BSR = d/B$) definido como la relación entre el diámetro de los bloques (d) y el ancho de las zapatas (B) y la proporción del área de los bloques ($ABP = \sum_i A_{Bloque\ i}\ /A_{dominio}$), calculado como la relación entre la suma de las áreas de los bloques y el área del dominio del problema (Figura 1).

Los distribución de los bloques se realizó de forma aleatoria con un código propio en *Python*, donde se consideraron las variables BSR, ABP, separación mínima entre bloques, y número máximo de iteraciones.

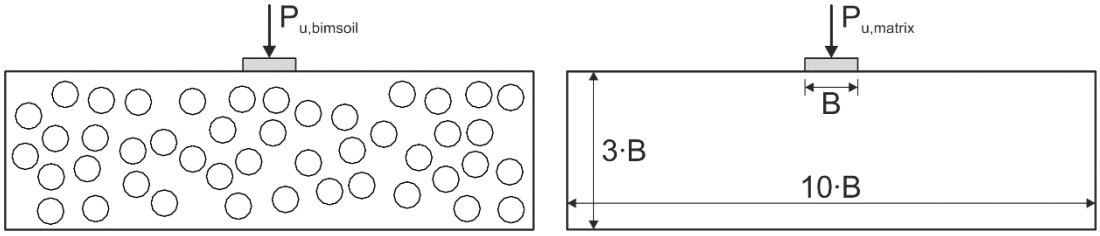


Figura 1. Configuración geométrica del dominio de análisis para el cálculo de la capacidad portante P_u

Diferentes combinaciones aleatorias de distribuciones de bloques variando su tamaño ($10\% < BSR < 75\%$), proporción volumétrica ($0\% < ABP < 40\%$), tipo de matriz (granular o fina), interfase bloque-matriz (100% o 67% de la resistencia de la matriz) fueron analizadas con el programa OptumG2. Para cada configuración se corrieron 30 modelos con diferente ubicación de los bloques en la matriz. Los resultados se presentan en la Figura 2 en función de la relación entre la carga última obtenida para las configuraciones de bimsoils comparadas con la carga última obtenida para un suelo sin bloques (solo matriz), como $\Phi = P_{u,bimsoil}/P_{u,matriz}$.

* Correspondencia: lf.pradas@javeriana.edu.co

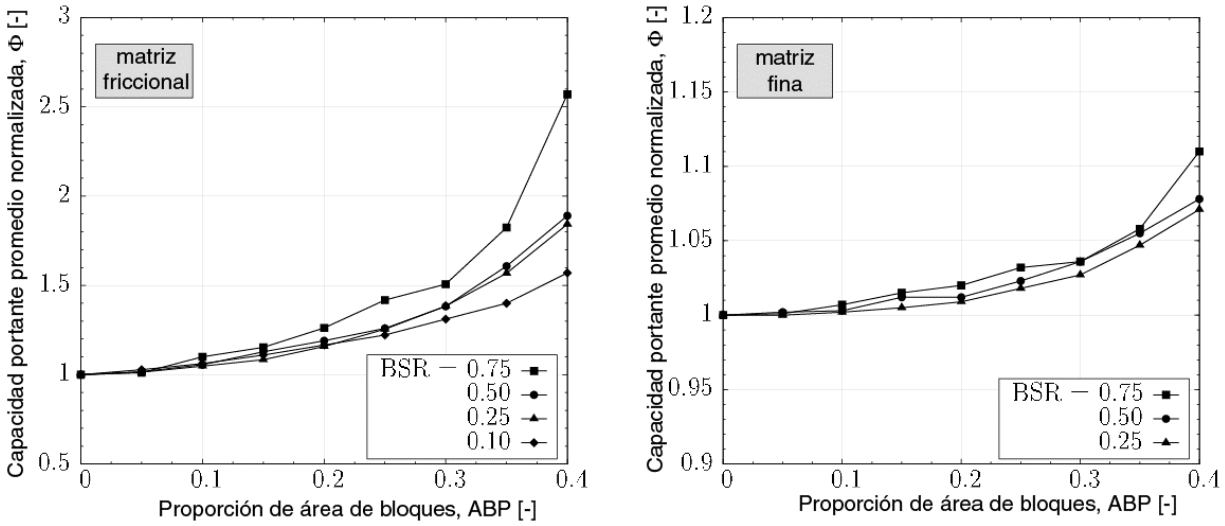


Figura 2. Factores de capacidad portante promedio de Bimsoils (valores medios entre las soluciones de límite superior y límite inferior) para una matriz granular (izquierda) y una matriz fina (derecha).

Los resultados mostraron que no sólo la proporción volumétrica de bloques, sino también el tamaño de los bloques, tienen una gran influencia en el aumento de la capacidad portante [4]. Una explicación de esta observación fue apoyada por la complejidad de la superficie de falla (Figura 3), cuya forma aumentó significativamente con el aumento de los tamaños de los bloques y las proporciones de los mismos. Además, las mayores resistencias al corte encontradas en la interfaz bloque-matriz debido a los contactos bloque-matriz soldados (100% resistencia de la matriz) condujeron a mayores capacidades portantes. Este efecto fue más dominante en una matriz de suelo friccional que en una fina.

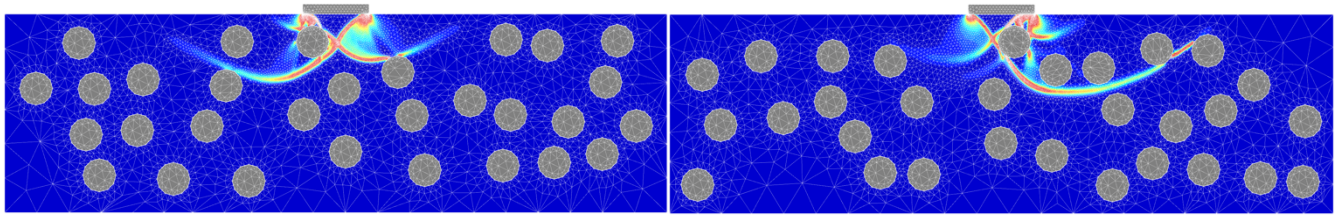


Figura 3. Variación de la superficie de falla (disipación de trabajo generado por esfuerzos de corte y deformaciones plásticas) debido al muestreo de bloques circulares embebidos en una matriz puramente friccional con BSR = 0,50 para tamaños ABP = 0,40.

Referencias

[1] Medley, E. (1994). The engineering characterization of melanges and similar block-in-matrix rocks (bimrocks). Ph.D. thesis, University of California, Berkeley.

[2] OptumG2 (2019). Finite Element Program for Geotechnical Analysis, Optum Computational Engineering, www.optumce.com.

[3] Kalender A., Sonmez H., Medley E., Tunusluoglu C., Kasapoglu K. (2014). An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. Engineering Geology (183):65–79

[4] Schmüdderich, C., Prada-Sarmiento, L.F., Wichtmann, T. (2021). Numerical analyses of the 2D bearing capacity of block-in-matrix soils (bimsoils) under shallow foundations. Computers and Geotechnics, (136), 104232.

* Correspondencia: lf.pradas@javeriana.edu.co

2.3. Aplicaciones geológicas y geotécnicas de ingeniería : casos de estudio, obras, instrumentación, monitoreo y análisis

Definición de umbrales de precipitación que activan movimientos en el deslizamiento Sabinas – Gasoducto Mariquita-Cali, a partir de resultados de inclinómetros.

Dimas Robles Robles[1]*, Christian Marín[2], Nidia Barrera Orduz[3]
[1] Gerencia Técnica, Signum Ingeniería, Colombia
[2] Oficina Técnica, Signum Ingeniería, Colombia
[3] Integridad, Transportadora de Gas Internacional -TGI-, Colombia

Los procesos de remoción en masa causan afectaciones a la integridad de tuberías enterradas utilizadas para el transporte de hidrocarburos, *condicionados* en su mayoría por factores típicos del paisaje colombiano como pendientes abruptas del terreno y materiales originados de procesos denudacionales y *detonados* en su mayoría, por precipitaciones intensas y/o acumuladas a corto y largo plazo. Con el fin de conocer el mecanismo de falla de un proceso inestable, se utilizan métodos de auscultación del terreno para identificar tendencias de movimiento y generar acciones encaminadas a proteger la integridad de la tubería y la estabilidad del Derecho de Vía (en adelante, DDV), que es la franja de terreno donde se aloja la tubería.

El sector de estudio se identifica con la abscisa PK78+200 del Gasoducto Mariquita-Cali, operado por la Transportadora de Gas Internacional (en adelante, TGI) y se encuentra en el sector Sabinas, al sureste de la ciudad de Manizales, cercano a la vía que conduce a Herveo, a unos 20 km al noroeste del nevado del Ruiz. En este punto se observa un deslizamiento traslacional, activo, con una dirección de desplazamiento que incide de manera casi perpendicular sobre el DDV. Este proceso generó una fuga en el gasoducto en mayo de 2012 y obligó a cambiar la disposición de la tubería de enterrada a aérea, apoyada sobre marco H metálicos. Durante los años 2012, 2020 y 2022, se realizaron campañas de exploración del subsuelo conformada por ensayos de laboratorio, ocho (8) sondeos (dos de los cuales configuran inclinómetros) y cuatro (4) líneas sísmicas. Con base en la información de los inclinómetros y los resultados de la exploración del subsuelo ejecutada en 2020 y 2022, se logró establecer que el material que se moviliza presenta un espesor aproximado de 7 a 9 metros y la superficie de falla se encuentra en el contacto entre el saprolito del esquisto y los materiales más superficiales, conformados por limos de alta plasticidad de consistencia blanda y cenizas volcánicas de consistencia firme. Los inclinómetros, ubicados sobre el DDV, a la fecha se encuentran estrangulados por el desplazamiento del terreno: el inclinómetro 1, ubicado próximo al flanco derecho del proceso, registró entre el 23 de julio de 2020 y el 25 de otubre de 2021, un desplazamiento total de 1.74 cm y el inclinómetro 2, instalado sobre el cuerpo del proceso, registró un desplazamiento de 3.9 cm entre el 17 de septiembre de 2020 y el 25 de octubre de 2021.

Teniendo en cuenta que la precipitación configura el principal detonante del deslizamiento [1], ¿es posible establecer un umbral de precipitación que permita predecir desplazamientos de la masa inestable, con base a los resultados de la instrumentación geotécnica, y así establecer acciones oportunas encaminadas a proteger la integridad del gasoducto?.

* Correspondencia: dimas.robles@signum-ing.com

Mediante un procedimiento empírico, se correlacionaron los registros de desplazamiento y velocidad relativa entre campañas de medición de los inclinómetros, junto con valores de precipitación acumulada a corto plazo (1, 5 y 15 días) y de precipitación acumulada a largo plazo (25, 60 y 90 días) estimadas a partir de datos registrados por una estación meteorológica operada por CORPOCALDAS y ubicada a 300 metros del PK78+200. Los resultados obtenidos reflejan que un potencial detonante para la reactivación de movimiento en el PK78+200, son las precipitaciones acumuladas a largo plazo, estableciendo un umbral de 140 mm y 280 mm (Ver Fig.1) de precipitación, en un rango de 25 días y 60 días, respectivamente, para generar una tasa de desplazamiento superior a 0.2 cm/mes.

Estos resultados establecen un umbral con el cual se prevé pronosticar la ocurrencia de movimientos en el deslizamiento del PK78+200. Se espera ajustar las campañas de monitoreo con base en los umbrales establecidos para generar acciones de contención y mitigación del movimiento.

A través de la definición de umbrales de lluvias aplicados en el sector del PK78+200, se conforma un insumo primordial para la implementación de un sistema de alertas tempranas. Este sistema está en desarrollo para el gasoducto (por zonas), y permitirá la ejecución de actividades oportunas para garantizar la integridad de la tubería y la estabilidad del DDV.

Se esperaría, a futuro, que la correlación de lluvias y monitoreo mejoren la precisión en los umbrales con el uso de más estaciones pluviométricas cercanas al caso (asociadas al DDV). Estos umbrales serán alertas tempranas que detonen obras de mitigación, en cada caso.

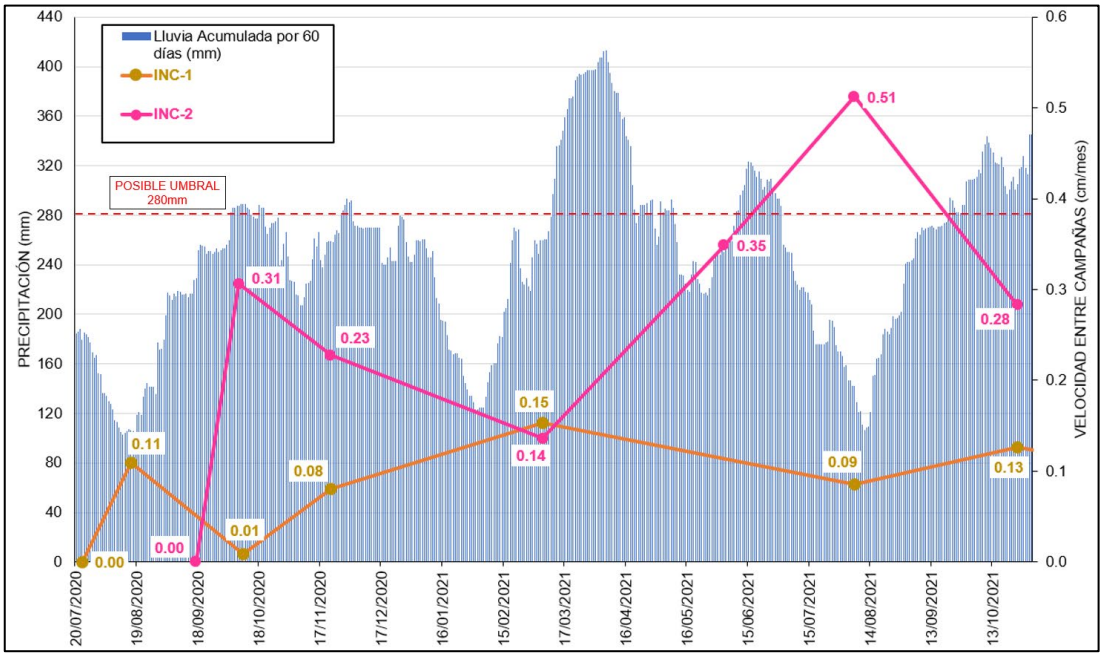


Figura 1 Correlación entre precipitación acumulada en 60 días y velocidad de desplazamiento registrada por cada inclinómetro.

Referencias

[1] Arango Gartner, J. (2006). Obras de reducción y mitigación de riesgos en el departamento de Caldas. CORPOCALDAS.

* Correspondencia: dimas.robles@signum-ing.com

EVALUACIÓN CONCEPTUAL DE AMENAZA VULNERABILIDAD Y RIESGO POR PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA EN DUCTOS

Jorge A. Avendaño[1]*, José V. Amórtegui[2], Manuel García[3]
[1] Ingeniería y Geotecnia S.A.S, Colombia
[2] Ingeniería y Geotecnia S.A.S, Colombia

Los movimientos en masa o deslizamientos, hacen parte de los procesos naturales de denudación de la corteza terrestre y como tales no se consideran susceptibles de total manejo, pero los riesgos que pueden generar sí pueden ser eventualmente evitables. En líneas de transporte de hidrocarburos, los deslizamientos son una de las principales amenazas causantes de daños en este tipo de infraestructura.

Los procesos de remoción en masa pueden considerarse de segundo orden pues son producto de factores naturales o artificiales los cuales constituyen los eventos de primer orden o causas primarias (González, 1999). Las diversas magnitudes de estas causas provocan el fenómeno con niveles variables de amenaza, dependientes de las condiciones geotécnicas de la ladera y de la magnitud y frecuencia de los eventos detonantes (principalmente sismos y lluvias).

De acuerdo con Varnes 1978, la amenaza natural está definida como la probabilidad de ocurrencia de un proceso potencialmente catastrófico, en un área específica, dentro de un determinado período de tiempo. Matemáticamente la Amenaza es la combinación de la probabilidad de ocurrencia y la intensidad de un evento.

Riesgo es el producto de la probabilidad de ocurrencia de la amenaza y sus consecuencias, para cierta vulnerabilidad y el costo de los elementos expuestos.

Para determinar la amenaza, vulnerabilidad y riesgo por procesos de remoción en masa, en términos de la probabilidad de falla se deben llevaron a cabo las siguientes actividades:

- Elaborar la caracterización del área de estudio.
- Plantear un modelo geológico-geotécnico del sector inestable.
- Estimar los niveles piezométricos para diferentes periodos de retorno, con base en registros de lluvias del IDEAM.
- Definir la aceleración sísmica para diferentes periodos de retorno, con base en los estudios de amenaza sísmica del Servicio Geológico Colombiano.
- Realizar los análisis de estabilidad para estimar el factor de seguridad y la probabilidad de falla para cada escenario de análisis.
- Calcular la probabilidad de falla de ambos factores detonantes.
- Definir la vulnerabilidad de un ducto en función de la resistencia, deformabilidad, estado de esfuerzos, geometría, edad, condiciones de instalación y operación, estado mecánico).
- Estimar las consecuencias de una avería del ducto.
- Estimación del riesgo.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Este análisis se realizó para un sector de la cordillera oriental, donde una línea de transporte de hidrocarburos atraviesa un deslizamiento que se presenta en una masa coluvial de gran magnitud que reposa sobre areniscas de la Formación Aguardiente. Para este sitio se evidencia un proceso de remoción en masa activo de un coluvión en reptación (flujo de tierras extremadamente lento), probablemente de tipo traslacional; donde se han presentado varias averías del ducto, 2 de ellas con rotura de la tubería.

Teniendo en cuenta los movimientos del coluvión, la tubería se encuentra sometida a cargas, desplazamientos y, por consiguiente, a esfuerzos por deformación que pueden llevar a la línea a exceder su límite elástico.

La necesidad de acometer estudios que busquen comprender mejor los procesos naturales y de considerar el uso de herramientas computacionales para facilitar y hacer más robusto el análisis y predicción de los impactos a que puede estar sometido el ducto, ante las amenazas naturales, nos llevó a elaborar este documento cuyo objeto es presentar a la comunidad en general una metodología y herramientas de análisis que permitan estimar y cuantificar el riesgo por procesos de remoción en masa para líneas de transporte de hidrocarburos.

Referencias

Cruden, D M, and Varnes, D J. (1996). Landslide types and processes. In Special Report 247: Landslides: Investigation and Mitigation, Transportation Research Board, Washington D.C.

Hungr, O, Leroueil, S and Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types: an update.

Gonzalez A, Millan J, Soler, F, Vesga, L. (1999). Evaluación de riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá – Colombia

Hurlimann M., Rickenmann D, Medina V., & Bateman Allen. (2008). Evaluation of approaches to calculate debris-flow parameter for hazard assessment. Engineering Geology.

Pollock, W., & Wartman, J. (2020). Human vulnerability to landslides. GeoHealth, 4.

Varnes, D.J. (1978). Slope Movement Types and Processes. In: Schuster, R.L. and Krizek, R.J., Eds., Landslides, Analysis and Control, Transportation Research Board, Special Report No. 176, National Academy of Sciences, 11-33.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Un caso de análisis de confiabilidad en pilotes en suelos blandos.

Marlin C Acosta [1]*, Cesar A Hidalgo [2]
[1] Facultad de ingenierías, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Medellín, Medellín, Colombia
[2] Facultad de ingenierías, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Medellín, Medellín, Colombia

En este estudio se realizó un análisis de confiabilidad basado en métodos probabilísticos al comparar los resultados obtenidos del diseño de cimentaciones por la metodología de esfuerzos admisibles (ASD) y la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) con resultados de ensayos de carga dinámica en pilotes o pruebas PDA con el fin de saber cuál metodología ofrece más confiabilidad. El estudio realizado está enmarcado en la actual ubicación de la Sede Académico-Administrativa de la Universidad de Antioquia, la cual está localizada en la zona del Urabá a la entrada suroccidental del municipio Apartadó, Departamento de Antioquia, Colombia, al margen derecho sobre la vía a Carepa y en el cruce con la vía que conduce al Churidó [1].

El suelo de la zona de estudio se caracterizó de acuerdo con los resultados de ensayos geotécnicos de 6 perforaciones profundas realizadas plasmados en el estudio geotécnico realizado por la Universidad de Antioquia [1]. En las 6 perforaciones, se presentan datos de número de golpes para cada muestra recuperada. Fueron considerados tres casos con diferentes perfiles de suelo. Caso 1 con arcilla blanda en condiciones drenada, caso 2 con suelo granular en condición drenada y el caso 3 con suelo granular en condición drenada excluyendo los primeros 5.00 m del perfil debido a un posible fenómeno de licuefacción. Las variables tenidas en cuenta para los cálculos de capacidad de carga por los diferentes métodos de diseño fueron la cohesión no drenada Su, ángulo de fricción remoldeado ϕ'_R y equivalente ϕ', carga de la estructura Q y peso específico del suelo γ; El valor de la media μ y la desviación estándar σ de las variables Su, ϕ' y γ fueron calculados a partir de los resultados de campo; ϕ'_R fue definido a partir de referencias bibliográficas; y el valor de Q en la media es presentado a consideración del autor de este informe para efectuar los cálculos posteriores.

El principal objetivo del presente trabajo es evaluar la confiabilidad de cimentaciones profundas tipo pilotes considerando dos metodologías, diseño por esfuerzos admisibles (ASD) y de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), Como hipótesis, se propone que la metodología LRFD ofrece mayor confiabilidad que la metodología de esfuerzos admisibles en el diseño de cimentaciones en suelos blandos.

Para el desarrollo de este trabajo primero se documenta el caso de estudio a través de la caracterización de los ensayos realizados y la delimitación de la zona de estudio. El caso de estudio se documentó a partir de la información base obtenida en la realización del estudio “Verificación de capacidad de carga de pilotes hincados en suelos blandos.” De los ingenieros Hincapie et al [2]. En un aparte del estudio “Verificación de capacidad de carga de pilotes hincados en suelos blandos.” se presentan resultados del proceso de hinca y de los ensayos dinámicos PDA de 365 pilotes (con sección hexagonal, 15.00 m de longitud y 0.40 m de diámetro) en suelos blandos característicos del Urabá Antioqueño. Tales ensayos dinámicos tipo PDA fueron suministrados para la realización este estudio. Se hizo una revisión de los ensayos de carga dinámica PDA y se tabuló la información pertinente. Luego se determinó la capacidad de carga Qa usando los métodos deterministas: De Meyerhof, Vesic y Janbu para hallar capacidad de carga por punta del pilote; α y β para hallar capacidad de carga por fricción del pilote. Y usando los factores de seguridad/resistencia estipulados de acuerdo con las metodologías ASD y LRFD.

* Correspondencia: macosta673@soyudemedellin.edu.co

Posteriormente se modela el comportamientos de las estructuras de cimentación usando métodos probabilísticos para análisis de confiabilidad. La confiabilidad se evaluó a través de la comparación de probabilidades de falla utilizando los métodos First Order Second Moment (FOSM), Point Estimation (MEP) y Monte Carlo. En consecuencia, se realizarán los cálculos de los índices de confiabilidad por los diferentes métodos. A partir del cálculo de los valores de confiabilidad obtenidos por los diferentes métodos, se procede a analizar e interpretar los resultados obtenidos, tabularlos y realizar las comparaciones pertinentes, esto se hizo a partir de un procesamiento de datos estadístico en el cual se comparan los resultados obtenidos teniendo en cuenta los diferentes métodos de confiabilidad utilizados, las metodologías de diseño de cimentaciones LRFD y ASD y los ensayos de carga dinámica tipo PDA.

Los resultados de los factores de resistencia promedio obtenidos en este estudio, son presentados en la Tabla 1 junto con los factores de resistencia utilizados en la metodología LRFD y con el factor de seguridad de 3.00 manejado en la metodología ASD en Colombia, convertido a factor de resistencia con la relación inversa (1/3.00).

	Factores de Resistencia FR					
Metodología	ASD Q-su	LRFD Q-su	FR promedio Q-su	ASD Q-pu	LRFD Q-pu	FR promedio Q-pu
Caso 1	0.33	0.35	0.44	0.33	0.30	7.16
Caso 2	0.33	0.25	0.39	0.33	0.30	0.72
Caso 3	0.33	0.25	0.57	0.33	0.30	0.72

Tabla 1 Tabla resumen de factor de resistencia FR.

Como se observa en los resultados de la Tabla 1 se aprecia que los FR promedio son en su totalidad valores superiores a los consolidados en la Norma Sismorresistente del 2010 NSR10 (vinculada a la metodología ASD) y en la norma de puentes del 2014 CCP14 (vinculada a la metodología LRFD), esto indica que las resistencias admisibles por fricción y por punta por ambas metodologías podrían estar subestimadas y podrían ser reducidas por un mayor factor de resistencia, es decir, podría aplicarse un menor factor de seguridad. Por otro lado también se obtuvo que los factores de resistencia obtenidos por la metodología ASD son en su mayoría más cercanos a los FR promedio (los factores de resistencia obtenidos a partir de las capacidades de carga evaluada en la media de las variables y de las capacidades de carga obtenidas en las pruebas PDA), bajo esta premisa, la metodología LRFD no necesariamente ofrece mayor confiabilidad que la metodología de ASD en el diseño de cimentaciones en suelos blandos.

Con respecto a posteriores investigaciones se sugiere abordar la metodología de estudio enfocada en otra zona para comparar los comportamientos de los factores de resistencia; también seria interesar realizar los cálculos de confiabilidad sustentando el comportamiento de las variables diferente a los comportamientos asumidos en este estudio.

Referencias

[1] Universidad de Antioquia, «Informe de Suelos y Cimentaciones para la Sede Académico-Administrativa de la Universidad de Antioquia en el Municipio de Apartadó,» Medellín, 2013.

[2] C. Hidalgo, W. Hincapié y E. Niño, «Verificación de capacidad de carga de pilotes hincados en suelos blandos.,» Bogotá, 2014.

* Correspondencia: macosta673@soyudemedellin.edu.co

La relación esfuerzos inducidos - permeabilidad en excavaciones subterráneas de gran diámetro

Alejandro Cardona Arbelaez[1]*, Elias Correa Villa[2]

[1] Ingniero especialista IRYS SAS, Colombia
[2] Ingeniero Consultor Independiente, Colombia

Se presentan los resultados del análisis de un modelo integrado bajo la técnica de elementos distintos, utilizando el programa UDEC de Itasca Consulting Group, para definir el comportamiento hidro-mecánico del macizo rocoso, aplicado a las excavaciones subterráneas ejecutadas por el método de explotación "Sublevel Stoping" en la mina "El Toro" de Cementos El Cairo, localizadas en La formación Ayurá-Montebello, en la Cordillera Central, al sur del departamento de Antioquia, Colombia. La preparación del modelo requirió evaluar la resistencia del macizo rocoso fracturado y las condiciones hidráulicas de las fracturas con base en la geología estructural y en ensayos in situ.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Influencia del nivel de compactación en el comportamiento de los depósitos de relaves mineros secos tipo *drystacks.*

Jaime Castro Agudelo[1]*, Diego Cobos Roa[2], Oscar Sierra[3].
[1,2,3] SRK Consulting, Colombia

A nivel mundial, la industria minera se ha encaminado a disminuir el nivel de riesgo de las estructuras de almacenamiento de relaves o *TSFs*, por sus siglas en inglés (*Tailings Storage Facilities*). Durante las últimas décadas, se han desarrollado diferentes tecnologías sobre el manejo y disposición de relaves o residuos mineros, al igual que nuevas metodologías para monitorear dichos depósitos. Todos estos cambios y desarrollos se enmarcan como parte del mancomunado esfuerzo de disminuir el riesgo asociado a los *TSFs* tanto en operación como en cierre y postcierre. El propósito de este trabajo es examinar el caso de los depósitos de relaves secos o filtrados denominados *drystacks*, los cuales se perciben como la solución a los problemas de estabilidad y potencial de licuación que se asocian a las presas de relaves convencionales. Sin embargo, se ha identificado una falta de entendimiento del comportamiento geomecánico en algunos sectores de la industria minera que han implementado este tipo de tecnología para el manejo de sus residuos mineros, puesto que el hecho de utilizar métodos de filtrado o deshidratación de los relaves NO garantiza la eliminación del riesgo si no se manipulan, conforman y compactan de manera adecuada y se da un manejo de aguas apropiado de acuerdo a las condiciones de cada proyecto.

Este trabajo presenta casos de estudio donde se evidencia el cambio de comportamiento de relaves secos asociado a su nivel de compactación, se muestra como un *TSF* tipo *drystack* puede llegar a tener un potencial de licuación y problemas de estabilidad si no se llega a un nivel de compactación adecuado. Por último, se destaca la implementación de sondeos con Piezócono, CPTu, como parte de los programas de monitoreo que debe tener un *TSF* tipo *drystack*, esto combinado con un adecuado control de calidad con un riguroso registro documental, puede utilizarse para desarrollar modelos que identifiquen zonas de inestabilidad o con susceptibilidad de licuación en relaves secos, como el que se presenta en la Figura 1. Esto coincide con las observaciones realizadas en el 2018 por (Villavicencio, Suazo, Rojas, & Zuñiga, 2018) en cuanto al efecto del confinamiento en el comportamiento geotécnico de los relaves.

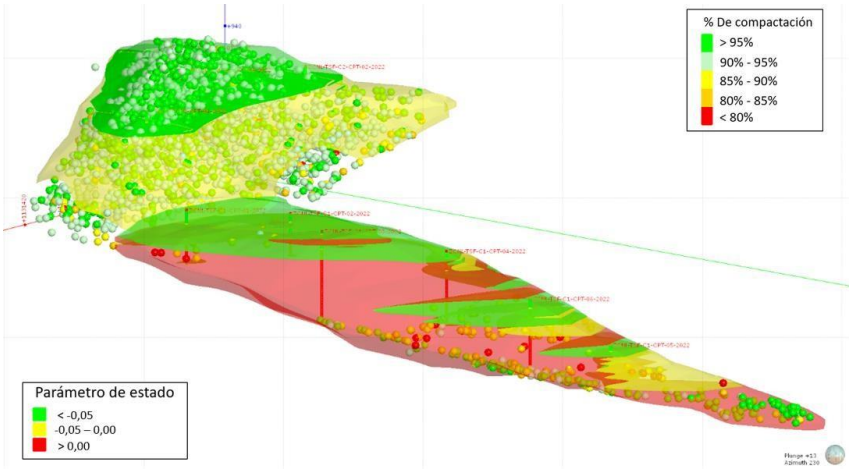
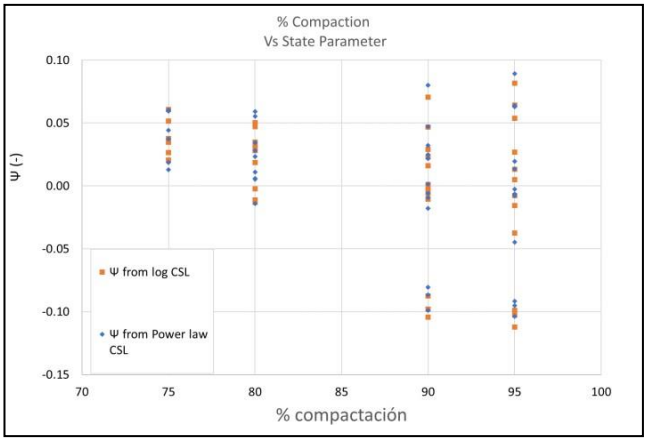


Figura 1 - modelo 3D con mapa de escala de colores del parámetro de estado sobrepuesto con los ensayos de densidad (esferas de colores según % de compactación).

* Correspondencia: jjcastro@srk.com; dcobos@srk.co

Los depósitos de relaves filtrados o secos se caracterizan por tener especificaciones de compactación en la mayoría de los casos. Sin embargo, hay poca literatura sobre el efecto medido en condiciones reales de la compactación de dichos relaves secos en su comportamiento geotécnico, los resultados de este trabajo presentan los beneficios de llegar un nivel adecuado de compactación incluso si se desarrollan condiciones no drenadas lo que concuerda con los pocos estudios previos (Suazo, Fourie, Doherty, & Hasan, 2016). Estos efectos se evidencian en la influencia del nivel de compactación en el parámetro de estado al igual que en el índice de fragilidad o *brittlenes* de Bishop, lo cual se ha venido utilizando últimamente en la industria como un indicador para verificar el requisito 4.6 del Estándar Global De Gestión De Relaves Para La Industria Minera o GISTM por sus siglas en inglés *"Identificar y abordar los modos creíbles de falla frágil aplicando criterios de diseño conservadores, independientemente de los mecanismos de fractura, con el fin de minimizar su impacto en el desempeño de las instalaciones de relaves",* lo observado en este estudio concuerda con lo previamente discutido por (Herza, Smith, & Singh, 2021).



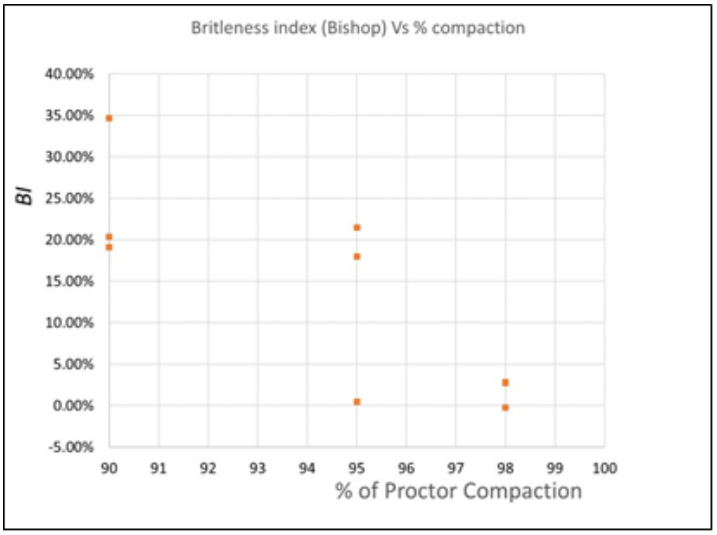


Figura 2 – Influencia del nivel de compactación en el parámetro de estado.
Figura 3 – Influencia del nivel de compactación en el parámetro de estado.

Referencias

Herza, J., Smith, K., & Singh, R. (2021). ACCOUNTING FOR BRITTLENESS IN TAILINGS STORAGE FACILITIES. *ANCOLD 2021 Conference.*

Suazo, G., Fourie, A., Doherty, J., & Hasan, A. (2016). Effects of confining stress, density and initial static shear stress on the cyclic shear response of fine-grained unclassified tailings. *Géotechnique*, 401-412.

The International Council on Mining and Metals (ICMM), the United Nations Environment Programme (UNEP) and the Principles for Responsible Investment (PRI). (2020, August). *GLOBAL INDUSTRY STANDARD ON TAILINGS MANAGEMENT.*

Villavicencio, G., Suazo, G., Rojas, S., & Zuñiga, R. (2018). The Effects of Confining Pressure, Density and Tailings Water Content on the Cone Resistance of Dynamic Lightweight Penetrometers. *Tailings: 5th Internation Seminar on Tailings Management.*

* Correspondencia: jjcastro@srk.com; dcobos@srk.co

Simulación de los efectos de condiciones extraordinarias por el fenómeno de El Niño en la sedimentación y consolidación de relaves mineros de baja densidad

Christ Jesus Barriga Paria[1]*, Eleonardo Lucas Pereira[2]
[1]Universidad Nacional de Moquegua, Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, Perú
[2]Universidade Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Brasil

RESUMEN: Para conocer el comportamiento en condiciones extraordinarias y con el uso de coagulante en el proceso de disposición de relaves fosfatados, fue fundamental realizar este estudio para predecir un modelo de disposición final consistente. En la metodología, las pruebas replicaron las situaciones extremas que se presentan en estos años ante la presencia del fenómeno El Niño. Por lo tanto, las pruebas de sedimentación se llevaron a cabo en una columna con seis contenidos de sólidos diferentes. Para ampliar la investigación, se utilizaron seis concentraciones de coagulante para optimizar la sedimentación. Trabajamos con relaves colocados en horno de secado a la temperatura del área de estudio, el cual presentó una velocidad de sedimentación superior a la de condiciones normales, además de mejorar mucho más con el uso de coagulante. El conocimiento del comportamiento fisicoquímico de los relaves finos es una herramienta fundamental para garantizar una mejor gestión de las obras de contención.

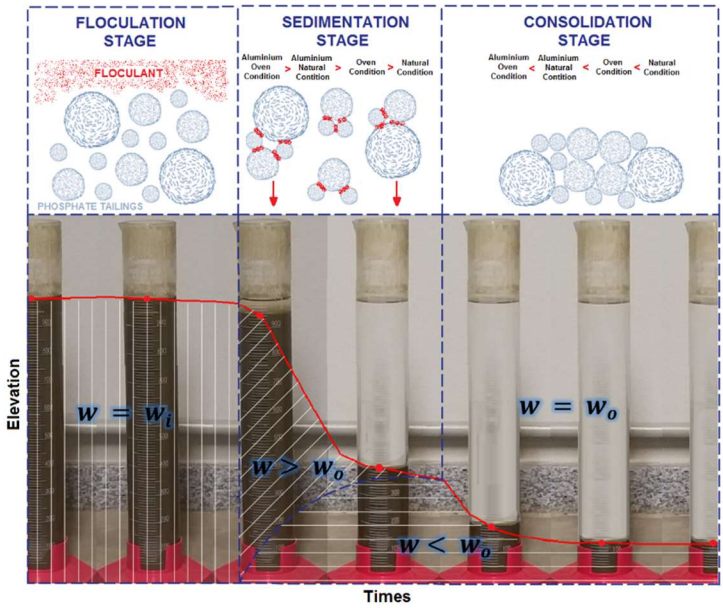


Figura 1. Etapas de la sedimentación de acuerdo con [1] con las etapas de Floculación, Sedimentación propiamente y la etapa final de consolidación.

* Correspondencia: cbarrigap@unam.edu.pe

El local de estudio fue en el Centro Tecnológico de Geotecnia Aplicada (CTGA) del Centro de Geotecnia de la Escola de Minas (NUGEO) en Brasil fue donde se realizaron los ensayos necesarios para este estudio. Las muestras que provienen del país del norte del Perú, oriundas de roca sedimentaria marina dan origen a los relaves del proceso de beneficio y además de agua salada constituye la pulpa arrojada a los tanques de almacenamiento y el sistema de muestreo se realizó directamente desde el sistema de descarga. Así, se buscó conservar el contenido inicial de sólidos del material en un promedio de 15 y 16%. Posteriormente se realizaron pruebas de columna de sedimentación con material en condiciones naturales y los relaves se secaron en estufa de laboratorio.

Se pudo inferir que el coagulante fue más efectivo en condiciones en las que los relaves se secaron en estufa que en condiciones naturales para el proceso de sedimentación, pero al aumentar el contenido de sólidos, esta ventaja se pierde sutilmente hasta alcanzar valores similares a los de sus competidores. El coagulante alcanzó una velocidad máxima de 0.75 cm/min a una concentración de 80 ppm y un contenido de sólidos de 8.5% en condiciones de secado al horno y en condiciones naturales solo pudo llegar a 0.40 cm/min y a una concentración de 60 ppm con el mismo contenido de sólidos. En la mayoría de los casos, los mejores resultados son para concentraciones que oscilan entre 60 y 80 ppm.

Referencias

[1] IMAI. G.; (1981). Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay minerals. Soil and Foundations. v. 21. n. 1. pp. 7-20.

* Correspondencia: cbarrigap@unam.edu.pe

XVII Congreso Colombiano de Geotecnia
14 a 18 de noviembre, 2022
Cartagena, Colombia

Análisis de vulnerabilidad a la licuación estática de presas de relaves

Alejo O. Sfriso[1,2]*, Mauro G. Sottile[2], Diego Cobos[3]
[1] Laboratorio de Mecánica de Suelos, Universidad de Buenos Aires, Argentina
[2] SRK Consulting (Argentina), Argentina
[3] SRK Consulting (Colombia), Colombia

Los relaves son una harina de roca producida durante el proceso de extracción de minerales. Son almacenados en presas que, cuando son construidas con la técnica “aguas-arriba”, dependen de la resistencia al corte de los propios relaves para garantizar su estabilidad. Los relaves son materiales muy complejos. Desde el punto de vista mecánico, pueden asimilarse a limos no plásticos, sueltos y saturados, con una resistencia al corte no drenado que es generalmente inferior a la resistencia al corte drenado, y que está frecuentemente acompañada por un fuerte ablandamiento por deformación que, en los casos extremos, conduce a la licuación estática de los relaves. Además, en función de su mineralogía, granulometría y técnica de deposición, los relaves almacenados pueden quedar en condiciones muy variables, con intercalaciones de capas de material fino y grueso, muy suelto y más denso, capas saturadas y no saturadas, o incluso materiales que desarrollan una cementación incipiente. Por todo esto, las condiciones reales de una presa de relaves pueden ser enormemente diferentes a sus hipótesis de diseño, y el análisis de la presa, entendida como sistema de materiales, geometría e historia de construcción, entraña una gran cantidad de incertidumbres.

La resiliencia de una presa puede entenderse como su capacidad para resistir acciones adversas, como por ejemplo variaciones significativas del nivel freático, deformaciones en el pie de la presa, o sismos. Una presa de relaves resiliente, sometida a estas acciones, tiene un comportamiento estable, deformaciones pequeñas, y no derrama relaves. Por el contrario, una presa vulnerable puede derramar relaves aún para acciones adversas de magnitud moderada. La vulnerabilidad de una presa -como sistema- se estudia mediante modelos numéricos en los que se reproduce su historia de construcción y se establece su estado actual con una precisión razonable, en condiciones drenadas. A partir de este estado actual, se impone un comportamiento no drenado, se aplican “perturbaciones al equilibrio” y se analiza si estas perturbaciones pueden desencadenar una falla progresiva [1,2,3,4]. Típicamente, estas perturbaciones se eligen para desencadenen la falla desde la cresta (carga en superficie), desde el pie (deformación de la fundación) y desde el interior de la presa (licuación espontánea de relaves o cambios en el nivel freático) (Figura 1).

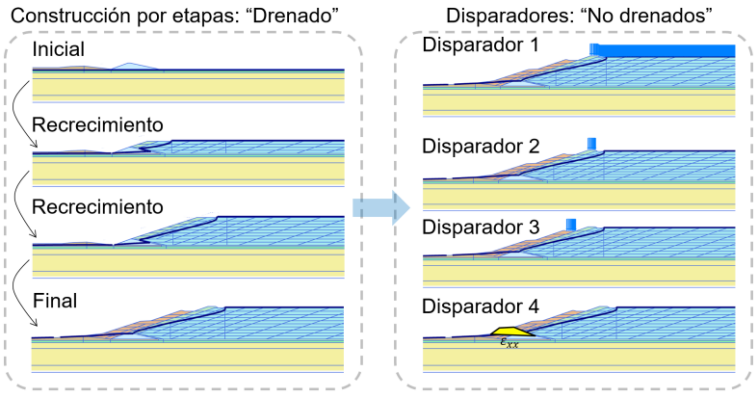


Figura 1. Secuencia de análisis de disparadores de licuación estática.

* Correspondencia: asfriso@srk.com.ar

El procedimiento requiere modelos constitutivos que permitan la simulación del ablandamiento por deformación de los relaves en corte no drenado, lo que típicamente está asociado a modelos de estado crítico en los que el ángulo de fricción interna ϕ' evoluciona con la tensión efectiva $\boldsymbol{\sigma}'$ y la relación de vacíos e, como se discute en [5]. Sin embargo, en corte no drenado, la relación de vacíos no cambia ($\dot{e} \equiv 0$). Matemáticamente

$$\phi'[\boldsymbol{\sigma}', e] \rightarrow \phi_{cv} \Longrightarrow \dot{\phi}' = \frac{\partial \phi'}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \dot{\boldsymbol{\sigma}}' + \frac{\partial \phi'}{\partial e}\dot{e} \Longrightarrow \dot{\phi}' = \frac{\partial \phi'}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} : \dot{\boldsymbol{\sigma}}'$$

Por otra parte, en corte no drenado la deformación volumétrica total es siempre nula ($\dot{\epsilon_v} \equiv 0$) por lo que la generación de presiones de poro queda determinada por la evolución de sus componentes elástica ϵ_v^e y plástica ϵ_v^p. Matemáticamente

$$\dot{\epsilon_v} = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p \equiv 0 \Longrightarrow \dot{\epsilon}_v^e = -\dot{\epsilon}_v^p$$

En esta comunicación se muestra el procedimiento de calibración de HSS, disponible en Plaxis [6], para una dada resistencia al corte normalizado máxima s_u^{peak}/σ'_{v0} y residual s_u^{res}/σ'_{v0} [2,4]. Para ello se explica el ajuste progresivo de sus parámetros materiales: $\dot{\epsilon}_v^e = f\left[E_{ur}^{ref}, \nu\right]$ y $\dot{\epsilon}_v^p = f\left[E_{50}^{ref}, R_f\right]$. Un ejemplo se muestra en la Figura 2.

