

BOLETÍN COLOMBANO DE GEOTECNIA

ÓRGANO DE DIVULGACIÓN DE LA SOCIEDAD COLOMBIANA DE GEOTECNIA



54
años
1971-2025



EDICIÓN NO. 21

ABRIL DE 2025

“Riesgos Geotécnicos asociados a Amenazas Geológicas en los Proyectos de Infraestructura y las Edificaciones”

ISSN 1692 - 7680

Editor: Dr.-Ing. Mario Camilo Torres Suárez - por delegación de la JD-SCG

Fotos portada: <https://aventurecolombia.com/en/things-to-do-in-cali/>
<https://www.javerianacali.edu.co/>



BCG

BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA

Sociedad Colombiana de Geotecnia

“Riesgos Geotécnicos asociados a Amenazas Geológicas en los Proyectos de Infraestructura y las Edificaciones”

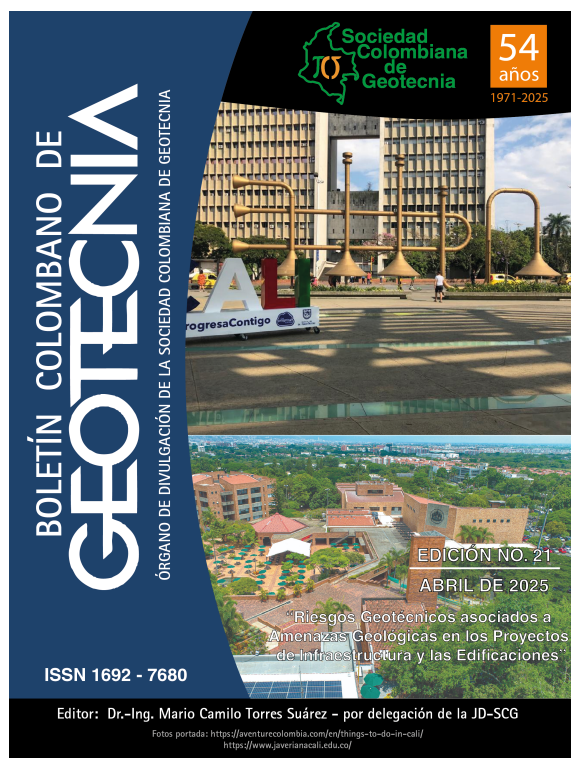
Edición 21 | Abril de 2025

ISSN 1692-7680

<http://www.scg.org.co/>

Comité Editorial: Mario Camilo TORRES SUÁREZ, Luis Felipe PRADA SARMIENTO, Guillermo PABÓN GUTIÉRREZ

2025



Nuestra portada: XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia, Cali, Colombia. 2024

JUNTA DIRECTIVA 2024-2026

Mónica Bedoya Martínez	Fernanda	- Presidente
Guillermo Gutiérrez	Pabón	- Vice-Presidente
Carlos Héctor Rueda	Cantillo	- Secretario
Fernando Parra	Javier Díaz	- Vocal
Hugo Sanabria	Yezid Molano	- Vocal
Gilmar Barrera	Iván Patiño	- Vocal
Mario Hernán Carrero	Ramírez	- Vocal

Adolfo Alarcón Guzmán	- Procurador
José Vicente Amortegui Gil	- Procurador Suplente

Luz Ángela Vásquez	- Secretaria administrativa
--------------------	-----------------------------

COMITÉ EDITORIAL

- Mario Camilo Torres Suárez – Editor
- Luis Felipe Prada Sarmiento – Co-Editor
- Guillermo Pabón Gutiérrez

EDICIÓN Y DIAGRAMACIÓN

- Luis Felipe Prada Sarmiento
- Mario Camilo Torres Suárez

DISEÑO Y DIAGRAMACIÓN PORTADA

- Luis Felipe Prada Sarmiento
- Mario Camilo Torres Suárez

PUBLICACIÓN

Edición en línea (www.scg.org.co)

“Riesgos Geotécnicos asociados a Amenazas Geológicas en los Proyectos de Infraestructura y las Edificaciones” - Edición BCG No. 21