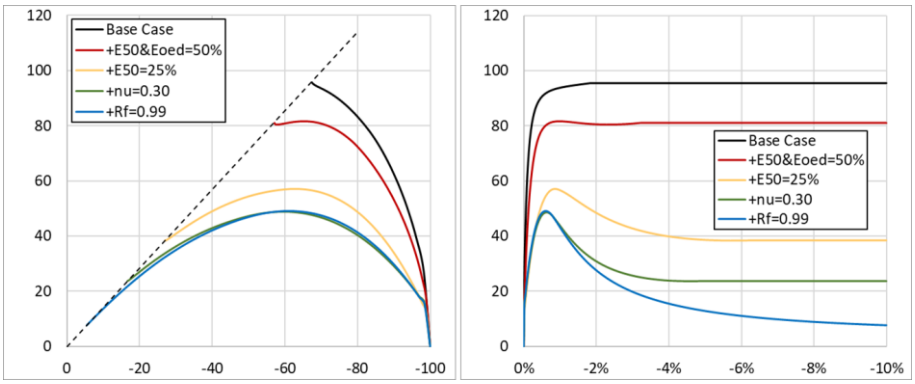


Figura 2. Ejemplo de calibración de HSS para corte no drenado con ablandamiento por deformación.

Referencias

[1] Ledesma O, Sfriso A, Manzanal D (2022). Procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams. Computers and Geotechnics, doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104632.

[2] Sottile M, Cueto I, Sfriso A (2020). A simplified procedure to numerically evaluate triggering of static liquefaction in upstream-raised tailings storage facilities. XX COBRAMSEG, Campinas, Brasil.

[3] Sottile M, Labanda N, Kerguelén A, Cueto I, Sfriso A (2021). Stability assessment of a tailings storage facility using a non-local constitutive model accounting for anisotropic strain softening. IACMAG 2020-2022.

[4] Sottile M, Cueto I, Sfriso A, Ledesma O, Lizcano A (2022). Flow liquefaction triggering analyses of a tailings storage facility by means of a simplified numerical procedure. XX ICSMGE, Sydney, Australia.

[5] Ledesma O, Manzanal D, Sfriso A (2021). Formulation and numerical implementation of a state parameter-based generalized plasticity model for mine tailings. Computers and Geotechnics, doi 10.1016/j.compgeo.2021.104158.

[6] Brinkgreve R, Kumarswamy S, Swolfs W, Engin E, Fonseca F, Ragi N, Zampich L, Zalamea N (2020). Plaxis Connect Edition V20.03 Manuals by Bentley Systems.

* Correspondencia: asfriso@srk.com.ar

Evaluación geotécnica de la resistencia cortante no drenada en relaves utilizando ensayos de piezoconos CPTu y veleta de corte VST

Clinton Loli[1], Daniel Jauregui[2*], Martín Villanueva[3]
[1] SRK Consulting (Peru) S.A., Lima, Perú
[2] SRK Consulting (Peru) S.A., Lima, Perú
[3] SRK Consulting (Peru) S.A., Lima, Perú

El proceso de caracterización geotécnica y determinación de la resistencia cortante no drenada de los relaves es complejo, siendo estos parámetros los de mayor relevancia e influyentes en los análisis de estabilidad que se elaboran siguiendo los criterios del CDA (2019) e ICMM (2020), por esa razón en los últimos años se viene ejecutando con mayor énfasis ensayos de piezocono (CPTu) para determinar los diferentes parámetros geotécnicos, con el objetivo de definir el comportamiento de los materiales. Sin embargo, las diferentes metodologías de caracterización a partir de CPTu en algunos casos no muestran una adecuada representación del material, debido a que el origen de los materiales es distinto.
Por consiguiente, el proceso de calibración de la resistencia cortante no drenada en los relaves será fundamental. Para esta presentación se utilizaron los resultados de ensayos de campo CPTu, veleta de corte y ensayos de laboratorio. Asimismo, a partir del procesamiento de la información y la comparación entre los ensayos de campo, y laboratorio se pudieron calcular los parámetros de resistencia para los materiales del modelo geotécnico analizado. Además, mediante el procesamiento geoestadístico se estableció un rango de valores, lo cual permitió determinar un valor representativo de la resistencia de corte no drenada. Finalmente, esta presentación muestra un procedimiento de calibración de la resistencia no drenada en relaves y también examina si las correlaciones empleadas se pueden aplicar a los materiales de estudio.

* Correspondencia: djauregui@srk.com.pe

Tailing Dam Monitoring in Brazil

Autor[1]*, Autor[2], Autor[3]
[1] Manuel Diaz M, LATAM Senior Geotechnical Engineer, Hexagon Mining, Colombia
[2] Eduardo Diniz, Senior Monitoring Specialist, Hexagon Mining, Brazil
[3] Luis G. Lopez, Geotechnical Monitoring Analyst Hexagon Mining, Colombia

Tailings dam management becomes increasingly critical as challenges in mining projects pullulate, such as low ore grades that increase extraction volumes, environmental and social restrictiveness, among others. At the same time, industrial standards and best practices have also evolved, as is the case of surface and subsurface monitoring systems in structures (embankments) that together make up integrated risk management systems for the protection of communities, the environment, and industrial processes against a potential collapse of a structure.

On the other hand, worldwide early warning monitoring systems for the identification of anomalies in structures have improved in recent years because of the high-impact collapses such as those occurred in Brazil (2015, 2019) and with the development of practical guidelines. However, the statistics of incidents related to ruptures in tailings dams continue to be present, indicating that the physical stability of tailings facilities has not been universally assured.

Very slow and rapid deformation are not mutually exclusive and can occur in the same structure, at different times or in very close sequence. In this sense, we are talking about two types of monitoring: preventive (proactive) monitoring and reactive monitoring. (Figure 1. Shows a schematic representation of a general strategy for tailings dam monitoring which include different sensors, methodologies and their relationship with the failure mechanism present in the structure).

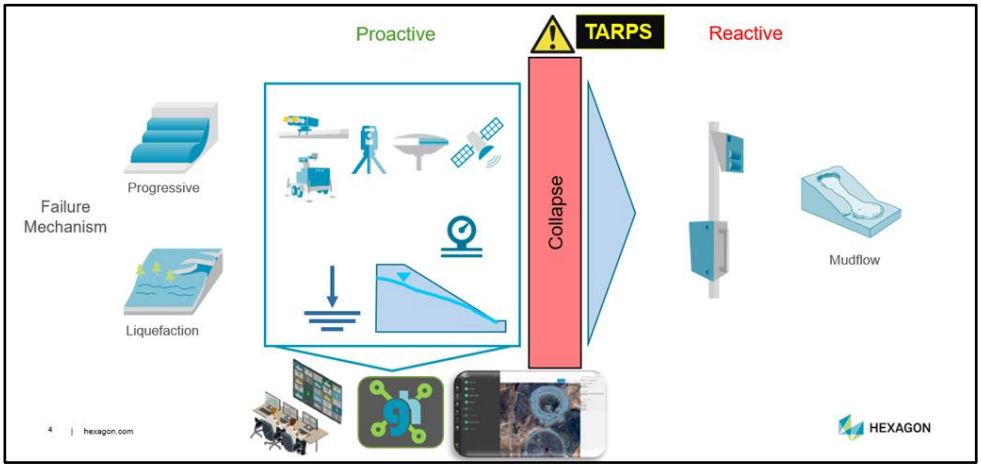


Figure 1. General strategy for tailing dan monitoring.

Defining a good monitoring strategy is critical for a geotechnical risk management. This should consider aspects such as:

•Classification of risk category and associated potential damage of the tailing dam.
•Expected and evaluated failure mechanisms in the structure (progressive failure, piping failure, overtoping failure, liquefaction failure, mixed failure).

Manuel.e.diaz@hexagon.com

• Construction method (upstream, downstream, central line, single stage).
• Instrumentation for each dam monitoring phase (implementation, operation, deactivation).
•Operational aspects when dealing with an active structure (pumping system and cloning of tailings, heightening, etc.).
• Location for equipment deployment.
• Line of sight (LoS).
• Structure geometry.
• Technical feasibility of the equipment.

The proactive monitoring applied to complex dynamic structures, such as tailing dam, requires a diversification of instruments and technologies to monitor their stability, both at the internal and surface level. Monitoring can be performed by technologies that together aim to ensure proactive actions and acquire near real time data to guarantee that the given structure is fully monitored. For this type of monitoring, in some projects in Brazil sensors like GeoRadar, TPS, GNSS, InSAR, piezometers, TDR, cameras are commonly used.

Additionally, reactive monitoring clearly contributes to identify where the rupture is occurring. By connecting to sound alarm systems (sirens) and blocking systems to areas (gates), it is possible to reduce or mitigate the potential effects of a rupture. Sensors like dopplers radars are also used.

Finally, all the collected data must be aggregated in a real-time monitoring center, where they are integrated by a team of qualified collaborators with sufficient knowledge about these phenomena. These raw data are subsequently analyzed to identify potential hazards that could damage the structure. This is quickly reported in accordance with pre-stablished procedures in coordination with the geotechnical ground control team.

It is also important to highlight that a tailing monitoring strategy must have a certain level of redundancy in both the type and number of measurements, primarily for data assurance, validation, and reliability purposes. The two main goals of redundancy are:

- ✓ Verify or corroborate data trends.
- ✓ Provide a backup monitoring system in case of failure.

Ideally, data redundancy should come from different types of instruments. The premise is that any anomaly detected by a sensor should be identified in the same way by the others, not with the same magnitudes but with a consistent trend, indicating a real movement.

References

[1] Hawley, M., & Cunning, J. (2017). Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design. CISRO.
[2] Sharon, R., Eberhardt E. (2020). Guidelines for Slope performance Monitoring. CSIRO.
[3] Roberta N. et al.; (2022). History of tailings dam failure: Impacts on access to safe water and influence on the legislative framework.
[4] Kossoff D. et al.; (2014). Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation.
[5] Piciullo L. et al.; (2022). A new look at the statistics of tailings dam failures.
[6] Armstrong M. et al.; (2019). Why have so many tailings' dams failed in recent years?

Manuel.e.diaz@hexagon.com

Procedimiento para el diseño de mallas de voladura en explotación de canteras a cielo abierto con base en la estabilidad temporal y final de los bancos de producción

Murcia Caro, Lina Patricia[1], Carmona Álvarez, July Estefany[2], Rodríguez Pineda, Carlos Eduardo [3]
[1] Programa de Ingeniería Civil, Escuela Militar de Cadetes General José María Córdova, Colombia
[2] Programa de Especialización en Técnicas de Voladura en Obras de Ingeniería Civil y Militar, ESING, Colombia
[3] Programa de Maestría en Ingeniería civil, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia

El diseño de voladura a cielo abierto con uso de explosivos para canteras es aplicado mediante metodologías de diseño comunes como: Rodgers, López Jimeno y Konya, con los cuales se calculan variables de diseño para explotación de materiales no ripables o volables. [1] menciona que en nuestro país se presentan casos de explotación de canteras sin el soporte de estudios previos que soporten la geomecánica para realizar cortes de taludes de forma adecuada. Teniendo en cuenta lo anterior, se toma lo sugerido por [2] para trabajos en taludes conformados por rocas por medio de un análisis cinemático combinado; este método consiste en realizar una variación de la dirección con un barrido de talud de 0° a 360° haciendo controles cada 15°, con el propósito de identificar los rumbos que pueden garantizar la estabilidad de las labores de explotación alcanzando de forma previa la identificación de mecanismos de falla que se puedan desarrollar durante y posterior al proceso de explotación.

El método propuesto consistió en un conformado por cuatro fases, las cuales fueron diseñadas y desarrolladas a partir de la aplicación del diseño de mallas de voladura a cielo abierto con criterios geotécnicos en un estudio de caso. La primera fase metodológica corresponde a la revisión y recopilación de la información existente e identificación del lugar de estudio. La segunda fase consistió en un proceso de evaluación por medio de pruebas piloto, en las cuales se compararon las variables de diseño de cada método. La evaluación comparativa de las variables se logró por medio de un análisis cinemático en campo y el análisis de la geomecánica para cada método de voladura.

En la tercera fase metodológica se realiza un análisis de resultados geomecánicos y cinemáticos para el análisis de estabilidad temporal del banco de producción, los cuales son sometidos a un diseño de voladura propuesto y apoyado en la una caracterización del macizo pre-voladura y pos-voladura. Para la cuarta y última fase se realizan análisis de estabilidad final a un talud o banco de producción, teniendo en cuenta que este probablemente puede quedar expuesta procesos de meteorización por un rango de tiempo no siempre definido. Para lo anterior, se sugiere un diseño de voladura con inclinación de la perforación de barrenos de producción con respecto a la horizontal, permitiendo así, conformación de taludes con buzamiento a favor de la estabilidad final según las necesidades del proyecto; a su vez, se sugieren procesos de instrumentación para seguimiento y control de vibraciones producto de las energías de trabajo y desperdicio de una detonación, permitiendo así el análisis campos cercanos y lejanos influenciados por este tipo de labores.

Se plantea un análisis a partir del un estudio de caso, cuyo propósito es comprender el funcionamiento, las limitaciones y la relación que existe entre el efecto y causa de la aplicación de las técnicas de voladura a cielo abierto, en voladuras de producción y la estabilidad de los taludes influenciados por la energías de trabajo y desperdicio de una detonación, desde la importancia del comportamiento geomecánica in situ que permita proponer una guía metodológica para el diseño de voladuras desde el análisis del caso de estudio. Para el desarrollo de la presente propuesta se tomó como caso de estudio la cantera ubicada en el municipio de Pinchote - Santander, en la formación tablazo, este sector se caracteriza por la explotación de calizas por medio de voladuras a cielo abierto en forma de bancos descendentes.

Basados en la formación tablazo, se cuenta con una caracterización geomecánica general del macizo, con el propósito de identificar el comportamiento geomecánicao y las estructuras geológicas que influyen en los parámetros de resistencia, espaciamiento, relleno y rugosidad de las discontinuidades, para esta caracterización se tomó como referencia el procedimiento propuesto por [3]. A su vez, los resultados del modelo geomecánico, conformado por el modelo geológico local y la caracterización en el macizo rocoso del lugar de estudio, estableció la orientación de las familias de discontinuidades y el plano de estratificación; con dichos parámetros se desarrolló el análisis cinemático de los diferentes mecanismos de falla (planar, cuña y volcamiento), que

* Correspondencia: july.carmona@esing.edu.co

pudiesen presentarse en los bancos de explotación, según las condiciones de la dirección y buzamiento que influyen directamente en la estabilidad temporal y final de los diseños de perforación y voladura.

Una vez identificada la conformación geológica y las condiciones geomecánicas de la zona de estudio se realizaron los ensayos de resistencia a la compresión simple, módulo de deformación y relación de Poisson a las muestras del material extraído de la cantera. En cuanto a la voladura piloto realizadas fueron propuestas por [4], y el diseño de la carga y tacado para cada método de voladura se representa en la Figura 1. Con los resultados obtenidos en las pruebas piloto, se pudo establecer que el método más favorable para el diseño de voladura es Rodgers, a su vez el mecanismo de falla presentado fue volcamiento, con los resultados se procede a aplicar el método de diseño de voladura que permita la estabilidad y cumpla con los resultados esperados en la producción.

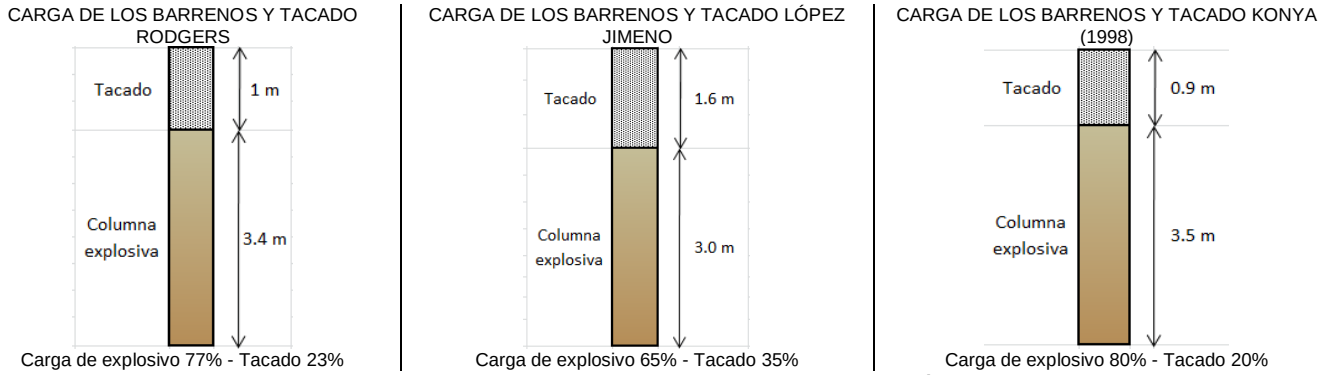


Figura 1. Carga y tacado de barrenos para cada método

Una vez realizada la voladura, se hace un levantamiento de datos al macizo pos-voladura, con la finalidad de determinar la caracterización geomecánica del banco y la influencia de la técnica de voladura, como producto del manejo de las energías de trabajo y desperdicio de una detonación en las condiciones: de las discontinuidades, el macizo remanente y la estabilidad pos-voladura. Para el levantamiento de datos el procedimiento aplicado es el mismo del levantamiento de macizo pre-voladura; La caracterización está compuesta por la toma de datos y el cálculo del RMR.

El diseño de voladuras a cielo abierto con uso de explosivos es una técnica utilizada para extracción de materiales rocosos en canteras y diseño de vías, en nuestro país no es muy común realizar diseños de los bancos de explotación desde un punto de vista geotécnico, especialmente en los proyectos que no son de interés nacional. Con el estudio de caso analizado, fue posible realizar un diseño de voladura basados en la estabilidad temporal y final de los frentes de explotación, cuyo proceso se desarrolló por medio de 3 voladuras de prueba a cielo abierto y 2 pruebas con voladuras para analizar la estabilidad temporal y final de los bancos de explotación, estas pruebas fueron complementadas por medio de un análisis cinemático combinado del frente de explotación y sugiere la instrumentación para el seguimiento y control de las vibraciones generadas por una detonación.

Como resultado de la investigación se generó una guía con catorce pasos para diseñar voladura con parámetros de estabilidad, donde la aplicación de un análisis cinemático muestra su importancia, ya que determina los resultados de estabilidad en los taludes pos-voladura, sin embargo, su efectividad depende de un correcto levantamiento del macizo rocoso, previo a los cálculos de diseño de voladura, de igual forma se genera la proyección al estudio del seguimiento y control a partir del uso de la instrumentación con el propósito de validar la importación del control de las cargas operantes y regulación de vibraciones producto de una detonación.

Referencias

[1] J. A. Aponte, «Influencia de la Geomecánica en las Excavaciones a Cielo Abierto Mediante el Uso de Explosivos,» Universidad Nacional, Bogota, 2005.

[2] Hudson & Harrison, Engineering rock mechanics, Londres: Imperial College, 2000.

[3] ISRM, Rock Charasterization testing & Monitoring, Londres: Pegamon, 1981.

[4] Konya, Albarran, Diseño de Voladuras, Mexico: Cuicatl, 1998.

* Correspondencia: july.carmona@esing.edu.co

Optimización de monitoreo automático de instrumentación geotécnica mediante técnicas de transmisión de datos inalámbricos LoRa

Octavio Coronado Garcia[1]*, Luis Fernando Ibagué Novoa[2]
[1] CYU Instrumentación SAS, Universidad Nacional de Colombia
[2] CYU Instrumentación SAS, Colombia

La instrumentación geotécnica ha venido desarrollándose durante los últimos años como herramienta primordial para el monitoreo y control de parámetros geotécnicos que se ven afectados por la construcción de nuevos proyectos de ingeniería, así como para el monitoreo del comportamiento de estructuras de grandes envergaduras a lo largo de su tiempo de servicio. Normalmente en Colombia, la auscultación geotécnica se realiza mediante la instalación de instrumentación que es posteriormente monitoreada mediante el empleo de equipos de medición manual, los cuales permiten conocer las tendencias de variaciones de comportamientos geotécnicos que se presenten después de ser procesados en oficina; sin embargo, existen técnicas de monitoreo automático que logran mejorar el proceso de toma de datos y análisis de información, dando la posibilidad de conocer con mayor precisión y de manera inmediata cambios en los comportamientos monitoreados; Conagua (2012) señala como ventajas de los sistema de instrumentación automatizados; el aumento en la exactitud de las lecturas al eliminarse el error ocasionado por el operador al manipular equipos de registro manual, la posibilidad de aumentar la frecuencia de toma de lecturas y alcance de la información sin necesidad de estar en el proyecto, además de la compatibilidad existente entre los instrumentos y el sistema de adquisición de datos.Una vez automatizado el sistema de instrumentación, será posible implementar sistemas de alerta temprana capaz de generar una reacción inmediata ante la posibilidad de algún riesgo. Cordero y Espinoza (2012) definen los sistemas de alerta temprana como el medio que permite conocer información de un riesgo que pueda ocasionar un posible desastre; este sistema debe ser capaz de comunicar los registros y alarmas generadas de manera rápida y eficiente, con el fin de poder actuar y tomar las medidas preventivas en el momento adecuado.

Los sistemas convencionales de automatización requieren amplios tendidos de redes de cableado para interconectar los sensores de instrumentación con gabinetes robustos compuestos por diferentes equipos como datalogger, multiplexor, baterías, protecciones eléctricas entre otros. En este artículo se detalla el proceso de automatización de instrumentación geotécnica y sísmica, la cual es optimizada mediante la trasmisión inalámbrica de información y en tiempo real utilizando la tecnología LoRa (Long Range – Largo Alcance), la cual se caracteriza por su bajo impacto ambiental al ser una tecnología de bajo consumo eléctrico, su facilidad de implementación y su largo alcance de trasmisión inalámbrica de datos la cual puede llegar hasta los 15 kilómetros. La optimización del monitoreo automático de instrumentación geotécnica mediante tecnología LoRa, será recreada por medio de la presentación de la experiencia de dos casos de éxito; el primero de ellos es la automatización de la instrumentación geotécnica de la presa que conforma el Embalse del Muña y sus diques auxiliares, ubicados en el municipio de Sibaté en el sur de la ciudad de Bogotá, para este caso se presenta el proceso de automatización de dieciséis piezómetros de hilo vibrátil distribuidos en una distancia mayor a 2 kilómetros, centralizados en la oficina central de operaciones del administrador de la estructura, quien tiene la posibilidad de monitorear las variaciones de nivel piezométrico de la presa

* Correspondencia: ocoronadog@unal.edu.co, lfibaguen@unal.edu.co

en tiempo real, correlacionando esta información con los cambios en el nivel del embalse. La figura 1 presenta la arquitectura general del proceso de automatización realizado, evidenciando que los dieciséis piezómetros de hilo vibrátil fueron centralizados mediante cuatro datalogger, los cuales envían la información hasta un Gateway de manera inalámbrica. Este Gateway concentra la información y permite visualizarla en un servidor físico después de pasar por los equipos informáticos que componen la red interna del administrador del embalse.

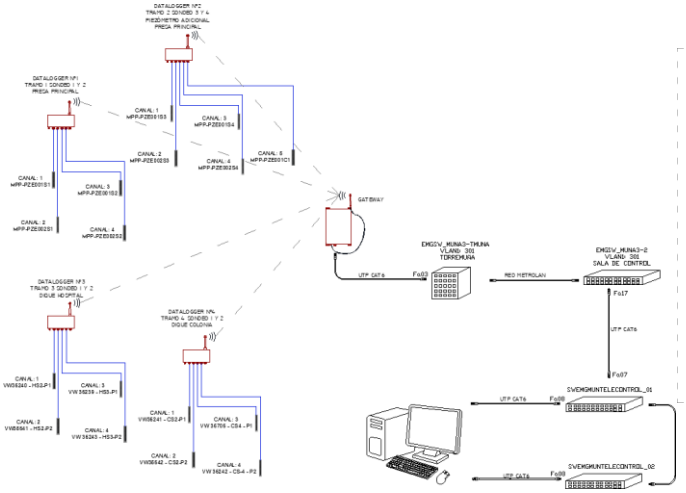


Figura 1. Arquitectura general de automatización de piezómetros Embalse Muña.

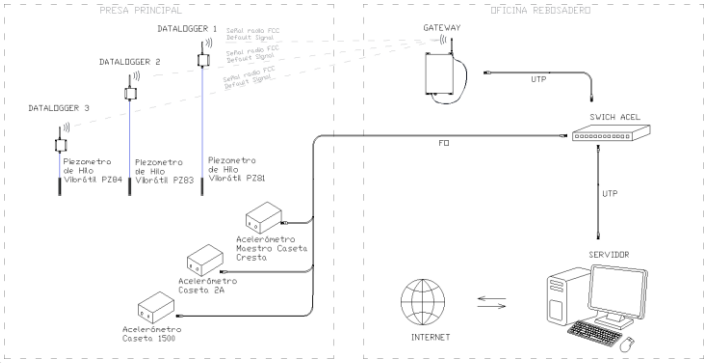


Figura 2. Arquitectura general de automatización de piezómetros y acelerómetros Presa Guavio.

De igual manera, se presenta como segundo caso de éxito la automatización de la instrumentación geotécnica y sísmica de la presa del Guavio ubicada en el municipio de Ubalá – Cundinamarca, donde se logra la automatización y transmisión inalámbrica de datos de piezómetros instalados en la fundación de la presa principal; así mismo, se destaca la integración de información de monitoreo de tres acelerómetros ubicados en la roca de fundación, parte media y cresta de la presa, los cuales son monitoreados de manera automática y cuentan con transmisión de información en tiempo real, contando con la generación de alarmas de forma inmediata al superar los umbrales de aceleración establecidos durante la ocurrencia de un evento sísmico. La figura 2 presenta la arquitectura general del conexionado realizado para este proyecto.

Cabe destacar que la automatización de instrumentación geotécnica empleando la transmisión de información mediante tecnología LoRa, permite reducir sustancialmente los costos de implementación de los sistemas de monitoreo automático, al emplear un mínimo de infraestructura que se basa en la instalación de pequeños Datalogger que cuentan con baterías de larga duración, que incluso pueden llegar a contar con una vida útil de quince años, capaces de transmitir la información hasta un único Gateway que podría ubicarse a una distancia máxima cercana a quince kilómetros, lo que permite generar una amplia área de cobertura de monitoreo, ventajas que ponen la implementación de esta tecnología por encima de las tradicionales técnicas de automatización de instrumentación, las cuales se basan en la conexión alámbrica de sensores hasta un Datalogger, generando de esta manera grandes redes de cableado que implican costos elevados de instalación y mantenimiento.

REFERENCIAS

Azzam, R. Fernandez, T. Arnhardt, C. Klapperich, H. y Shou, K. (2011). “Monitoring of landslides and infrastructures with wireless sensor networks in an Earthquake Environment”. 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering.

* Correspondencia: ocoronadog@unal.edu.co, lfibaguen@unal.edu.co

IMPLEMENTACIÓN DE UN CENTRO DE MONITOREO PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS DEPÓSITOS DE SUELO CON ESTRATOS POTENCIALMENTE LICUABLES EN LA LLANURA ALUVIAL DEL RÍO CAUCA.

Gallo, L.[1], García, A.[1], Arango, S.[1], Cruz, A.[1], Sandoval, E.[1*] Thomson, P.
[1]Grupo de investigación G7, Universidad del Valle, Colombia.

Santiago de Cali se caracteriza por tener un ambiente sismo-tectónico históricamente activo, catalogada como la ciudad en Colombia más densamente poblada ubicada en zona de amenaza sísmica alta [1]. Aproximadamente el 40% del casco urbano de la ciudad se encuentra construido sobre la llanura aluvial del río Cauca, que se caracteriza por tener una capa superficial de arcilla seguida de una capa de arena potencialmente licuable [2]. Según diversas investigaciones, la configuración de un estrato de arcilla sobre un estrato de arena potencialmente licuable puede generar modificaciones importantes en la respuesta sísmica superficial y, por ende, afectar considerablemente las estructuras allí construidas. Por lo anterior, estudiar el comportamiento sísmico de los depósitos de suelos de la llanura aluvial del río Cauca mediante datos experimentales instalando un centro de monitoreo sísmico, es relevante tanto para la gestión de riesgos en la ciudad, como para la comunidad científica.

En primer lugar, se analizó información sobre la respuesta sísmica de dos depósitos de suelos potencialmente licuables en Estados Unidos. En estos sitios existen dos centros de monitoreo: (i) Wildlife Liquefaction Array; y, (ii) Garner Valley Downhole Array, los cuales cuentan con una instrumentación idónea para comprender las modificaciones en la respuesta sísmica que provoca el estrato potencialmente licuable. Tomando como referencia estos registros, se estudió el comportamiento de la presión de poros y la deformación cortante en función de la profundidad, mediante el parámetro r_u que relaciona el exceso de presión de poros y el esfuerzo efectivo inicial. Se identificó la profundidad en que se puede presentar el mayor r_u, así como las zonas de los estratos potencialmente licuables donde se puede presentar la mayor deformación cortante, para diferentes niveles de excesos de presión de poros. Luego de este análisis, se realizó una caracterización de la llanura aluvial del río Cauca, mediante vibraciones ambientales, registros sísmicos y una exploración geotécnica, con el fin de comprender de mejor manera el comportamiento dinámico de esta zona. La figura 1 muestra el perfil de velocidad de onda cortante (V_s) y la frecuencia predominante de la zona de estudio. [3]

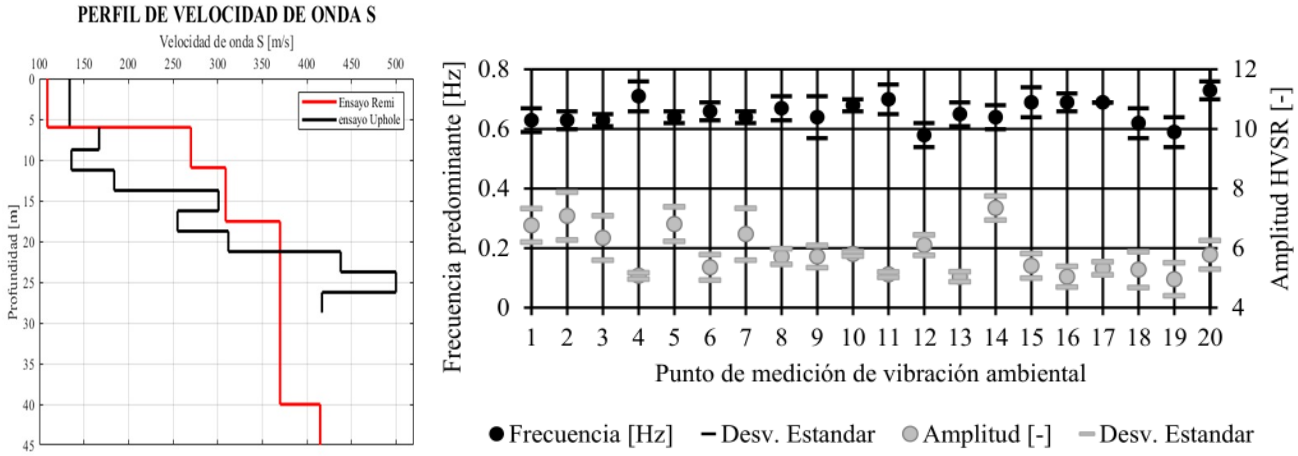


Figura 1. Resultado de la caracterización: Perfil Vs y Frecuencia predominante de la zona.

* Correspondencia: eimar.sandoval@correounivalle.edu.co

Finalmente, a partir del análisis de registros sísmicos en los centros de monitoreo mencionados y la caracterización de la llanura aluvial del río Cauca, se presentan las principales recomendaciones para la implementación de un centro de monitoreo sísmico en depósitos de suelos con estratos potencialmente licuables en Santiago de Cali. Se cuenta con un sismómetro superficial, un sismómetro a 40 m de profundidad, un acelerómetro de banda ancha superficial y tres pozos de exploración adicionales a 4, 7, y 13 m de profundidad, disponibles para reubicación del sismómetro borehole, o de acelerómetros borehole. Los piezómetros se ubicaron a 4.5 m y 6.25 m de profundidad, correspondiente a la zona superior y media del estrato potencialmente licuable.

La verificación del adecuado funcionamiento de los sismómetros se realizó mediante ensayos dinámicos en la mesa sísmica de la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática de la Universidad del Valle [4], mientras que los piezómetros fueron verificados a través de ensayos de presión hidrostática en una tubería de PVC [5]. Se evidenciaron buenos resultados ante estas mediciones, garantizando así el correcto funcionamiento de los equipos. Después de la instalación de los equipos, se verificó la lectura de los sismómetros, haciendo uso de la frecuencia predominante obtenida en una campaña de vibración ambiental realizada antes de la construcción del centro de monitoreo. Además, se compararon las frecuencias de resonancia identificadas a partir de los sismos de la RAC10 (estación perteneciente a la RNAC, ubicada a 360 m del centro de monitoreo) y los sismos registrados en el centro de monitoreo, donde se encontraron valores consistentes entre los diferentes métodos [4].

Los piezómetros fueron revisados por medio de un análisis diario (33 días) de la lectura de los equipos comparado con la presión esperada debido al nivel de aguas freáticas [5], al igual que mediante la aplicación de un impacto generado por una retroexcavadora, permitiendo observar la respuesta de los equipos. El centro de monitoreo entró en operación en mayo de 2019 con los 2 sismómetros, mientras que los piezómetros fueron instalados a finales de 2021 y el acelerómetro en superficie en octubre de 2022. Durante este tiempo se han registrado 40 sismos, de fuentes corticales, subducción superficial y subducción profunda, como se muestra en la Tabla 1.[4]

Frecuencias [Hz]	Vibraciones ambientales	Sismos RAC10	Sismos centro de monitoreo
F1	0.63 ± 0.04	0.64 ± 0.02	0.63 - 0.67
F2	-	1.84 ± 0.03	1.81 - 1.86
F3	-	3.47 ± 0.05	3.42
F4	-	4.27 ± 0.07	4.17 - 4.18

Tabla 1. Resumen de frecuencias identificadas en la llanura aluvial del río Cauca.

Los resultados del procesamiento de los registros de vibración ambiental y sismos obtenidos por los sismómetros, así como el comportamiento de la lectura de los piezómetros ante la carga hidrostática producto del NAF, permiten verificar la correcta instalación del centro de monitoreo. Actualmente se está programando la instalación de dos UPS para garantizar que los equipos sigan en funcionamiento a pesar de cortes eléctricos del sector, y se esperar instalar un acelerómetro en profundidad el próximo año.

Referencias

[1] Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente* Bogotá: AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
[2] Ingeominas; Dagma, (2005). *Estudio de Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali.*
[3] Universidad del Valle (2018). *Investigación y desarrollo a escala del prototipo de la tecnología de filtración en lecho del río desde el río Cauca para la ciudad de Cali.*
[5] Gallo, L., (2017). *Implementación de un sistema para la evaluación del efecto de sitio del suelo del edificio 350.* Santiago de Cali, Universidad del Valle.
[6] García, A. (2022). *Evaluación de un centro de monitoreo sísmico en depósitos de suelo potencialmente licuable, en la llanura aluvial del río Cauca, Santiago de Cali.* Universidad del Valle.

* Correspondencia: eimar.sandoval@correounivalle.edu.co

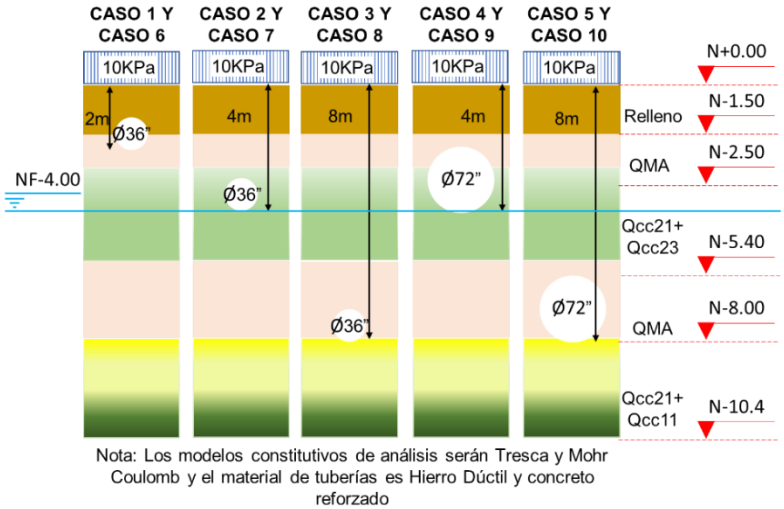
Evaluación De La Interacción Suelo-Estructura Durante El Hincado De Tubería (Pipejacking) Con Tecnología Trenchless

JORGE ARTURO PINEDA JAIMES[1], MARIA CAMILA HERNÁNDEZ VILLALBA[2], CHRISTIAN SEBASTIAN CAGUA MORENO[3]

[1.] Maestría en Ingeniería Civil, Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Colombia; Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Sede Bogotá. [2,3] Programa de Ingeniería Civil, Universidad Distrital Francisco José de Caldas.

El estudio realizado se enfoca en el análisis paramétrico de la interacción suelo-estructura en el hincado de tubería con tecnología sin zanja (Trenchless). El objetivo principal del estudio es determinar la incidencia de las variables como diámetro, profundidad de instalación, tipo de material de la tubería y tipo de modelo constitutivo del suelo (Mohr Coulomb o Tresca), en la magnitud y comportamiento de las fuerzas internas de la tubería tanto en la etapa constructiva como en la de servicio, para su posterior diseño estructural. El perfil geotécnico utilizado para el análisis está enfocado en el estudio de comportamiento de las arcillas de Bogotá, ubicado específicamente en la localidad de Usaquén, en la calle 103 entre carrera 8b y carrera 11. Respecto a la metodología del estudio, como punto de partida se realizó la definición de los diferentes casos de análisis (ver Figura 1) configurados con las variables mencionadas anteriormente. Posteriormente, se desarrolló la modelación geotécnica incorporando el análisis de elementos finitos de cada uno de los casos de estudio definidos, simulando tanto la etapa constructiva como la condición de servicio con el objetivo de definir los esfuerzos y deformaciones para calcular los módulos de balasto y presiones de terreno como insumos para la modelación estructural considerando la interacción suelo-estructura.

Figura 1 Esquema ilustrativo de los casos de análisis



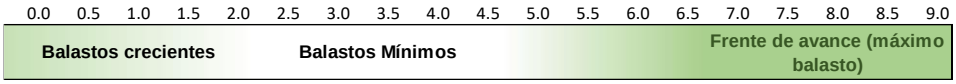
Fuente: (Elaboración propia)

Como principal objetivo de la modelación geotécnica se obtiene el comportamiento de los módulos de balasto tanto en función de la longitud de hincado (Figura 2), como en función de la profundidad de

* Correspondencia: mchernandezv@correo.udistrital.edu.co

instalación en la que se evidencia que está en función de los parámetros de resistencia del tipo de suelo que se analice, de manera que en los suelos con mejores parámetros de resistencia se obtendrán módulos de balasto de mayor magnitud.

Figura 2 Esquema de variación del coeficiente de balasto en función de la longitud (sentido de hincado)



Nótese como varia el balasto en función de la longitud teniendo un valor máximo en el frente de avance y disminuyendo lentamente hasta llegar a un valor mínimo donde inicia nuevamente a crecer.

Fuente: (Elaboración propia)

Respecto a la componente estructural, inicialmente se realiza una modelación específica, en orden de determinar la influencia del tipo de modelo constitutivo del suelo (Mohr Coulomb o Tresca) en las fuerzas internas de las tuberías. Como resultado se encontró que, aunque los módulos de balasto obtenidos son mayores usando el modelo constitutivo de Tresca son mucho mayores que el de Mohr Coulomb, para este último se obtienen ligeras mayores fuerzas internas de la tubería. Sin embargo, es importante evidenciar el comportamiento inversamente proporcional en el que, a menor magnitud de módulo de balasto, mayor magnitud de fuerzas internas de la tubería es obtenido. Posteriormente, se compararon las fuerzas internas para la etapa crítica constructiva con etapa de servicio, en la que se obtuvo que las de servicio si bien son todas mayores, en términos de las fuerzas axiales están 7% por encima de las fuerzas axiales de la etapa constructiva. Finalmente, en términos del comportamiento para el tipo de material, se obtuvo que el concreto reforzado presenta mayores solicitaciones en la Etapa constructiva mientras que en la Etapa de servicio es el hierro dúctil el que las presenta.

Finalizado el estudio fue posible observar que la principal fuerza interna de la tubería durante el proceso de hincado es axial a compresión, sin embargo, en la etapa de servicio, el comportamiento cambia ser en su mayoría a flexión generándose tracciones importantes. Por otro lado, se encontró que las tuberías de concreto reforzado de Ø72”, 180 mm de espesor, f'_c de 28 MPa y el acero de refuerzo normalizado (definidas como Tuberías Tipo I según criterios de la NTC 401) instaladas a profundidades entre 4 y 8 metros, no presentarían un buen comportamiento ante las cargas de servicio por las tracciones presentadas, por lo que se recomienda la evaluación y replanteo del refuerzo indicado en dicha norma.

La importancia de este estudio radica en aportar información técnica a la bibliografía nacional relacionada con la interacción suelo estructura en el hincado de tubería con la tecnología Trenchless, considerando que actualmente, y aun cuando el uso de este tipo de tecnología es cada vez más frecuente, las investigaciones experimentales y estudios técnicos en este campo son escasos. En este sentido, este estudio también pretende incentivar la investigación experimental en esta área de conocimiento, enfocado quizá en otros tipos de métodos de instalación o tipos de perfiles geotécnicos que no fueron considerados en este estudio.

Finalmente, se espera que este estudio resalte la trascendencia de la consideración de la interacción suelo-estructura, no solo en el diseño de tuberías para hincado, sino de manera general en el diseño de todo tipo de estructuras. Adicionalmente, se pretende destacar la importancia de incorporar en los diseños estructurales las solicitaciones para las etapas constructivas, considerando que la estructura se puede ver expuesta a condiciones especiales durante esta fase que el diseñador debería prever en sus cálculos en orden de tener la seguridad de la funcionalidad de su diseño incluso durante la construcción de la estructura.

* Correspondencia: mchernandezv@correo.udistrital.edu.co

Sistema de contención y secuencia constructiva para la excavación de 3 niveles de sótanos del edificio calle 125 de la Pontificia Universidad Javeriana en la ciudad de Bogotá

Jimmy A. Alvarado [1], Edgar Navarro [2], Oscar Pulido[3], Juan Paulin[4]
[1] Departamento Técnico, Soletanche Bachy Colombia-Geofundaciones, Colombia
[2] Departamento de Ingeniería, Cimesa, México
[3] Departamento Técnico, Soletanche Bachy Colombia-Geofundaciones, Colombia
[4] Director de ingeniería Zona Iberoamérica Soletanche Bachy, Iberoamérica

El proyecto Edificio Calle 125 PUJ consiste en la construcción de un conjunto corporativo de oficinas ubicado sobre la Cra.45 con calle 125, Bogotá, compuesto por una torre de 10 niveles y 3 sótanos.

En el presente artículo se aborda el análisis del muro pantalla que conforma el cajón de cimentación y que se construye para soportar las condiciones críticas de empujes que induce el terreno durante la excavación.

Para el proceso de excavación se utilizó la técnica “top-down”, la cual consistió en construir en una primera fase el muro pantalla, los barrettes de cimentación y la losa de piso 1, para después ir excavando el núcleo del cajón al tiempo que se van construyendo las losas de los sótanos que restringen lateralmente al muro pantalla durante la excavación y en fase definitiva. Durante el proceso de excavación, las losas se apoyaron verticalmente en perfiles metálicos, los cuales a su vez están pre-cimentados en barretes de concreto. Estos perfiles metálicos hicieron parte de las columnas definitivas.

El proceso de excavación se diseñó masivo para los sótanos 1 y 2; mientras que para el sótano 3 se planteó un sistema particular de “franjas” que permitió aumentar el factor de seguridad “al pateo” del muro y reducir el rebote elástico del suelo, producto del alivio de esfuerzos que genera la excavación.

Tabla 1. Perfil estratigráfico y propiedades del suelo definido con base a los sondeos ejecutados en el sitio y la información geotécnica disponible de proyectos aledaños.

Unidad	Descripción	Prof. inicial (m)	Prof. final (m)	γ_{sat} (t/m^3)	C_u/c' (t/m^2)	ϕ °
U1	Rellenos heterogéneos	0.0	1.5	1.60	0.5	27
U2	Arcillas de consistencia blanda a muy blanda de alta plasticidad, color gris-habano (LL entre 30 y 50%, contenido de agua promedio de 120%, LP entre 140 y 170%)	1.5	8.0	1.50	2.5	0
U3		8.0	16.0	1.50	3.0	0
U4		16.0	23.0	1.50	3.5	0
U5		23.0	30.0	1.50	4.0	0
U6		>30.0		1.50	5.0	0

Con el fin de verificar los desplazamientos y solicitaciones estructurales, así como revisar la estabilidad general del sistema de contención, se realizó un análisis mediante el método de Elementos Finitos, con ayuda del programa Midas GTS-NX® representando todas las etapas en un modelo 3D.

La secuencia constructiva analizada fue la siguiente:

jalvarado@geofundaciones.com

• Construcción del muro pantalla estructural de 50 cm de espesor, desplantado a 25 m de profundidad.
• Excavación hasta el nivel -0.90 y construcción de losa de piso 1. La losa de piso 1 se utiliza como plataforma de trabajo.
• Excavación hasta el nivel -4.00 sin restricciones y construcción de losa de sótano 1.
• Excavación hasta el nivel -6.90 sin restricciones y construcción de losa de sótano 2.
• Excavación hasta el nivel máximo de excavación -10.80 por franjas (ver secuencia en Figura 1). También se contempló el sector de excavación del dado del punto fijo (profundidad de excavación 11.80)
• Construcción de losa de sótano 3.

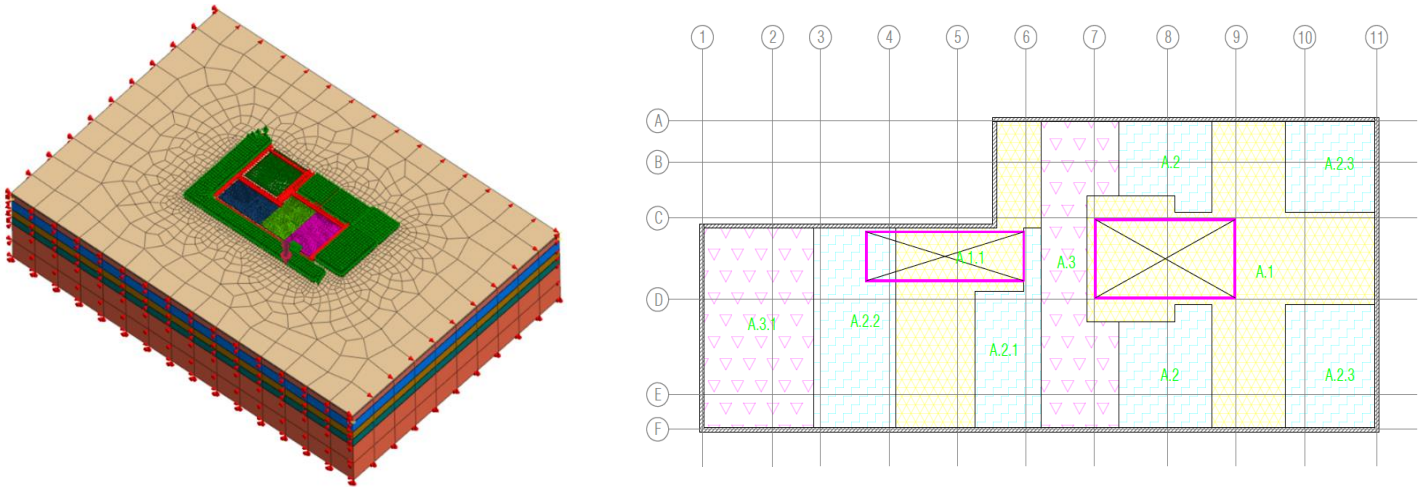


Figura 1. Esquema general del modelo de elemento finito en 3D, y esquema de secuencia de excavación mediante franjas a nivel del sótano 3.

El modelo numérico registró magnitudes de expansiones de 13 cm al interior de la excavación y 2.3 cm de asentamientos en las áreas adyacentes al proyecto, de igual forma los desplazamientos horizontales máximos esperados fueron de 7 cm. Por otra parte, el factor de seguridad por estabilidad general que se obtuvo para el proceso constructivo descrito fue de 2.5.

Los datos obtenidos en el modelo fueron corroborados con instrumentación geotécnica durante el desarrollo del proceso. Al final de la excavación y la construcción de los sótanos se llega a desplazamientos horizontales máximos de 8 cm y asentamientos en el perímetro del proyecto de 2 cm.

La estructura de contención fue instrumentada con 10 inclinómetros, 4 piezómetros y puntos de control de topografía, lo cual nos permitió evaluar el comportamiento de la estructura de contención durante la fase de excavación. Al finalizar la excavación se registraron deformaciones en las pantallas muy similares a las determinadas en la modelación geotécnica 3D.

Referencias

[1] Geofundaciones, Soletanche Bachy Colombia (2020). Revisión del Sistema de estabilización de la excavación y secuencia constructiva edificio calle 125 Pontificia Universidad Javeriana. Geofundaciones.
[2] SRC Ingenieros Civiles S.A. (2016). Estudio geotécnico, recomendaciones de cimentación y sistema constructivo . Versión SRC 3896-B.
[3] Jeoprobe, Geotecnia Especializada (2019). Informe de caracterización geotécnica. Versión 0.

jalvarado@geofundaciones.com

Aplicación de la Técnica Geofísica de Resistividad Polo-Dipolo en la Detección de Impermeabilidad de Presas de Concreto en Quipán - Perú.

Christ Jesus Barriga Paria[1]*, Jorge Pantaleón Barriga Gamarra[2], Eleonardo Lucas Pereira[3]
[1]Universidad Nacional de Moquegua, Escuela Profesional de Ingeniería de Minas, Perú
[2]Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Escuela de Ingeniería Geológica-Geotécnica, Perú
[3]Universidade Federal de Ouro Preto, Núcleo de Geotecnia, Brasil

RESUMEN: La impermeabilidad es uno de los principales objetivos en la construcción de una presa, y su control sobre su funcionamiento se convierte en una necesidad constante para asegurar el abastecimiento de agua para el riego de los terrenos y proteger la producción agrícola. Quipán cuenta con tres represas ubicadas en la sierra central del Perú, donde se desarrolló una investigación geofísica mediante mediciones de resistividad eléctrica; esto mostró una fuerte correlación entre las anomalías de resistividad y la estanqueidad de las presas. Con carácter enfocado a obtener información detallada de la estratigrafía donde se ubican las cimentaciones e identificar las zonas de debilitamiento en el eje de la presa, de esta manera tener el diagnóstico de estanqueidad de esta. Se realizó tomografía de resistencia eléctrica con arreglo polo-dipolo referente a las actividades de campo; por otro lado, que para el procesamiento de datos se utilizó el software Res2Dinv para el modelo de inversión 2D que muestra la variabilidad en la anomalía de resistividad. Los resultados generales muestran que la presión hidráulica y la erosión están generando deterioro en la estructura, incluso es posible resaltar que la actividad sísmica de la zona se ha comprometido a disminuir la resistencia del material que compone la estructura.

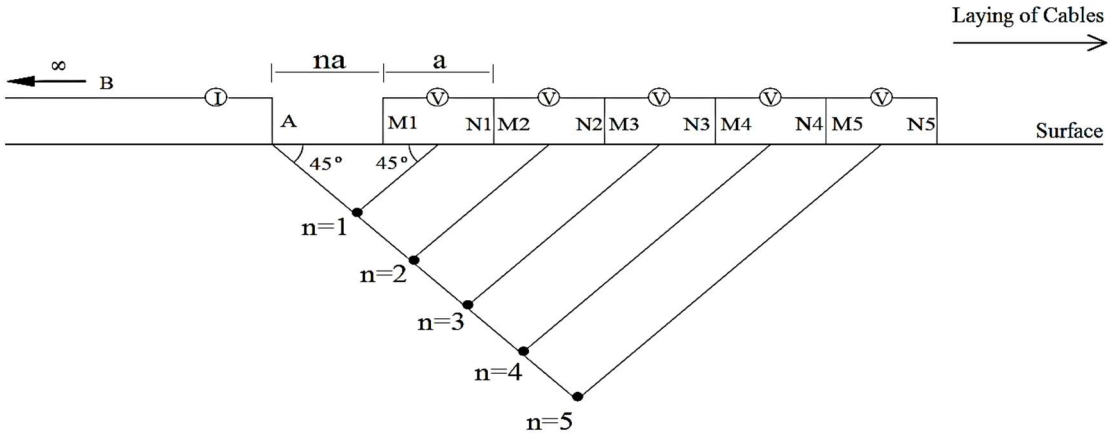


Figura 1. Representación de las pseudosecciones mediante la técnica polo-dipolo.

Para una adecuada interpretación georresistiva de las secciones tomográficas obtenidas con la interpretación del software Res2Dinv [1] se ha establecido un rango de resistividades de acuerdo con la geología observada en campo, las cuales se describirán a continuación para cada sección tomográfica.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Se considera que las imágenes producidas por una matriz de polos y dipolos tienen mejores resoluciones espaciales, y el área estaba razonablemente cubierta por un conjunto completo de datos usando ay n consecutivamente (Dhalin y Zhou, 2004). Durante el procesamiento de los datos de campo, el software asigna por defecto un color a cada contraste de resistividad, por ello en las secciones de tomografía eléctrica se muestra una gama de colores, cada uno de los cuales representa un ambiente o estrato geológico.

En este trabajo el método geofísico demostró ser efectivo para estudios de permeabilidad de estructuras de hormigón, el trabajo muestra los resultados de las imágenes ERT de un interesante conjunto de presas en zona remota y de difícil acceso y obteniendo buenos resultados. También cabe señalar que, dependiendo del arreglo de electrodos, en este trabajo se colocaron los electrodos en tres áreas importantes de la presa: atrás, adelante y en sí misma. Sin embargo, los resultados de Res2Dinv muestran que colocar los electrodos con una matriz de polos y dipolos para este caso de estudio dio una calidad de ajuste si se expresa mediante el error RMS (Root Mean Square Error) que debe ser el más pequeño posible para aceptar el ajuste, y en algunos casos los errores son relativamente razonables lo que significa que en promedio la diferencia entre la resistividad aparente medida y modelada para la represa Conchococha fue de 31.6, para la represa Huaracani Chico fue 15.8 y para la represa Huaracani Grande fue 22.3

Referencias

[1] Loke, M.H., Barker, R.D., (1995). Least-square inversion of apparent resistivity pseudosections, Geophysics, 60, 1682–1690.
[2] Dahlin T., Zhou B. (2004). A numerical comparison of 2D resistivity imaging with 10 electrode arrays. Geophysical Prospecting, Vol 52: 379-398.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Evaluación de la distancia de viaje de movimientos en masa utilizando el método de elementos Discretos

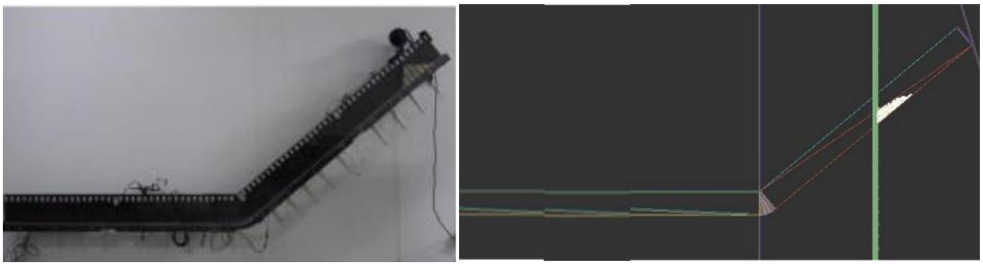
Nicolás Cifuentes Cruz[1], Mauricio Alberto Tapias Camacho[2], Daniel Román Quintero[3]
[1,2,3] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.

La investigación actual se basa en la aplicación del método de los elementos discretos (DEM, por sus siglas en inglés *Distinct Element Method*), el cual es una herramienta de modelación numérica que describe el comportamiento de materiales a partir del análisis de partículas individuales que interactúan entre sí [1]. Con la utilización de este método se busca analizar la influencia que tiene la variación en la morfología del talud en las distancias longitudinales de viaje de los movimientos en masa. El método numérico fue calibrado a partir de resultados obtenidos de un montaje de experimental realizado por Román (2017) [2], donde se analiza la distancia de viaje de materiales granulares a través de un canal.

El trabajo realizado es la presentación como trabajo final de grado en ingeniería civil [3] y está enmarcada bajo la *convocatoria 852 de 2019 del Programa Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación en Geociencias*, MinCiencias, Colombia. La herramienta computacional utilizada es el software open source YADE DEM, el cual es empleado en el sistema operativo Ubuntu. El método de elementos discretos ha cobrado fuerza en la rama geotécnica desde finales de la década de 1970, donde hasta hoy en día se ha tenido en cuenta en diversas investigaciones del comportamiento de materiales granulares como arenas, gravas y escolleras [4].

El montaje experimental con que se calibró los resultados de la investigación fueron obtenidos de la tesis de maestría *"Modelamiento del fenómeno de remoción de masas mediante la implementación de un modelo de deslizamiento en bloque"* [2]. El material del montaje experimental generado en acrílico son esferas de polietileno con diámetro de 6 mm. Este trabajo se enfoca en la solución de 2 objetivos principales, el primero es determinar los parámetros óptimos para la calibración de métodos discretos en estimación de distancias de viaje; el segundo es analizar por medio de métodos discretos cómo las variaciones de diferentes parámetros geométricos del talud influencian la distancia de viaje en los deslizamientos.

En cuanto a la metodología del trabajo, se empleó una adaptación del montaje experimental en el software de elementos discretos como se puede ver en la Figura 1. Luego se realizó un análisis de sensibilidad al método numérico, haciendo una variación de los parámetros: radio, módulo de elasticidad, ángulo de fricción y amortiguamiento. Finalmente se escogió la simulación con los parámetros que mejor se ajustaron a los resultados experimentales, y se realizaron las diferentes pruebas de variación de la morfología del talud y se analizó la distancia de viaje para cada caso.



* Correspondencia: ncifuentesc@unal.edu.co - matapiasc@unal.edu.co

Figura 1. Comparación entre el montaje experimental [2] y la simulación numérica DEM usando el software YADE. En el modelo, la sección de rampa tiene una altura de caída de 1 m con una inclinación de 40° y una sección de reposo de 2m.

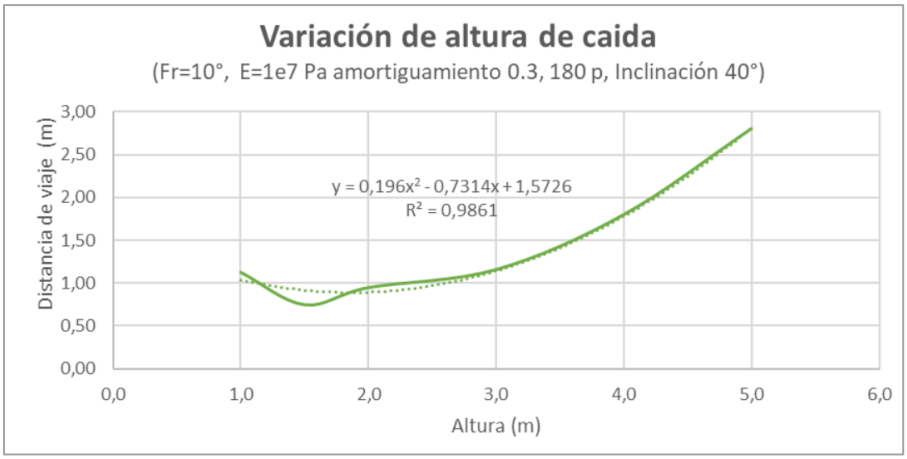


Figura 2. Resultados en la variación de la distancia de viaje con respecto a la altura de caída para el caso de la muestra calibrada (Número de partículas = 180).

Los resultados obtenidos muestran una calibración satisfactoria del método numérico frente a los resultados del montaje experimental. En el análisis de las distancias de viaje con variaciones de parámetros morfométricos se brindan respuestas coherentes. Las conclusiones muestran una relación parabólica a medida que aumenta la altura del talud (Figura 2). Con respecto a la inclinación del talud, la distancia de viaje es máxima alrededor de los 45°.

Con este trabajo se espera promover la investigación de la aplicación del método de elementos discretos en investigaciones de geotecnia en Colombia, con leyes físicas más completas en casos más retadores. Y en cuanto al ámbito técnico se espera que los resultados brinden más esclarecimiento al análisis de distancias de viaje en movimientos de masa.

Referencias

[1] Cundall, O. D. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique, 47- 65.
[2] Román, D. C. (2017). Análisis experimental del movimiento del fenómeno de remoción de masas en materiales granulares. Bucaramanga. Tesis de maestría. Universidad Industrial de Santander, Colombia.
[3] Cifuentes, N.D. (2022). Evaluación de la distancia de viaje de movimientos en masa para materiales granulares utilizando DEM (Método de Elementos Discretos). Trabajo Final de Grado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.
[4] Tapias, M., Alonso, E.E., Gili, J. (2015). A particle model for rockfill behaviour. Geotechnique 65 (12), 975–994.

* Correspondencia: ncifuentesc@unal.edu.co - matapiasc@unal.edu.co

Entendiendo la variabilidad de las propiedades geotécnicas a través de los procesos de formación geológica y sus implicaciones en los diseños probabilísticos

Juan C Viviescas[1,2]*
[1] Coordinador de diseño geotécnico, Conconcreto, Colombia
[2] Profesor de catedra para la especialización en geotecnia y estabilidad de taludes, Universidad de Medellín, Colombia

RESUMEN
El suelo es uno de los materiales más variables de la naturaleza, lo que explica las importantes incertidumbres entre los diseños geotécnicos y el comportamiento real de las estructuras [1]. En los últimos años se ha evidenciado un gran interés en la evaluación de la variabilidad de las propiedades geotécnicas y su influencia en los diseños probabilísticos[2]. Las características estadísticas (e. g. desviación estándar y coeficiente de variación) de las propiedades geotécnicas ha sido comúnmente estudiada para suelos con condiciones granulométricas similares [3]. Sin embargo, la variabilidad de los suelos va más allá de determinar la media y desviación estándar, sino en definir el modelo probabilístico que mejor represente la variabilidad de la propiedad geotécnica por medio de las funciones de densidad de probabilidad, análisis de tendencia y variabilidad espacial (Elementos finitos aleatorios)[4]–[6] (Ver figura 1). La definición acertada de los modelos estadísticos de variabilidad no solo representará adecuadamente el comportamiento de los materiales, sino que permitirá definir de una manera más realista la probabilidad de falla en los modelos basados en confiabilidad. Este trabajo explicará como los procesos de formación geológica de depósitos tipo flujo de lodos, suelos residuales y suelos sedimentarios influye en la variabilidad y en la definición del modelo estadístico de las propiedades geotécnicas por medio de una búsqueda bibliográfica de las propiedades de estas geologías. Con esta información se evaluará, en términos de los modelos probabilísticos de las propiedades, cual es el modelo más adecuado a trabajar de acuerdo con manto geológico y la implicación de esta elección en los diseños probabilísticos. La metodología de elección del modelo se basa en una clasificación de los aspectos más relevantes de la geología como son si es clasto o matriz soportado, es cohesivo o granular, y características principales del origen (origen dinámico o estacionario), y así poder relacionarlo con el modelo estadístico más afín. Se evidencia que los depósitos tipo flujo de lodos deben ser analizadas por medio de los elementos finitos aleatorios principalmente debido a la alta variabilidad espacial [7]. En cambio, los suelos residuales son altamente homogéneos en el espacio horizontal, pero presentan una marcada tendencia con profundidad de la resistencia debido a los cambios del estado meteorización que torna al suelo más rígido a medida que se acerca a la roca [8]. Por lo tanto, este trabajo permitirá evidenciar la importancia de la identificación geológica como un insumo fundamental para la caracterización estadística de las propiedades geotécnicas. Finalmente, esta evaluación dará pautas que permitirán hacer un uso adecuado de los recursos de exploración geotecnia para los diseños basados en confiabilidad, lo cual es uno de los aspectos que dificultan en gran medida el uso de la modelación estadística en la práctica geotécnica [9]–[11].

* Correspondencia: jviviescasr@conconcreto.com

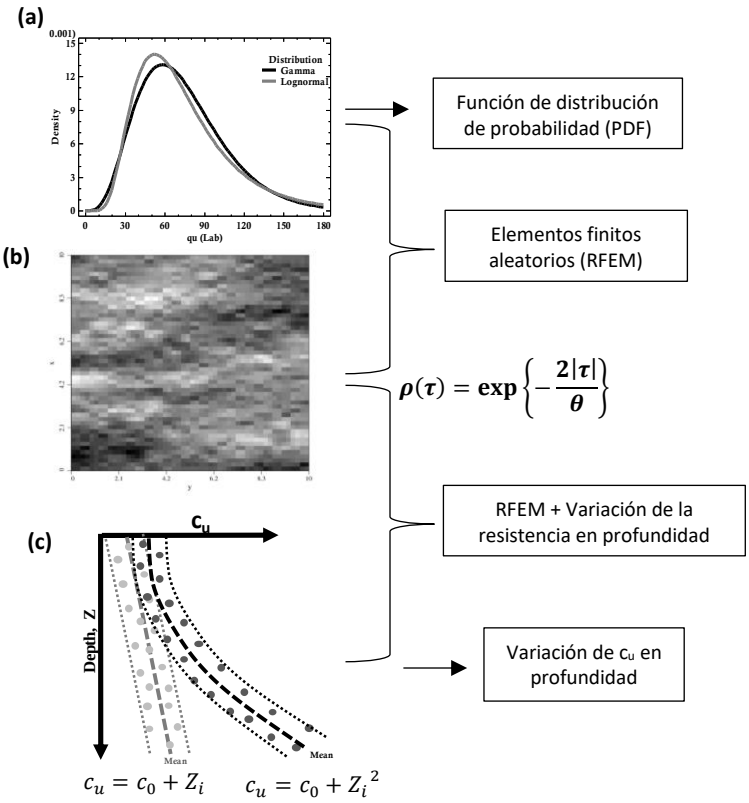


Figura 1. Modelos estadísticos de las propiedades comúnmente implementados en los diseños probabilísticos en ingeniería geotécnica. (a) Función de densidad de probabilidad, (b) campo aleatorio (variabilidad espacial) y (c) Función de variación de c_u en profundidad. Adaptado de [12].

Referencias

[1] D. V. Griffiths and G. A. Fenton, "Seepage beneath water retaining structures founded on spatially random soil," *Géotechnique*, vol. 43, no. 4, pp. 577–587, 1993, doi: 10.1680/geot.1993.43.4.577.

[2] K. K. Phoon, "The story of statistics in geotechnical engineering," *Georisk*, vol. 14, no. 1, pp. 3–25, 2020, doi: 10.1080/17499518.2019.1700423.

[3] Kok-Kwang Phoon and Fred H Kulhawy. "Characterization of geotechnical variability". *Canadian Geotechnical Journal*. 36(4): 612-624, 1999. https://doi.org/10.1139/t99-038

[4] M. A. Hicks and K. Samy, "Influence of heterogeneity on undrained clay slope stability," *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, vol. 35, no. 1, pp. 41–49, 2002.

[5] M. Lloret-Cabot, G. a. Fenton, and M. a. Hicks, "On the estimation of scale of fluctuation in geostatistics," *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, vol. 8, no. 2, 2014, doi: 10.1080/17499518.2013.871189.

[6] J. C. Viviescas, J. P. Osorio, and C. Pastén, "Geological influence in the index properties variability and shear strength probability density functions.," *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, pp. qjegh2020-093, May 2021, doi: 10.1144/qjegh2020-093.

[7] J. C. Viviescas, D. v Griffiths, and J. P. Osorio, "Geological influence on the spatial variability of soils," *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 00, no. 00, pp. 1–9, 2021, doi: 10.1080/19386362.2021.1888509.

[8] J. C. Viviescas, J. P. Osorio, and D. v. Griffiths, "Cluster analysis for the determination of the undrained strength tendency from SPT in mudflows and residual soils," *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 78, no. 7, pp. 5039–5054, 2019, doi: 10.1007/s10064-019-01472-8.

[9] S. Lacasse and F. Nadim, "Risk and Reliability in Geotechnical Engineering," in *Fourth International Conferrence on Case Histories in Geotechnical Engineering*, 1998, pp. 1172–1192.

[10] K.-K. Phoon, *Reliability-Based Design In Geotechnical Engineering*, 1st. New York, EE.UU: Taylor & Francis Group, 2008.

[11] G. B. Baecher and J. T. Christian, *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, vol. 1. 2003.

[12] J. C. Viviescas & J. P. Osorio. *Geological origin as an input variable in reliability-based designs: for an accurate exploration in geotechnical engineering*. In: 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. 26 – 29 September 2021. Budapest, Hungary. Hungarian Geotechnical Society. 2021. DOI: 10.21427/A65N-T048

* Correspondencia: jviviescasr@conconcreto.com

Mejoramiento de suelos por método de jet grouting para la construcción de silos y tanques en la Sociedad Portuaria Regional de Santa Marta

Alberto Durán Gamarra*, Suelos Ingeniería S.A.S.
[1] MSc-DIC Mecánica de Suelos, Imperial College Londres UK, Colombia.

El presente proyecto consiste en el mejoramiento de suelos a través de columnas de suelo cemento empleando la metodología de jet grouting para la construcción de silos y tanques en las instalaciones de la Sociedad Portuaria de Santa Marta, Colombia.
El proyecto consiste en la construcción de tanques de almacenamiento con diámetros variables de 22.0 m, alturas hasta 27.0 m y capacidades de hasta 6500 ton, lo que implica cargas al suelo de fundación en el orden de 20 ton/m^2. El perfil del suelo está conformado por un material heterogéneo debido a la presencia de rellenos hasta 7.0 m de profundidad y de bloques rocosos, subyacidos, además, por depósitos de arena expuestos a fenómeno de licuefacción y un nivel freático superficial. La carga portante admisible es de 10.5 ton/m^2, por lo que la carga transmitida es superior. Asimismo, por medio de un análisis de asentamientos para la estructura, se establece un asentamiento total esperado de 18.06 cm, siendo superior a los máximos permitidos de 5.0 cm. Por tanto, se evaluaron diferentes alternativas de cimentación profunda: Pilotes, micropilotes, mejoramiento de suelos.
Debido a las obstrucciones rocosas y el fenómeno de licuefacción se optó por el mejoramiento de suelos, con columnas de suelo cemento construidas con metodología jet grouting. El mejoramiento con columnas de suelo cemento con jet grouting ha sido empleado por más de 40 años desde su uso en la práctica en Japón [1]. Este método permite el mejoramiento de la resistencia del terreno por medio de la inyección de lechada a alta presión para erosionar y mezclar o sustituir el suelo existente.

La experiencia de este tipo de mejoramiento se muestra en más de 15 estructuras de este tipo, entre los años 2015 y 2019, apoyados sobre diferentes materiales, roca y arena. En este periodo se han construido más de 60000 ml de columna de 0.8 m, con resistencias entre 200 y 300 psi, con presiones de inyección entre 3000 y 4000 psi y profundidades hasta 15.0 m.
Con la finalidad de calcular las deformaciones que sufrirá el suelo por la construcción de los silos se realizó una modelación numérica por elementos finitos (FEM). Esta modelación permitió por medio de la asignación de parámetros de deformación y resistencia a las distintas capas de suelo, predecir el cambio de volumen del mismo en respuesta a la aplicación de cargas. La modelación de elementos finitos se hizo por medio del programa PHASE2

Para la distribución de las cargas se construye un relleno de material granular seleccionado con capas de 30.0 cm hasta alcanzar un espesor total de 0.9 m, reforzado con geomalla biaxial, lo que permite eliminar la losa de concreto reforzado, disminuyendo significativamente los costos en la cimentación, comparado con placa pilote. (ver Figura 1).

* Correspondencia: aduran@suelosingenieria.com

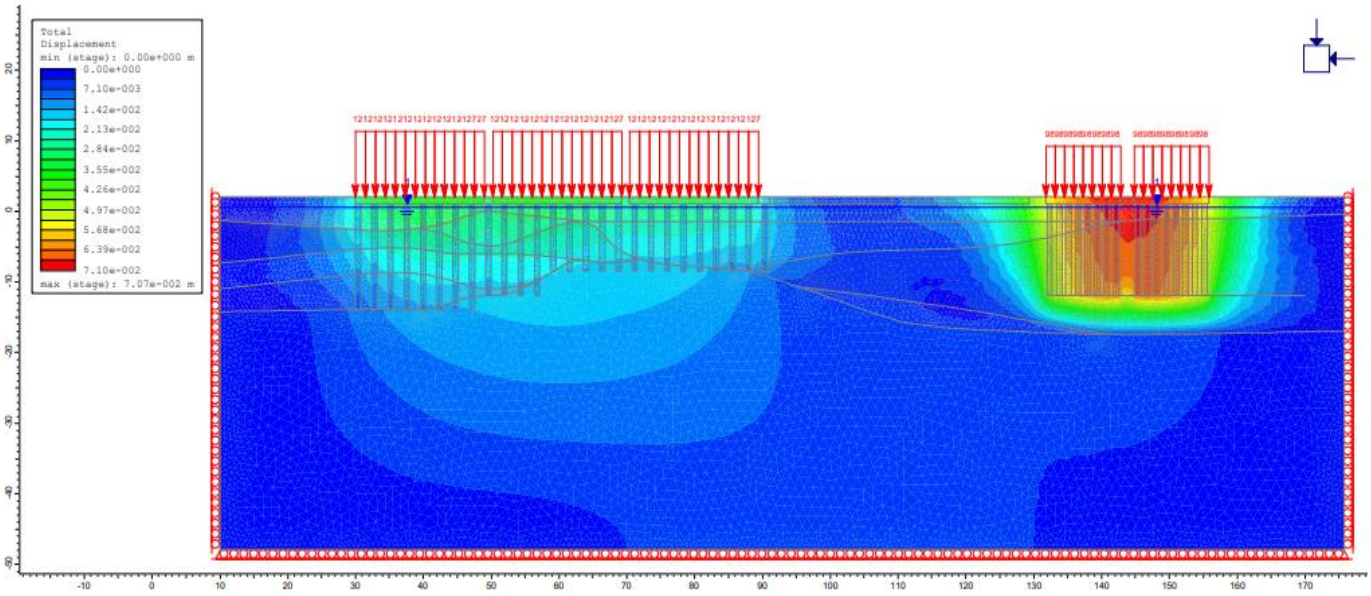


Figura 1. Esquema en perfil del mejoramiento de suelos con columna de suelo cemento empleando la metodología Jet-Grouting para la construcción de silos de granel vegetal.

Por otro lado, una parte fundamental en el proceso constructivo de las columnas de suelo cemento consiste en el control de calidad de los trabajos, con las siguientes actividades:

- Exploración con apiques para verificación de columnas.
- Obtención de muestras en la longitud de la columna, por el método rotación
- Ensayos de compresión inconfinada.
- Recolección de muestras de material de columna, para control de resistencia.

Asimismo, se muestran resultados de ensayos de CPT en la mezcla reciente.

Adicionalmente, para el estudio de suelos y diseño de cimentación se mostrarán resultados de propiedades de los materiales para diseño obtenidos con el presurómetro de Menard, que ayudó mucho en la obtención de los parámetros.

Esperamos compartir esta experiencia de diseño y construcción por el método de Jet Grouting con los colegas que asistan a este Congreso.

Referencias

[1] Yahiro, T. and Yoshida, H. (1973). Induction grouting method utilizing high-speed water jet. *Proceedings of the 8th ICSMFE, Moscow, Russia,* 402–404.

* Correspondencia: aduran@suelosingenieria.com

Análisis Numérico de Micropilotes Metálicos con Inyección de Lechada Cementicia en el Fuste

Danny Useche-Infante[1, 2, 3]*, Gonzalo Aiassa-Martinez[3], Pedro Arrua[3], Marcelo Eberhardt [3]
[1] PhD, Becario Posdoctoral CONICET, Argentina
[2] Politécnico Colombiano Jaime Isaza Cadavid, Colombia
[3] Centro de Investigación CIGEF, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica Nacional (UTN), Argentina

En este trabajo se presentan los resultados de una modelación numérica con elementos finitos, para determinar el efecto de la inyección de lechada cementicia por el fuste de micropilotes metálicos hincados e inyectados (MHI).

La modelación numérica es realizada en base a los resultados experimentales presentados por [1]. Dichos ensayos fueron realizados en una cámara calibrada a escala, donde se aplicaron cargas a una muestra de suelo limoso con un modelo de micropilote metálico. Se realizó la inyección de lechada cementicia en el fuste del micropilote y se determinó el mejoramiento en la resistencia axial al aplicar la lechada. La modelación se realizó inicialmente para validar los resultados experimentales y para evaluar el efecto de escala de dichos resultados.

El objeto de estudio es la resistencia axial de micrópilotes metálicos y el mejoramiento que se produce en este tipo de fundaciones al inyectar lechada en el fuste.

Se realizaron modelos numéricos con elementos finitos usando las dimensiones definidas por [1] en los ensayos experimentales. Luego de realizar la validación de los resultados, se incrementaron las dimensiones del modelo con el fin de establecer el efecto de escala en el comportamiento de micropilotes hincados e inyectados. Los resultados de los modelos numéricos se ajustaron a los reportados por [1]. Así mismo, se concluye que la escala tiene efecto en los resultados de la modelación. Se puede establecer que la resistencia por fricción de los micropilotes se incrementa de manera significativa gracias al efecto de la lechada a lo largo del fuste.

El trabajo realizado permite establecer el mejoramiento en el comportamiento de micropilotes hincados e inyectados. Se estudió el efecto de parámetros que tienen influencia en la resistencia axial del MHI (e.g., presión de la lechada, volumen de lechada, efecto de escala). Se recomienda validar los resultados con ensayos de campo a escala real. Para el futuro se plantean modelos experimentales incrementando las dimensiones para disminuir el efecto de escala en los resultados.

Referencias

[1] Arrúa P., Aiassa Martínez G., Eberhardt M., Azelart, D. y Baldoncini R. (2018). Fundamentos del comportamiento de micropilotes hincados en suelos limo-arenoso de Córdoba. XXIV CAMSIG Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Días 17, 18 y 19 de octubre 2018, Salta, Argentina. ISBN 978-950-623-154-5.

* Correspondencia: djusechei@gmail.com

Advances In Pit Wall Mapping and Waste Dumps Particle Size Distribution (PSD) Using Unmanned Aerial Vehicle (UAV) Photogrammetry

Marco Arrieta[1]*, Telly Leon[2], Kevin Alfonso[3], Ayda Paternina[4]
[1, 2, 3 & 4] Independent Research, Colombia

The availability of the UAV (Unmanned Aerial Vehicle) technology and the advances in computer image processing has opened the door to a new era with several possibilities for wall mapping and waste dump characterization using aerial photogrammetry, which has been used in topographical surveys and geological mapping for five years [1]. The integration of UAV technology in open pit mine operations to collect high quality data has been used extensively for design compliance audits, blast optimization studies, and slope demonstrating the advantages of using this technology to collect and process field data.

Likewise, UAV photogrammetry nowadays is considered a standard practice for geotechnical engineers in the mine industry, allowing data collection in areas which could be inaccessible, represent a risk, requires extensively coverage and time consuming. Data obtained from aerial reconnaissance alongside conventional field investigations can assist in the development of an engineering geological model that can form the basis of various stability analyses including kinematic, limit equilibrium and finite element analyses, and even rock fall simulations and waste dump characterization using PSD (**Figure 1**) [2].

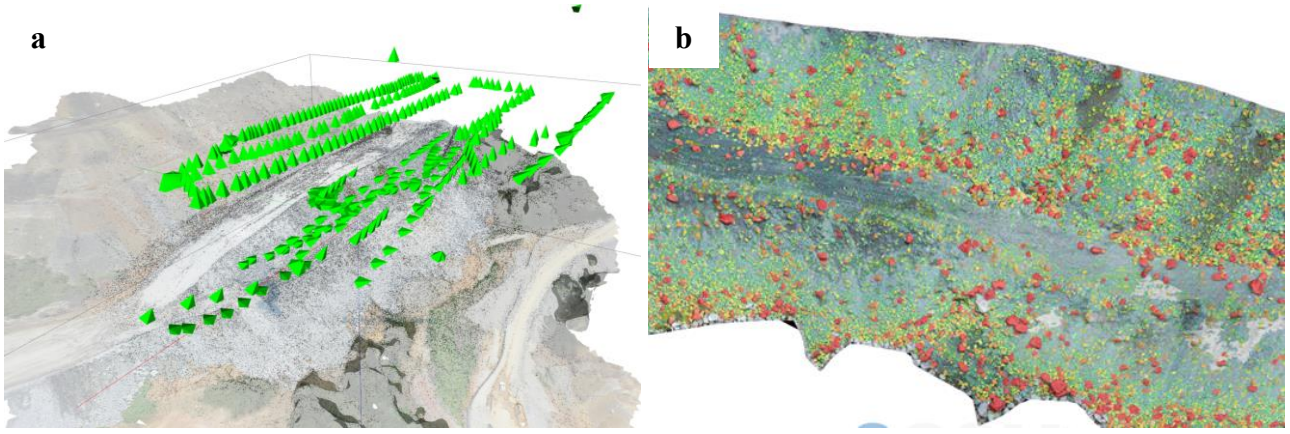


Figure 1. 3D model using UAV photogrammetry. (a) Location and orientation of photographs relative to point cloud. (b) PSD rainbow discretization based on size scale and mesh elements.

The red/green/blue (RGB) images taken with a UAV are used as input for the reconstruction of the 3D model as a point cloud employing Structure from Motion (SfM), a photogrammetry technique that uses computer algorithms to extract key points in overlapping images taken from multiple view angles to create 3D models [3]. Masking the area of interest following allows to filter the vegetation from the point cloud [4]. From a collection of 2D images obtained from multiple positions and/or angles, SfM processing reconstructs a 3D structure of a stationary scene via motion estimation of the camera corresponding to each image [5].

Discontinuities have an essential and pivotal role in engineering geology and rock mechanics (**Figure 2**), and have a significant influence on deformation, hydraulics, and stability of rock masses. The accurate quantification of those discontinuity properties has always been considered as an initial key step for rock mechanics analyses. The traditional survey by using a geological compass and measuring tapes to apply the scanline (one-dimensional) or window sampling method (bi-dimensional) is time-consuming and causes the user bias [6].

* Correspondencia: marco.r.arrieta@hotmail.com

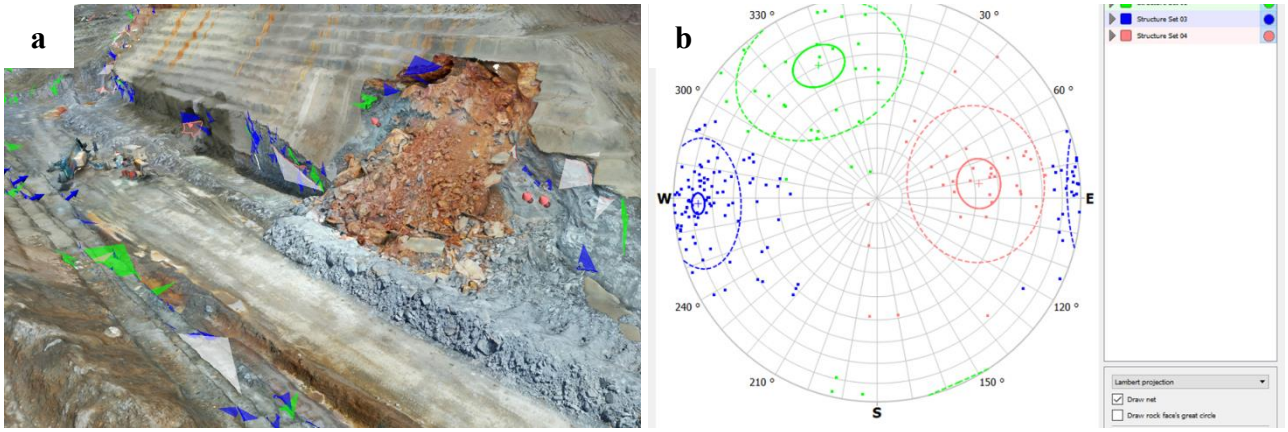


Figure 2. (a) Wall mapping (b) Clustering representation and stereographic projection.

This paper shows the potential use of the UAV (unmanned aerial vehicle) technology and the advances in computer image processing as a solution to demonstrate how results from UAV photogrammetry can be adopted to perform wall mapping and determine PSD, which has been used in topographical surveys and geological mapping for the last 5 years. It is also an alternative to conventional sieve analysis for PSD estimation. Furthermore, when compared with traditional survey, they can provide the following advantages:

1. Collecting data and mapping discontinuities at no accessible areas and use the data for kinematic analysis and rock mass characterization.
2. High-precision, real-time, three-dimensional point cloud data acquisition.
3. Fast and efficient measuring feasibility for large-scale areas or time restricted areas.
4. Contactless and secure investigation for inaccessible and hazardous areas.
5. Reproducible and objective results acquisition.

These techniques are now well-established for the quantitative characterization and mapping of rock mass discontinuities and PSD for waste dumps.

References

[1] M. Thurley, "Automated Image Segmentation and Analysis of Rock Piles in an Open-Pit Mine," *International Conference on Digital Image Computing: Techniques and Applications (DICTA),* pp. 1-8, 2013.

[2] N. Bar, L. Borgatti, D. Donati, M. Francioni, R. Salvini and M. Ghirotti, "Classification of natural and engineered rock slopes using UAV photogrammetry for assessing stability," *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science,* vol. 833, 2021.

[3] M. Westoby, J. Brasington, N. Glasser, . M. Hambrey and J. Reynolds, "Structure-from-Motion' photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications," *Geomorphology,* vol. 179, pp. 300-314, 2012.

[4] A. Abellan , M.-H. Derron and M. Jaboyedoff, ""Use of 3D Point Clouds in Geohazards" Special Issue: Current Challenges and Future Trends," *Remote Sensing,* vol. 8, pp. 1-9, 2016.

[5] O. Özyeşil, V. Voroninski, R. Basri and A. Singer, "A survey of structure from motion," *Acta Numerica,* vol. 26, pp. 305-364, 2017.

[6] D. Kong, F. Wu and C. Saroglou, "Automatic identification and characterization of discontinuities in rock masses from 3D point clouds," *Engineering Geology,* vol. 265, 2020.

* Correspondencia: marco.r.arrieta@hotmail.com

Soil improvement around the world – applications and solution examples

Franz-Werner Gerressen[1]*
[1] BAUER Maschinen GmbH, Schrobenhausen,Germany

The use of soil improvement to utilize areas, which are not suitable for foundation purpose, has a long tradition. Due to the increasing demand of foundation works in areas of unsuitable soils, the improvement of the existing soils becomes even more important in the future.
Various applications and systems for various demands exist around the world. Either it is a “simple” improvement for settlement reduction or a more important aim as liquefaction mitigation. However, each system has its advantages, limits and needs.
The paper/presentation will describe some basics of various techniques like Vibroflotation, Vibrodisplacement, Dynamic compaction rigid inclusions and soil mixing. The main part will focus on jobsite examples, where the systems provided solutions for different purposes, e.g. simple foundation or liquefaction mitigation.

* Correspondencia: Franz-Werner.Gerressen@bauer.de

2.4. Geotecnia Ambiental

Efectos geotécnicos y caracterización mediante geofísica de las fallas geológicas jóvenes o secundarias

Jaime Suárez Díaz
Geotecnologia SAS, Colombia

Es de común ocurrencia en Colombia la presencia de fallas geológicas jóvenes o secundarias, las cuales son difíciles de identificar y caracterizar en estudios geotécnicos y geológicos. La formación de estas fallas secundarias es común en procesos de levantamiento por subducción, donde se generan fallas principales, generalmente de tipo inverso por compresión, y fallas secundarias sin generar escarpes o cambios geomorfológicos significativos.
Las fallas secundarias son fallas locales, generalmente de pequeña escala, las cuales con frecuencia no se caracterizan en los estudios geológicos para obras de ingeniería, debido a que sus evidencias geomorfológicas son menores. Son fallas jóvenes, difíciles de identificar mediante fotogrametría y se requiere acudir a estudios de micro-tectónica, midiendo la densidad de los patrones de fracturación y/o utilizando ensayos geofísicos. Típicamente se mapean como “alineamientos geológicos”.