TABLA DE CONTENIDO

1	Editorial	1
2	Artículos conferencias magistrales VII Conferencia Regional de Geotecnia	3
	A. M. Parra, C. H. Parra. Las excavaciones profundas en Santiago de Cali	4
	G. Paris. Geología del Departamento del Valle del Cauca - Evolución y Características	14
	A. Zekkos. Liquefaction of gravelly soils and the impact on critical infrastructure	35
3	Resúmenes extendidos del XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia	36
3.1	Sismicidad y vulcanismo	36
	Modelado numérico de vibraciones en edificaciones inducidas por paso de tren elevado, caso suelos blandos	37
	Simulación numérica de depósitos licuables en el contexto de la iniciativa LEAP-2022 (Liquefaction Experiments and Analysis Projects)	39
	Evaluación del rendimiento de parámetros como estimadores de amplificación sísmica en estaciones colombianas	42
	Modelos constitutivos para simulación de arenas sometidas a cargas cíclicas y predicción de licuefacción: Aplicaciones en centrifugas de suelos	45
	Evaluación de Fuerzas Inerciales Sísmicas en Pilotes en Arena Suelta: Modelo Físico y Teórico	48
	Análisis espacio-temporal, mediante caracterización geomorfológica, geotécnica y geológica, del fenómeno de diapiroismo de lodo ubicado en el sector de Membrillal de la ciudad de Cartagena de Indias	51
3.2	La práctica geotécnica en Colombia y la región latinoamericana . . .	54
	Afectación durante la construcción de pilotes preexcavados y fundidos en sitio por procesos de consolidación de arcillas	55
	Estudio de la erodabilidad superficial de un suelo tropical, a partir del ensayo de Inderbitzen	58
	Caracterización mecánica de bimsoil no cementados a partir de muestras virtuales, considerando el efecto del porcentaje volumétrico de bloques (PVB), forma y resistencia de los bloques	62
	Geocaracterización de Residuos Sólidos para Monitoreo de Estabilidad Geotécnica	65
	Efectos de los análisis temporales en la definición del mejoramiento de suelos con mechas drenantes en arcillas del lacustre 500 de la ciudad de Bogotá	68
	Modelación de pruebas de carga y evaluación de diferentes metodologías para el cálculo de pilotes hincados en arenas mediante licuación inducida (caso Tumaco)	70
	Compresibilidad de los suelos derivados de cenizas volcánicas en estado parcialmente saturado	74
	Evaluación de un modelo de Winkler equivalente para una estructura de pavimento multicapa integrando análisis de elementos finitos y optimización heurística . . .	77
	Lineamientos para la estabilización química de suelos aplicado a suelos procedentes de ceniza volcánica estabilizada con cal	80
	Sensibilidad en los resultados de los análisis de plasticidad, (NORMA INV E 106-107-13-ASTM D2217 Y ASTM D 421,) para muestras de suelo fino "arcilloso" partiendo del método de preparación para 3 zonas piloto en Colombia con génesis diferenciada: depósitos lacustres, volcánicos y marinos	83
	Evaluación del Índice de comportamiento (Ic) y la influencia de la génesis en la clasificación de suelos finos, a partir del ensayo de penetración con cono y ensayos de laboratorio. Casos de estudio: Depósito de origen lacustre, volcánico y marino	86
	Propuesta para el análisis de correlaciones para la estimación de la resistencia al corte no drenado en suelos finos arcillosos, a partir de ensayos de penetración con cono y ensayos de laboratorio para tres zonas piloto en Colombia con génesis diferenciada: depósitos lacustres, volcánicos y marinos	89
	Sesgo en la estimación de la resistencia al corte no drenado a partir de ensayos de compresión confinada, triaxial UU y CPTU, Casos de estudio: Depósito origen lacustre, volcánico y marino	92