Efectos geotécnicos de las fallas secundarias

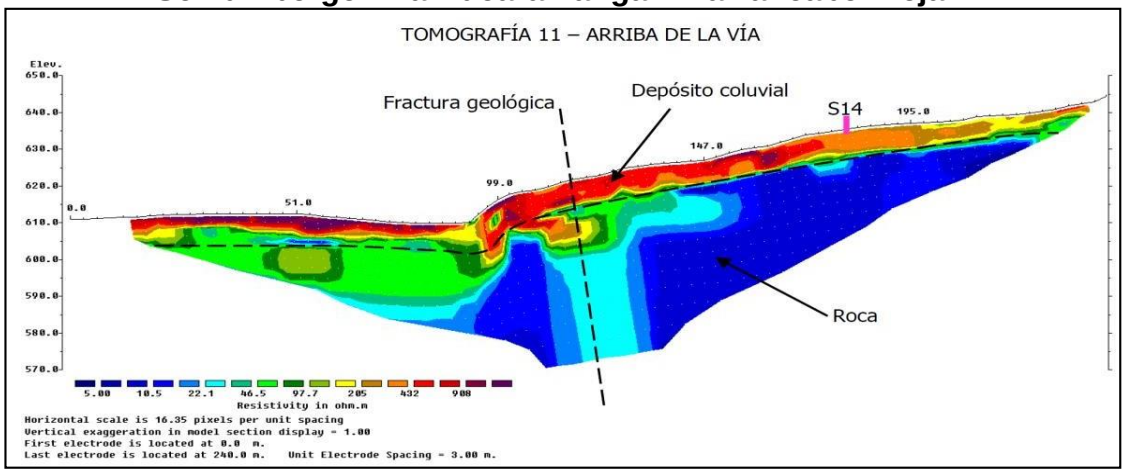
Ejemplo 1: Deslizamientos en las laderas nor-occidentales de Barranquilla.
En las laderas nor-occidentales de Barranquilla, Ingeominas (2001) identificó la presencia de un sistema de alineamientos de fallas geológicas normales, asociados al levantamiento tectónico de la terraza de Barranquilla. De gran importancia por sus efectos geotécnicos la falla denominada “Alineamiento de El Mirador”; Asociados a estas fallas se generan corrientes subterráneas y niveles freáticos colgados en las arcillas laminadas de la formación Perdices.
A las corrientes de agua relacionadas con el Alineamiento de El Mirador se atribuyen los deslizamientos de gran magnitud en el barrio Campoalegre.

Ejemplo 2: Coluviones y deslizamientos en la vía Bucaramanga – Barrancabermeja.
En la vía Bucaramanga – Barrancabermeja se identificó un sistema de fallas trans-tensionales relacionados con el avance no homogéneo de la Indentación de Panamá y la formación del nido sísmico de Bucaramanga. El sistema de fallas denominado como “fallas de La Leona” actúa como un concentrador de corrientes subterráneas de agua a las cuales se les atribuye la formación de un complejo de grandes depósitos coluviales inestables (Sociedad Santandereana de Ingenieros, 2016) El sistema de fallas facilitó además, la generación de cavernas a lo largo de las fallas en la Formación Tablazo, la cual posee un potencial alto de carsticidad, y la consecuente activación de deslizamientos de gran magnitud (Geotecnología, 2022).

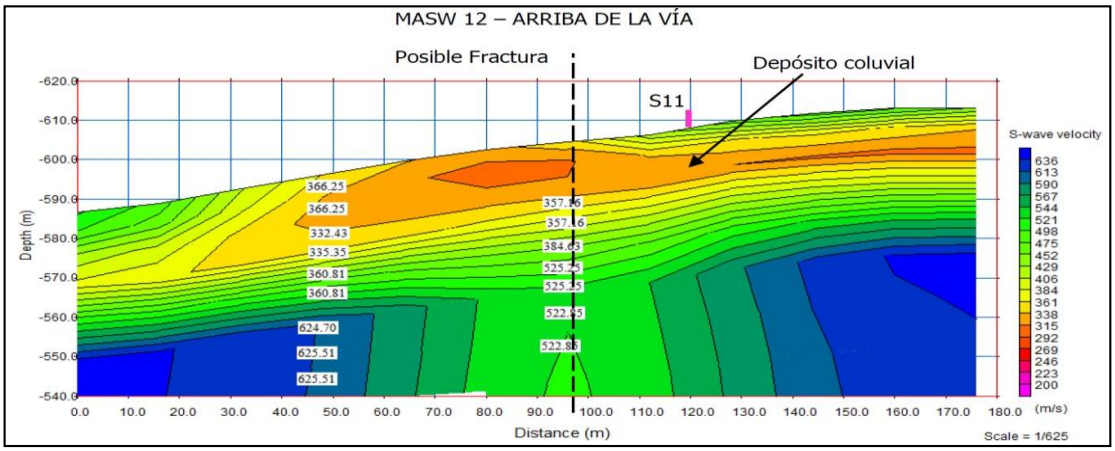
Identificación de fallas geológicas secundarias utilizando técnicas geofísicas.
Gracias a su comportamiento hidrogeológico las fallas geológicas jóvenes o secundarias se pueden identificar utilizando tomografías geo-eléctricas; igualmente se han identificado fallas secundarias mediante líneas sísmicas tipo MASW.
La identificación de las fallas jóvenes o secundarias requiere de arreglos geofísicos de alta precisión con distancias pequeñas entre electrodos o geófonos.

* Correspondencia: jaimesuarezdiaz@gmail.com

Identificación de una falla geológica trans-tensional mediante tomografía geo-eléctrica Schlumberger Vía Bucaramanga – Barrancabermeja.



Identificación de una falla geológica trans-tensional utilizando ensayo geofísico MASW Vía Bucaramanga – Barrancabermeja.



La experiencia colombiana en la caracterización de las fallas secundarias o jóvenes ha permitido mejorar los diseños geotécnicos de proyectos viales y los estudios de amenaza y riesgo geotécnico. Es de gran importancia la realización de campañas extensivas de geofísica, las cuales son una herramienta muy eficiente para identificar y caracterizar sitios geotécnicamente críticos en proyectos de ingeniería.

Referencias

Geotecnología. Diagnóstico geológico geotécnico de la unidad funcional 8. Ruta del Cacao. 2022, 84 pg.

Ingeominas. Zonificación de amenaza por movimientos en masa de las laderas occidentales de Barranquilla. Informe final Alcaldía de Barranquilla, 2011. 400 pg.

Sociedad Santandereana de Ingenieros. Concepto sobre la vía sustitutiva construida por Isagen para el proyecto Hidrosogamoso. Concesionaria Ruta Del Cacao, 2019. 205 pg.

Twiss, Robert J. and Moores, Eldridge M. Structural Geology. W. H. Freeman and company, 1992, pp 103 and 113.

* Correspondencia: jaimesuarezdiaz@gmail.com

Revisión y análisis crítico de los sistemas de clasificación de suelos finos usados en laboratorio de Geotecnia y mediante ensayos in-situ en dos zonas piloto en Colombia

Calderón Larrañaga Yolanda.[1]*, Rodríguez Bejarano Julian[1], Bonilla Jaimes John[2]
[1] Dirección de laboratorios, Laboratorio de Geotecnia, Servicio Geológico Colombiano, Colombia
[2] Dirección de laboratorios, Laboratorio de Geoquímica, Servicio Geológico Colombiano, Colombia

De acuerdo con el marco de trabajo espacio –temporal de la geotecnia aplicada, en la macroescala, donde se realizan los ensayos de laboratorio (muestras de mano – sistema particulado), se analiza el sistema particulado en términos de sus fases composicionales, es decir, la identificación de la matriz y la estructura la cual genera estabilidad mecánica al material. En la práctica de la geotecnia, es usual definir algunos parámetros de resistencia y deformación a partir de correlaciones semiempíricas que parten de sus propiedades índice. En general los sistemas de clasificación usuales parten de la carta de Casagrande, así como otras similares, [1]; no obstante, estas no siempre permiten establecer la existencia de estos minerales arcillosos y por lo tanto no permiten conocer el comportamiento real esfuerzo – deformación que tendrán este tipo de suelos [2].

Se presenta un análisis en este sentido en dos zonas piloto en Colombia, en el occidente de la sabana de Bogotá (30 puntos de exploración con un total de 156 muestras), y otra en el centro occidente del departamento de Quindío (63 puntos de exploración y 356 muestras), como parte del proyecto de generación de cartas de clasificación de materiales finos, desarrollado por el laboratorio de geotecnia asociado al Grupo de Investigación de Materiales de Interés Geológico y Geotécnico, de la Dirección de laboratorios del Servicio Geológico Colombiano; estas zonas se identificaron a partir de la construcción de un modelo geológico – geomorfológico que permitió identificar la existencia de suelos finos predominantemente arcillosos en los primeros 30 metros de profundidad con características morfológicas comparables. El análisis se efectuó con base en resultados de análisis de laboratorio físicos e in-situ de uso común en la práctica de la geotecnia como los límites de consistencia (ASTMD-4318), peso específico (ASTMD-854), granulometría e hidrometría (ASTMD-422), así como ensayos in-situ de penetración con cono (ASTMD-5778) , este último permite establecer el tipo de comportamiento del suelo y obtener una clasificación mediante diversas propuestas [4]; como sistema de clasificación se usó el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS, el cual se basa en la clasificación modificada de Casagrande y parte del tamaño de partículas y su plasticidad para obtener una clasificación textural.

Teniendo en cuenta que el comportamiento de los suelos finos depende de su composición mineralógica asociada a la microfábrica, se realizaron análisis cuantitativos a las muestras mediante la técnica instrumental de difracción de rayos X (DRX) empleando el método de Rietveld [3], esto con el fin de definir el grado de confiabilidad de los resultados de clasificación geotécnica para establecer comportamientos especiales en suelos finos. De acuerdo con los resultados obtenidos del sistema de clasificación SUCS, esta no generó resultados consistentes con los minerales encontrados en las muestras analizadas específicamente para el caso de la zona 2, ubicada en un sector del departamento de Quindío; en donde se presentan altos porcentajes de minerales arcillosos , muy superiores a los de la zona 1, a lo largo del perfil, se evidencia existencia de suelos predominantemente arcillosos que pueden presentar alta floculación que lleva a una clasificación que no corresponde con el material presente, clasificando predominantemente como limos a partir de la clasificación de Casagrande; de igual forma la clasificación obtenida a partir de ensayos Cptu requiere ajustes con base en la información de la toma de muestras, lo cual es una de las desventaja que tiene la clasificación mediante el índice de comportamiento, a pesar que se puede obtener el perfil continuo esta puede llevar a posibles errores en la clasificación de los materiales intermedios como arcillas limosas o viceversa. Los altos porcentajes de limos obtenidos en los ensayos no se deben solamente al contenido de los granos de materiales primarios de tamaño limo, sino especialmente, a los agregados de tamaño grande formados por la agrupación o floculación de arcillas. (ver Tabla 1).

Ycalderon@sgc.gov.go

Zona y nivel litológico		Clasificación SUCS				Fases Cristalinas identificadas					CPTu	
Zona piloto	Nivel litológico	% suelos CL, CH	% suelos ML, MH	Ip %	Ic*	cuarzo %	caolinita %	moscovita %	Albita (Ca) %	Cristobalita%	(Ic)**	Clasificación Ic**
Sabana de Bogotá-Tabio	0 - 5.2 m	82%	16%	31.4	0.8	47.1	17.6	12.6	33	-	2.57	Arcilla - limosa
	5.2 m a 14.0 m	69%	23%	13.1	0.8	61.9	10.5	12.8	< 7	-	2.85	Arcilla
Quindío (Montenegro y Tebaida)	0 - 5.2 m	16%	80%	13.1	0.6	11.8	18.0	8.3	46.0	7.4	2.8	Arcilla limosa
	5.2 m a 14.0 m	11%	81%	20.5	0.8	7.0	59.0	16.9	59.0	16.9	3.1	Arcilla

Tabla 1: Parámetros obtenidos a partir de valores medios. *Índice de consistencia. ** Índice de comportamiento de acuerdo $I_c = ((3.47 - log\ Q_t)^2 + (log\ F_r + 1.22)^2))^{0.5}$. para sabana de Bogotá -Tabio el contenido de Monmorillonita <1 %

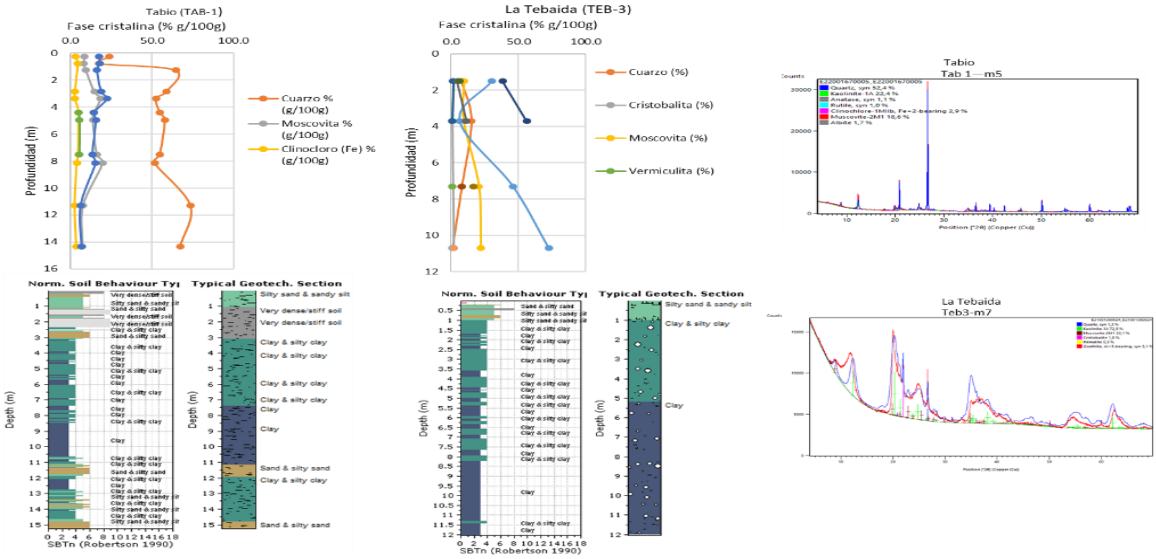


Figura. 1: a) Composición mineralógica zonas piloto 1 y 2. b. Difractográmas obtenidos Zona 1 y zona 2 C) Perfil SBT Tab-1 d)Perfil Teb 3-m1

El uso de métodos convencionales de clasificación de suelos finos predominantemente arcillosos, como el método modificado de Casagrande, da como resultado una clasificación adecuada especialmente en materiales de origen lacustre y fluvio lacustre, sin embargo, materiales que han sido afectados en su historia geológica por diversos procesos asociados a cambios fuertes en temperatura y presión como los materiales volcánicos no permite obtener una calificación adecuada respecto de su clasificación y requiere la implementación de técnicas especiales para establecer su composición mineralógica para identificar la existencia de minerales arcillosos que imprimen comportamientos esfuerzo – deformación especiales. Las clasificaciones obtenidas a partir de otras correlaciones como la usada por Robertson con el uso del piezocono (CPTu) requieren también ajustes a partir de información de composición mineralógica especialmente para suelos de origen volcánico dadas las alteraciones que sufren los minerales producto de los fuertes cambios en presión y temperatura a los que han estado sometidos desde su origen. Es de especial importancia estos análisis cuando se efectúan correlaciones con comportamientos especiales a partir de las propiedades índice de los suelos y en su aplicación en modelación geotécnica que parte de una adecuada clasificación de los suelos en estudio.

Referencias

[1] Polidori, E., 2007. Relationship between the Atterberg Limits and clay Content. Soils Found. 47 (5), 887–896. https://doi.org/10.3208/sandf.47.887.

[2] Moreno-Maroto, J. M., Alonso-Azcárate, J., & O'Kelly, B. C. (2021). Review and critical examination of fine-grained soil classification systems based on plasticity. Applied Clay Science, 200(December 2020). https://doi.org/10.1016/j.clay.2020.105955.

[3] Pecharsky V. K. y Zavalij P.Y. (2005) Fundamentals of powder diffraction and structural characterization of materials. New York: Springer Esteve, V. (Ed.). (2014). El método de Rietveld. Casteló de la Plana: Universitat Jaume I

[4] Robertson, P.K. 2009. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46(11): 1337–1355.

Ycalderon@sgc.gov.go

Influencia del refuerzo de las raíces en taludes de suelo arcilloso

Catalina Lozada[1]*, Cristhian Mendoza[2], Jose Vicente Amortegui[1]
[1] Departamento de Ingeniería Civil y ambiental, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Colombia
[2] Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia

El propósito de este estudio fue explorar la influencia de la vegetación en la estabilidad de las laderas arcillosas. Para lo anterior se realizaron modelos físicos en centrifuga geotécnica y modelos de elementos finitos FEM. Esto para observar que pasa en cuanto al factor de seguridad FS y las deformaciones en la cresta del talud. Los modelos físicos se realizaron con diferentes profundidades de capas reforzadas con raíces en una centrífuga geotécnica de 0.5m a 3 m (ver Figura 1), adicionalmente se realizó un modelo de referencia sin raíces. El suelo reforzado con vegetación se simuló con una mezcla de arcilla y fibra de vidrio que presentan propiedades similares de resistencia al corte [1, 2], como se muestra en la Figura 2. Los vectores de desplazamiento de los modelos físicos se obtienen utilizando la Velocimetría de Imagen de Partículas (PIV) (ver Figura 3). Los desplazamientos resultantes calculados mostraron que la superficie de deslizamiento variaba con respecto a la profundidad de la raíz.

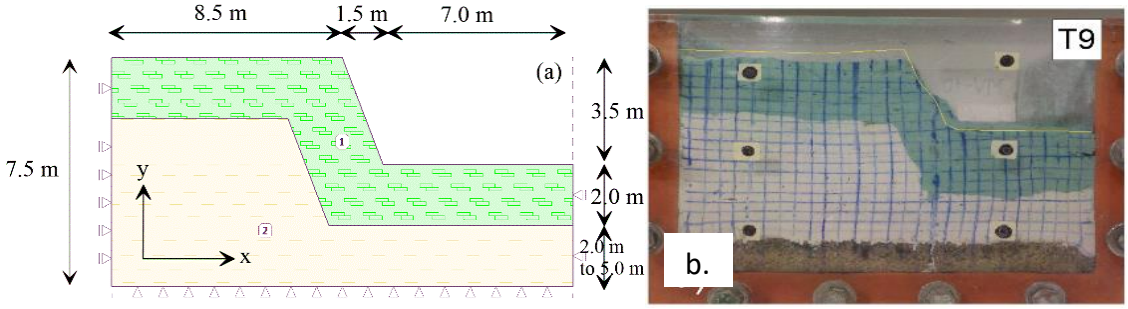


Figura 1. (a) Geometría de talud; (b) Modelo en centrifuga geotécnica ensayado con 2m de refuerzo.

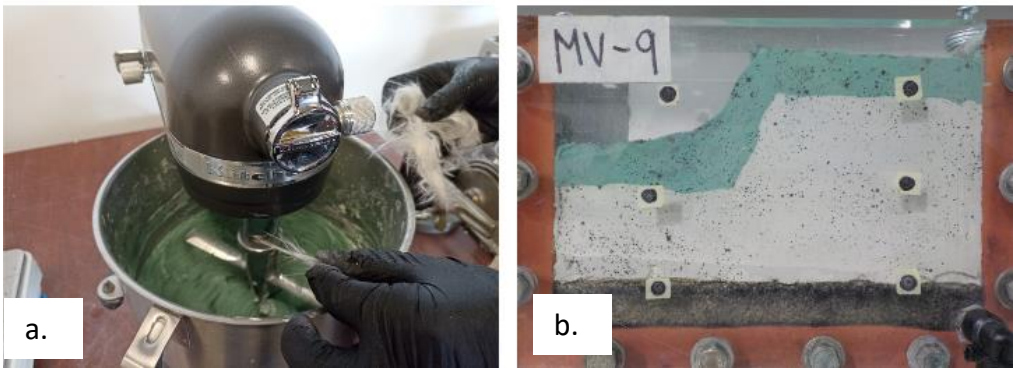


Figura 2. (a) Adición de fibra de vidrio a capa reforzada con raíces; (b) Modelo en centrifuga geotécnica con capa de refuerzo de un metro.

Adicionalmente, se realizaron modelos numéricos de las pruebas en centrífuga utilizando elementos finitos y el método de Bishop variando la profundidad de las raíces. Los parámetros de resistencia para los modelos numéricos se obtuvieron de ensayos triaxiales sin refuerzo (c'=5.5kPa y ϕ'=24) y con refuerzo (c' =11.5kPa y ϕ'=27°). A partir de estos ensayos y simulaciones en FEM se muestran que cuanto más profundas son las raíces, más profunda es la superficie de deslizamiento. El modelo

* Correspondencia: catalina.lozada@escuelaing.edu.co

constitutivo usado fue Mohr-Coulomb. La superficie de deslizamiento se mueve desde una profundidad del pie del talud (talud sin refuerzo) hasta una profundidad cercana al doble de la altura del talud. En cuanto al FS aumenta con el aumento de la profundidad de las raíces, como se muestra en la Tabla 1. Además, se presenta una disminución de la deformación de la cresta del talud con el aumento de la profundidad de las raíces.

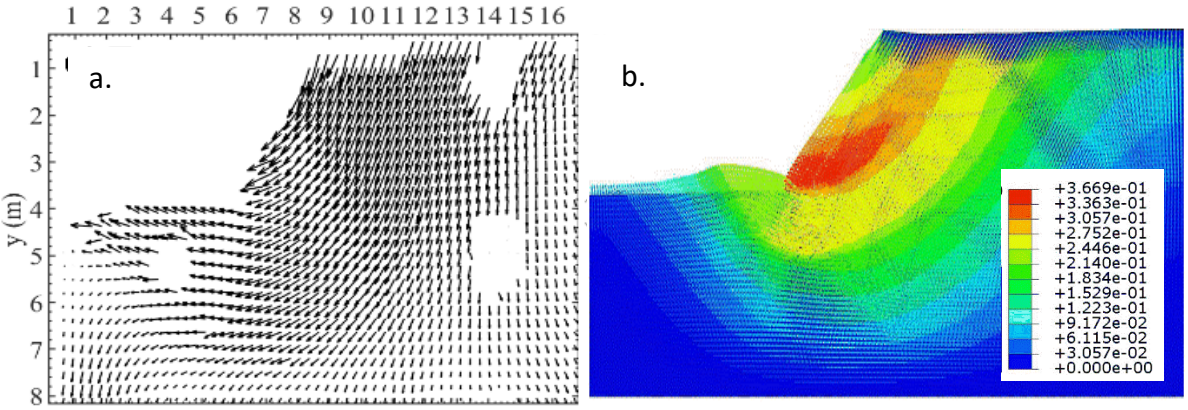


Figura 3. (a) Vectores de desplazamiento obtenidos con PIV; (b) Desplazamiento resultante en FEM. Resultados para modelo con un metro profundidad de raíces.

Profundidad de raíz (m)	FS (-)	FS (-)	Deformación de la cresta (m)	Deformación de la cresta (m)
	Bishop	Simulaciones de FEM		Resultado experimental
0.0	0.7	0.73	0.919	1.008
0.5	0.88	0.82	0.538	0.747
1.0	1.07	0.98	0.220	0.685
2.0	1.19	1.08	0.147	0.413
3.0	1.19	1.12	0.139	0.344

Tabla 1. Factor de seguridad y deformación en la cresta con la variación de la profundidad de raíces.

Los resultados muestran que una mezcla de fibra de vidrio con suelo simula raíces naturales en los modelos físicos mostrando propiedades de resistencia al corte similares a las reportadas en la literatura para suelos reforzados con raíces. El factor de seguridad calculado en los modelos numéricos se vuelve más estable a medida que aumenta la profundidad del suelo reforzado pasando de FS de 0,7 para un talud sin vegetación a 1,19 para un talud con una profundidad de raíz de tres metros. Sin embargo, el incremento del factor de seguridad con la profundidad de la raíz no es lineal alcanzando un ligero aumento a una profundidad crítica de la raíz. La superficie de deslizamiento se profundiza con el aumento de la profundidad de la raíz. El aumento de los parámetros de resistencia al corte producido por efecto del refuerzo de raíces produce este movimiento de la superficie de deslizamiento. Esto se observó tanto en modelos físicos como numéricos.

Referencias

[1] Liang T, Bengough AG, Knappett JA, MuirWood D, Loades KW, Hallett PD, Boldrin, D, Leung AK, Meijer GJ (2017a) Scaling of the reinforcement of soil slopes by living plants in a geotechnical centrifuge. Ecol Eng 109:207-227. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2017.06.067.

[2] Eab KH, Likitlersuang S, Takahashi A (2015) Laboratory and modelling investigation of root-reinforced system for slope stabilisation. Soils Found 55:1270-1281. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.09.025.

* Correspondencia: catalina.lozada@escuelaing.edu.co

Interacción suelo-atmósfera-estructura

B. Caicedo-Hormanza[1]*, J.E. Granados-Rueda[1]
[1] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia

En este estudio se discuten aspectos fundamentales para la evaluación de la interacción entre el clima y el comportamiento térmico, hidráulico y mecánico de suelos sujetos a cargas estructurales en climas áridos. Para evaluar la interacción suelo-atmósfera-estructura se propone la combinación de un análisis numérico y de una metodología experimental de desecación del suelo.

La ingeniería geotécnica colombiana enfrenta con mayor frecuencia escenarios críticos asociados con el cambio climático. Los procesos de humedecimiento y secado de los suelos superficiales debido a temporadas de lluvia y de sequía, cada vez más prolongadas y recurrentes, producen cambios volumétricos y de resistencia del suelo que pueden afectar la estabilidad de las obras geotécnicas. Es por esto que el uso aplicado de la mecánica de suelos parcialmente saturados y el efecto climático en el comportamiento del suelo deben ser considerados en las etapas de evaluación, diseño y construcción de los proyectos de infraestructura y vivienda.

El proceso de infiltración en suelos debido a la precipitación ha sido ampliamente estudiado y documentado en la literatura. Sin embargo, el proceso de desecación es un fenómeno más complejo que requiere acoplar las condiciones atmosféricas con las propiedades del suelo. El nivel de complejidad aumenta al intentar acoplar estructuras a la respuesta del suelo. El objetivo del presente estudio es representar por medio de un modelo de simulación numérica el comportamiento de un suelo plástico y de un suelo granular en condiciones climáticas extremas por sequía y su interacción con elementos estructurales superficiales. Para lograrlo, se plantea la ejecución de ensayos experimentales de desecación en una cámara climática y el uso de modelos empírico-analíticos que representen la evaporación en suelos parcialmente saturados sometidos a climas severos.

La etapa experimental de este estudio consiste en evaluar las características de desecación de dos suelos con propiedades geotécnicas conocidas. Los ensayos de evaporación se realizan en muestras de espesor delgado de hasta 20 mm usando la cámara climática de la Universidad de los Andes, cuyo interior es mostrado en la **Figura 1**. La cámara climática permite simular componentes climáticos de radiación solar, temperatura, humedad relativa del aire y velocidad del viento. Las propiedades índice, curva de retención de agua y demás parámetros necesarios para la etapa de modelación se han obtenido de ensayos de laboratorio o con base a información disponible en la literatura existente. Se combinan resultados experimentales y fundamentos físicos del fenómeno de interacción suelo-atmósfera con la respuesta mecánica del suelo debido a cargas estructurales. En la **Figura 2** se presenta el ejemplo de los resultados preliminares de deformación de una estructura geotécnica superficial tipo cimentación corrida tras un análisis de simulación de 360 días.

* Correspondencia: bcaicedo@uniandes.edu.co

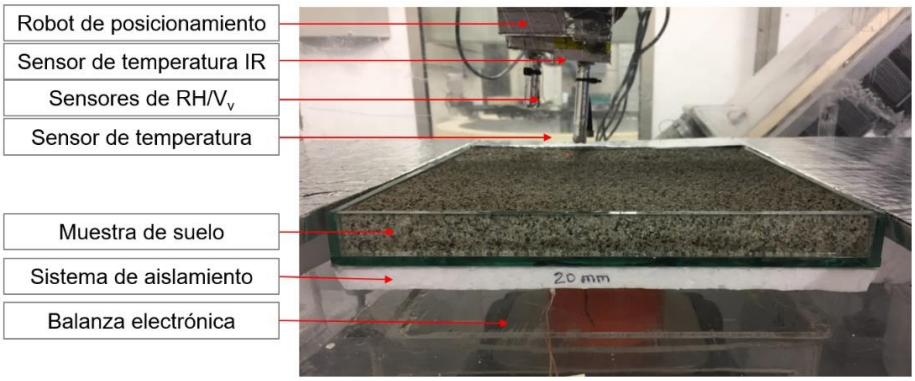


Figura 1. Vista interior de la cámara climática de la Universidad de los Andes con muestra de arena del Guamo durante un ensayo de evaporación. Se indican principales componentes electrónicos de medición.

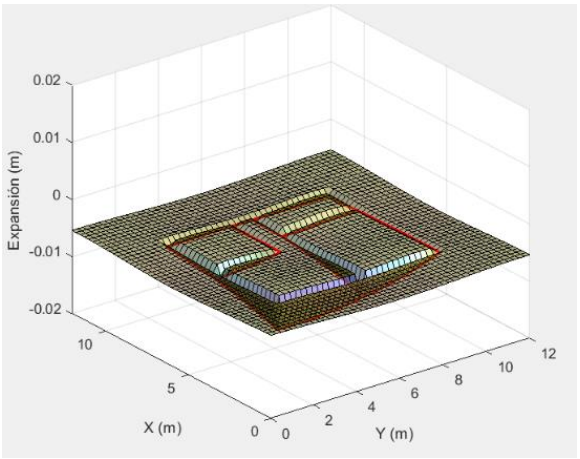


Figura 2. Ejemplo de resultados de la malla de deformación de un suelo sometido a cargas estructurales y condiciones climáticas variables luego de un periodo de simulación de 360 días. Análisis en MATLAB™.

Los resultados experimentales contribuyen a enriquecer el conocimiento existente sobre el proceso de desecación en suelos superficiales debido a los efectos del clima. Expresiones matemáticas se obtienen para estimar de manera empírica-analítica la tasa de evaporación de suelos desecados dentro de un amplio rango de condiciones ambientales. Estos resultados sumados al conocimiento de la mecánica de suelos parcialmente saturados permiten la formulación de un modelo numérico para simular el comportamiento del suelo acoplado al clima y a diferentes configuraciones de carga estructural.

La metodología del proceso de experimentación y el modelo propuestos para simular la interacción suelo-atmósfera-estructura son novedosos dentro del ámbito académico y en la práctica profesional. Las formulaciones experimentales y matemáticas son adaptables a diferentes escenarios geotécnicos y a un gran rango de condiciones climáticas. Esta contribución al campo de la geotecnia estructural y ambiental abre un camino para la evaluación de proyectos existentes y futuros. En un futuro próximo, se deberá continuar la validación del modelo numérico con base a nuevos resultados experimentales a diferentes escalas.

* Correspondencia: bcaicedo@uniandes.edu.co

Efecto de la evapotranspiración generada por el pasto Kikuyo *(Pennisetum clandestinum)* en la succión de suelos granulares.

Edwin G. Hormaza-Guevara[1]*, Catalina Lozada[1]
[1] Centro de Estudios Geotécnicos, Decanatura de ingeniería Civil, Escuela Colombiana de ingeniería Julio Garavito, Colombia

La implementación de distintas clases de vegetación como una alternativa de solución eco-ingenieril a largo plazo permite en gran medida mitigar deslizamientos superficiales generados por la erosión del suelo [1]. Adicionalmente, la vegetación presenta diferentes características que permiten mejorar significativamente las propiedades mecánicas de los suelos, por lo tanto, es usada como una herramienta para la estabilización en taludes [2]. En concordancia a lo anterior, la vegetación tiene dos efectos positivos en el incremento de las propiedades mecánicas de los suelos, el primero es un efecto mecánico que se desarrolla por el refuerzo del suelo con el aporte de la resistencia a la tracción generada por las raíces de las plantas y el segundo un efecto hidrológico, que está relacionado con el régimen de succión, el cual se ve afectado por la absorción de agua por medio de la evapotranspiración [3]. El cambio de humedad en el suelo genera que propiedades como la saturación del suelo varíe constantemente y en conjunto con el tamaño de los poros, genere que la succión de los suelos tenga un aporte significativo en el aumento de la resistencia al corte debido a la generación de presiones de poros negativas [4]. La mayoría de las plantas son capaces de reducir entre 1000 y 2000 kPa (10-20 atm) de presión de poros antes de alcanzar su punto de marchitamiento [5]. Esto como consecuencia de la evapotranspiración que reduce el régimen de agua presente en la masa de suelo, provocando cambios en las propiedades índices, agrietamiento y una sobre consolidación.

En este proyecto se registró el cambio del contenido de humedad generado por efecto de la evapotranspiración del pasto Kikuyo *(Pennisetum clandestinum)* y se comparó con el cambio en el contenido de humedad para un suelo sin vegetación. Para tal fin, se construyó un modelo de columna de suelo el cual se detalla en la Figura 1. En esta columna de suelo se instalaron una serie de sensores de humedad volumétrica EC-5 conectados un sistema de adquisición de datos que permitió registrar valores de humedad con una frecuencia de adquisición de un dato cada quince minutos. Estos sensores permitieron el monitoreo del cambio en el régimen de humedad durante un periodo de un mes contado a partir de la siembra del pasto. Para el modelo con vegetación se instalaron los sensores de humedad volumétrica ubicados a una distancia de la superficie de 10cm, 30cm y 70cm respectivamente. Para el modelo sin pasto se instalaron los sensores de igual forma ubicados a una distancia de la superficie de 10cm, 30cm y 70cm. Para ambos modelos se contempló una altura de nivel freático de 10cm desde la base del modelo, con el objeto de alimentar el pasto por ascensión capilar. El suelo utilizado es el mismo para ambos modelos y corresponde a una arena mal gradada, con predominancia de tamaños en los tamices No.30, No.40 y No.50. Como mecanismos de control se garantizó una densidad de compactación de 1.5 g/cm^3; el ingreso de agua en el sistema, y las mismas condiciones ambientales. Como resultado se obtiene que el nivel de succión de la columna con vegetación es mayor al nivel de succión en la columna sin vegetación. La diferencia entre estos dos valores permite cuantificar el valor de succión debido únicamente a la evapotranspiración producida por la vegetación. Este valor de succión se encuentra relacionado con un aumento en la resistencia al corte del suelo.

* Correspondencia: edwin.hormaza@escuelaing.edu.co

Figura 1. Modelo de columna de suelo para el estudio de la evapotranspiración del pasto Kikuyo *(Pennisetum clandestinum).*

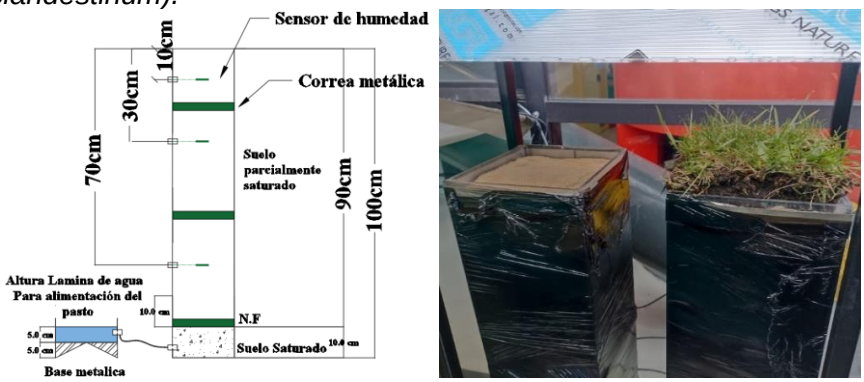
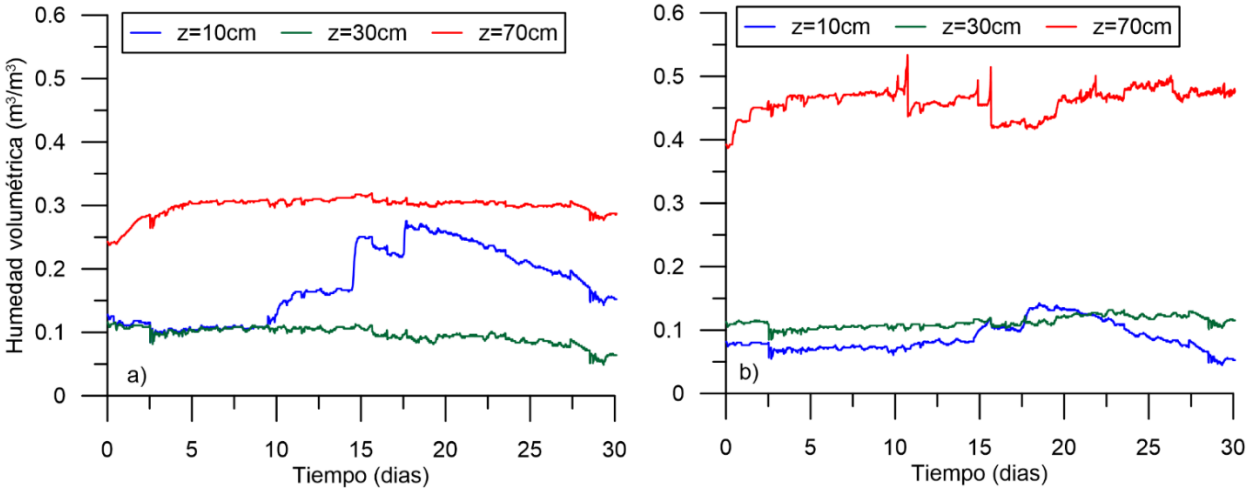


Figura 2. Registro humedad volumétrica para un periodo de 30 días a) Medidas con pasto, b) Medidas sin pasto



Referencias

[1] Bourrier, F., Kneib, F., Chareyre, B., & Fourcaud, T. (2013). Discrete modeling of granular soils reinforcement by plant roots. Ecological Engineering, 61(1 PARTC), 646–657. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2013.05.002

[2] Marín, R. J., & Osorio, J. P. (2016). Evaluación de la estabilidad de taludes cuantificando el efecto de la vegetación. In Sociedad Colombiana de geotecnia (Ed.), XV CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTECNIA & II CONFERENCIA INTERNACIONAL ESPECIALIZADA EN ROCAS BLANDAS. CARTAGENA 5 AL 7 DE OCTUBRE DE 2016. (p. 8). Sociedad Colombiana de geotecnia. https://onepetro.org/ISRMICSR/proceedings-abstract/ICSR16/All-ICSR16/ISRM-ICSR-2016-054/177231

[3] Chirico, G. B., Borga, M., Tarolli, P., Rigon, R., & Preti, F. (2013). Role of vegetation on slope stability under transient unsaturated conditions. Procedia Environmental Sciences, 19, 932–941. https://doi.org/10.1016/j.proenv.2013.06.103

[4] Dorsey, N. E. (1940). Properties of Ordinary Water Substances,American Chemical Society Monograph Series, Reinhold, New York. https://archive.org/details/in.ernet.dli.2015.288462/page/n137/mode/2up.

[5] Taylor, S. A., and Ashcroft, G. L. (1972). Physical Edaphology, San Francisco, CA. https://archive.org/details/physicaledapholo0000tayl

* Correspondencia: edwin.hormaza@escuelaing.edu.co

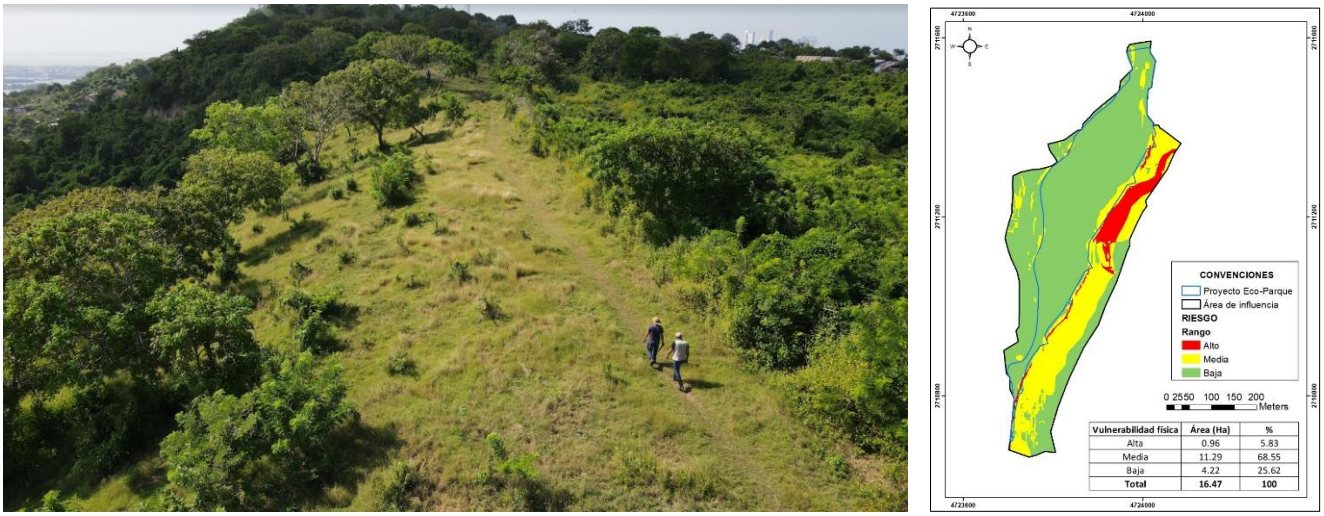
Estudio detallado de riesgo por remoción en masa en un área del sector oriental del Cerro de La Popa

Barboza Miranda, Guilliam*, Méndez Medina, William[2]
[1] Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil, Universidad de Cartagena, Colombia
[2] Facultad de Ingeniería, Programa de Ingeniería Civil, Universidad de Cartagena, Colombia

El presente trabajo desarrolló el estudio detallado de riesgo por remoción en masa en un área de 9 hectáreas del sector oriental del Cerro de La Popa de la ciudad de Cartagena, zona en donde se proyecta el desarrollo de un Ecoparque cuyo propósito será el restablecimiento de los activos ecosistémicos deteriorados, la contención de asentamientos informales y la generación de oferta hacía la ciudadanía de espacios para la interacción con el ecosistema.
La formulación del estudio se desarrolló en el marco de lo requerido para los estudios detallados de riesgo a los que se refiere el Artículo 2.2.2.1.3.1.4 del Decreto 1077 de 2015, que compila al Decreto 1807 de 2014, garantizando de esta forma las bases técnicas que permiten la incorporación de estos estudios en el Plan de Ordenamiento Territorial de Cartagena de Indias, además de estar apegado a lo recomendado por la Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa del Servicio Geológico Colombiano.
Para los insumos se desarrolló un análisis contemplando la interacción de las comunidades vecinas con el proyecto, condensado en un resumen de vulnerabilidad social. Una recopilación de información base relacionada con cartografía geológica, análisis hidrológicos e información de cobertura y uso del suelo de estudios previos. La topografía a detalle, no sólo del área de interés de 9 hectáreas, sino ampliada hasta las 16.5 hectáreas, a escala 1:1000, la cual se complementó con el levantamiento fotogramétrico utilizando dron y que permitió la generación del MDT a la misma escala.
El análisis y construcción de los factores condicionantes, se desarrolló siguiendo la metodología Corine Land Cover para obtener información de cobertura y uso del suelo, además se definieron las unidades geológicas del área, se construyó el mapa de elementos geomorfológicos, se desarrolló una campaña de exploración del subsuelo y de ensayos geotécnicos de laboratorio, todo para la construcción del modelo geológico-geotécnico.
Para los factores detonantes incluidos en los análisis de amenaza se tuvieron en cuenta escenarios de lluvia y de sismo, de acuerdo a la definición de umbrales y aceleraciones correspondientes, y se modeló la estabilidad a través del método de equilibrio límite en las zonas donde se identificó suelo y en función del SMR en donde se identificó roca.
Geológicamente, dentro del área de interés se evidenció la presencia de la Unidad calcárea de la Formación La Popa en la parte alta del cerro por el nivel de calizas coralinas y un nivel de Limos calcáreos arenosos intercalados con las calizas, el cual aflora en la ladera oriental del área de estudio. Las unidades geológicas para ingeniería definida son: roca dura de caliza coralina (Rdcp), roca blanda de Limos arenosos (Rblap), Suelo transportado aluvial (Stal) y suelo transportado de coluvión (Stco). Entre los procesos morfodinámicos evidenciados, el rasgo más importante corresponde a una cicatriz de deslizamiento antigua, la cual se encuentra hacía el sector Oriental y cercano al límite del proyecto. Dentro de esta zona se evidencian escarpes erosivos y de deslizamientos, observándose algunos escarpes de deslizamientos activos hacía el extremo más Norte.
El cruce de los análisis de amenaza y vulnerabilidad se desarrolló a través de una matriz de riesgo la cual permite nueve posibles niveles de riesgo, que para el caso se resumen en tres (Bajo (B), Medio (M)

* Correspondencia: gbarbozm@unicartagena.edu.co; wmendezm@unicartagena.edu.co

y Alto (A)), teniendo en cuenta las diferentes combinaciones de la ponderación de la amenaza y la vulnerabilidad. Como resultado de la aplicación de la matriz se obtuvo el mapa de la Figura 1 (b) donde se puede notar que dentro del área de influencia es predominante el riesgo bajo con un 68.55% cuya equivalencia en área es de 11.29Ha, seguido del riesgo medio con un porcentaje del 25.62% con un área de 25.62Ha y una zona de 0.96 Ha correspondiente al riesgo alto correspondiente al 5.83%. Sin embargo, dentro de la figura es posible determinar que son mínimas las zonas de riesgo alto y medio dentro de la zona donde se tiene contemplado ejecutar el proyecto del Eco-parque.



(a) (b)

Figura 1. (a) Vista aérea de parte de la zona de interés. **(b)** Mapa de riesgo resultado del análisis.

Teniendo en cuenta que el área de estudio está constituida por rocas calcáreas fracturadas, con presencia de un suelo residual de espesor entre 2 m y 3 m, el cual es susceptible a procesos erosivos superficiales tipo laminar y algunos surcos, como medida para controlar la posible erosión que se pueda presentar en estos cauces se propone la construcción de unos vertederos para el control de velocidad y protección del fondo del cauce.

Las evaluaciones de amenaza, vulnerabilidad y riesgo, así como los análisis de estabilidad para los cuales los análisis cinemático resultan satisfactorios, indican que las medidas de mitigación planteadas si estabilizan la zona disminuyendo el riesgo de movimiento en masa, permitiendo concluir que el riesgo es mitigable.

Dicho análisis permitirá que el Establecimiento Público Ambiental – EPA CARTAGENA continue con el desarrollo el proyecto de Ecoparque, el cual hace parte del Plan Integral de Recuperación y Protección del Cerro de La Popa (PIRP) como una propuesta de acción y respuesta ante la rápida y creciente presión antrópica que ha sufrido el Cerro de la Popa durante los últimos años. De esta manera se contribuirá a la protección y rehabilitación de los ecosistemas del Cerro y a la puesta en valor de sus servicios ambientales.

* Correspondencia: gbarbozm@unicartagena.edu.co; wmendezm@unicartagena.edu.co

2.5. Exploración directa e indirecta del subsuelo

Análisis geoestadístico para la obtención de un modelo del índice de comportamiento del suelo a partir del ensayo CPTu. caso de estudio Zona piloto occidente Sabana de Bogotá

Rodríguez Bejarano Julian[1], Calderón Larrañaga Yolanda.[1]
[1] Dirección de laboratorios, Laboratorio de Geotecnia, Servicio Geológico Colombiano, Colombia

La investigación del subsuelo es parte fundamental para la obtención de los parámetros asociados al comportamiento geomecánico del suelo, así como para la identificación de materiales de origen geológico en profundidad. Actualmente en la práctica, es indispensable realizar una adecuada simbiosis entre los diferentes métodos de investigación (directos e indirectos), con el fin de obtener una mejor interpretación del entorno geológico-geotécnico asociado a los diferentes proyectos de ingeniería; sin embargo los métodos directos con recuperación de muestras inalteradas, suelen tener un costo elevado y en ocasiones se dificulta la toma de estas por diversos factores intrínsecos de las zonas de estudio y metodologías inadecuadas en la toma de muestras, adicional a esto, la obtención de parámetros caracterizados en laboratorio conlleva a tiempos prolongados de espera de resultados principalmente en los parámetros de resistencia-deformación, es por esto, que metodologías como el ensayo de penetración con cono, el cual a través de 3 variables medidas in-situ ($resistencia\ en\ punta\ q_c$, $friccion\ lateral\ f_s$, $presión\ de\ poros$ U) hacen posible obtener un perfil continuo del suelo. Esta técnica se ha consolidado a través de los años como confiable y eficaz, ya que su rapidez y repetibilidad permiten generar perfiles estratigráficos de acuerdo con diversas propuestas destacándose el índice de comportamiento propuesto por Robertson (ver ecuación 3), al igual que perfiles geomecánicos de forma continua en tiempos menores, obteniendo un primer acercamiento del contexto geotécnico.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (1)$$

$$Fr = \frac{fs}{q_t - \sigma_{vo}} \text{x } 100\ \% \quad (2)$$

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2))^{0.5} \quad (3)$$

Debido a los nuevos avances en las metodologías de exploración, el ingeniero geotécnico debe buscar diversas alternativas o metodologías que le permitan interpretar de manera adecuada la información recolectada en campo, es en este escenario donde juega un papel fundamental la geoestadística, ya que esta, contempla el análisis y el modelamiento de variables asociadas a información espacial con base a una serie de metodologías, que permiten estimar valores desconocidos a partir de otros conocidos, de igual forma, cuantificar el error de predicción. Se presenta en este trabajo la modelación geoestadística del índice de comportamiento del suelo propuesto en la ecuación 3 , teniendo en cuenta la normalización de la resistencia en punta y relación de fricción normalizada de acuerdo a la ecuación 1 y 2 respectivamente; aplicado en una zona piloto en el occidente de la sabana de Bogotá, como parte del proyecto de generación de cartas de clasificación de materiales finos, desarrollado por el laboratorio de geotecnia asociado al Grupo de Investigación de Materiales de Interés Geológico y Geotécnico, de la Dirección de laboratorios del Servicio Geológico Colombiano. el proyecto tiene como zona piloto 1: el occidente de la sabana de Bogotá, lo datos analizados corresponden a una primera aproximación

Jfrodriguez@sgc.gov.co

mediante 8 sondeos CPTu con profundidades variables entre 10m y 25m, realizados en el municipio del Rosal, Cundinamarca. Esta zona se caracteriza de acuerdo con su geología de superficie y geomorfología, por encontrar materiales constituidos por una secuencia interestratificada de arcillas, limos, arenas, gravas, y ocasionalmente capas lenticulares de turba y ceniza producto de la acumulación de materiales transportados por las corrientes locales hacia la cuenca ocupada por el antiguo lago de la Sabana de Bogotá [2].

Para la generación de los modelos geoestadísticos del índice de comportamiento, resistencia en punta Normalizada, relación de fricción lateral y presión de poros se utilizó el software Arcgis Pro, el cual cuenta con herramientas para el análisis espacial de datos, de igual forma, el método mediante el cual se desarrollaron los modelos mencionados anteriormente, corresponde al Kriging Bayesiano empírico, el cual permite realizar interpolaciones de puntos en tercera dimensión y se caracteriza por tener en cuenta el error introducido al estimar la estructura de los datos mediante el semivariograma subyacente. De manera breve la metodología que se siguió es la siguiente: 1- Análisis exploratorio de datos (normalidad, datos atípicos), 2- Análisis estructural (calculo semivariograma, ajuste modelo). 3- predicciones (predicción, error, probabilidad). 4- Validación cruzada (determinación ajuste del mejor modelo) [3].

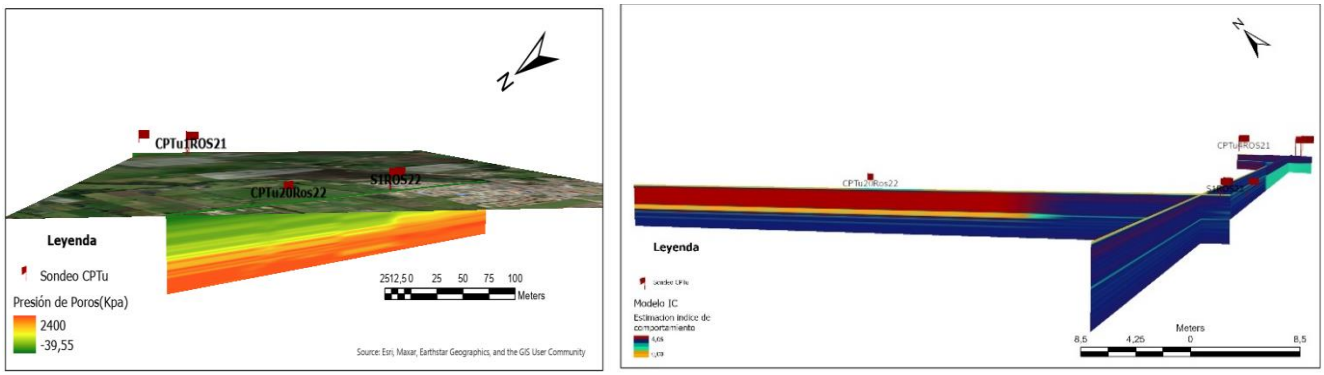


Figura. 1 *: a) Estimación, variable presión de poros (KPa) b) Estimación modelo índice de comportamiento*

Gracias a la implementación de los métodos geoestadísticos, se puede disminuir la variación espacial y cuantificar el error de las predicciones en los modelos desarrollados, para de esta forma obtener el mejor ajuste y un buen primer acercamiento del comportamiento Geomecánico a través de los datos recolectados (q_c , f_s, U) ,así como, de la estratigrafía del terreno mediante la modelación del índice de comportamiento, Sin embargo para la estratigrafía u otros parámetros geomecánicos es indispensable que el modelo sea calibrado con la obtención de muestras para su posterior caracterización en laboratorio, con el fin de ajustar el modelo mediante las propiedades intrínsecas de los materiales presentes en los modelos generados.

Referencias

[1] Robertson, P.K. 2009. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46(11): 1337–1355. doi:10.1139/T09- 065

[2] Calderón, Y. et al. 2004. "Zonificación geomecánica de la sabana de Bogotá". INGEOMINAS

[3] Diggle P.J., Ribeiro P.J.2007 Model-based Geostatistics isbn 978-0-387-32907-9

Jfrodriguez@sgc.gov.co

Elaboración de perfiles geotécnicos de suelos usando Machine Learning

Avella Carrero Martha[1]*, Sainea Vargas Carlos [2], Sarmiento Devia Francisco[3]
[1] Maestría en Gestión de la Información, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Colombia
[2] Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia UPTC, Colombia
[3] Maestría en Gestión de la Información, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Colombia

Los métodos convencionales de clasificación de suelos presentan algunas carencias respecto al conocimiento que se tiene del suelo debido a que los datos medidos son escasos, contemplan una multiplicidad de variables y el acceso a ellos es restringido. Por esto se busca generar una simplificación de la realidad para poder abordar el análisis; en este proyecto se pretende implementar una herramienta que por medio del entrenamiento de algoritmos de Machine Learning (ML) sirva para apoyar la elaboración de perfiles geotécnicos del suelo, haciendo uso de la información obtenida en ensayos de campo tales como son los de SPT, CPT, DMT y PMT. El uso de información cruzada busca mejorar el análisis de los datos y aportar herramientas que sirvan para apoyar el juicio del ingeniero geotecnista.

La elaboración de perfiles geotécnicos de suelos ha sido objeto de investigación, debido a la multiplicidad de variables involucradas en los análisis, las dificultades para correlacionar dichas variables, la cantidad insuficiente de datos que se pueden obtener por medio de los muestreos, la diversidad de criterios y la subjetividad en los resultados de los análisis realizados, lo cual puede incrementar la dificultad para realizar una adecuada clasificación geotécnica. Esta situación hace que los estudios de suelos no sean reutilizables debido a la baja conservación y transferencia de conocimiento, un rendimiento inadecuado por la frecuente necesidad de realizar ajustes de diseño y la posibilidad de incumplimiento de planes de trabajo, con el correspondiente incremento de los costos. Diversos trabajos utilizan datos de CPT para la clasificación de suelos y la mayoría de ellos aplican gráficos divididos en regiones que representan diferentes tipos de suelo. Se pueden encontrar trabajos que proponen espacios basados en valores medidos directamente por CPT [3], con el inconveniente de definir divisiones granulométricas del suelo. Posteriormente se realizaron actualizaciones produciendo los métodos más populares utilizados en la práctica de la ingeniería en la actualidad centrados únicamente en el comportamiento del suelo [5].

El aprendizaje automático forma parte de la Inteligencia Artificial (IA), y se puede considerar el campo de la investigación que implica estadísticas para permitir a las computadoras la capacidad de aprender con los datos sin la necesidad de una programación explicita basada en reglas. El aprendizaje automático o Machine Learning (ML) provee a las máquinas la capacidad de lidiar con la información con mayor competencia, reemplazando a los métodos tradicionales y es un método eficaz de aplicación en el campo de la analítica de datos para predecir el resultado de un sistema utilizando algunos modelos y algoritmos. El empleo de técnicas ML proporciona otro enfoque para el problema de clasificación de suelos, aunque los métodos clásicos basados en gráficos siguen siendo populares [4]. Varios trabajos aplicaron estudios teóricos y evidencia empírica in situ para proponer diferentes agrupaciones de clases con técnicas de ML no supervisadas o herramientas estadísticas [7]. Se pueden encontrar estudios que aplican técnicas de ML supervisado para la clasificación de suelos, aplicando ANN y otros algoritmos como SVM [2]. También existen varios estudios que aplican ANN a otros problemas geotécnicos como la clasificación granulométrica del suelo con diferentes parámetros de entrada. No obstante, pocos trabajos hacen uso de SVM para la clasificación de suelos a partir de datos CPT.

* Correspondencia: martha.avella@uptc.edu.co

Figura 1. Metodología propuesta

La metodología utilizada emplea herramientas de estadísticas descriptivas y varias técnicas de ML para el preprocesamiento de datos, incluida su limpieza, transformación y balanceo. El procedimiento de validación cruzada se emplea para evaluar el rendimiento predictivo en los algoritmos de ML a implementar. Al finalizar el presente proyecto, se espera tener una herramienta de clasificación geotécnica de suelos validada con los métodos de clasificación de mayor uso y centrado en el comportamiento del suelo (FSB) que apoye la clasificación geotécnica de suelos mejorando el análisis de los datos por medio de la combinación de características obtenidas en los ensayos de laboratorio CPT y otros que permitan una mayor precisión en las predicciones realizadas, espera identificar las características más relevantes en la clasificación y las técnicas más adecuadas para el tratamiento de la información. La clasificación geotécnica basada en datos todavía se encuentra en una etapa temprana de desarrollo que requiere un fuerte acoplamiento de la investigación con la práctica y los datos producidos por la industria. Los mayores retos se centran en la calidad de los datos, el reconocimiento del sitio y los desafíos que impone la estratificación del suelo y la presencia de lentes de materiales diferentes. Las soluciones se deben aprobar utilizando la validación cruzada k-fold ó LOO (leave-one-out) y no deben ser rigurosamente probabilísticas ya que esto las lleva a las soluciones clásicas.

Referencias

[1] A. A. Shahri, A. M. (2015). Soil classification analysis based on piezocone penetration test data – A case study from a quick-clay landslide site in southwestern Sweden. Engineering Geology 189, 32 - 47.
[2] B. Bhattacharya, D. P. (186–195.). Machine learning in soil classification. Neural Networks 19, 2006.
B. J. Douglas, R. S. (1981). Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer. Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, (págs. 209-227).
[3] Begemann, H. K. (1965). The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile. Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, (págs. 17-20).
[4] E. Ganju, M. P. (2017). Algorithm for generation of stratigraphic profiles using. Computers and Geotechnics 90, 73-84.
[5] P. K. Robertson, R. G. (1986). Use of Piezometer Cone Data. IN SITU ’86 Use of In-Situ Testing in Geotechnical Engineering (.
[6] Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 151-158.
[7] Z. Zhang, M. T. (1999). Statistical to Fuzzy Approach Toward CPT Soil Classification. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 125, 186.

* Correspondencia: martha.avella@uptc.edu.co

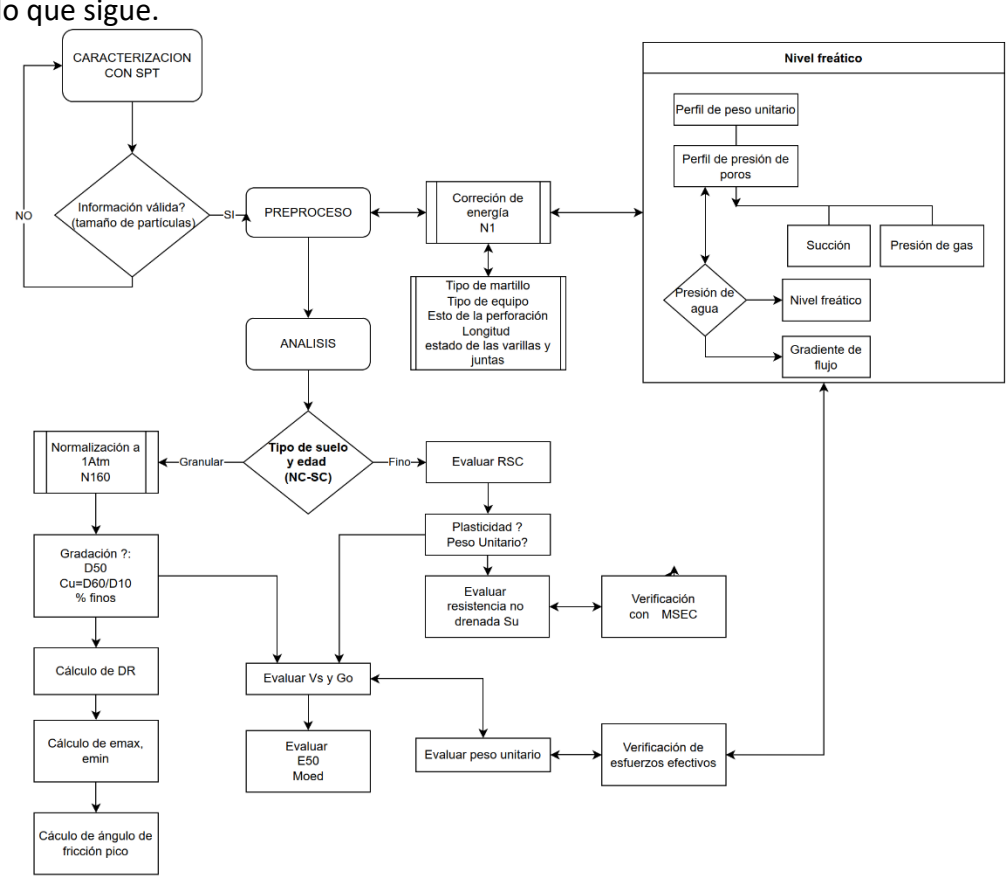
Geo caracterización a partir del SPT

Jorge A. Rodriguez O.[1]*
[1] Jeoprobe SAS, Colombia

El ensayo de penetración estándar es uno de los recursos de caracterización geotécnica más difundidos y utilizados. Este es un valor índice que corresponde a una medición de la energía necesaria para hincar un muestrador estándar en el terreno. Existen muchas correlaciones de diferentes parámetros a partir del SPT. En el libro de la referencia [1] se hace una recopilación sistemática con mas de 95 referencias de las mas reconocidas de estas correlaciones y publicaciones relevantes. Estas correlaciones se deben utilizar y validar dentro de un marco de referencia conceptual consecuente con las condiciones y la mecánica de los suelos.

Metodología propuesta

Se propone un flujo de trabajo para tener en cuenta de forma organizada sistemática y conceptualmente clara los factores relevantes dependiendo del tipo de materiales y los parámetros que se busque identificar. El diagrama de flujo que se propone tener en cuenta se ilustran en la siguiente figura y se describe en lo que sigue.



* Correspondencia: jorge.rodriguez@jeoprobe.com

1. Aplicabilidad ensayo en función del tamaño de las partículas que se encuentran en el terreno
2. Proceso de la información para tener en cuenta correcciones por energía y por confinamiento
3. Evaluación del estado de esfuerzos efectivos considerando presión del agua, incluyendo la consideración de la succión en suelos parcialmente saturados o con gas, y peso de los materiales en el perfil de suelos
4. Obtención de parámetros por correlaciones teniendo en cuenta el tipo de material: suelos granulares o materiales finos

En el caso de suelos granulares:

1. Dar consideración a la normalización por esfuerzo efectivo y por gradación, en particular tamaño medio de partículas distribución granulométrica y contenido de finos
2. Estimar las relaciones de vacíos máximos y mínimas y la densidad relativa
3. Con base en lo anterior estimar el ángulo de fricción pico movilizado en la prueba

En el caso de suelos finos:

1. Evaluar la relación de sobre consolidación
2. Tener en cuenta la plasticidad y peso unitario y estimar la resistencia al corte en condición no drenada que es la que se mide en el ensayo dado que es un ensayo dinámico de muy corta duración.
3. La resistencia al corte evaluada se puede verificar aplicando principios de mecánica de suelos de estado crítico para verificar la consistencia y validez de la interpretación

Evaluación de la rigidez del suelo

El suelo presenta dos comportamientos de rigidez que son divergentes. La rigidez al corte, disminuye en la medida que aumenta la deformación, correspondiente a un comportamiento de ablandamiento. La rigidez volumétrica, aumenta con el grado de deformación, correspondiente a un comportamiento de endurecimiento por deformación. En ambos casos la rigidez del suelo es altamente no lineal y varía tanto con los niveles de esfuerzo de confinamiento y de corte como con la deformación. Por lo tanto es un parámetro de estado y no una propiedad del material. La tendencia moderna para la evaluación de la rigidez del suelo se basa en partir de la rigidez a bajas deformaciones que se obtiene a partir de la velocidad de corte (Vs). El ensayo de penetración estándar se puede utilizar para correlacionar valores de Vs con los datos medidos de SPT. Si se cuenta con mediciones de Vs las correlaciones se pueden ajustar para unas condiciones dadas de materiales y de ensayo. Las correlaciones generales se pueden también utilizar para obtener un estimativo de los niveles de energía que se desarrollan en el ensayo a partir de calibraciones previas o ecuaciones de referencia, lo cual es un recurso útil para estimar el nivel de de eficiencia en el ensayo, que usualmente es desconocido.

A partir de los valores de rigidez a baja deformación es posible obtener la rigidez al corte o volumétrica a partir de recomendaciones que se han establecido con base en ensayos de laboratorio en investigaciones realizadas con mucho detalle y cuidado reportadas en la literatura. Estas recomendaciones permiten obtener los parámetros necesarios para los modelos de comportamiento que se utilizan regularmente en análisis numérico, con mejora con respecto a los estimativos directos de rigidez a partir de valores de SPT que tienen una altísima dispersión e incertidumbre.

Referencias

[1] Ameratunga, J. Sivakugan, N., Das, B. Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering. Springer (2016).

* Correspondencia: jorge.rodriguez@jeoprobe.com

Comparación de mediciones H/V con registros de movimiento fuerte en estaciones acelerográficas en Bogotá y estimación de propiedades dinámicas del perfil de suelos

Juan Daniel Moya, IC, MSc[1]*
[1] Gerente Técnico SAICON SAS

El presente articulo muestra los resultados de mediciones de sísmicas de ruido ambiental en dos sitios puntuales de la ciudad de Bogotá donde se tienen registros de perforaciones hasta la roca y estaciones de acelerómetros en roca y en superficie. Los resultados de las mediciones obtenidas, en términos de las relaciones espectrales HV, son comparadas con las funciones de transferencia medidas para dos sismos de fuente intermedia registrados en las estaciones símicas, para la obtención de la frecuencia fundamental del depósito. Adicionalmente la información de las mediciones HVSR permiten estimar las propiedades dinámicas promedio del depósito mediante inversión de la curva HV obtenida de las mediciones. Para el caso de estudio se realizaron dos mediciones, en la parte media de la cuenca lacustre de la Sabana de Bogotá. Los sitios de medición fueron escogidos dado que se tiene la certeza de la profundidad de la roca, y existen estaciones de acelerómetros instalados tanto a nivel de basamento rocoso como a nivel de superficie, con lo cual se puede estimar la función de transferencia con base en registros sísmicos de movimientos fuertes. En la Tabla 1 se presenta la localización de cada uno de los sitios de medición, junto con las profundidades de la roca (Ingeominas - UNIANDES, 1997).

Tabla 1. Localización de los sitios de medición.

SITIO	ID	LATITUD	LONGITUD	PROFUNDIDAD ROCA (m)
1	SGC	4°38'34"	74°04'52"	180
2	CAGR	4°45'13"	74°03'15"	119

Se realizaron mediciones de vibraciones ambientales, registrando el movimiento en las tres direcciones usando un tomógrafo digital marca TROMINO, el cual esta instrumentado con tres velocímetros electrodinámicos orientados en dirección NS, EW y vertical. Los sensores permiten medir señales en un rango de frecuencias comprendidas entre 0.2 y 300 Hz.

En la Figura 1 se presentan los espectros H/V medidos (figuras superiores) y los espectros de Fourier calculados para cada una de las componentes del registro (figuras inferiores). Las curvas rojas en las figuras de H/V muestran la media geométrica de las mediciones y las líneas negras, el rango de variación con una confiabilidad del 95%.

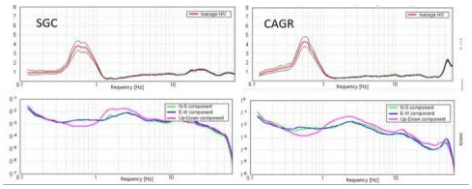


Figura 1. Curvas H/V y espectros de Fourier de las componentes de movimiento medidas en cada sitio.

Con el fin de comparar las mediciones H/V realizadas en cada uno de los sitios, con mediciones directas de la respuesta en roca y en superficie de registros de movimientos fuertes registrados en la ciudad de Bogotá, se analizaron los acelerogramas de dos sismos registrados en la ciudad de Bogotá con magnitudes (Mw) superiores a 5.7. En la Tabla 2 se presentan las características de los sismos analizados en cada estación de registro.

Tabla 2. Sismos empleados para estimar funciones de transferencia en estaciones sísmicas.

SITIO	SISMO	FECHA	Mw (-)	Distancia (km)	Amax (gal)
CAGR	Quetame	24/05/2008	5.7	48	24.8
SGC	Mesetas	24/12/2019	6.0	102	11.3

* Correspondencia: juanmoya@saicon.com.co

Se calcularon las funciones de transferencia en cada sitio de registro, como la relación entre el espectro de amplitudes de Fourier en superficie y en roca. En la Figura 2 se presentan las funciones de transferencia calculadas en cada sitio para la componente EW y NS, normalizadas por el factor de amplificación máximo. Adicionalmente se presentan en línea negra discontinua las mediciones HVSR en cada sitio de medición normalizadas por el valor máximo de relación HV. En general se observa que las mediciones muestran un ligero corrimiento de la respuesta en frecuencia y es coherente en ambos registros. Este corrimiento se atribuye a los efectos no lineales generados en el perfil de suelos por la magnitud de las deformaciones que se movilizan durante los eventos sísmicos, generando degradación del módulo de corte, y una ligera reducción en la frecuencia de vibración del modo fundamental.

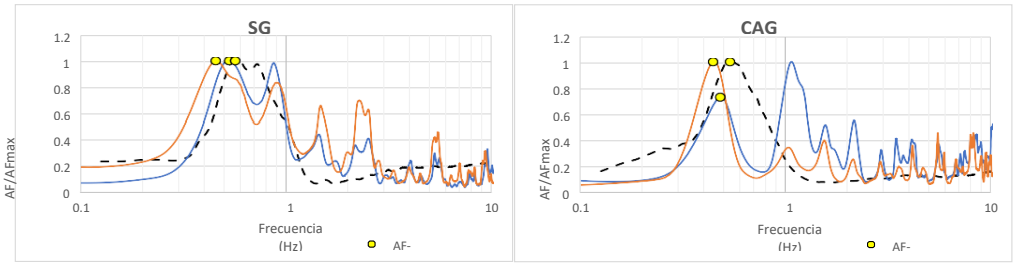


Figura 2. Curvas H/V y funciones de transferencia normalizada de las componentes de movimiento medidas en cada sitio.

Dado que las profundidades del depósito son conocidas en cada sitio de medición, se puede calibrar el valor de Vs que genera el corrimiento de la función de transferencia medida en los registros de los sismos. En la Tabla 3 se presentan los valores promedio de Vs obtenidos para muy bajas deformaciones (mediciones HVSR) y los valores de Vs reducidos que generan los valores de frecuencia donde se identifican los picos de respuesta en los registros sísmicos.

Tabla 3. Parámetros compatibles con la respuesta de movimiento fuerte.

SITIO	fo (HVSR) (Hz)	fo (Sismo) (Hz)	H (m)	Vs_{max} (m/s)	Vs_{red} (m/s)	G_{max} (kPa)	G_{red} (kPa)	G_{red}/G_{max} (-)
CAGR	0.53	0.455	119	252	217	114561	84760	0.74
SGC	0.56	0.495	180	403	357	292626	229408	0.78

Finalmente se estimaron los perfiles de Vs hasta la roca por inversión de la Curva H/V. tomando como restricciones la profundidad del basamento rocoso que se conoce en cada sitio de medición. En la Figura 3 se presentan los resultados de las inversiones obtenidas en ambos sitios. Los modelos obtenidos simulan adecuadamente la curva medida en campo para ambos sectores.

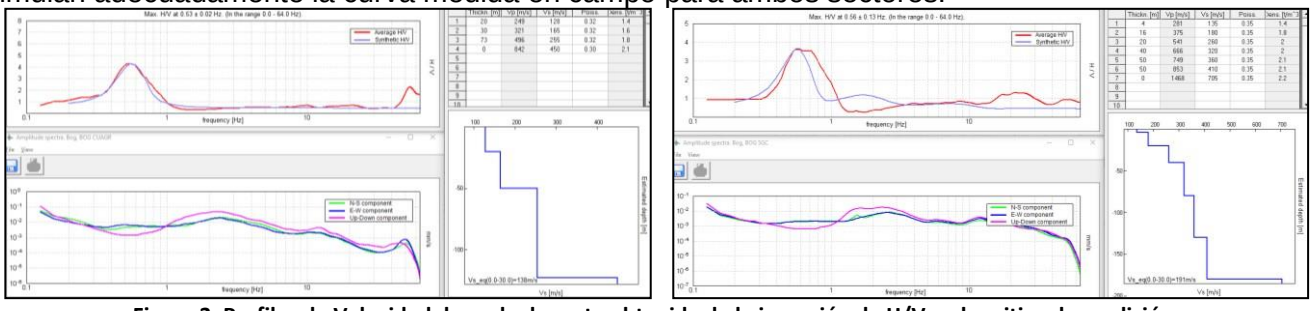


Figura 3. Perfiles de Velocidad de onda de corte obtenida de la inversión de H/V en los sitios de medición.

Referencias

Bard, P. Y. (1998). Microtremor Measurements: A tool for site effect estimation? En *Proc. of 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion.* Yokohama.

Bonnefoy-Claudet, S., Kohler, C., Cornou, C., Wathelet, M., & Bard, P. Y. (2008). Effects of Love waves on microtremor H/V ratio. *Bulletin of the Seismilogical Society of America, 98*, 288-300.

* Correspondencia: juanmoya@saicon.com.co

Evaluación del perfil de velocidad de onda *s* en dos depósitos de suelo de la ciudad de Santiago de Cali, a partir de registros de vibración ambiental en superficie.

Gonzalez.Henry[1]*, Cruz. Alejandro[2], Sandoval. Eimar[3]
[1] Geociencias, Universidad del Valle, Colombia
[2] Universidad del Valle, Colombia
[3] Universidad del Valle, Colombia

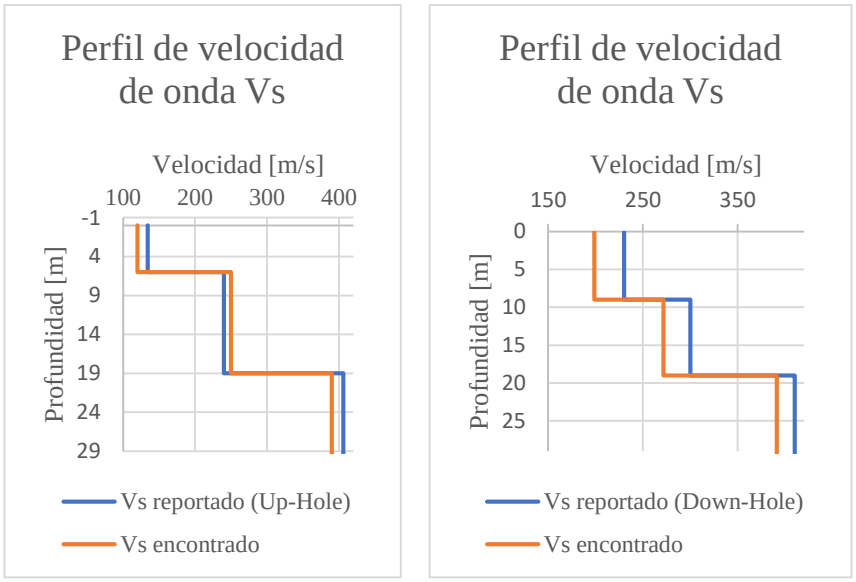
En el presente trabajo de investigación se evalúa la fiabilidad de un método de exploración geotécnica no invasiva, en el cual se emplean registros de *ruido ambiental* (estación única de registro) para la obtención de perfiles de velocidad de onda cortante V_s, en dos puntos de la ciudad de Santiago de Cali (PTAP Puerto Mallarino y Universidad del Valle), a partir de la comparación con registros geotécnicos preexistentes.

La velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s), es un parámetro de gran importancia para caracterizar el comportamiento dinámico de los depósitos de suelo; ya que se encuentra relacionada con las propiedades físicas y elásticas de la estructura multicapa de los estratos de suelo que atraviesa, permitiendo cuantificar el módulo de rigidez al esfuerzo cortante a pequeñas deformaciones (G_0) o el módulo de Young (E). Convencionalmente, suele recurrirse a métodos geofísicos de propagación de ondas y técnicas de prospección sísmica para determinar la velocidad de onda de corte; pero su elevado costo, sumado a la complejidad en su ejecución, hace muchas veces inviable su aplicación [1]. En ocasiones, se recurre a ecuaciones empíricas a partir de la resistencia a la penetración estándar (SPT); no obstante, la variabilidad de los resultados de esta prueba y el hecho de correlacionar un parámetro que representa el comportamiento del suelo para muy pequeñas deformaciones con un ensayo destructivo, hace que aún haya controversia. En las últimas décadas se ha popularizado el uso de la propagación de ondas de superficie, específicamente las ondas Rayleigh. Por esta razón, el uso de *ruido ambiental* como insumo para estimar V_s ha tomado gran importancia, y los resultados de diferentes investigaciones [2] han encontrado gran concordancia entre valores de V_s, obtenidos con esta metodología y los presentados por registros geotécnicos preexistentes.

De acuerdo con lo anterior, el uso del método de un sensor superficial y registros de *ruido ambiental*, podrían convertirse en una metodología útil y de bajo costo para estimar perfiles de onda cortante. Por lo tanto, es necesario verificar la fiabilidad del método mediante el análisis comparativo, con resultados presentados en estudios previos en las zonas objeto de este estudio.

El cálculo del perfil de velocidad de onda cortante se realiza por medio de la inversión de las curvas de elipticidad de ondas Rayleigh, las cuales puede ser obtenida a través del ajuste de la curva de relaciones espectrales H/V con ayuda de la técnica de análisis tiempo frecuencia y transformada de ondícula continua (CWT) [3]. En la figura 1 se presentan los perfiles de velocidad de onda cortante encontrados con la metodología de estudio y estructuras de velocidad reportadas en estudios previos para cada una de las zonas estudiadas. Los resultados obtenidos muestran incrementos en la magnitud de velocidad de onda cortante en profundidades donde ocurren cambios estratigráficos importantes entre estratos adyacentes para cada una de las zonas, y similitudes en la forma del perfil de velocidad, con respecto al perfil reportado.

* Correspondencia:gonzalez.henry@correounivalle.edu.co



a. PTAP **b.** Univalle

Figura 1. Comparación de perfiles de velocidad de Onda cortante encontrados y reportados

La fiabilidad del método se evalúa con la ayuda del coeficiente Alpha de Crombach, que es una medida ponderada de las correlaciones entre variables, y puede ser calculado a partir de las varianzas de dichas variables. Este coeficiente se sitúa normalmente entre 0 y 1, y considera que valores > 0.7 son suficientes para garantizar fiabilidad. El análisis permite evidenciar una correlación cercana a la unidad entre los perfiles de velocidad reportados en estudios preexistentes y los encontrados en la investigación (Tabla 1.). De esta forma, se da cumplimiento a los objetivos planteados en la investigación de manera satisfactoria, y se pueden abrir las puertas para una futura línea de investigación en la comunidad científica, en la cual se pueda encontrar la estructura de velocidades de onda cortante bajo otras metodologías de análisis tales como el análisis de polarización de ondas Rayleigh (DOP) o la técnica de decremento aleatorio (Ray-Dec).

Parámetro	PTAP	Univalle
α	0.997	0.999
n	2.00	2.00
V_i	24686.22	11779.43
V_t	49232.89	23530.68

$$\alpha = \frac{n}{n-1}\left(1 - \frac{\sum_i V_i}{V_t}\right)$$

$n: \#casos;\ V_i: Varianza\ iesima\ de\ n$
$V_t: Varianza\ Total$

Tabla 1. Coeficiente alpha de Crombach para análisis de fiabilidad de ambas zonas de estudio.

Referencias

[1] Alfaro, J. 2013. “Caracterización Dinámica Del Suelo Mediante La Utilización de Microtemblores Para La Microzonificación Sísmica.”
[2] Bard, Pierre-yves. 1998. “Microtremor Measurements : A Tool for Site Effect Estimation ?”
[3] Fäh, Donat et al. 2009. “Report Using Ellipticity Information for Site Characterisation Using Ellipticity Information for Site Characterisation.”.

* Correspondencia:gonzalez.henry@correounivalle.edu.co

Estimación de la variabilidad espacial de la resistencia a corte no drenada del depósito lacustre de la ciudad de Bogotá con base en CPTu

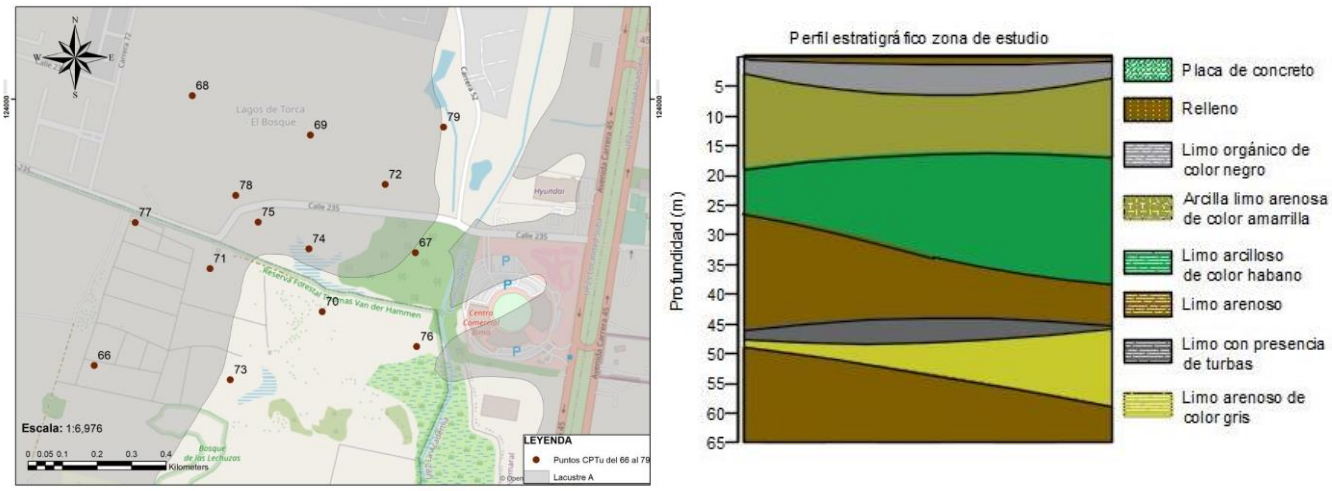
Lina Ximena Garzón Avila[1]*, Nicolás Quintana Páez[1]
[1] Departamento de Ingeniería Civil, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Colombia

El suelo es por naturaleza heterogéneo debido a su proceso de formación que involucra procesos físicos, químicos, ambientales, entre otros. La heterogeneidad del suelo se ve reflejada en que sus propiedades varían espacialmente. Describir cómo las propiedades del suelo varían espacialmente es importante para hacer análisis probabilísticos de problemas geotécnicos, ya que la variabilidad espacial inherente afecta el comportamiento del suelo. Vanmarcker (1997) modela la propiedad del suelo, a cualquier profundidad, como una curva de tendencia y fluctuaciones (desviación estándar y distancia de fluctuación) alrededor de esta curva de tendencia [1]. La curva de tendencia y la desviación estándar se pueden estimar determinísticamente a partir de la estadística clásica, pero la distancia de fluctuación se estima a partir de una función estacionaria variable. La distancia de fluctuación δ es la distancia (horizontal o vertical) dentro de la cual las propiedades del suelo se encuentran significativamente correlacionadas. La distancia de fluctuación es uno de los parámetros más importantes para modelar adecuadamente la variabilidad espacial del suelo a través de la teoría de campos aleatorios.

Existen varias metodologías para estimar esta distancia de fluctuación, en este artículo se usará la teoría más tradicional que es el método de ajuste de una función de autocorrelación (ACFM) por sus siglas en inglés. La idea principal del método es ajustar modelos teóricos a una función de autocorrelación usando el método de los mínimos cuadrados. Este método requiere tener una cantidad significativa de datos de la propiedad a estimar, por lo que el ensayo *in situ* de penetración de cono o piezocono (CPTu) es ideal para la aplicación de esta metodología. Pocos esfuerzos se han hecho para caracterizar probabilísticamente las propiedades de resistencia de los suelos de Bogotá. Este artículo tiene como objetivo principal determinar la media, la desviación estándar y la distancia de fluctuación vertical de la resistencia al corte no drenada, *Cu* del depósito lacustre de la ciudad de Bogotá comprendido entre las calles 192 a 240 y carreras 7 a 55. El análisis se realizó con información de 14 ensayos CPTu que tienen profundidades promedio de 65m. En la investigación se trabajó directamente con el valor de *Cu* interpretado por las empresas que suministraron los datos de los ensayos. El perfil estratigráfico de esta zona está conformado principalmente por capas limos y arcillas muy blandas. En la Figura 1 se muestra la localización de los ensayos y el perfil estratigráfico típico de la zona de estudio.

El análisis estadístico fue realizado en el software R y Risk en donde se programó un algoritmo que se resume a continuación: (i) determinación del tipo de distribución de probabilidad; (ii) determinación de la media y desviación estándar; (ii) chequeo de homogeneidad estadística aplicando pruebas paramétricas y no paramétricas para garantizar la estacionariedad de los datos, (iii) generación de la función de autocorrelación (la función exponencial fue la que presentó mejor ajuste) y calculó del límite de Barttlet; (iv) estimación de la distancia de fluctuación vertical [2]. En la Tabla 1 se presenta los resultados de la estimación de los parámetros estadísticos (media y desviación estándar) y de la distancia de fluctuación vertical para cada uno de los 14 CPTu. Como podemos observar el COV de la resistencia al corte no drenada varía entre 16% y 54% y la distancia de fluctuación entre 0.6m y 2.09m.

* Correspondencia: lina.garzon@escuelaing.edu.co



a b

Figura 1. Localización de los CPTu y perfil estratigráfico de la zona de estudio: (a) localización de los 14 CPTu, (b) perfil estratigráfico.

CPTu	No. de datos	PDF	Valor mínimo/Valor máximo (kPa)	Media (kPa)	Desviación estándar (kPa)	COV	Distancia de fluctuación δ(m)
66	1855	Lognormal	13,19 - 75,41	30,31	7,79	24,01	0,99
67	1851	Lognormal	17,49 - 63,66	28,05	6,21	20,02	1,00
68	1851	Lognormal	11,17 - 55,77	21,68	5,55	22,96	0,68
69	1851	Lognormal	14,03 - 47,89	22,87	5,44	22,93	0,99
70	1856	Lognormal	15,94 - 60,12	27,89	5,94	19,97	2,09
71	1851	Lognormal	13,88 - 67,53	27,14	5,97	19,68	0,67
72	2054	Lognormal	10,16 - 58,3	23,77	4,97	19,33	0,87
73	1852	Lognormal	6,65 -51,78	19,52	4,74	21,36	0,88
74	1851	Lognormal	17,75 - 71,37	32,16	6,03	16,47	1,16
75	1852	Lognormal	15,22 - 80,9	32,69	7,03	18,60	1,80
76	2047	Lognormal	12,32 - 62,66	26,63	6,86	23,75	1,00
77	1851	Lognormal	13,88 - 68,53	27,14	5,97	19,69	1,21
78	1849	Normal	7,78 - 49,51	17,80	9,52	54,16	0,66
79	2842	Lognormal	9,75 - 157,68	25,98	8,16	30,25	1,23

Tabla 1. Valores de media, desviación estándar y distancia fluctuación de la resistencia al corte no drenada, *Cu* de la zona de estudio.

Referencias

[1] Vanmarcker, E. (1997). Probabilistic Modeling of soil profiles. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1227-1246.

[2] Nie, X., Zhang, J., Huang, H., Liu, Z., & Lacasse, S. (2015). Scale of Fluctuation for Geotechnical Probabilistic Analysis. Geotechnical Safety and Risk V, 834-840.

* Correspondencia: lina.garzon@escuelaing.edu.co

DESARROLLO DE UN SISTEMA DE CALIBRACIÓN PARA LA MEDICIÓN DE PÉRDIDAS DE ENERGÍA EN EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR BAJO LAS CONDICIONES DE APLICACIÓN EN COLOMBIA

Rodriguez Ramirez, Daniel Felipe[1]*, Colmenares Montañez, Julio Esteban[1], Gil Rodriguez, David Esteban[1]

[1] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C., Colombia

La exploración del subsuelo requerida para el diseño de los diferentes proyectos de infraestructura comúnmente se apoya en la ejecución de pruebas de campo para la estimación de las propiedades ingenieriles de los materiales. La campaña de exploración de cada proyecto es única, y se diseña y planea teniendo en cuenta principalmente: las características geológicas del sitio del proyecto a construir, las condiciones topográficas, el tipo de material esperado y las características del proyecto a construir. En algunos casos, los métodos de exploración disponibles no permiten la recuperación de muestras inalteradas para la ejecución de ensayos de laboratorio o se requiere información del comportamiento del suelo en el sitio. Uno de los ensayos más utilizados en la práctica colombiana, es el ensayo de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés), el cual da una medida indirecta de la resistencia del suelo a través de correlaciones con el número de golpes requeridos para hincar 30 cm de un muestreador, de dimensiones estándar, dentro de una perforación. Si bien el procedimiento de ejecución del ensayo se encuentra estandarizado a nivel internacional, distintas prácticas locales pueden generar variaciones en los resultados finales de los ensayos. Dichas variaciones afectan la energía impartida por el muestreador al suelo, a medida que se aumenta la profundidad. En algunos países se asume que la energía real trasmitida corresponde con el 45, 60 o 72 % de eficiencia de la energía teórica, dependiendo de las prácticas locales y de las pérdidas de energía debidas al sistema de aplicación de las cargas. En nuestro país, la práctica tradicional de la ingeniería, de manera conservadora, asume el 45% de eficiencia. Con el fin de evaluar la eficiencia real de nuestra práctica ingenieril, se desarrolló un sistema de calibración que permite calcular las pérdidas de energía en el equipo SPT. Se identificaron los equipos y procedimientos necesarios para adecuar el equipo SPT, de manera que se pueda medir la energía real para ensayos en sitio. El sistema comprende el uso de una varilla instrumentada con galgas extensiométricas y acelerómetros. Con los anteriores elementos se determina la energía transferida a la varilla durante el impacto del martillo por medio del método velocidad-fuerza (EFV, por sus siglas en inglés). La funcionalidad del sistema fue validada con la ejecución de pruebas en campo.

* Correspondencia: dafrodriguezram@unal.edu.co

2.6. Geosintéticos

Evaluación experimental de geoceldas sobre suelos blandos

Miguel Angel Torres Peña[1]*, Guillermo Eduardo Ávila Alvarez[2]
[1] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá, Colombia
[2] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá, Colombia

El uso de geoceldas sobre suelos blandos se ha estado expandiendo en distintas partes del mundo al observar los beneficios enfocados en la mejora de capacidad portante, reducción de asentamientos, mejoramiento del módulo elástico del material y mejoramiento de la resistencia, lo cual es aplicable en cimentaciones de edificaciones, en obras de estabilización de taludes o en obras lineales, donde los materiales de subrasante son poco competentes y resulta difícil conseguir materiales de buena calidad en zonas cercanas.

La información técnica de referencia sobre este tipo de mejoramiento del suelo es relativamente escasa y de ahí la importancia de adelantar trabajos experimentales controlados que permitan mejorar el conocimiento y tener confianza en cuanto las condiciones reales de las propiedades de cierta geoceldas comerciales y del comportamiento de las mismas ante procesos de carga. En este trabajo se realizaron modelaciones en laboratorio de un sistema de geocelda unitaria fabricada en polietileno de alta densidad (HDPE) que se incluye como elemento de reforzamiento de una capa de material granular sobre un suelo blando.

El material granular utilizado es típico de extracción en cantera que no cumple con especificaciones para ser usado como base o subbase granular en el marco colombiano. El suelo blando de la cimentación se simuló utilizando arcilla y bloques de poliestireno expandido (EPS) de diferentes densidades. El objetivo fue evaluar experimentalmente el comportamiento de geoceldas sobre suelos blandos mediante modelos hechos en laboratorio y comparar tales resultados con modelos numéricos en elementos finitos 2D.

Se realizaron 12 modelos experimentales en laboratorio y 12 modelos numéricos por el método de los elementos finitos utilizando el software PLAXIS 2D. Los modelos numéricos se calibraron con los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Los resultados experimentales y numéricos mostraron que la capacidad de carga del sistema con geocelda se incrementó de 1.45 a 2.45 veces la capacidad de carga del sistema sin geocelda, los resultados también mostraron que el módulo de elasticidad de la capa de material granular con geocelda mejoró entre 1.25 a 2.8 veces el módulo de la capa de material granular sin geocelda. El trabajo muestra que el aporte de la geocelda se da en mayor proporción cuando se usa sobre subrasantes más blandas, esto permite inferir que precisamente su principal utilidad se presenta en este tipo de materiales y en particular en aquellos que por las condiciones climáticas extremas pueden sufrir fuertes reblandecimientos durante lluvias prolongadas y agrietamientos durante sequías extremas.

.

* Correspondencia: matorresp@unal.edu.co

Referencias

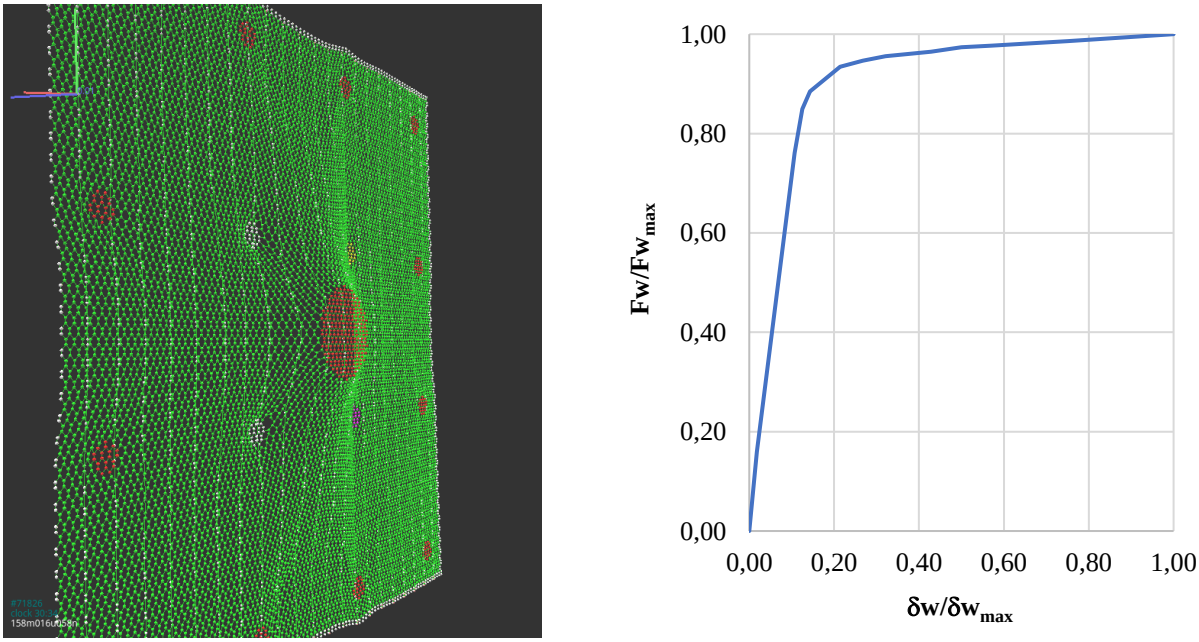
[1] Benson, C. H., Tanyu, B. F., Edil, T. B., Aydilek, A. H., & Lau, A. W. (2013). Laboratory evaluation of geocell-reinforced gravel subbase over poor subgrades. Geosynthetics International.
[2] Biswas, A., Murali Krishna, A., & Dash, S. K. (2013). Influence of subgrade strength on the performance of geocell-reinforced foundation systems. Geosynthetics International.
[3] Biswas, Arghadeep, & Krishna, A. M. (2017a). Behaviour of geocell–geogrid reinforced foundations on clay subgrades of varying strengths. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics.
[4] Biswas, Arghadeep, & Murali Krishna, A. (2019). Behaviour of circular footing resting on layered foundation: sand overlying clay of varying strengths. International Journal of Geotechnical Engineering, 13(1), 9–24.
[5] Gedela, R., & Karpurapu, R. (2021). Laboratory and Numerical Studies on the Performance of Geocell Reinforced Base Layer Overlying Soft Subgrade. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 7(1), 1–18.
[6] Hegde, A. (2017). Geocell reinforced foundation beds-past findings, present trends and future prospects: A state-of-the-art review. In Construction and Building Materials (Vol. 154, pp. 658–674). https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.230

* Correspondencia: matorresp@unal.edu.co

Green soil nailing - análisis numérico para la deformación de la cara frontal

Petrucio Santos Junior[1]*, Ginna Marcela Torres Rodriguez[2]
[1] Departamento Técnico, Maccaferri de Brasil, Brasil
[2] Departamento Técnico Comercial, Maccaferri de Colombia, Colombia

La solución de soil nailing verde es una variante de la solución de soil nailing tradicional que involucra además el análisis del comportamiento de los pernos y su interacción con el suelo y sobre una cara de malla metálica flexible que presenta un comportamiento de membrana. En algunos casos, existe una consideración equivocada en cuanto a la contribución de esta solución a la estabilidad de una masa de suelo potencialmente inestable, ya que los elementos de cara con comportamiento de membrana no presentan una condición activa en el talud, lo que requiere un desplazamiento significativo de una porción de suelo. tierra para que la cara pueda ser activada. Estudiar el comportamiento de las mallas metálicas flexibles, en paralelo con el comportamiento de los pernos responsables de la estabilidad de una masa de suelo inestable, es una tarea que puede simplificarse una vez que se conoce la curva característica de la malla metálica utilizada, siendo posible evaluar cómo comprende el paramento de una estructura en soil nailing verde con respecto a las posibles deformaciones superficiales del talud.



a) b)

Figura 1. Simulación de ensayo de punzonado (punching test) con 4 puntos de fijación utilizando el modelo de malla metálica discretizada en MED; a) Simulación de ensayo de punzonado utilizando puntos de fijación cada 2 metros con el modelo de malla metálica discretizado en MED; b) Curva de alambre normalizada (Santos Junior, 2018).

* Correspondencia: p.santos@maccaferri.com

Después de calibrar el modelo numérico con los resultados experimentales, fue posible extrapolar la investigación utilizando paneles más anchos con puntos de unión que simulan las placas metálicas que se unen a cada perno anclado. Se utilizaron dos modelos de placas con diferentes dimensiones. No fue posible observar diferencias significativas entre los resultados obtenidos. Se supone que los pernos se comportan como elementos con desplazamientos despreciables en comparación con el elemento de cara, a partir de ahí es posible evaluar a través de una curva característica generada por el modelo numérico, si tales elementos de cara son compatibles con las deformaciones que el único puede sufrir. En la Figura 1a es posible ver el modelo numérico creado y también la curva de resistencia del alambre que se utilizó en el modelo. Basado en el modelo de alambre estocástico distorsionado propuesto por Thoeni et al. (2011) se obtuvo una buena aproximación de las curvas experimentales del ensayo de punzonado (Figura 1b).

De los análisis numéricos se pueden obtener varios resultados, ya que es posible extraer resultados individuales de los análisis de cada partícula discretizada en el modelo, como fuerza, desplazamiento, entre otros. Para simplificar el análisis se extrajeron gráficas normalizadas que determinan la fuerza en cada uno de los 4 puntos que simulan la posición de los platos y la fuerza principal impartida por el pistón. Los análisis se realizaron induciendo un desplazamiento en el pistón que al estar en contacto con la malla genera varias fuerzas de contacto que se orientan en 3 direcciones. Para los análisis realizados se determinó la suma de las fuerzas en dirección ortogonal al plano de la malla, así como el desplazamiento.

Los resultados obtenidos mediante los análisis numéricos simplifican la comprensión del comportamiento de las mallas metálicas en taludes y permiten una correlación directa con los ensayos experimentales de caracterización de estos materiales. Además de permitirte determinar correctamente los revestimientos flexibles para soil nailing.

Referencias

[1] British Standards Institution – BS 8006-2 (2011) Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.
[2] Bertrand, D. (2006) Modèlisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée, Application aux structures de protection contre les éboulements rocheux, Université Joseph Fourier Grenoble 1, 197p.
[3] Santos Junior, P.J. (2018) Gabiões e estruturas de arrimo: análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico - Campinas, SP: [s.n.], Tese de Doutorado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.
[4] Šmilauer, V., Catalano, E., Chareyre, B., Dorofeenko, S., Duriez, J., Gladky, A., Kozicki, J., Modenese, C., Scholtès, L., Sibille, L., Stránský, J., Thoeni, K. (2010) Yade Documentation. The Yade Project. (http://yade-dem.org/doc/).
[5] Thoeni, K., Lambert, C., Giacomini, A., Sloan, S. W. (2011) Discrete Modelling of a Rockfall protective system, II International Conference on Particle-based Methods-Fundamentals and Applications, PARTICLES 2011, Barcelona, Spain.
[6] UNI 11437 (2012) Rockfall Protective Measures - Tests On Meshes For Slopes Coverage.

* Correspondencia: p.santos@maccaferri.com

Geomallas como material de refuerzo en pavimentos flexibles implementando una modificación al método AASHTO 93.

Carlos J. Slebi-Acevedo[1*], Linda Melissa-Guerrero[1], Brandon Martinez-Barrera[1]
[1] Semillero de pavimentos, departamento de Ingeniería Civil, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Colombia.

Cada día los geosintèticos van abrièndose camino en el diseño y construcciòn de los proyectos de infraestructura vial dada su variedad de aplicaciones tales como: reforzamiento en suelos blandos y taludes, impermeabilización, separación de materiales finos, complemento a obras de drenaje, entre otros [1]. Dentro del mundo de los geosintéticos, se encuentran las geomallas, las cuales sirven como refuerzo en las capas granulares de una estructura de pavimento, y comúnmente empleadas cuando la subrasante presenta condiciones desfavorables en su capacidad portante[2]. De la misma forma, la incorporación de las geomallas permite disminuir los espesores de las capas granulares permitiendo una reducción en los costos de extracción y transporte de material grueso y por ende minimizando la afectación a los ecosistemas y el medio ambiente. Según lo anterior, se pretende estudiar el efecto que tiene la incorporación de geomallas como refuerzo en las capas granulares del pavimento, evaluando el efecto en la reducción de los espesores de materiales granulares y variando la resistencia de valor relación de soporte (CBR) en la subrasante. El método de diseño propuesto en las estructuras de pavimento fue el método empírico AASHTO 93. A pesar de que AASHTO 93 es una metodología empírica, no muy reciente, es una metodología vigente y actualmente utilizada en gran parte de países del mundo y en especial América latina. En la literatura científica, se han encontrado adaptaciones innovadoras al método de diseño de la AASHTO 93 para emplearlo en el diseño de estructuras de pavimento incorporando geomallas [3][4]. Esta investigación buscar analizar el impacto que tiene la incorporación de dos geomallas con resistencias a la tracción de 20 KN/m (G20) y 30KN/m (G30), respectivamente, en una estructura de pavimento flexible variando los niveles de CBR del suelo de subrasante entre el 1% y el 6%, dado que son valores altamente críticos. Los parámetros de diseño propuestos en el modelo de análisis correspondieron a un nivel de tránsito NT3.

A continuación, en la tabla se presenta la relación del número estructural (SN) a partir del CBR (%), para el SN calculado, diseño sin refuerzo, con refuerzo de geomalla G20 y con refuerzo de geomalla G30 (ver Tabla. 1), evidenciando un aumento del número estructural cuando se incorpora el refuerzo reduciendo así la capa granular en el pavimento. Nótese que todos los niveles estructurales son bastante similares entre sí. A pesar de que los números estructurales del refuerzo con geomalla de 20 kN/m son mayores que los empleados con la geomalla de 30 kN/m, se pudo notar que la reducción de los espesores se hizo mucho mayor empleando la geomalla de resistencia a tracción de 30 kN/m.

		SN			Reducción (cm)		BCR(%)	
CBR (%)	**Calculado**	**Diseño sin refuerzo**	**Ref. 20 kN/m**	**Ref. 30 kN/m**	**20 kN/m**	**30 kN/m**	**20 kN/m**	**30 kN/m**
1	6.24	6.27	6.57	6.31	19.61	24.61	28.07	35.23
2	5.47	5.49	5.57	5.54	13.10	15.10	24.56	28.31
3	5.05	5.07	5.11	5.12	9.21	10.21	20.72	23.00
4	4.76	4.77	4.78	4.79	6.86	7.86	18.01	20.63
5	4.55	4.59	4.61	4.62	6.13	7.13	17.88	20.79
6	4.39	4.41	4.46	4.44	4.32	5.32	14.17	17.45

Tabla 1. Números estructurales, reducción de espesores y valores de BCR(%)

* Correspondencia: Carlos.slebi@escuelaing.edu.co

La Figura 1, muestra las reducciones de espesores en las capas granulares al incorporar las geomallas como refuerzo. De la misma forma se muestra el coeficiente de reducción de capa de base (BCR) implementando las geomallas G20 Y G30 (ver Fig. 2b). Acá es muy importante recalcar que a menor valor de CBR de la subrasante, mayor es la reducción que se puede obtener en las capas granulares con la aplicación de una geomalla. De igual forma, a medida que incrementa el valor de CBR, la contribución que hace la geomalla en términos de reducción de los espesores se hace cada vez menor. similarmente, a medida que aumenta el valor de CBR la contribución de ambas geomallas es muy similar, a pesar de la diferencia de resistencia entre ellas.

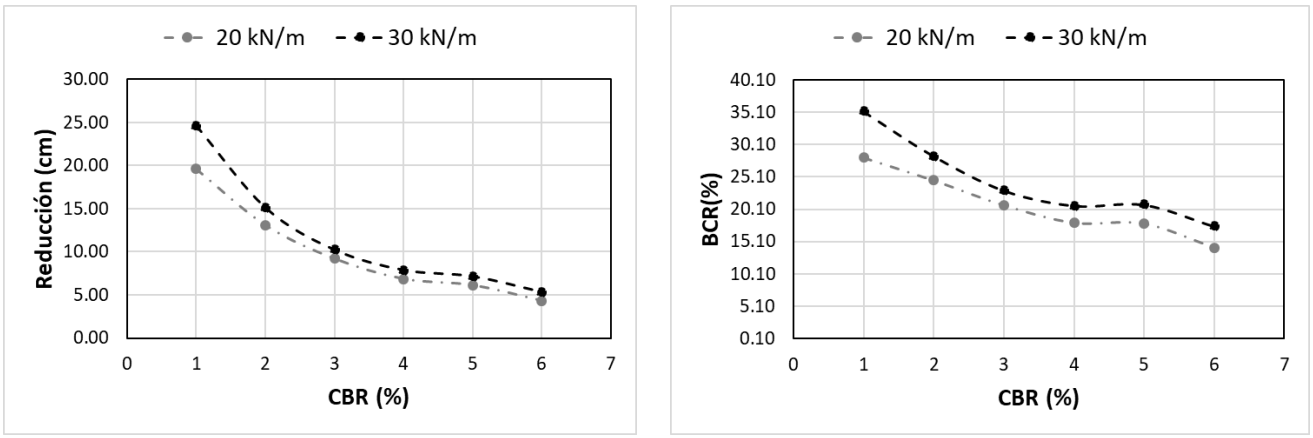


Figura 1. (a). Valores de reducción de capa (cm) en funcion del CBR. (b). Valores de BCR (%)

Con respecto al coeficiente de reducción de las capas de base, se puede notar que es mayor aplicando la geomalla de 30kN/m con respecto a la de 20 kN/m. Este coeficiente de reducción de base se calculó como la diferencia entre espesores del suelo sin reforzar y reforzado dividido en el espesor del suelo sin reforzamiento. Esta investigación dejó como precedente el diseño de pavimentos flexibles reforzados con geomallas empleando modificaciones al método AASHTO 93 propuestos en la literatura. La incorporación de geomallas suele ser una solución útil cuando los valores de CBR son inferiores al 5%. Para pavimentos cuya subrasante posee un CBR mayor a 5%, la reducción de espesor no es un factor relevante para la diferenciación de los dos tipos de geomallas, ya que tanto para la geomalla G20 como para la G30 las reducciones de espesores son muy similares, por lo cual, se recomienda implementar la geomalla G20 en subrasante que presenten un CBR mayor a 5%. Como futura línea de investigación se propone la modelación computacional y los modelos a escala que validen lo propuesto empleando estas metodologías de diseño.

Referencias.

[1] D. Barman, S.K. Dash, Stabilization of expansive soils using chemical additives: A review, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. (2022). https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2022.02.011.

[2] M. Al-Barqawi, R. Aqel, M. Wayne, H. Titi, R. Elhajjar, Polymer geogrids: A review of material, design and structure relationships, Materials. 14 (2021). https://doi.org/10.3390/ma14164745.

[3] A. Qadir, U. Gazder, K. un N. Choudhary, Statistical analysis for comparing and predicting rutting resistance of asphalt pavements with rigid and flexible geogrid layers, Construction and Building Materials. 302 (2021). https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124136.

[4] J.G. Zornberg, Stabilization of Paved Roads Using Geosynthetics, n.d.

* Correspondencia: Carlos.slebi@escuelaing.edu.co

Aspectos y Detalles Fundamentales sobre el Diseño y Construcción de Muros de Contención en Suelo Reforzado

Carlos E. Espinosa Pineda[1], Omar L. Torres Parada[2]
[1] Ingeniero Asesor Consultor Geotecnia e Infraestructura, Colombia
[2] Director Técnico, Geomatrix SA, Colombia

En los proyectos de ingeniería los diseñadores de muros de contención en suelo mecánicamente estabilizado SME también conocido como suelo reforzado con geosintéticos se enfrentan a particularidades que pueden abordarse al considerar ciertos ***aspectos y detalles fundamentales*** durante la fase de diseño y la construcción. Mientras que los *detalles de diseño principales* como el tipo de refuerzo, longitud, resistencia a la tensión, cuantía y separación de los elementos de refuerzo son posibles de calcular, existen muchos más aspectos y detalles por considerar e incluir en los planos de construcción. Si bien estos aspectos y detalles por si solos no garantizan éxito del proyecto, su omisión parcial o total puede causar grandes problemas en sus estructuras durante la construcción y servicio, en cuanto al comportamiento, aspecto, costo y estabilidad. Según las metodologías de *diseño por esfuerzos permisibles, en ingles* ***ASD****,* y *diseño por factor de carga y resistencia*, en inglés ***AASHTO LRFD,*** de acuerdo con [5,7] se presentan 10 pasos básicos para el diseño de estos muros.

En este documento se identifican y discuten ocho de estos ***"aspectos y detalles"*** con base en la revisión y experiencia que a continuación se enumeran:
1. Suelos del sitio y parámetros de resistencia. 2. Estabilidad interna, externa, global y combinada. 3. Resistencia disponible del geosintético según el tipo de polímero. 4. Reforzar con geotextiles o geomallas? Interacción suelo geosintético. 5. Topografía y niveles del muro, 6. Determinación del tipo de fachada, 7. Sobrecargas temporales, 8. Tratamiento del agua superficial drenajes, cunetas y descoles.

El objetivo de este documento es resaltar varios de los ***"aspectos y detalles"*** que pueden definir si un diseño es adecuado o no. El suelo mecánicamente estabilizado SME o suelo reforzado es un relleno de suelo conformado por material granular seleccionado al cual se le incluyen elementos geosintéticos de refuerzo. En la figura 1 se muestran los elementos principales de un muro SME. En el diseño de muros SME se tienen tres tipos de zonas de suelo. a) suelo reforzado (suelo mecánicamente estabilizado), b) suelo retenido y c) suelo de fundación. La zona de suelo mecánicamente estabilizado es la única en donde se puede controlar el peso unitario del suelo γ y los parámetros de resistencia del suelo como el ángulo de fricción interna ϕ, y la cohesión **c**. Por otro lado, en el suelo retenido y suelo de fundación las propiedades y condiciones de los materiales del sitio determinan los valores de γ, ϕ y **c**.

* Correspondencia: carlosgeomecanica@gmail.com

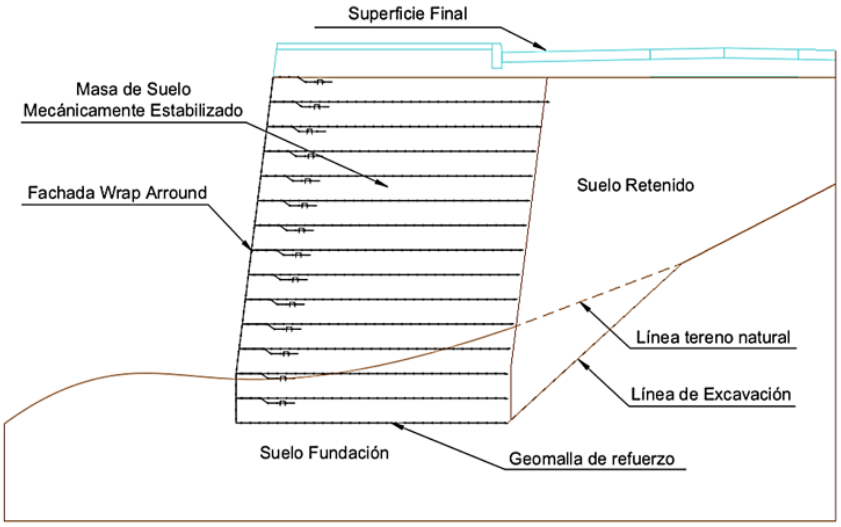


Figura 1. Elementos Principales de un Muro de Contención en Suelo Reforzado

Este artículo logra integrar fundamentos a manera de detalles que se requieren considerar en la planeación de los proyectos de estructuras en suelo reforzado con geosintéticos y resalta aspectos claves para adelantar de manera adecuada el diseño de este tipo de estructuras.

El campo de la ingeniería con geosintéticos crece en el mundo y Colombia es referente Latinoamericano por su trayectoria con el uso de estos materiales. El futuro para avanzar en el conocimiento y mejorar en el diseño y las prácticas de construcción de estructuras reforzadas con geosintéticos dependerá de la interacción entre las empresas de ingeniería de consultoría, construcción, los fabricantes de geosintéticos, las agremiaciones, sociedades profesionales y las universidades para avanzar en la tecnología e investigación, así como de las entidades gubernamentales de seguimiento y control para generar códigos, manuales, especificaciones de diseño y construcción acordes al avance y conocimiento de este campo de la ingeniería geotécnica.

Referencias

[1] AASHTO. Designation M 288. Geotextile Specification for Highway Applications
[2] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition 2007.
[3] ALLEN, T., Christopher, B.R., Elias, V.E. and DiMaggio, J. (2001) Development of the Simplified Method for Internal Stability Design of Mechanically Stabilized Earth (MSE) Walls, Washington State Department of Transportation Research Report WARD 513.1, 108p.
[4] BRAJA M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 4 ed. Califormia State University, Sacramento. International Thompsom Editores, 2001.
[5] ELIAS, V., Christopher, B. R., and Berg, R.R., Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines. NHI Course 132042, FHWA NHI-00- 043. 2001. 394 pp.
[6] ESPINOSA P., Carlos, y Torres Omar L. El Secreto está en los Detalles – Muros de Contención en Suelo Mecánicamente Estabilizado SME. Jornadas XXI Estructurales y XVIII Geotécnicas Universidad Industrial de Santander, 2019.
[7] FHWA-NHI-10-024, Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I. 2009

* Correspondencia: carlosgeomecanica@gmail.com

MODULO DE MUROS EN SUELO REFORZADO CON GEOSINTETICOS, BAJO METODOLOGÍA WSD Y LRFD EN EL PROGRAMA GEOSOFT.

Michael Antonio Romero Guerrero
Nidia Milena Vergara Diaz
Departamento Técnico
Pavco Wavin Geosinteticos Latinoamérica

La ingeniería ha sido parte de la vida desde el inicio de la humanidad, permitiendo transformar recursos naturales en bienes y servicios útiles; al principio fue cuestión de supervivencia, con desarrollos empíricos y conocimientos heredados que permitían construir diferentes tipos de formas y estructuras.

Pero de la misma manera que ha evolucionado el mundo, la ingeniería civil ha avanzado, desarrollando cada vez mejores métodos y herramientas que le han permitido vencer los desafíos a la hora de construir obras con menores recursos, mayor eficiencia y un menor impacto ambiental.

El acelerado avance de la tecnología, sumado al adelanto en conocimientos de ingeniería, ha transformado la construcción civil; desarrollando programas de análisis matemáticos complejos, que facilitan la aplicación y modelación de diferentes alternativas de solución para un mismo problema.

Hoy en día, los ingenieros dedicados al diseño de obras civiles son uno de los principales usuarios de productos y herramientas de alta tecnología, y aplican los conceptos más recientes en diseño asistido por computadoras o más conocido como CAD (computer-aided design) por sus siglas en inglés; el uso de computadores y programas como AutoCAD, Slide, Plaxis, CEDEM, .PAV, HDM-4 o HEC-RAS ayudan en la creación, modificación, análisis u optimización de un diseños, aumentando la productividad del diseñador y mejorando la calidad del proyecto.

Aunque en américa latina son cada día más los ingenieros que utilizan software de análisis para modelar estructuras que facilitan los cálculos matemáticos, son pocos los que desarrollan este tipo de herramientas y conocen las necesidades técnicas y desafíos propios de la región, adaptando las metodologías desarrolladas a nivel mundial, para ser utilizadas en las condiciones especiales que se presentan en nuestros países.

Conociendo la importancia de la tecnología, sumado a sus 50 años de experiencia en el desarrollo de proyectos con geosintéticos, Wavin líder en América Latina, trabajo durante varios años desarrollando y actualizando su herramienta de diseño Geosoft 4.0.

Geosoft 4.0 es una completa herramienta de análisis y diseño, que cuenta con un software y libro técnico que permite solucionar problemas de ingeniería con el uso de geosintéticos. Este ha sido utilizado por reconocidas empresas de consultoría y diseño a nivel mundial por más de 15 años para el desarrollo de macroproyectos en infraestructura y otros sectores.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

El Geosoft 4.0 permite realizar modelos analíticos y obtener resultados de soluciones geotécnicas, estructuras pavimento y sistemas de control de erosión. El software es de fácil manejo, proporcionado resultados y verificando varias alternativas en tiempo record. El libro de ingeniera incluye cada metodología de diseño utilizada en el software, dando la alternativa de validar los resultados; también incluye recomendaciones técnicas y constructivas, que ayudan en la ejecución de los proyectos diseñados. La herramienta se complementa con el listado de las especificaciones técnicas de los geosinteticos y de las normativas que regulan el uso de estos en las diferentes aplicaciones y países.

Uno de los módulos actualizados y desarrollados para esta herramienta, fue el módulo de Muros en Suelo Reforzado, en donde se incluyó la posibilidad de seleccionar diferentes geometrías, modelar bajo diferentes condiciones y aplicar diseños con diferentes metodologías.

Este módulo se desarrolló aplicando la metodología WSD (diseño por esfuerzos de trabajo) la cual ha sido utilizada para la ejecución de muros en suelo reforzado por más de 20 años, pero también se incluyó la metodóloga LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) la cual ha venido cogiendo fuerza en la última década y es la metodología que utiliza el CCP-14 (código colombiano de puentes) para el diseño de acceso o estribos de puente.

Expondremos los detalles del desarrollo de la herramienta Geosoft enfocado en el módulo de muros en suelo reforzado, mostrando como definir las diferentes variables, condiciones y factores necesarios para llevar el diseño de estos elementos, desde la teoría a la práctica del software.

Referencias

KOERNER, R. M., Designing With Geosynthetics, 5 ED., U.S.A., 2005.
U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE. PUBLICATION NO. FHWA HI-95-038, MAYO 1995. Geosynthetic Design and Construction Guidelines. NHI COURSE NO. 13213.
Especificaciones “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” 6ª edición (2012) y “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications “ 7ª edición (2014).
GÓMEZ, J. N., Muros y Rellenos en Tierra Reforzada – Consideraciones de Diseño y Experiencias de Construcción en Colombia. VII Congreso Colombiano de Geotecnia, Bogotá, 1998.
LESHCHISKY, D., PERRY, E.B., A Design Procedure For Geotextile Reinforced Wall, Geosynthetics ‘87, Vol. 1, Pags 95 - 107, 1987.
CHANDLER, DOUGLAS, KIRKLAND, THOMAS, Design and Construction of a Geotextile Wall, Geosynthetics ‘91, Vol. 2, Pags 775 - 764, 1991.
RIVERA, L., Muros de Contención de Suelo Reforzado con Cintas Metálicas y Geosintéticos, 1 ED., Universidad Del Cauca, 2004.
NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Mechanically Stabilized Earth Walls And Reinforced Soil Slopes Design And Construction Guidelines, FHWA-NHI-00-043, March 2001. Traducción Ing. Jaime Suárez Díaz.
ESCOBAR, L., RUBIO, R., Estudio De La Interacción Suelo Geotextil No Tejido, VI Congreso Colombiano De Geotecnia, 1997.
ZORNBERG, J.N., SITAR, N., MITCHELL, J.K., Limit Equilibrium as Basis for Design of Geosynthetic Reinforced Slopes. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 124, No. 8, Pags 684 – 698, August 1998.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

2.7. Geotecnia vial

Desempeño del Terraplén en Briceño, Ecuador, Apoyado en Pilas de Agregado Compactado Luego del Terremoto de Pedernales, 2016

Carlos Regalado[1], Andrés Melo[2], Juan Rodríguez[3], Kord Wissmann[4]
[1] Gerente General, Centra Ingeniería y Construcción, Colombia
[2] Ingeniero de Área – Suramérica, Geopier Foundation Company, Colombia
[3] Director Latinoamérica, Geopier Foundation Company, Estados Unidos de América
[4] Presidente, Geopier Foundation Company, Estados Unidos de América

Resumen
Este artículo presenta un resumen del caso histórico del terraplén de aproximación del puente sobre el Río Briceño en Ecuador, así como el concepto de diseño de refuerzo bajo terraplenes usando Pilas de Agregado Compactado (RAP®, por sus siglas en inglés) tanto para mitigar la licuación como para aumentar la estabilidad global en el caso dinámico. En el mismo se documenta el uso de RAPs para el refuerzo de la fundación del terraplén de aproximación, el cual fue sujeto a un terremoto con magnitud Mw=7.8 y aceleración máxima PGA=0.38g, y en el cual se evidenció un buen desempeño. El terraplén de aproximación es del orden de 4 a 6m de altura. Luego del sismo del 16 de abril de 2016 (Pedernales), se observaron solamente grietas cosméticas a lo largo de pavimento (reparables) y asentamientos despreciables que no comprometieron la estabilidad global del terraplén. Los suelos de la zona varían entre arenas limosas y limos arenosos sueltos, en profundidades de hasta 5m bajo la superficie del terreno. El nivel freático se encontró en superficie, es decir, al borde del terraplén construido. Los espaciamientos manejados con la solución de elementos RAPs de 0.51m de diámetro variaron entre 1.65m al borde de los terraplenes, para proveer mayor seguridad contra la inestabilidad global en el caso dinámico, hasta 2.75 a 3m de espaciamiento bajo el centro del terraplén, dependiendo de las condiciones de suelo observadas. Después del sismo se observó evidencia de licuación superficial por la presencia de ebulliciones o volcanes de arena (*sand boils*) en las áreas no-reforzadas adyacentes al terraplén de Briceño. En áreas cercanas a la desembocadura del río Briceño, terraplenes sin refuerzo de RAPs sufrieron fallas catastróficas por inestabilidad global generadas por la licuación. El caso de éxito documentado en este artículo evidencia el uso satisfactorio de las pilas de grava compactada (RAP) de Geopier® para mitigar el potencial de licuación en los suelos de fundación y proveer estabilidad dinámica de un terraplén sometido a un mega-terremoto con un PGA cercano al de diseño.

Palabras-*Clave: Mejoramiento de Suelo, Pila de Grava Compactada, Mitigación de Licuación*

Abstract
This article presents a summary of case history of the approach embankment to the Briceño River bridge in Ecuador, as well as the design concept of reinforcement beneath embankments by using Rammed Aggregate Pier® (RAP) elements for liquefaction mitigation and to increase dynamic global stability. The use RAPs is documented for reinforcement under the approach embankment, which was subject to an earthquake with Magnitude, M_w = 7.8 and Peak Ground Acceleration, PGA=0.38g, evidencing a good performance. The approach embankment is on the order of 4 to 6 m height. After the April 16, 2016 earthquake, only longitudinal cracks (repairable) along the pavement were observed as well as negligible settlement, showing adequate performance against global instability. Soil conditions consist of loose silty sands to sandy silts, to depths of up to 5m below ground surface. The groundwater was at surface, i.e., at the toe of the embankment. The spacings used for the RAP's solution using 0.51 m diameter elements, varied between 1.65 m at the toe of the embankment to provide increased factor of safety against dynamic global instability, and up to 2.75 to 3 m spacing beneath the center of the embankment, depending on the observed soil conditions. There was surficial evidence of liquefaction by means of sand boils in non-reinforced areas near the Briceño embankment. In areas nearby the Briceño river, embankments without RAP reinforcement were observed, which suffered catastrophic failures due to both, liquefaction and global instability. This case history documents the satisfactory performance of Rammed Aggregate Pier elements for liquefaction mitigation of foundation soils and global stability of an embankment during a near-design level of PGA megathrust earthquake.

Keywords: Ground Improvement, Rammed Aggregate Pier, Liquefaction Mitigation

* Correspondencia: amelo@geopier.com

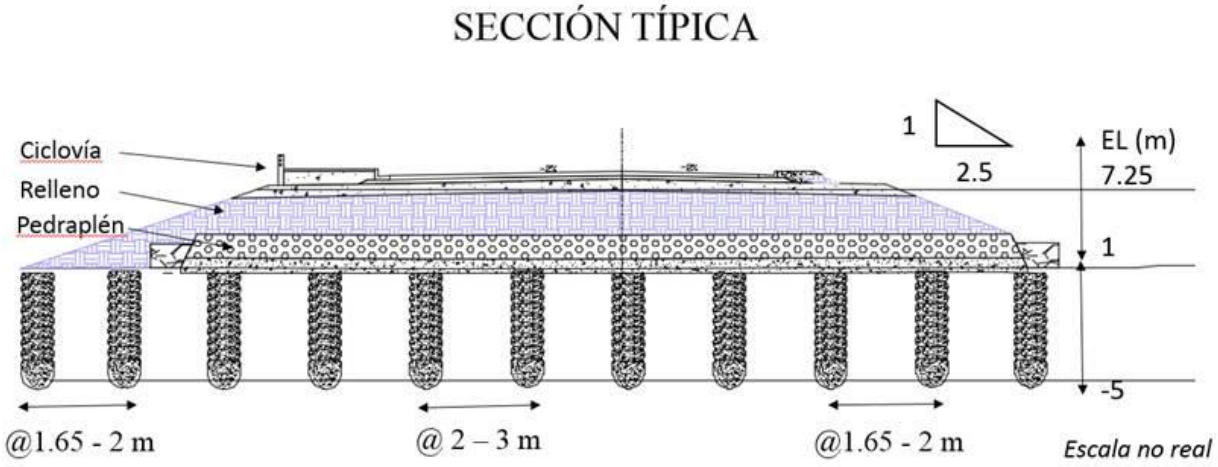


Figura 1. Sección transversal típica de la solución con elementos RAP de Geopier

Figura 2. A la izquierda, desempeño del terraplén de Briceño, cuyo suelo de cimentación está reforzado con RAPs de Geopier, y a la derecha terraplén en Mejía [1], el cual no está apoyado sobre RAPs

Referencias

[1] Nikolaou, S., Vera-Grunauer, X., and Gilsanz, R., eds., (2016). GEER-ATC Earthquake Reconnaissance: April 16 2016, Muisne, Ecuador, Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association Report GEER-049, Version 1. Authored by: Alvarado, A., Alzamora, D., Antonaki, N., Arteta, C., Athanasopoulos-Zekkos, A., Bassal, P., Caicedo, A., Casares, B., Davila, D., Diaz, V., Diaz-Fanas, G., Gilsanz, R., González, O., Hernandez, L., Kishida, T., Kokkali, P., López, P., Luque, R., Lyvers, G.M., Maalouf, S., Mezher, J., Miranda, E., Morales, E., Nikolaou, S., O'Rourke, T., Ochoa, I., O'Connor, J.S., Ripalda, F., Rodríguez, L.F., Rollins, K., Stavridis, A., Toulkeridis, T., Vaxevanis, E., Villagrán León, N., Vera-Grunauer, X., Wood, C., Yepes, H., Yepez, Y. Accessible at the GEER website geerassociation.org.

* Correspondencia: amelo@geopier.com

Procesos de inestabilidad de terraplenes viales en Colombia

Jorge A. Rodriguez O.[1]*
[1] Jeoprobe SAS, Colombia

La construcción de vías de altas especificaciones en terreno escarpado requiere la construcción de terraplenes de gran altura y volumen para salvar depresiones del terreno con el propósito de lograr mantener las especificaciones geométricas de las vías. Del mismo modo los terraplenes necesarios para conformar zonas de disposición de materiales de excesos de excavación (ZODMEs). Estos terraplenes tienen vulnerabilidades que pueden dar lugar a procesos de estabilidad a corto o largo plazo y que se relacionan con el comportamiento de los suelos y las condiciones hidrogeológicas principalmente.

Las condiciones de debilidad intrínseca de los materiales generan depresiones del terreno por meteorización y denudación diferencial que son los lugares donde se emplazan los terraplenes para salvar estas irregularidades del terreno o se utilizan como zonas de disposición.

En las zonas de fracturamiento, o en los niveles arenosos o saprolito de los perfiles de suelo residual, se concentra el flujo y la acumulación de agua. Sobre estos materiales se construyen los terraplenes que pueden o no tener un sistema de drenaje adecuado en la base y respaldo contra las laderas naturales. Si no tienen un sistema de drenaje efectivo, los terraplenes actúan como una sobrecarga y sello del sistema hidrogeológico de la ladera que tenía un control de presión atmosférica en su superficie antes de la construcción del terraplén.

Los terraplenes inicialmente son materiales compactados parcialmente saturados que derivan buena parte de su resistencia de la succión que se genera en el material al estar parcialmente saturado. Con el tiempo se acumula el agua en la base o el respaldo del terraplén y se genera un proceso de infiltración con un frente de saturación que avanza desde la base o el respaldo del terraplén hacia el frente.

Al saturarse por la infiltración esta succión se pierde y el material se reblandece y baja su resistencia. Ese cambio de rigidez bajo el esfuerzo inducido por el peso del terraplén genera deformaciones por corte que movilizan la dilatancia del material que está compactado y dicha componente de dilatancia se va perdiendo hasta eventualmente llegar a una condición de estado crítico o de resistencia residual cuando las deformaciones acumuladas son grandes. En el proceso se van produciendo deformaciones que se manifiestan en fisuras y asentamientos a nivel de la cabeza del terraplén afectando la operación de las vías, eventualmente incluso produciendo la pérdida de la banca.

En el caso de terraplenes de gran altura, el peso de las capas sucesivas de material que se van colocando generan la compresión de los suelos del terraplén en los niveles inferiores con lo cual se reduce el volumen y se aumenta el grado de saturación hasta llegar a valores del 100%. A partir de este nivel las sobrecargas adicionales generan incrementos de presión de poros que pueden llegar a ser importantes y que requieren de un tiempo para que por consolidación se disipen las presiones de poros generadas. Este tiempo depende de las condiciones de drenaje y de la permeabilidad de los materiales involucrados.

En el caso de suelos arcillosos, que es usualmente de lo que se conforman los terraplenes en las vías

* Correspondencia: jorge.rodriguez@jeoprobe.com

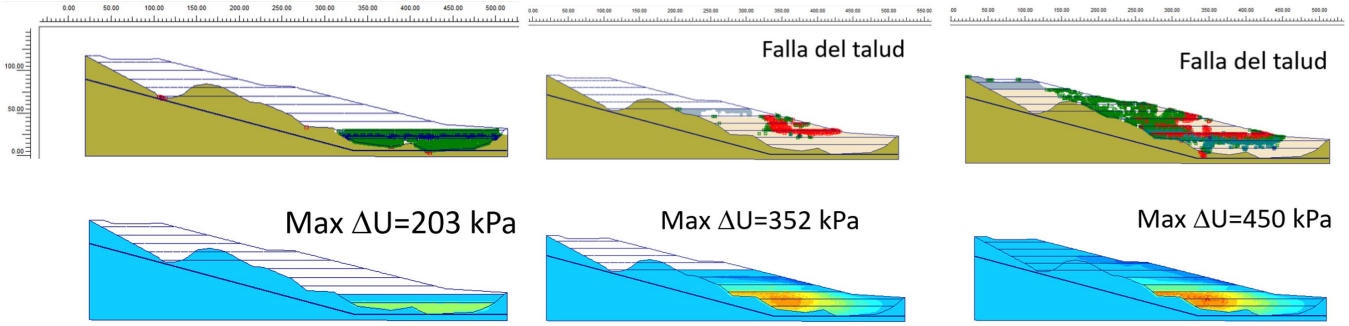
colombianas, la baja permeabilidad hace que esos procesos tomen un tiempo largo. Mientras tanto, las presiones de poros inducidas por la sobrecarga reducen la resistencia del material, ya que esta depende de los esfuerzos efectivos, y pueden generar situaciones de deformación, con la consecuente pérdida de resistencia al movilizar la dilatancia, y eventualmente generar procesos de inestabilidad.

El análisis del comportamiento y la estabilidad de los terraplenes requiere tener en cuenta los aspectos indicados. Esto requiere: análisis de flujo para identificar el régimen de aguas subterráneas. Análisis de flujo en medio parcialmente saturado o cálculos del frente de infiltración y saturación. Análisis de generación y disipación de presiones de poros por sobrecarga mediante la modelación del proceso constructivo y el desarrollo de la consolidación; y una adecuada definición de los parámetros de resistencia aplicables en cada caso (condición a corto plazo en términos de esfuerzos totales, o en esfuerzos efectivos con cálculo de presiones de poros). Estos análisis se pueden hacer mediante modelos acoplados de elementos finitos preferiblemente. El uso de análisis de equilibrio límite es posible, pero es difícil considerar todos los aspectos relevantes de forma razonablemente precisa.

Un ejemplo de este tipo de análisis para un caso de la falla de una presa de relaves se presenta en las referencias [1] y [2].

En la figura siguiente se ilustran resultados de un análisis por etapas para la construcción de un terraplén de gran altura, en donde se evidencia el efecto de la generación de presiones de poros y su efecto sobre la estabilidad al avanzar el proceso constructivo en el tiempo. Se ha tenido en cuenta la consolidación que se presenta durante la construcción. Se consideró la resistencia en condición de saturación parcial en términos de esfuerzos totales y luego de la saturación en términos de esfuerzos efectivos. Se muestra como hacia la mitad de la construcción se presenta la falla en el talud.

Estos ejemplos demuestran cómo muchas veces la evaluación realizada de la estabilidad de las obras no es consecuente con la realidad de los procesos hidrogeológicos y del comportamiento de los materiales, con lo cual se obtienen estimativos de estabilidad que no representan la realidad. En muchos casos se han presentado fallas como consecuencia de estos procesos.



Referencias

[1] Alonso, E. E. & Gens, A. (2006). Aznalcollar dam failure. Part 1: Field observations and material properties. Geotechnique 56, No. 3, 165–183.

[2] Gens, A. & Alonso, E. E. (2006). Aznalcollar dam failure. Part 2: Stability conditions. Geotechnique 56, No. 3, 185–201.

* Correspondencia: jorge.rodriguez@jeoprobe.com

El asfalto espumado, experiencias llevadas a cabo desde la Escuela Colombiana de Ingeniera Julio Garavito

Daniela Alejandra Ladino García[1], Derly Haisuly Salcedo Vargas[1], Carlos Jose Slebi Acevedo[1]
[1] Semillero de Pavimentos, Ingeniería Civil, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Colombia

A lo largo de los años la aparición de problemáticas sociales, ambientales y económicas ha sido motivo para la innovación en los tipos de asfaltos que se usan, un ejemplo de esto es la incorporación del asfalto espumado cuyo propósito es ser un método más económico para rehabilitar pavimentos y construir nuevas vías. Este método a diferencia de otros se caracteriza porque su preparación es más sostenible y ecoamigable, pues sus componentes se mezclan a temperatura ambiente y finalmente la adición del asfalto se realiza a temperaturas de entre 160°C a 180°C y combinándolo con aire presurizado y agua produciendo así el efecto de espumado. La ventaja es que es más fácil producirlo porque el proceso no exige tan altas temperaturas a comparación de mezclas asfálticas comunes reduciendo así los costos y el impacto ambiental. De la misma manera la proporción de agua que se utiliza es muy baja (inferior al 2% con respecto al peso del ligante). Esta mínima adición no trae como consecuencia una afectación de las propiedades del ligante.

La Escuela Colombiana de Ingeniería ha sido pionera en el estudio del asfalto espumado. Actualmente cuenta con una planta móvil de producción Wirtgen WLB 10 S (Ver figura 1) lo que ha permitido que se realicen diversas investigaciones sobre el tema cuyos resultados se han recolectado para exponerlos a continuación. La tabla 1 presenta las investigaciones llevadas a cabo con esta nueva tecnología.

Año	Titulo	Autor	Referencia
2021	Evaluación del impacto del uso de RAP en las propiedades de mezclas asfálticas tibias con tecnología de espumado	Andrés Felipe Ortiz Aristizábal	[1]
2019	Parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción interna) de materiales estabilizados con asfalto espumado.	Dairo Stevens Puentes Penagos	[2]
2018	Ecuaciones constitutivas de módulo resiliente para materiales tratados con asfalto espumado	Sandy Jazmín Pardo Herreño	[3]
2019	Óxido de calcio o hidróxido de calcio para la estabilización de materiales no estándar con asfalto espumado	José Leonardo Gutiérrez Tejedor	[4]

Tabla 1. Referencias de los trabajos de grado realizados en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito relacionados al asfalto espumado.

Figura 1. Planta móvil de producción de asfalto espumado de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

Correspondencia: Daniela.ladino@mail.escuelaing.edu.co

En la tabla 2 se pueden observar las variables, ensayos y así como los resultados más representativos que se recopilaron de cada una de las investigaciones.

Referencia	Compuesto tratado	Objeto de estudio	Variables	Ensayo	Resultados
[1]	Mezcla asfáltica	MDC – 19 con incorporación de RAP	RAP (40% - 60%)	Resistencia a la tensión indirecta y susceptibilidad a la humedad	Las mezclas con RAP presentan menor resistencia la fatiga y compactibilidad
[2]	Base estabilizada	Materiales granulares estabilizados e incorporación de RAP	Porciones de material granular/RAP: 100/0, 85/15, 70/30 y 50/50	Ensayos triaxiales monotónicos	Valores de cohesión entre 227kPa y 620kPa y los ángulos de fricción entre 19° y 50°.
[3]	Base estabilizada	Materiales granulares estabilizados e incorporación de RAP	Porciones de material granular/RAP: 100/0, 85/15, 70/30 y 50/50	Pruebas triaxiales dinámicas; Modulo resiliente	No hay tendencia definida de variación del Mr con el incremento en el RAP, ni con el tipo de asfalto, ni con los cambios del tipo de llenante
[4]	Base estabilizada	Material de base granular estabilizado con adición de Cal	2,5% CaO y 3,0% $Ca(OH)_2$	ITSdry, ITSwet, TSR, Modulo resiliente	Se recomienda ampliamente el uso de CaO para el pretratamiento de materiales no estándar que presenten índices de plasticidad superiores a 10 y su estabilización posterior con asfalto espumado

Tabla 2. Aspectos más relevantes de los trabajos de grado realizados en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito relacionados al asfalto espumado.

Referencias

[1] Ortiz Aristizábal, A. F. (2021). *Evaluación del impacto del uso de RAP en las propiedades de mezclas asfálticas tibias con tecnología de espumado.*

[2] Puentes Penagos, D. S. (2018). *Parámetros de resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción interna) de materiales estabilizados con asfalto espumado.*

[3] Pardo Herreño, S. J. (2018). *Ecuaciones constitutivas de módulo resiliente para materiales tratados con asfalto espumado*.

[4] Gutiérrez Tejedor, J. L. (2019). *Óxido de calcio o hidróxido de calcio para la estabilización de materiales no estándar con asfalto espumado*.

Correspondencia: Daniela.ladino@mail.escuelaing.edu.co

Assesment of the Hardening Soil Model in the simulation of Colombian unbound granular material

Rincón-Morantes, J.[1], González-Olaya, R. [1]*, Lizcano-Pimiento, N. [1], Cano-Quiceno, F. [1]
[1] Faculty of Civil Engineering, Escuela Militar de Cadetes General José María Córdova, Bogotá D.C., 111211, Colombia

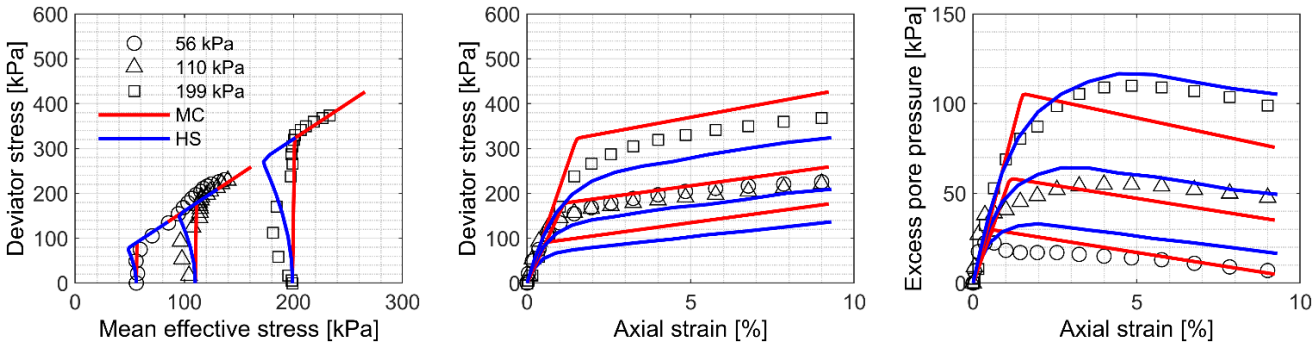
Unbound granular materials (UGMs) are mixtures of soil aggregates that are frequently used in the construction of pavement structures. In Colombia, roads subjected to loading conditions generated by low traffic volume (LTV), these are generally built with layers of UGMs that function as a road surface and resistance to loads. These roads are in remote and difficult to access regions where satisfying the specifications required by INVIAS [1] is unfeasible. One of the reasons why it is unfeasible to fully satisfy INVIAS specifications is the access to UGMs that follow the required quality standards.

Given the challenges identified by Murillo [2] in terms of the use of alternative materials for the construction of LTV, it is necessary to study local UGMs, which, although they do not satisfy some quality standards required by INVIAS, can be appropriately used for the construction of LTR. Marginal granular materials (MGMs) are UGMs that do not match INVIAS specifications and, like any other granular material, exhibit non-linear stress-strain behavior. This nonlinear stress-strain behavior controls the performance of pavement structures [3,4] and its correct description allows the design of pavement structures well suited for the many complex conditions to which they may be subjected [5]. To successfully predict the stress-strain behavior of MGMs, different constitutive models can be employed together with different experimental mechanical characterization procedures.

This work assesses the predictive capabilities of the Hardening Soil (HS) model to simulate the stress-strain behavior of a Colombian MGM. The MGM corresponds to a sub-base material from an aggregate quarry in the west of Bogotá. This material was characterized both physically and mechanically through the standardized testing procedures established by INVIAS [6]. The physical characterization developed shows that the material studied corresponds to an MGM as it does not fulfill the characteristics required to be classified as an INVIAS SBG-38 type C granular sub-base.

The MGM studied was mechanically characterized by performing undrained axisymmetric triaxial compression tests using a Wykeham Farrance automated triaxial test system. The triaxial tests were performed on compacted specimens at maximum dry unit weight and optimum moisture content, under saturated conditions and at confining stresses of 56 kPa, 110 kPa and 199 kPa. Performed triaxial tests presented in Figure 1 reveal that the MGM exhibits a typical behavior of a dense material where strain hardening (constant increase of the deviatoric stress) and the dilatant tendency (increase and subsequent decrease of the excess pore pressure) of the material are appreciated during shearing. From the experimental data provided by the triaxial tests, the parameters associated with the HS model were estimated. In Table 1 the values obtained for these parameters are presented.

* Correspondencia: ricardo.gonzalez@esmic.edu.co



(a) (b) (c)

Figure 1. Undrained axisymmetric triaxial compression tests of studied MGM and numerical simulations using Morh-Coulomb (MC) model and Hardening Soil (HS) model.

Parameter	Unit	Value
MC model		
c'	kPa	0
ϕ'	°	39.3
ψ'	°	2.0
ν	-	0.27
HS model		
E_{50}^{ref}	kPa	12332
E_{ur}^{ref}	kPa	12332
E_{eod}^{ref}	kPa	24663
P_{ref}	kPa	100
R_f	-	0.72
m	-	0.23

Table 1. Morh-Coulomb (MC) and Hardening Soil (HS) model parameters values for studied MGM.

In the first instance, simulations using the Mohr-Coulomb (MC) model were performed to be taken as a point of comparison as they provide the simplest approximation of the behavior of the MGM. Subsequently, simulations using the HS model were conducted under the assumption of describing more accurately the mechanical behavior of the MGM. As shown in Figure 1, the HS model is able to improve the prediction of the MGM behavior by better representing both the smooth curvature of the deviatoric stress versus axial strain curve and the development of excess pore pressure. While the MC and HS models have obvious shortcomings, the HS model generally gives a better description of the behavior exhibited by the MGM. Consequently, the use of the HS model is a good option to describe the behavior of the MGM studied, and, therefore, it would allow to adequately simulate pavement structures that make use of this material.

Referencias

[1] INVIAS. (2013). Especificaciones generales de construcción de carreteras. Instituto Nacional de Vías, Bogotá D.C.
[2] Murillo, C. (2017). Desafíos para el desarrollo de la red vial terciaria en el posconflicto. Revista de Ingeniería, 45, 32-39. https://doi.org/10.16924/revinge.45.5
[3] Huang, Y. (2004). Pavement analysis and design (2.a ed., Vol. 1). Pearson Education Inc.
[4] Mallick, R., & El-Korchi, T. (2013). Pavement engineering: Principles and practice (2nd ed.). CRC Press - Taylor & Francis Group.
[5] Karatağ, H., Firat, S., & Işik, N. S. (2018). Evaluation of flexible highway embankment under repetitive wheel loading using finite element analysis. Proceedings of 3rd International Sustainable Buildings Symposium, 705-716. https://doi.org/10.1007/978-3-319-63709-9_54

* Correspondencia: ricardo.gonzalez@esmic.edu.co

Diseño incremental de pavimentos asfálticos mediante herramientas de código abierto

Luis Ricardo Vásquez Varela[1]*
[1] Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia

El diseño moderno de pavimentos asfálticos para calles y carreteras ha evolucionado desde prácticas empíricas hasta la metodología mecanicista empírica (ME) propuesta bajo diferentes enfoques desde mediados del siglo XX [1, 2]. Uno de los avances recientes en el área corresponde a la Guía Mecanicista-Empírica de Diseño de Pavimentos (MEPDG, por su sigla en inglés) desarrollada por la AASHTO en los EE.UU. [3, 4]. La MEPDG propone un enfoque de diseño que estima, a partir de funciones de transferencia calibradas en campo, el deterioro del pavimento en las condiciones prevalecientes de tráfico, clima, materiales y prácticas constructivas locales. La guía ha sido objeto de intensos trabajos de calibración en los EE.UU. y existe algún escepticismo sobre la posibilidad de adaptarla al medio colombiano [1]. El diseño incremental es computacionalmente exigente y, por ahora, se basa exclusivamente en el software comercial “AASHTOWare Pavement ME Design”.

Este trabajo presenta el desarrollo del programa de código abierto UNPAVE para diseño incremental de pavimentos asfálticos empleando las ecuaciones de la MEPDG e información disponible sobre clima y cargas de tránsito en Colombia. UNPAVE emplea el programa de capas elásticas UNLEA [5] para el análisis estructural del pavimento. Ambos códigos se desarrollaron en el lenguaje de programación Matlab, pero pueden traducirse a lenguajes de similares capacidades como Scilab, Octave o Python.

En su versión actual, UNPAVE considera pavimentos asfálticos compuestos de subbase y base granular no tratadas y una capa superficial de concreto asfáltico. El efecto del clima se representa mediante el análisis de periodos mensuales a lo largo de la vida de servicio del pavimento, los cuales definen propiedades mecánicas variables de los materiales del pavimento. Dentro de cada subperiodo mensual se consideran tres temperaturas del aire que representan la distribución diaria de esta variable. En cada subperiodo se evalúa el efecto de las cargas de los diferentes grupos de ejes que representan la flota vehicular estimada a partir del espectro asignado al pavimento.

UNPAVE estima el desarrollo del agrietamiento por fatiga, la profundidad del ahuellamiento, el aumento de la rugosidad (IRI) del pavimento, y los costos de operación vehicular acumulados de acuerdo con el IRI [6] durante el periodo de servicio del pavimento (ver Figura 1).

El trabajo realizado prueba la factibilidad de desarrollar una herramienta de código abierto en Colombia que permita la adopción de un procedimiento calibrado de diseño incremental de pavimentos para las condiciones de tráfico, clima, materiales y construcción del país. En desarrollos posteriores se pueden incluir materiales granulares tratados con diferentes aditivos (cal, cemento, escoria)

El autor enfatiza la necesidad de emplear herramientas de código abierto en la formación de los especialistas en el área con el fin de mitigar la tendencia a tomar como ciertos los resultados de las cajas negras producidas por empresas especializadas.

* Correspondencia: lrvasquezv@unal.edu.co

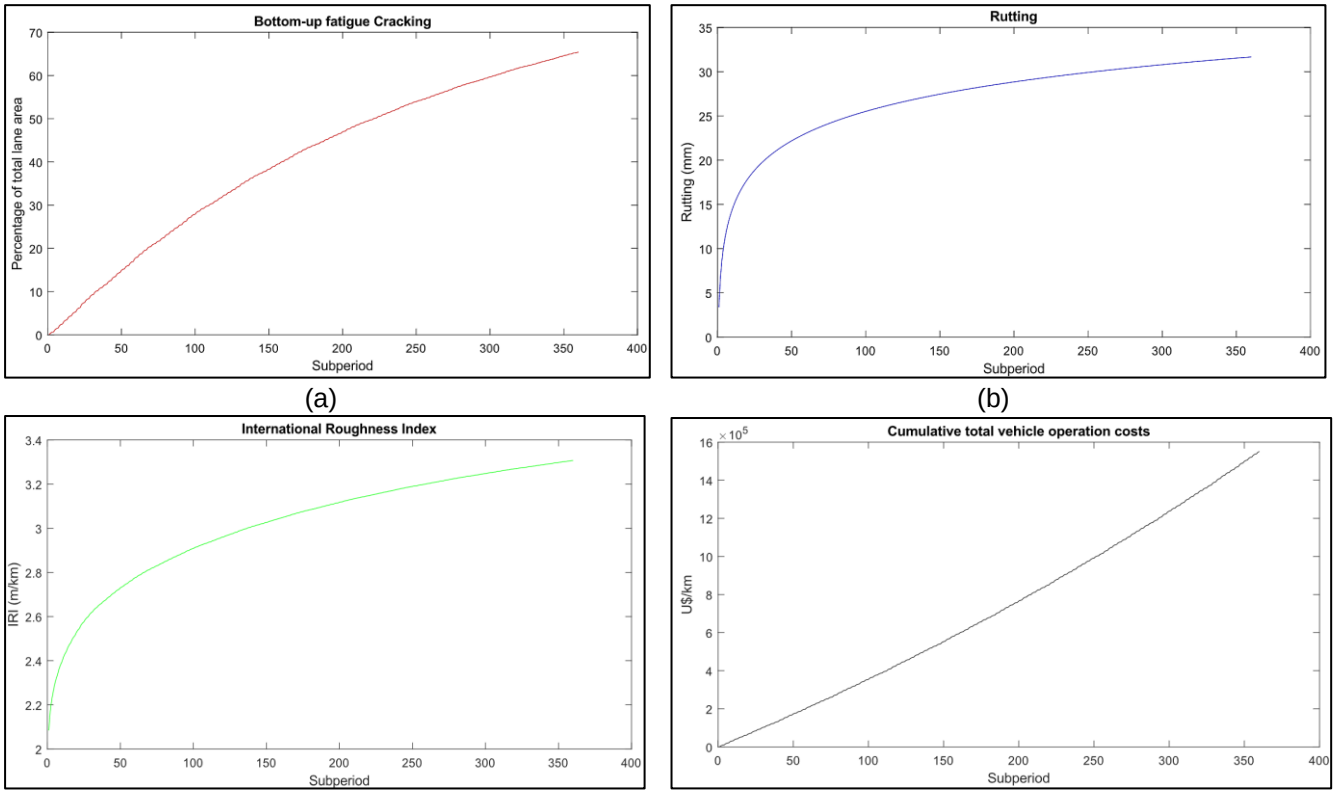


Figura 1. Incremento de: (a) agrietamiento por fatiga, (b) profundidad de ahuellamiento, (c) rugosidad, y (d) costos de operación vehicular de una sección de pavimento analizada con UNPAVE.

Referencias

[1] L. R. Vásquez-Varela and F. J. García-Orozco, "An overview of asphalt pavement design for streets and roads," Revista Facultad De Ingeniería Universidad De Antioquia, no. 98, pp. 10-26, 2020.

[2] F. Sánchez Sabogal, «Apuntes para una historia sobre los métodos utilizados en Colombia para el diseño de pavimentos de calles y carreteras,» 31 Julio 2022. [En línea]. Available: https://sites.google.com/site/ingepav/escritos-de-fernando-s%C3%A1nchez-sabogal?authuser=0#h.wuksvpinkwho. [Último acceso: 12 Agosto 2022].

[3] AASHTO, Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide. A Manual of Practice - Interim Edition, Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008.

[4] NCHRP, "Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures," National Research Council, Washington D.C., 2004.

[5] L. R. Vásquez-Varela and F. J. García-Orozco, "UNLEA A Multilayer Elastic Program Script in Scilab," in International Airfield and Highway Pavements Conference 2019, Chicago, IL, 2019.

[6] K. Chatti and I. Zaabar, "Estimating the Effects of Pavement Condition on Vehicle Operating Costs NCHRP Report 720," Transportation Research Board, Washington, D.C., 2012.

* Correspondencia: lrvasquezv@unal.edu.co

2.8. Normatividad

Implementación de un Sistema de Gestión de Activos Geotécnicos (GAM) basado en riesgo: Etapa I

Ing. José M. Torres M.Sc.[1], Ing. Kervin Chunga PhD. [2]
[1] Escuela de Ingeniería Civil y Ambiental, Instituto Tecnológico de Georgia, EE. UU.
[2] Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador

En los últimos veinte años, los institutos responsables de la administración de la infraestructura y vialidad en países de primer mundo (Reino Unido, Australia, Estados Unidos) han potenciado sus prácticas de operación y mantenimiento de corredores viales y de transporte masivo basándose en riesgo, monitoreo y desempeño [1]. Asimismo, los activos geotécnicos (geoactivos) han dejado de ser considerados como una mera fuente de amenaza y se han desarrollado sistemas de gestión para localizar, inventariar, monitorear y mantener, entre los más comunes, taludes, muros de contención, y terraplenes. Conociendo y estudiando a mayor profundidad el cambio en la condición y estado de los geoactivos en el tiempo, las agencias responsables de su administración podrán asignar mejor los recursos públicos y privados mediante la toma de decisiones a largo plazo basados en riesgo, desempeño y vida útil.

Para introducir el sistema GAM en nuestros países (Ecuador, Colombia, Perú), es necesario plantear una hoja de ruta que incluya revisión de literatura, etapas, herramientas, actores y acciones concretas que aseguren su trascendencia, generen impacto y faciliten su implementación. El presente artículo detallará el estado del arte de sistemas GAM a nivel internacional, enlistará sus beneficios y propondrá la hoja de ruta necesaria para incorporar estructuras geotécnicas dentro de la toma de decisiones para la operación y mantenimiento de redes de transporte. Adicionalmente, se explorarán las herramientas idóneas para resolver la necesidad de inventariar estructuras geotécnicas y explotar los beneficios de sistemas de información geográfica (SIG) privadas y de libre acceso.

Entre los beneficios de implementar un sistema GAM se tienen: (1) beneficios financieros ligados a la optimización de recursos en la operación y mantenimiento de geoactivos, incluyendo la reducción de costos por recomendar operaciones preventivas antes que reactivas; (2) potenciación de la administración del riesgo basado en monitoreo del desempeño de estructuras y avalúo de las potenciales consecuencias económicas por su falla; y, (3) provee un marco de acción detallado para la toma de decisiones basadas en riesgo y alineadas con los objetivos de la agencia responsable del desarrollo y mantenimiento de la red vial [2]. Obtener beneficios y cifras económicas precisas es desafiante cuando no se tiene implementado un registro o inventario de geoactivos y eventos, por lo que pocas son las instituciones que lo han cuantificado. Sin embargo, el Departamento de Transporte de Alaska de los Estados Unidos (AKDOT), que lleva más de veinte años lidiando con amenazas geotécnicas, ha reportado un retorno de 2,06 dólares americanos por cada dólar invertido en un sistema GAM [3].

La implementación de un sistema GAM puede planearse en diferentes etapas, siendo por lo general siempre la primera, la de crear un inventario geotécnico georreferenciado con los activos de interés, incluyendo la metodología de recolección de datos, ubicación en coordenadas geográficas, almacenamiento de parámetros geológicos-geotécnicos-sísmicos relevantes, y una guía primaria sobre como evaluar el nivel de riesgo basado en condición y consecuencias. Por ejemplo, para el Ecuador, el sistema GAM deberá incluir la amenaza sísmica, potencial de licuación de suelos y la vulnerabilidad de poblaciones ante la falla de geoactivos.

* Correspondencia: jtorres@gatech.edu

El sistema GAM del que habla este artículo está en vías de implementación por el Departamento de Transporte de Georgia (GDOT) en los Estados Unidos [1]. Adicionalmente, será propuesto y adaptado a las necesidades específicas de la Secretaria de Gestión de Riesgos del Ecuador para empezar un plan piloto. Al estar el presente sistema en etapa temprana de implementación o Etapa I de GAM, aún no existen resultados en términos económicos que resaltar. Sin embargo, en este artículo se desean compartir las soluciones planteadas para implementar la Etapa I del GAM mediante el desarrollo de aplicaciones web y móviles programados con lenguaje informático especializado en información geográfica, tanto con alternativas privadas (ESRI) como de libre acceso (Django, Python).

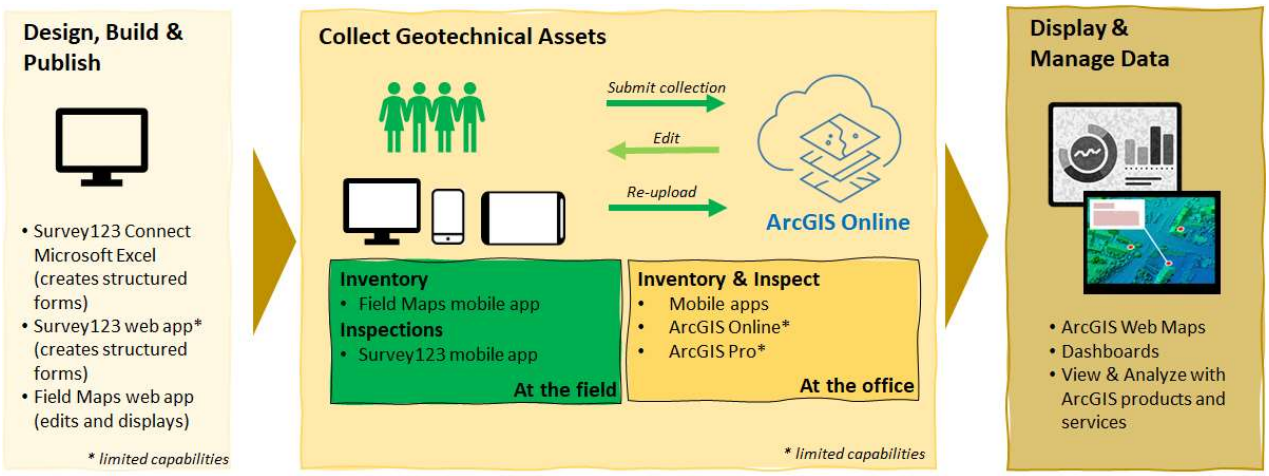


Figura 1. Flujo de trabajo para solucionar los procesos de localización e inspección de estructuras geotécnicas mediante el desarrollo de un sistema computacional basado en ArcGIS de ESRI.

En la Figura 1 se muestra el flujo de trabajo recomendado para la implementación de la Etapa I de GAM utilizando, como una de las alternativas, fuentes privadas altamente configurables, ya que según el GDOT eran las únicas que le ofrecían los niveles de seguridad institucional exigida por su departamento informático. El plan piloto en el Ecuador seguirá un flujo de trabajo similar. Sin lugar a duda, el conocimiento detrás de la creación metódica de herramientas que permitan crear base de datos de estructuras geotécnicas bien identificadas, evaluadas y categorizadas, para luego ser implementadas en un sistema de mayor complejidad, es requerido urgentemente por las autoridades de nuestros países para empezar la implementación de un sistema GAM que les permita prolongar la vida útil de las redes viales y les conceda una hoja de ruta para tomar decisiones informadas y reducir catástrofes predecibles que minen la integridad y resiliencia de nuestras sociedades.

Referencias

[1] Torres, J. M., Macedo, J., Burns, S. E., Jung, Y., Jones, K., Cooley, M., Armstrong, C., & Adelakun, A. (2022). Setting the Stage for a Geotechnical Asset Management Program in the State of Georgia. 290–300. https://doi.org/10.1061/9780784484036.030

[2] NCHRP (National Cooperative Highway Research Program). 2019. “Geotechnical Asset Management for Transportation Agencies.” Research report 903 volumes 1&2, 2019, available at http://www.trb.org/Publications/Blurbs/178602.aspx.

[3] Thompson, P. D. 2017. “Geotechnical Asset Management Plan.” Technical Report Prepared for: Alaska Department of Transportation & Public Facilities Statewide Research Office. Report STP000S(802)(B).

* Correspondencia: jtorres@gatech.edu

Caso de estudio: diseño sísmico del revestimiento de los túneles de Tesalia y reflexión sobre el nuevo manual de túneles de carretera para Colombia

Salazar Héctor[1]*, Polo Álvaro[2]
[1] Geotecnia Andina Consultores SAS, Colombia
[2] Geotecnia Andina Consultores SAS, Colombia

Este artículo trata sobre las consideraciones para el análisis de interacción entre el terreno y la estructura en el diseño sísmico de revestimientos para túneles de carretera. Se expone la aplicación de los criterios usados en los diseños civiles de los túneles de Tesalia, los cuales cruzan la falla activa Cauca-Patía y los resultados numéricos más significantes de las modelaciones geotécnicas-estructurales elaboradas.

Se describen las principales características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas de la zona de falla, así como las problemáticas constructivas superadas durante construcción. Además, se presenta un análisis comparativo de estos criterios de diseño de revestimientos, con los lineamientos establecidos por el INVÍAS (Instituto Nacional de Vías de Colombia) en la edición 2021 del Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera para Colombia. Durante un sismo, los túneles se consideran como más seguros que los puentes o edificios, no obstante, también son susceptibles a daños severos, como lo reflejan los estudios presentes en la literatura técnica. Los principales mecanismos que generan deformaciones en túneles producto de un sismo son la existencia de deslizamientos o licuefacción, las fallas geológicas activas y las vibraciones del terreno.

En el caso de los túneles de Tesalia, durante su construcción se atravesó la falla activa Cauca - Patía, la cual desestabilizó los frentes de avance por condiciones geomecánicas desfavorables, materiales heterogéneos, poco resistentes y tectonizados, esfuerzos tectónicos remanentes y condiciones hidrogeológicas cambiantes. Para pasar esta zona inestable la secuencia de eventos ocurrida fue:
1. Durante el proceso de excavación del túnel galería se presentaron condiciones adversas de estabilidad en cercanías y en el cuerpo principal de la falla.
2. Se efectuaron trabajos de exploración geotécnica adicional, 2 perforaciones para drenes en el túnel principal.
3. Se realizó el ajuste al modelo geológico planteado para la falla Patía.
4. A partir de lo anterior, se definieron tratamientos especiales de soporte e inyecciones de consolidación e impermeabilización para esta zona validados mediante modelos numéricos de elementos finitos.
5. Se retomó el proceso de excavación.
6. Se instaló instrumentación geotécnica especial para el control y monitoreo de desplazamientos.

El modelo numérico mencionado se realizó en el programa de elementos finitos Phase2 (RS2) de Rocscience, usando el criterio de Hoek-Brown, el cual se basa en resultados de ensayos de laboratorio ejecutados en diferentes tipos de rocas. El tipo de malla empleado fue el gradado con elementos tipo triángulo de 3 nodos, y restricciones de los desplazamientos en X para las fronteras laterales y en Y para la frontera inferior del modelo. Se usó la sección típica del túnel principal y la galería de escape y se

* hsalazar@geoandina.net

consideró una degradación del soporte del 60 % a largo plazo. El coeficiente de aceleración sísmica estimado y empleado en el modelo pseudoestático fue de 0.24 g. Los factores de seguridad basados en el manual de túneles vigente son 1.5 en condición estática y 1.05 en condición pseudoestática. El nivel freático fue definido a partir de piezómetro instalado en superficie, ubicándose 97 m por encima de la clave del túnel.

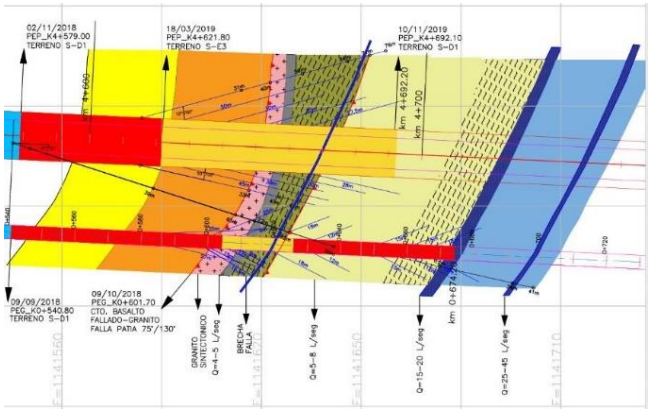


Figura 1. Planta del modelo geológico de los túneles de Tesalia en el cruce con la Falla Patía. En la parte superior el túnel principal y en la zona inferior el túnel de emergencia. Fuente: CCP3 – Geotecnia Andina, noviembre de 2019

El modelo numérico elaborado integra las condiciones geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas, cobertura, tratamientos de consolidación, geometría de los túneles, soportes especiales, revestimientos, etc., las deformaciones generadas a través del terreno que se transmiten a la estructura (soporte y revestimiento) de los túneles, quedando sometida a esfuerzos cortantes y momentos. Para evaluar la capacidad del revestimiento en los túneles, se utilizaron diagramas de capacidad, los cuales permitieron establecer que el modelo numérico definido para el revestimiento en zona de Falla cumple con los factores de seguridad mínimos definidos en la normatividad vigente.

Por otra parte, y a manera de reflexión, según el manual de túneles del INVÍAS edición 2021, para todos túneles de carretera que se diseñen en Colombia (excepto en la Amazonía y Orinoquía), sin importar las condiciones geológico- geotécnicas de la zona, se debe realizar un análisis de respuesta sísmica, lo cual según el manual de FHWA no sería necesario. Además, el tipo de revestimiento (RCD), con espesor mínimo (30 cm) en concreto hidráulico y refuerzo en acero establecido por la nueva norma, no permite el diseño ni uso de alternativas constructivas y tecnologías actuales, como revestimientos en concreto lanzado o prefabricados, o refuerzo con macrofibras sintéticas.

Referencias

[1] Bobet, A. (2012). Comportamiento sísmico de túneles. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 12(1).
[2] Federal Highway Administration - FHWA (2009). Technical manual for design and construction of road tunnels—Civil elements. Publication No. FHWA-NHI-10–034, Department of Transportation.
[3] Geotecnia Andina Consultores SAS (2020). Modificación de los diseños civiles de los túneles de Tesalia – túnel principal y de emergencia, galerías, nichos y bahías
[4] Instituto Nacional de Vías – INVÍAS (2016). Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera para Colombia. Edición 2016.
[5] International Tunnelling Association - ITA (2020). Permanent Sprayed Concrete Linings. ITA working group No. 12 and ITAtech.

* hsalazar@geoandina.net

Implicación de la Normativa Colombiana para Diseño de Relaves Mineros - Comparativa con principales Normativas Latinoamericanas

Laura Moreno López[1], Alejandro Calvo[2], Jaime Castro Agudelo[3], Diego Cobos Roa[4]
[1,2,3,4] SRK Consulting, Colombia

Teniendo en cuenta los cambios que se han venido generando a nivel global frente a la progresiva migración a energías verdes, el crecimiento de la explotación minera es inevitable debido a alta demanda de estos productos o “commodities”. Esto genera de forma directa el aumento de los residuos producto de la actividad minera. Es imperativo que las legislaciones nacionales sean consistentes, claras y que se enmarquen bajo un marco técnico con el objetivo de estandarizar las pautas para diseños de depósitos de relaves o *TSFs*, por sus siglas en inglés (*Tailings Storage Facilities*), en el que se definan condiciones regulatorias asociadas a análisis y clasificaciones asociadas a niveles de riesgo.

El presente trabajo muestra una comparación entre las normativas nacionales para el manejo de relaves de los principales países mineros de América Latina con las que se aplican actualmente en Colombia. Este análisis incluyeo el Estándar Global De Gestión De Relaves Para La Industria Minera o *GISTM* por sus siglas en inglés (*Global Industry Standard on Tailings Management*), enfocándose en una discusión sobre el uso de factores de seguridad y su relación con las probabilidades de falla y periodos de retorno asociados.

En América Latina tenemos al menos 1500 depósitos de relaves. La calidad de estudios, información disponible y registro del desempeño de cada uno de estos es muy variable debido a las diversas épocas en los que estos fueron diseñados, construidos, operados o cerrados, y a la variedad de estándares aplicables (o falta de estos) para cada caso. Este valor es estimado y recopilado de diversas fuentes, pues incluso a nivel mundial, la construcción, operaciones y cierre de los depósitos de relaves ha sido históricamente vagamente documentado por lo que se encuentran grandes diferencias entre los rangos de la cantidad de depósitos activos e inactivos [1].

En general, existen normativas globales como legislaciones específicas nacionales, las cuales presentan metodologías para la gestión de depósitos de relaves. En el caso de Colombia se estiman al menos cuatro depósitos de relaves activos los cuales han estado regidos por la legislación colombiana para operaciones mineras y en específico desde la última década han quedado bajo los *términos de referencia para proyectos mineros* de la ANLA (Autoridad Nacional de Licencias Ambientales) [2]. Sin embargo, dichos términos de referencia presentan ambigüedades frente a los criterios de análisis y diseño en especial de los depósitos de relaves y de los botaderos.

Una de las diferencias más significativas encontrada entre el GISTM y los estándares nacionales en los países estudiados es que muchos no cuentan con decretos nacionales que establezcan una normativa estandarizada clara que pueda ser aplicada a la gestión de relaves asociada a niveles de riesgo para las comunidades [3].

La discusión que se elabora en el presente trabajo se refiere no solo a los requerimientos que estipulan los estándares globales con respecto a las normativas nacionales, sino también a discusiones en lo referente al uso de factores de seguridad y su relación con las probabilidades de falla y periodos de retorno con los cuales se diseñan las estructuras de relaves asumiendo cierto nivel de riesgo.

* Correspondencia: lmoreno@srk.com; acalvo@srk.com; jjcastro@srk.com.

País	Norma Vigente	Año
Global	ESTÁNDAR GLOBAL DE GESTIÓN DE RELAVES PARA LA INDUSTRIA MINERA (GISTM)	2020
Colombia	Términos de referencia para la elaboración del estudio de impacto ambiental -EIA. Proyectos de exploración minera. ANLA-TDR-13	2016
Perú	Decreto supremo 057-2004-PCM Guía ambiental para el manejo de relaves mineros. Ministerio de energía y minas	2004
Chile	Cierre de minas: Ley 28.090 de 2003 y DS 33-2005 EM REGLAMENTO PARA LA APROBACIÓN DE PROYECTOS, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE DEPÓSITOS DE RELAVES. Decreto Supremo 248	2007
México	Norma Oficial Mexicana NOM-141-SEMARNAT-2003	2003
Brasil	Ordenanza N°70.389 de 2017 del Departamento Nacional de Producción Mineral, del Ministerio de Minas y Energía (O-Br 70.389)	2017
Argentina	Ley N°24.585 de 1995, “Ley de Protección Ambiental para la Actividad Minera” (Ley-Ar 24.585)	1995
Bolivia	DS 24.782 de 1997. Reglamento ambiental para actividades mineras	1997

Tabla 1. Normativa de Países latinoamericanos referente a la gestión de relaves.

Cabe destacar que los estándares difieren de un país a otro: las responsabilidades de los actores involucrados en los diseños no están bien definidas y se presentan en muchas ocasiones conceptos técnicos poco estructurados. En el caso específico de Colombia, además de lo descrito anteriormente, al ser términos de referencia, implica necesariamente depender del criterio de los ingenieros involucrados en los proyectos y el de la autoridad ambiental y su facultad para interpretar los términos de referencia. Debido a esto, se hace necesario el desarrollo de una regulación específica aplicable a los TSFs considerando los requerimientos del GISTM, en especial lo referente a los criterios de diseño y los roles y responsabilidades de los actores principales como: Ingenieros de registro (EOR), Ingenieros responsables de depósitos de relaves (RTFE) y Ejecutivos responsables (AE).

Considerando el crecimiento minero que se proyecta a nivel mundial y nacional, es evidente que la normativa colombiana debe evolucionar a una más estructurada, que involucre los diferentes criterios de diseño lógico y acorde al estado de la práctica, asumiendo cierto nivel de riesgo aceptable bajo el principio ALARP por sus siglas en inglés (*as low as reasonably practicable*).

Referencias

[1] D. Louise Spencer, Christopher A. Bareither, Joseph Scalia IV, Christopher N. Hatton and Kelly J. Ward (2022). *Characterizing tailings professional labor demand*. Mining Engineering Magazine.
[2] Autoridad Nacional de Liciencias Ambientales (2016). *Términos de referencia para la elaboración del estudio de impacto ambiental - EIA. Proyectos de exploración minera.* Ministerio de medio ambiente.
[3] Francisco Silva, T. William Lambe, W. Allen Marr (2008). *Probability and Risk of Slope Failure.* Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering © Asce.
[4] The International Council on Mining and Metals (ICMM), United Nations Environment Programme (UNEP) and Principles for Responsible Investment (PRI). (2020). *Estándar Global De Gestión De Relaves Para La Industria Minera.* Global Tailings Review.

* Correspondencia: lmoreno@srk.com; acalvo@srk.com; jjcastro@srk.com.

Perspectiva Geotécnica en el Contexto Normativo Brasileño para Represas de Minería

Edna Lizeth Ardila[1]*, Michel Moreira Morandini Fontes[1], Michelle Rose Petronilho[1],Bruno Cesar Novais[11] Fonntes Geotécnica, Brasil

En el ámbito de la minería, las represas funcionan como estructuras para disposición de relaves, contención de sedimentos o almacenamiento de agua. Los principales elementos que componen estas estructuras son fundación, estribos laterales, terraplén (macizo o cuerpo de la represa) con sus respectivos taludes, embalse, sistemas de drenaje (tanto interna como superficial) y vertedero. La configuración de cada elemento puede variar dependiendo de condicionantes in situ. Por ende, el tratamiento geotécnico de las represas que respaldan los procesos mineros representa actualmente un gran desafío en el escenario de la legislación brasileña. A raíz de los accidentes ocurridos en la última década, los procedimientos para determinar y establecer la seguridad geotécnica de dichas estructuras son cada vez más exigentes para obtener una mayor asertividad y fiabilidad en los análisis técnicos desarrollados. El objetivo de este artículo es presentar los principales enfoques y desafíos que trae la legislación brasilera visando garantizar la seguridad geotécnica de represas involucradas en los procesos productivos de minería, fomentando la prevención y la reducción de accidentes.

En Brasil la minería constituye uno de los mayores aportes en el contexto económico, representando más del 3% del PIB nacional [1]. Em 2021, los minerales más explorados y que traen mayor contribución económica fueron el hierro (73,7%), el oro (8,0%) y el cobre (5,2%), según cifras del Instituto Brasilero de Minería IBRAM [2]. Con un impacto tan significativo en la economía, los procesos que subsidian la actividad mineral, así como sus estructuras de apoyo, deben desarrollarse adecuadamente durante todas sus etapas, desde su planeación hasta su desactivación. En el territorio nacional existen 923 represas que apoyan procesos de minería, de las cuales 459 se encuentran dentro de la Política Nacional de Seguridad de Represas (PNSB), enmarcadas en la norma de acuerdo con su altura (más de 15 metros), capacidad de su embalse (mayor a 3.000.000 m³), contener residuos peligrosos, tener categoría de riesgo alta y/o tener un daño potencial asociado alto.

Dada la importancia de preservar la integridad este tipo de estructuras fue establecida la PNSB mediante la ley No.12.334 de 2.010, donde se determinaron diferentes procedimientos de control y vigilancia. Posteriormente la legislación se ha ido adaptando y evolucionando hasta llegar a la propuesta más actual que es la Resolución expedida por la Agencia Nacional de Minería ANM 95 de 2022 [3]. Adicionalmente, fue instituida la norma de la Asociación Brasilera de Normas técnicas ABNT 13.028 de 2017 [4], que tiene por objetivo el establecimiento de directrices y orientaciones para la elaboración de diseños y proyectos de represas de minería. Estas normativas reflejan un énfasis en la caracterización geotécnica de los materiales que conforman la estructura a modo de entender su comportamiento, a partir de ensayos de laboratorio, como es el caso determinación de índices físicos, granulometría, límites de consistencia, ensayos de resistencia al cizallamiento, coeficiente de permeabilidad, ensayos de compactación, ensayos de consolidación entre otros. Así mismo, el entendimiento del comportamiento de la fundación de represas a la luz de los conocimientos intrínsecos de la ingeniería geológica ha sido cada vez más demandada por los

* Correspondencia: edna.lizeth@fonntesgeotecnica.com

especialistas y organismos que supervisan estas estructuras. El conocimiento de los litotipos de materiales presentes en la fundación de una represa, así como su comportamiento ante cambios en las condiciones de contorno, ya sea por modificaciones en las redes de flujo, y/o etapas de carga y descarga, son también esenciales para evaluar y prever el desempeño de estas estructuras. Dependiendo de la naturaleza del macizo, de los niveles de tensión experimentados en el pasado y de solicitaciones de la obra, pueden producirse fallas condicionados por fenómenos de consolidación, asentamiento, licuación, pipping y cizallamiento. Por lo tanto, estos condicionados deben ser evaluados y monitoreados rigurosamente durante la concepción, construcción, operación y desactivación de represas de minería. Respecto a la evaluación de desempeño geotécnico de la estructura, diferentes análisis son adoptados antes y durante su operación, entre ellos están análisis de estabilidad por equilibrio limite, evaluando el factor de seguridad; análisis de percolación, para determinar la línea freática e poropresiones internas; y análisis de tensión deformación generalmente mediante el método de los elementos finitos, estimando desplazamientos, deformaciones, tensiones y otras. Los resultados obtenidos permiten determinar el comportamiento y la respuesta de la estructura en escenarios de operación, siendo los más comunes están los escenarios: estático con comportamiento drenado de los materiales, estático con comportamiento no drenado considerando resistencia de pico y resistencia residual, y sísmico con comportamiento no drenado.

Adicionalmente, la normativa brasilera establece la obligatoriedad de diferentes protocolos desarrollados por equipos multidisciplinares que permiten acompañar el estado integral de las represas de minería, involucrando la actuación del propietario del emprendimiento mineral, auditores externos, interventoríasy el órgano público. Dentro de estos protocolos se destaca el Plan de Seguridad de Represas (PSB) que articula los procedimientos y registros de la estructura, conteniendo en general, informaciones del complejo mineral, proyectos y diseños, procedimientos operacionales, procedimientos de monitoreo, procedimientos de mantenimiento, esquema de revisiones y Plan de Acción de Emergencia (PAEBM).

Para las represas con daño potencial alto, el PSB debe especificar un Proceso de Gestión de Riesgos (PGRBM) como parte integral del gerenciamiento y toma de decisiones. Cada etapa del PGRBM debe ser llevada a cabo por un equipo multidisciplinar, y el líder del equipo debe tener conocimiento de las actividades, experiencia en el análisis de riesgos y un amplio conocimiento de la técnica de análisis de riesgos a utilizar, además de ser capaz de realizarlo de forma objetiva e imparcial. En este sentido, el análisis y gestión de riesgos tiene un amplio campo de aplicación, pasando por todas las fases de desarrollo de una represa, desde la planificación a los estudios de viabilidad, la comparación de diferentes soluciones de diseño, la selección de requisitos y su elaboración, la ejecución, el control tecnológico, la explotación, incluyendo también la definición de políticas de rehabilitación o abandono de una determinada estructura [5].

En conclusión, la normativa brasilera busca garantizar un desarrollo completo de estudios geológico-geotécnicos que reduzcan el nivel de incertidumbre en la determinación de condicionantes, características y parámetros de los materiales que componen las estructuras involucradas en la minería, en conjunto con la implementación de protocolos de inspección, monitoreo y mantenimiento, a fin de obtener procesos más seguros desde la concepción del proyecto hasta la desactivación de la estructura. Este documento trae como contribución una visión general de los avances legislativos para seguridad de estructuras geotécnicas en la minería que puede ser aplicado al contexto regional, principalmente para represas.

Referencias

[1] Santos, R. C. D. V. D. (2021). Contribuição do setor mineral no Produto Interno Bruto brasileiro.
[2] Instituto Brasileiro de Mineração IBRAM. (2022). Reporte do Setor Mineral 2021.
[3] Agência Nacional de Mineração ANM. (2022). Atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração .
[4] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT. (2017). ABNT NBR 13.028 Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água.

* Correspondencia: edna.lizeth@fonntesgeotecnica.com

Metodología de diseño de barreras dinámicas contra caída de rocas según la norma UNI 11211-4

Ing. Joaquín Indacochea Beltrán*
[1] Departamento Técnico, Maccaferri, Perú

El peligro por caída de rocas en los países latinoamericanos tiene una alta recurrencia en redes viales, ferroviarias y unidades mineras debido a la orografía y geomorfología del continente el cual cuenta con una serie de cadenas montañosas dentro de las cuales destaca la cordillera de los Andes. Pese a esto, en muchas instancias aún se tiene una gestión reactiva al fenómeno de caída de rocas en vez de tener un enfoque una gestión de prevención y mitigación como es el caso en Europa o Estados Unidos.

Dentro de las medidas de control que pueden aplicarse para aplacar el riesgo de caída de rocas nos encontramos con los sistemas de protección activos y pasivos. Los sistemas activos están enfocados a la prevención del riesgo mediante la reducción del peligro; en este sentido, soluciones tales como el sostenimiento con mallas y pernos o el “soil nailing” evitan el desprendimiento y contienen los bloques en su origen. En contraposición, los sistemas pasivos tienen la función de mitigar el riesgo mediante el aumento de la resiliencia ya que constituyen interferencias que tienen el propósito de contener el tránsito de los caídos a lo largo de su trayectoria; un ejemplo de sistema pasivo son las barreras dinámicas.

Las barreras dinámicas son sistemas certificados bajo la normativa europea EAD-340059-00-0106 [1] que reemplazó a partir de 2018 a la norma ETAG 027/2008 [2]. Las barreras constan de componentes tales como postes, mallas, cables y disipadores de energía que en su conjunto han sido evaluados mediante un ensayo de escala real siguiendo los lineamientos de la normativa anteriormente indicada. Por lo tanto, las barreras dinámicas son estructuras con una capacidad de disipación de energía y altura certificada. Sin embargo, existe un amplio desconocimiento de la metodología para realizar el diseño de estas estructuras ya que de por sí el modelamiento de caída de rocas es un proceso complejo que requiere de conocer y comprender conceptos de diferentes disciplinas tales como la física, geología, geotecnia, geomecánica y resistencia de materiales. Incluso con el adecuado conocimiento, el dimensionamiento muchas veces es realizado siguiendo criterios de ingeniería de alcance personal que no se encuentran respaldados por una metodología estandarizada. Asimismo, el ensayo de impacto a escala real corresponde a un caso muy específico de impacto en la barrera que no necesariamente representan todas las diferentes configuraciones de impacto que podrían darse; además, dado que los ensayos a escala real pueden costar alrededor de US$50,000 a US$100,000 resulta imposible determinar la capacidad de una barrera para todos los posibles casos [3].

En este contexto, el ente de estandarización italiano (UNI) elaboró la norma UNI 11211-4 que cuenta con una sección específica dedicada al diseño de barreras dinámicas para la protección contra caída de rocas bajo el enfoque de estado límite de diseño [4] y que es ampliamente usado a nivel mundial como estándar de referencia para diseño, incluso es usada como referencia por la guía del Ministerio de Negocios, Innovación y Empleo de Nueva Zelanda [5]. De esta manera, realizar el diseño de las barreras dinámicas basándose en los criterios forjados en la normativa permite disminuir la incertidumbre

* Correspondencia: j.indacochea@maccaferri.com

asociada con el modelamiento de caída de rocas, así como para evitar diseños conservadores o peor aún, subdimensionamiento.

El caso de estudio presentado comprende una quebrada en una mina en el norte del Perú en el que existía un riesgo muy alto asociado a caída de rocas. En este proyecto se realizó una evaluación de la susceptibilidad del territorio considerando como parámetros condicionantes la pendiente del talud, las condiciones geológicas/geomecánicas y el relieve del talud y como parámetros desencadenantes la lluvia y la actividad sísmica.

En el diseño de la solución se consideró que los bloques podrían desprenderse de múltiples orígenes los cuáles fueron representados en el mapa de peligrosidad. Tomando en consideración los criterios de diseño de la norma UNI 11211-4 se utilizaron factores de seguridad parciales de acuerdo con la confiabilidad en la topografía, los coeficientes de restitución utilizados y la dimensión del bloque de diseño. Dependiendo de la zona de desprendimiento (Figura 1) se consideraron bloques de 1 m^3 o 5 m^3, según lo que había sido determinado como tamaño máximo. Al realizar las simulaciones de desprendimientos en el software Rocfall de Rocscience desde diferentes puntos de inicio se logró determinar un rango de velocidades de impacto al percentil 95 variables entre 6.3 m/s a 29.4 m/s. En este sentido, se determinó que la energía de diseño en las barreras podía llegar hasta los 4500 kJ con una altura mínima requerida de 3.19m. Se propuso realizar enmallados puntuales en bloques muy grandes además de colocar la barrera EPFM 5000 con una altura nominal de 6 m y capacidad máxima certificada de 5,500 kJ. Esta barrera fue diseñada para funcionar en la mayor parte de las ocasiones bajo la condición de servicio SEL pero también estará expuesta cercanos a su capacidad máxima MEL.

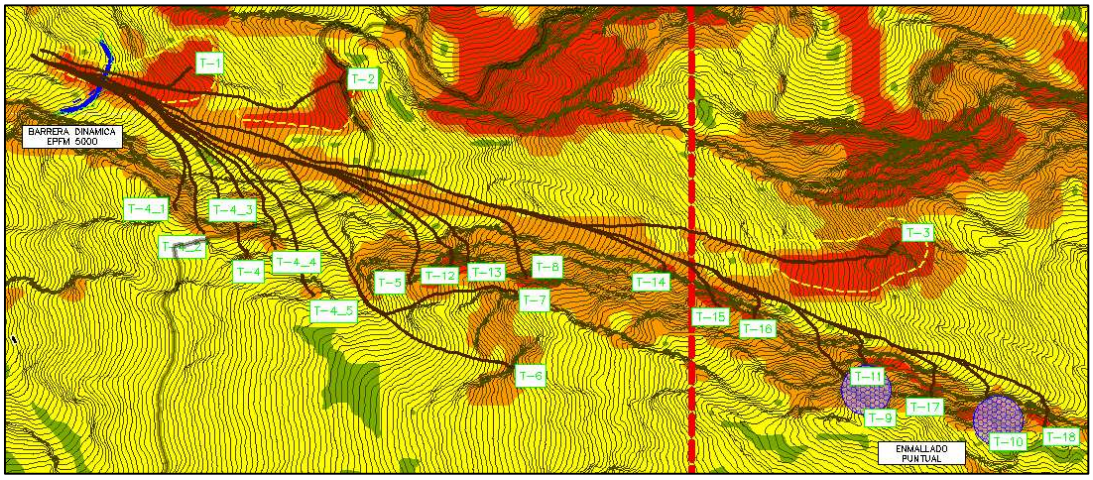


Figura 1. Trayectorias de análisis basados en el plano de peligrosidad por caída de rocas

Se expondrá este caso histórico para que pueda ser utilizado como guía para la elaboración de estudios de ingeniería definitiva con el propósito de tener un enfoque de prevención y mitigación del riesgo de caída de rocas.

Referencias

[1] EOTA. (2018). EAD 340059-00-0106 Falling rock protection kits. *European Organisation for Technical Assessment.* Bruselas, Bélgica.

* Correspondencia: j.indacochea@maccaferri.com

Caracterización de enfoques de estado límite para diseño de muros embebidos

Álvaro J. Mattos[1]*, Edwin F. García[1], Bernardo Caicedo[2]
[1]Facultad de Ingeniería, Universidad de Antioquia, Colombia
[2]Dpto. de Ing. Civil y Ambiental, Universidad de Los Andes, Colombia

Contexto

Los códigos geotécnicos se basan en el enfoque de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) y el enfoque de factor parcial. La aplicación de ambos enfoques ha sido poco satisfactoria para diseño de muros embebidos porque conlleva a una dualidad carga-resistencia que viola el principio de fuente única [1,2] y no garantiza un nivel de confiabilidad uniforme en varias situaciones de diseño [3,4]. Para superar estas limitaciones el código Canadiense CSA-S6-19 [5] incorpora en sus lineamientos un factor de carga para presión pasiva del suelo y conceptos de diseños basados en la confiabilidad. Por su parte, el Eurocódigo EN 1997-1:2004 [6] atiende la dualidad carga-resistencia mediante el enfoque DA1 pero no la segunda limitación. En contraste, el código CCP-2014 [7] no atiende ninguna de las limitaciones. Por consiguiente, evaluar la practicidad y eficiencia de los códigos para diseño de muros embebidos es relevante porque permitiría examinar los lineamientos del CCP-2014 frente a códigos que han superado, aunque parcialmente, las limitaciones asociadas al diseño de muros embebidos. En adición, análisis comparativos entre enfoques de estado límite del CCP-2014, CSA-S6-19 y EN 1997-1:2004 permanecen inexplorados en la literatura.

Alcance

En este estudio se caracterizan los enfoques de estado límite de los códigos CCP-2014, EN 1997-1:2004 y CSA-S6-19 para diseño de muros embebidos. Además, se describen las potencialidades y limitaciones de los enfoques LRFD y de factor parcial para falla rotacional y levantamiento hidráulico. También se desarrollan análisis comparativos entre los enfoques de estado límite para diseño de un muro embebido anclado. Finalmente, se evalúa la eficiencia de los códigos en alcanzar su propia confiabilidad objetivo prescrita (β_T) para el muro analizado.

Resultados

Los resultados principales se dividen en tres partes: (I) caracterización de los enfoques de estado límite con base a la revisión de los códigos; (II) análisis comparativos de las profundidades de diseño para un muro embebido anclado; y (III) evaluación de la eficiencia de los códigos en alcanzar su probabilidad objetivo. La primera parte de los resultados se muestra en la Tablas 1 y 2. En ellas se evidencia que el código CSA-S6-19 incorpora un enfoque de diseño basado en el riesgo que involucra el uso de factores de resistencia (φ) que capturan la incertidumbre del suelo y factores de consecuencia (ψ) que ajustan la confiabilidad objetivo dependiendo de la importancia de la estructura. Los factores de resistencia son seleccionados con base al *grado de entendimiento* del sitio. El enfoque de diseño basado en el riesgo también es implementado en el nuevo Eurocódigo [8]; esto demuestra que los códigos están modificando su naturaleza semi-probabilística.

Una característica que comparten los códigos CSA-S6-19 y EN 1997-1:2004 es que emplean el método del soporte libre (free earth support) para análisis de muros embebidos anclados, incorporando la seguridad al diseño mediante los enfoques LRFD y de factor parcial, respectivamente. En cambio, el CCP-2014 emplea diagramas de presión aparente de tierra concatenados con los métodos de Broms y Wang-Reese para determinar la resistencia pasiva. El Artículo 11.9.4.3 del CCP-2014 especifica que los métodos de Broms y Wang-Reese no están calibrados para aplicación por LRFD. La seguridad es incorporada al diseño mediante un factor de seguridad FS=1.5, que actúa como factor global para el método de Wang-Reese y como factor parcial (reduce el coeficiente de presión pasiva de tierra) para el método de Broms y para análisis de muros de tablestacas continuas [9]. Esta es una característica heredada del código AASHTO LRFD BDS.

* Correspondencia: alvaro.mattos@udea.edu.co

Tabla 1. Enfoques de estado límite para diseño de muros embebidos.

Código	Teoría de presión		Factores de carga y resistencia	Fricción interfaz arena/acero	Confiabilidad objetivo ELU
	Activa (K_a)	Pasiva (K_p)			
EN 1997-1:2004 Estado límite GEO	Analítica EN 1997-1:2004 Anexo C	Analítica EN 1997-1:2004 Anexo C	Factores parciales (ver Tabla 2)	$\delta'_d=2/3\phi'_d$ $\tan\phi'_d=(\tan\phi'_k)/\gamma_{\phi'}$	$\beta_T=3.8$ Clase de confiabilidad 2
CSA-S6-19 ELU: Combinación 1	Coulomb	NAVFAC [10]	γ_{EH}=0.8-1.25 γ_{ES}=0.8-1.25 γ_{WA}=0.9-1.1 γ_{Pasivo}=0.5-1.25 φ=0.45, 0.5, 0.55 ψ=0.9, 1.0, 1.15	$\delta'_k=2/3\phi'_k$	$\beta_T=3.1$ Nivel de consecuencia bajo $\beta_T=3.5$ Nivel de consecuencia típico $\beta_T=3.7$ Nivel de consecuencia alto
CCP-2014 Combinación de carga: Resistencia I	Rankine o Coulomb	NAVFAC [10]	γ_{EH}=0.9-1.5 γ_{ES}=0.75-1.5 γ_{AEP}=1.35 γ_{WA}=1.0 φ=0.75 FS=1.5	δ'_k=17°-22° Arena limpia, mezclas de gravas y arena	$\beta_T=2.0$ Basado en el código AASHTO LRFD BDS

ELU: estado límite último; φ: factor de resistencia según grado de entendimiento; ψ: factor de consecuencia

Tabla 2. Factores parciales para diseño de muros embebidos.

Factor parcial para	DA1		DA2	DA3
	C1	C2	-	-
Acciones permanentes no favorables, $\gamma_{G,unfav}$	1.35	1.0	1.35	1.0
Acciones variables no favorables, $\gamma_{Q,unfav}$	1.5	1.3	1.5	1.3
Ángulo de fricción efectivo, $\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25	1.0	1.25
Resistencia de la tierra, γ_R	1.0	1.0	1.4	1.0

Referencias

[1] B. K. Low and R. J. Bathurst, "Load-resistance duality and case-specific sensitivity in reliability-based design," *Acta Geotech.*, vol. 17, no. 7, 2022.
[2] B.-K. Low, "Insights from Reliability-Based Design to Complement Load and Resistance Factor Design Approach," *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 143, no. 11, 2017.
[3] Á. J. Mattos, J. C. Viviescas, and J. P. Osorio, "Reliability Comparative Analysis of Codes for the Design of Cantilever Sheet Pile Walls: Basis for Studying the Principles of International Standards," *Int. J. Geomech.*, vol. 21, no. 5, 2021.
[4] Á. J. Mattos, "Reliability Analysis of Modern Geotechnical Codes for the Limit State Design of Sheet Pile Structures Considering Parameter Uncertainties," *Int. J. Geomech.*, vol. 22, no. 3, 2022.
[5] CSA (Canadian Standards Association), *Canadian Highway Bridge Design Code (CSA S6:19)*. Toronto: CSA, 2019.
[6] CEN (European Committee for Standardization), *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. EN 1997-1:2004*. Brussels: CEN, 2004.
[7] AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica), *Norma Colombiana de Diseño de Puentes - LRFD - CCP*. Bogotá: INVIAS, 2014.
[8] CEN (European Committee for Standardization), *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. prEN 1997-1:2022*. Brussels: CEN, 2022.
[9] P. J. Sabatini, D. G. Pass, and R. C. Bachus, "Geotechnical engineering circular No. 4—Ground anchors and anchored systems," Federal Highway Administration (FHWA), Springfield, VA, 1999.
[10] U.S. Department of Navy, *Soil mechanics (Technical Report NAVFAC DM-7.1)*. Alexandria, VA: Naval Facilities Engineering Command (NAVFAC)/U.S. Department of Defense, 1982.

* Correspondencia: alvaro.mattos@udea.edu.co

Determinación del coeficiente sísmico k para el análisis pseudodinámico de estabilidad de taludes en Colombia

L. Niño[1]*, C. Vargas[2]
[1] Coordinadora de diseños, Geotecnia Andina Consultores, Colombia
[2] Gerente Técnico, Geotecnia Andina Consultores, Colombia

En la práctica del diseño de taludes bajo condiciones dinámicas para infraestructura vial en Colombia, ante la ausencia de un código que aplique específicamente para carreteras, la escogencia del coeficiente de aceleración horizontal k, se obtiene a partir de la relación KST/amáx indicada en la NSR-10. Este método solamente tiene en cuenta el tipo de material térreo y si existe un análisis de amplificación local. En el presente trabajo se aplican dos metodologías alternativas para la estimación racional del coeficiente k en dos taludes localizados en zonas de amenaza sísmica Alta y Muy Alta. Los resultados obtenidos permiten concluir que la determinación del coeficiente k de acuerdo con la normativa y práctica nacional deja de lado varias consideraciones importantes sobre este concepto y conduce a evaluaciones muy conservadoras por lo que la aplicación de las metodologías expuestas provee una aproximación más racional en el cálculo del coeficiente sísmico.

La escogencia del coeficiente sísmico k (que debería denominarse pseudodinámico puesto que es una aproximación estática) puede ser arbitraria y no racional al ser tomada de recomendaciones generales o indicaciones muy simplistas con bases no identificables claramente como las presentadas en las Figuras 1 y 2.

Horizontal Seismic Coefficient, k_h	Description	
0.05 - 0.15	In the United States	
0.12 - 0.25	In Japan	
0.1	"severe" earthquakes	Terzaghi [4]
0.2	"violent, destructive" earthquakes	
0.5	"catastrophic" earthquakes	
0.1 - 0.2	Seed [2], FOS ≥ 1.15	
0.10	Major Earthquake, FOS > 1.0	Corps of Engineers [5]
0.15	Great Earthquake, FOS > 1.0	
½ to ⅓ of PHA	Marcuson [6], FOS >1.0	
½ of PHA	Hynes-Griffin [7], FOS > 1.0	
FOS = Factor of Safety. PHA = Peak Horizontal Acceleration, in g's.		

Figura. 1 Recomendaciones para determinar k. Sarma, 2004.

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

Figura. 2 Valores de k mínimos – NSR10. AIS, 2010, 2014.

Ante la falta de soporte en la escogencia del coeficiente sísmico de acelaración horizontal empleado en análisis pseudo estático se propone la aplicación de dos metodologías alternativas descritas de manera general a continuación. Se sugieren estos dos métodos ya que son de fácil aplicación, existen

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

herramientas computaciones disponibles e incluyen variables determinantes como el entorno sismológico.

Los valores de k estimados a partir de las dos metodologías evaluadas comparados con la indicación de la NSR-10 resultan ser sensiblemente menores. Para el Caso 1 con el método de Newmark se obtiene k=0.11 y con Bray et al. k=0.16 que con respecto a la NSR-10 (k=0.29), representa un entre 38% a 55% del KST. Para el Caso 2 con el método de Newmark se obtiene k=0.25 y con Bray et al. k=0.16 que con respecto a la NSR-10 (k=0.35), representa un entre 46% a 66% del KST. Al diferenciar el entorno sismogénico cambia considerablemente el índice de desplazamiento. Revisando la relación de los máximos valores de k con respecto a la Aceleración Máxima en roca Aa, se tiene que para el Caso 1 k/Aa = 0.16/0.30 = 0.53 y para el Caso 2 k/Aa = 0.25/0.40 =0.63, valores que se acercan a la recomendación de 1/2 de PHA sugerido por Macurson, 1983. Esta aproximación logra establecer un soporte técnico racional que tiene en cuenta factores importantes como el perfil de suelo, parámetros de resistencia, geometría, factor de seguridad, tipo de fuente sísmica, contenido frecuencial, así como los desplazamientos asociados.

El ejercicio planteado con los dos métodos es simplemente un ejemplo de estos procedimientos de forma tal que los resultados no son concluyentes de manera general sino solamente para los casos delimitados. Se recomienda en futuros trabajos ampliar las bases de sismos utilizados que representen la amenaza sísmica en diferentes regiones de Colombia, utilizar otras geometrías y parámetros de resistencia que mediante su análisis de sensibilidad se puedan establecer lineamientos o criterios sobre los valores de desplazamientos y a su vez de k para utilizar en los análisis pseudodinámicos de taludes y laderas. Igualmente, al aplicar estas metodologías de selección de k, es necesario aclarar los criterios a adoptar en cuanto a FS mínimo (p. ej. 1.00 o 1.15) así como los valores de desplazamiento admisible (a definir según el tipo de geomaterial y las obras presentes o a diseñar como medidas de estabilización p.ej. muros rígidos que soportan bajas deformaciones o reforzamientos con geo sintéticos que según su tipo soportan altas deformaciones antes de fallar).

El análisis de equilibrio limite por medio del cual se incluye el coeficiente sísmico k como una fuerza lateral a pesar de ser ampliamente utilizado por su sencillez conceptual al incluirlo en los cálculos estáticos presenta algunos problemas muy relevantes (Towhata, 2008) como que esta fuerza sísmica sobreestima el riesgo de falla y que la relación entre k y Aa aún no es completamente clara. Por lo anterior, resulta necesario avanzar en el entendimiento de este método que, aunque práctico conlleva enormes y desconocidas suposiciones especialmente como se concibe en nuestra normativa conducente a valores k entre 0.29 a 0.35 (para los casos de análisis) mientras que solo por tomar una referencia en países de alta actividad sísmica y avanzado conocimiento de ingeniería como Japón se recomiendan valores entre 0.15 - 0.25.

Finalmente se recomienda incentivar estas metodologías desde la academia, las buenas prácticas de ingeniería y próximas actualizaciones de la normativa (NSR-23) a fin de ajustar/validar sus supuestos y los valores de desplazamientos asociados a la estimación del coeficiente sísmico k.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

Estimación de Desplazamientos Admisibles para Determinar el Coeficiente k, en Análisis Pseudoestático de Estabilidad de Taludes

Lorena Niño[1]*, Carlos Eduardo Rodríguez[2*]

[1] 1 Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Esp. Magister en Geotecnia, ingnino93@gmail.com
2 Pontificia Universidad Javeriana, PhD, Msc en Ingeniería, crodriguezp@javeriana.edu.co

Se aplican procedimientos simplificados que estiman valores de desplazamientos sísmicos admisibles, involucrando la variación geométrica, aceleración crítica ky y parámetros de resistencia para diferentes taludes teóricos de corte así como la influencia del entorno sismogénico y espectro sísmico para las diferentes zonas de amenaza sísmica de acuerdo con el Mapa de Zonificación de Amenaza Sísmica del Servicio Geológico Colombiano 2020, para determinar el coeficiente de aceleración horizontal k de un análisis de estabilidad pseudoestático alcanzando factores de seguridad FS ≥ 1,0. La estimación de desplazamientos sísmicos admisibles para diferentes escenarios de diseño se realiza según lo propuesto en Bray et al, 2018 y Bray y Macedo, 2019 y se aplica como ejemplo a algunas ciudades de Colombia que cuentan con estudios de microzonificación sísmica tales como, Manizales, Cali, Medellín y Bogotá.

Con la implementación de este procedimiento se logra generar un soporte técnico para la escogencia del coeficiente de aceleración horizontal k a emplear en un análisis de estabilidad pseudoestático dado que, al involucrar los desplazamientos admisibles en el cálculo se reduce Amáx o PGA de manera óptima tal que aún se garantizan los factores de seguridad mínimos y envuelve el entorno sismológico en él cual está inmerso el talud de análisis.

Se resalta que, los valores obtenidos como desplazamientos sísmicos admisibles deben tomarse como índices del comportamiento del talud posterior a la ocurrencia de un sismo y no son estimaciones precisas; sin embargo, al tener una idea del rango esperado el procedimiento propuesto es útil y también puede proporcionar estimaciones razonables para casos en los que no se justifiquen análisis avanzados.

Se aplicó el procedimiento para estimar desplazamientos sísmicos admisibles originados en zonas de fuentes sismogénicas corticales y de subducción para Tr 475 años y se evidencia que los desplazamientos sísmicos están estrictamente ligados a ky, para taludes con bajas características de resistencia e inclinaciones de 27° y con ky máximo de 0, 25; pero, cuando se tienen inclinaciones mayores los desplazamientos sísmicos son directamente proporcionales alcanzando valores hasta de 345 cm, infiriendo que el talud tiene un comportamiento flexible y permite tales desplazamientos, sin embargo, en taludes con inclinación de 45° y altura mayor a 10,0 m en razón que el ky = 0, no se presentan desplazamientos por que los materiales con bajos características sísmicas fallan. Es importante indicar que, aunque numéricamente se estimen desplazamientos grandes se debe tener en cuenta la afectación que generaría en los materiales, tal como fisuras, grietas y posibles fallas por desprendimientos o movimiento de la masa inestable ladera abajo.

Con los análisis y resultados obtenidos se presentan a continuación las siguientes conclusiones:

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

- Aceleración crítica (ky) para modelos teóricos de taludes de corte en suelo. Se identificó que los materiales involucrados presentan aceleración crítica entre ky = 0 y ky = 0,85 identificando que ky depende, además de la configuración geometría del talud (altura e inclinación de corte), de los parámetros de resistencia al corte. Sin embargo, para ser completamente estrictos en el análisis pseudoestático se debería contar con parámetros dinámicos de resistencia no drenados del perfil de suelo del talud.

- Desplazamientos sísmicos admisibles para diferentes escenarios de diseño según lo propuesto en Bray et al, 2018 y Bray et al, 2019. Según los resultados, los depósitos con bajos parámetros de resistencia permiten que se genere un amplio rango de desplazamientos, contrario al talud con parámetros más altos en los cuales se generan máximo desplazamientos 15,0 cm. Los desplazamientos que se generan son distantes variando desde 0,5 cm hasta máximo 100 cm con valores atípicos hasta 450 cm.

Con la diferenciación de análisis de desplazamientos teniendo en cuenta la fuente sismogénica de origen cortical o de subducción, los valores que se obtienen son menores para la primera, máximo 100 cm y para la segunda máximo de 350 cm, la principal variable que determinan estos valores es la magnitud del sismo que se podría llegar a generar y aceleración espectral (Sa, contenido frecuencial). Es importate indicar que, aunque numéricamente se estimen desplazamientos grandes, se debe tener en cuenta la afectación que generaría en los materiales, tal como fisuras, grietas y posibles fallas por desprendimientos o movimiento alterar la estabilidad global de talud.

Por otra parte, con la aplicación del análisis de Bloque deslizante de Newmark para todos los 13 depósitos arroja valores de desplazamiento sísmico grandes hasta 300 cm para taludes con alturas mayores a 20,0 m e inclinación de 37°; y para taludes con inclinaciones < 37° y alturas menores que 20,0 m no genera desplazamientos o si es el caso son inferiores a 10,0 cm.

- Determinación del coeficiente k para análisis pseudoestático en estabilidad de taludes de corte. Se calculan los coeficientes de aceleración horizontal, k con los que se alcanzan ≥ FS 1,0 teniendo en cuenta los desplazamientos sísmicos admisibles, características geométricas, entorno sismogénicos y espectro sísmico, sin embargo para algunos taludes los desplazamientos sísmicos son grandes y en ese punto rigen dos criterios (1) que bajo Da (cm) altos los materiales comienzan agrietarse y pueden generar falla y (2) las consecuencias que producen en el desempeño los valores escogidos de Da (cm).

Con la implementación de este procedimiento se logra generar un soporte técnico para la escogencia de un coeficiente de aceleración horizontal k, con el cual se reduce el Am para emplear en un análisis de estabilidad pseudoestático según lo establecido en la AIS, 2010 ,por lo que, al involucrar los desplazamientos admisibles en el cálculo del k, este se reduce de manera óptima tal que aún se garantizan los factores de seguridad mínimos y envuelve el entorno sismológico en él está inmerso el talud de análisis, además de proporcionar un soporte técnico si se quiere reducir el Am.

* Correspondencia: autorCorrespondencia@email.com

DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO EMPLEANDO LA TÉCNICA DPIV

Ray Támara S.[1], Wrangel Guerrero M[2], Mauricio A. Tapias Camacho[3]*
[1,2,3] Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Colombia

La técnica de análisis de imágenes digitales (*DPIV* por sus siglas en inglés) es una metodología en la cual a partir del registro de trazadores en una serie de fotografías se conocen los vectores de velocidad [1]. Se emplea principalmente en el estudio de flujos, pero su uso se ha ido diversificando en otras áreas de conocimiento incluyendo la geotecnia. A continuación, se presenta un resumen con resultados de una investigación enmarcada dentro del proyecto de investigación "Estudio de la rotura de gravas usando la técnica de análisis de imágenes DPIV", realizada en la Universidad Nacional de Colombia – Sede Bogotá [2]. El objetivo principal se estableció en determinar la aplicación de la técnica *DPIV* en la obtención de los parámetros elásticos del suelo, especialmente la relación de Poisson y el módulo de elasticidad, y comparar sus resultados con los datos obtenidos mediante técnicas convencionales a partir del ensayo de compresión inconfinada sobre un material limo arenoso con algo de cementación, (inclusión de cemento del 5%). Se utilizó un software libre especializado (PIVLAB [3]) y desarrollos propios. Se realizó un montaje experimental para la obtención de las imágenes requeridas para la ejecución de la metodología, donde fue posible garantizar la iluminación requerida y un correcto registro de la información (Figura 1).

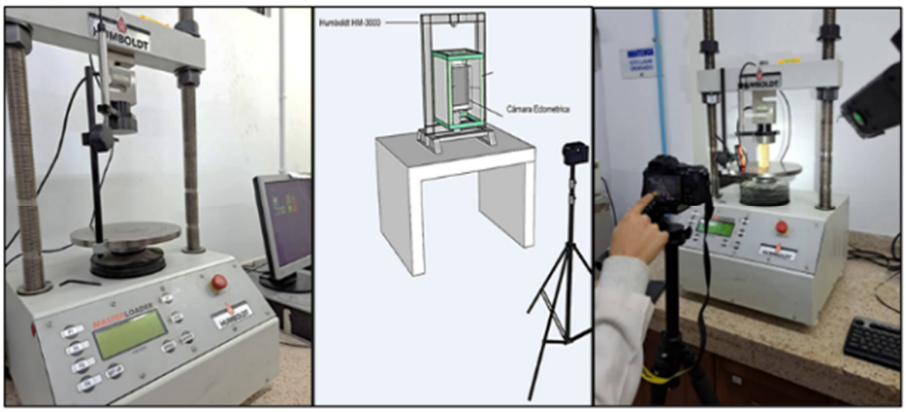


Figura 1. Montaje experimental realizado para la aplicación de la técnica *DPIV* en la Universidad Nacional de Colombia. Izq.: Máquina Humboldt HM-3000.Centro: Esquema Técnica DPIV. Der.: Montaje Final

Se establecieron las áreas de análisis (ver Figura 2) y se probaron diferentes relaciones de velocidad de obtención de imágenes (*Frames per second FPS*, por sus siglas en inglés) y tamaños de zonas o ventanas de interrogación (V.I) en pixeles.

* Correspondencia: matapiasc@unal.edu.co

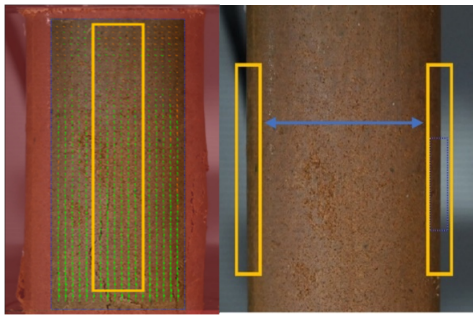


Figura 2. Definición de área de análisis para empleo de la metodología DPIV. Izq. Análisis longitudinal. Der. Análisis trasversal. Limo arenoso con cementación (5%).

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 3. Se obtuvieron módulos de elasticidad entre 375 y 753 MPa y una relación de Poisson de 0.44.

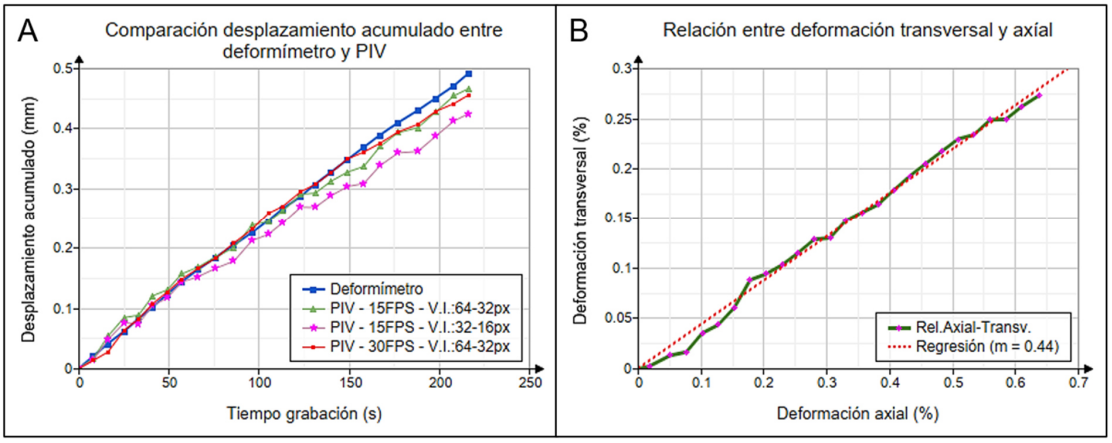


Figura 3 Comparación de resultados. **A** para la obtención de módulos de elasticidad. **B**: Obtención de la Relación de Poisson: Relación deformación transversal/axial.

Se obtuvo una buena correlación entre los resultados obtenidos mediante la lectura del deformímetro y los resultados de la técnica *DPIV,* en la cual una mayor velocidad de obtención de los fotogramas y zonas de interrogación mayores resultaba en una menor dispersión de los datos y mayor confiabilidad de los resultados. Se determinó que la técnica *DPIV* es una manera confiable, económica y rápida de obtener propiedades de materiales, de una manera no intrusiva en las muestras. El tema de investigación permite ampliar su aplicabilidad, dentro y fuera del laboratorio, incluyendo el estudio de mecanismos de rotura, y desplazamiento de masas térreas entre otras.

Referencias

[1] Adrian, R. (1991). Particle imaging techniques for experimental fluid mechanics (Vol. 23). Annual Review of Fluid Mechanics, 261-304.

[2] Támara S., R. (2022). Evaluación comparativa entre técnica PIV y métodos convencionales en la obtención de parámetros elásticos de materiales. Trabajo de Grado, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.

[3] Thielicke, W., Sonntag, R. (2021) Particle Image Velocimetry for MATLAB: Accuracy and enhanced algorithms in PIVlab. Journal of Open Research Software, 9: 12. DOI: https://doi.org/10.5334/jors.334

* Correspondencia: matapiasc@unal.edu.co

Estudios de riesgo, seguimiento y control de obras de mitigación en la ciudad de Bogotá, perspectiva y avances desde el 2006

German D. Tapia M.[1]*, Cristian Becerra [2],
[1] Gerente Técnico, Ingercivil SAS, Colombia
[2] Coordinador de Proyecto, Ingercivil SAS, Colombia

Desde el año 2000, el DPAE, hoy en día IDIGER comenzó la ejecución de estudios de riesgo a escala 1:2000 o detallados para diferentes barrios, puntos con problemas de movimientos en masa, considerando la evaluación de amenaza mediante un modelo probabilístico, para en el año 2006 efectuarse mediante un modelo determinístico el cual se ha mantenido durante estos años y solo ajustado en el año 2022 los rangos de factores de seguridad.

A nivel de consultoría el avance técnico conllevo en aproximarse a medidas de mitigación que tuvieran condiciones de costo beneficio favorables y siempre considerando las condiciones necesarias de factores de seguridad o de estabilidad para las futuras urbanizaciones. Esto siempre es necesario considerando que en gran porcentaje de obras de mitigación o proyectos en amenaza media y alta están o estaban asociados a zonas de vivienda de interés social y con relaciones directas con los subsidios del estado para llegar a una vivienda nueva.

De esta forma la resolución 227 de 2006 enmarca un cambio sustancial en la forma de ver el entorno de obras de mitigación a nivel urbano siendo la solicitud de control el IDIGER cuyo proceso inicia en la solicitud de licencia de urbanismo y/o de construcción. Es decir que todo proyecto en este tipo de licencias y en amenaza media y alta (Plano asociado al Decreto 190 de 2004 por el cual se compilan los Decretos 619 de 2000 y 469 de 2003), debía efectuar un estudio de riesgo con cumplimiento por parte del IDIGER. Esto cambia en la resolución 110 de 2014 donde solo se requiere efectuar estos estudios para licencia de urbanismo.

En la resolución 227 de 2006 se indicaba que se debía enviar estos documentos a la Subdirección de Control de vivienda del DAMA.

Cuando se efectuaban construcciones de obras de mitigación se planteaba dos tipos de situaciones:

a) De carácter público en la construcción de obras se efectuaban procesos licitatorios y se contrataban constructores e interventores para los diseños previamente contratados. En este caso los consultores de diseño eran notificados y en algunos casos requeridos o finalmente la obra era construida con el beneficio regularmente de barrios ubicados en ladera, en colegios o infraestructura ubicada en sitios de amenaza media y alta por movimientos en masa.
b)

b) De carácter privado asociado a obras de mitigación con conceptos de cumplimiento de IDIGER. Estos estudios y su aplicación podían ser requeridos en su ejecución por entidades como Secretaría de

* Correspondencia: germantapia@ingercivil.com

Habitad – control de vivienda para la expedición de la licencia de venta, generando documentos conocidos como Actualización los cuales en algunos casos llegaban o no a la Curaduría Urbana o el IDIGER.

Durante el año 2000, con la expedición de la resolución inicial por parte de la DPAE (no mencionada por el IDIGER en sus páginas) y la expedición de la resolución 216 de 2006 hasta la resolución 110 de 2014 se presentaron diferentes proyectos de riesgo a nivel ciudad los cuales generaron diferentes experiencias en la implementación, seguimiento y control de los taludes de la ciudad. Estas experiencias desarrolladas y transformadas en obras a partir de 2014 solo asociadas a licencias de urbanismo, conformaron otro tipo de control urbano e implementación de obras a modelos de construcción y no de urbanismo, generando otro tipo de experiencia en la implementación de obras de mitigación que se ajustan paulatinamente a la conformación de licencias de construcción con cambios de las condiciones de urbanismo y planteamientos dados en estos proyectos. Todas estas acciones alrededor de un espacio de aprobación de licencias orientado mediante el reglamento NSR10 con las Curadurías Urbanas.

El ajuste final de una obra y su condición de beneficio y costos razonables frente al cumplimiento de unos factores de seguridad en condiciones normales y extremas determinan la justificación de poder construir edificaciones urbanas, con un aprendizaje mutuo en la aplicación y desarrollo de obras de mitigación en beneficio de la comunidad que allí habita.

El artículo presenta el desarrollo técnico de ingeniería en geotecnia con su curva de aprendizaje paralelo al concepto documental de factores de seguridad y de probabilidad, con el control de las entidades distritales mostrando el avance en este tema en la ciudad de Bogotá, desde la perspectiva de la consultoría.

Referencias

[1] Resolución 227 de 2006. DPAE. Hoy IDIGER.
[2] Resolución 110 de 2014. IDIGER.
[3] Estudios de riesgo elaborados por el autor en diferentes sitios de la ciudad.
[4] Actualización de Estudios de riesgo en obra por el autor en diferentes sitios de la ciudad.

* Correspondencia: germantapia@ingercivil.com