	Método novel para la estimación del límite líquido en arcillas	95
	Análisis del comportamiento de suelos diatomáceos de Tunja, implementando un agente nutriente B4	98
	Riesgo Kárstico; Análisis técnico de refuerzo con Geosintéticos en zonas propensas a subsistencia por cavidades – Caso de Éxito Tren Maya - México	101
	Determinación del aporte de Geosintéticos en la Capacidad Portante y Reducción de Asentamientos	104
	Recuperación, estabilización y mitigación de la banca del sector comprendido entre el PR87 y PR89 de la unidad funcional 3 del proyecto vial entre Cartagena y Barranquilla	106
	Evaluación de alternativas para el mejoramiento mecánico de suelos blandos por medio de inclusiones rígidas y semirrígidas en la práctica de la ingeniería geotécnica en Colombia mediante un enfoque numérico	109
	Una mirada al mejoramiento de suelos mediante la adición de fibras de coco	113
	Una mirada al mejoramiento de suelos mediante la adición de fibras de guadua	116
	Módulo de reacción, K requerido para diseño de pavimentos rígidos: efecto de la variabilidad del concreto	119
	Influencia del cambio climático en el comportamiento geotécnico de pavimentos	122
	Influencia de la permeabilidad en los coeficientes de drenaje y en el espesor de diseño de un pavimento	125
	Control de calidad de la subrasante. Un estudio de modelación numérica para la durabilidad del pavimento	128
	Implementación de la viscosidad en un modelo constitutivo para suelos blandos de la ciudad de Bogotá (Colombia).	131
	Predicción del perfil de desplazamiento de estructuras de contención en arenas con modelos constitutivos: caso estudio del túnel Komo any	134
	Variación de las propiedades Dinámicas de suelos expansivos de la ciudad de Tunja, a través de Cal y ceniza de cascarilla de arroz	137
	Aplicación exploratoria del criterio de "punto de bloqueo" para la determinación de la energía de compactación de materiales granulares marginales empleando el compactador giratorio	141
	Técnicas de Bioingeniería para Control de Erosión	144
	Caracterización Hidro-Mecánica de la Zona Radicular	147
	Excavaciones a cielo abierto en Colombia con anclajes de alta capacidad: diseño, construcción y experiencia	149
3.3	Normatividad sismo-geotécnica en Colombia	152
	Propuesta de coeficientes sísmicos de diseño para Colombia	153
	Relevancia de un adecuado uso de los ensayos de laboratorio en el área de Geotecnia	157
	Influencia del proceso constructivo y la redundancia en el diseño de pilotes por confiabilidad	160
	Análisis de vulnerabilidad por resonancia sísmica para edificios entre 3 y 7 pisos en un sector de la localidad de Chapinero, Bogotá	163
3.4	Geotecnia en los sistemas férreos de Colombia	168
	Mejoramiento del suelo en la zona del Patio Taller de la Primera Línea del Metro de Bogotá (PLMB)	169
3.5	La inteligencia artificial en la geotecnia	172
	Gestión de Riesgos en el ciclo de vida de infraestructura vial en Colombia. El potencial transformador de la Ingeniería 4.0 y la Inteligencia Artificial	173
	Inclusiones rígidas para estabilidad de taludes por medio de plástico reciclado	176
	Modelo de Simulación por Elementos Discretos del Ensayo de Tensión Indirecta para caracterización mecánica de Mezclas Asfálticas	179
	Modificación del ángulo de reposo natural por medio de diatomeas	182
3.6	Gestión del riesgo y cambio climático	185
	Vulnerabilidad de los Edificios a los Movimientos en Masa: Aplicación Mampostería No Confinada, No Reforzada	186
	Desarrollos para la Gestión de Riesgos por Movimientos en Masa en el Proyecto SIATA	189

Avances en la metodología de taludes naturales para evaluación de amenaza por movimiento/transporte de masa, bases físicas	192
Susceptibilidad por movimientos en masa en el municipio de Palmira como insumo para la implementación de mallas retenedoras de caudal sólido como medida de reducción de riesgo por avenidas torrenciales	194
Ingeniería de Valor en la Gestión de Riesgos Geotécnicos: Estrategias y Beneficios	197
Identificación de controles geológicos estructurales en deslizamientos usando diagramas de Fry. Caso de estudio: Pisba, Boyacá, Colombia	199
Modelación de la generación y propagación de deslizamientos detonados por lluvia – enfoque de pequeñas a grandes deformaciones	202
Propuestas metodológicas para la zonificación de geoamenazas de sistemas de transporte por ductos de hidrocarburos	205
Monitoreo robotizado de desplazamientos en deslizamientos. Experiencias en Colombia .	208
4 Eventos Sociedad Colombiana de Geotecnia 2024 - 2025	212
5 Instrucciones para los autores del BCG - SCG	233

EDITORIAL

En este número de nuestro Órgano escrito de divulgación del conocimiento geotécnico que se gestiona a través de la Sociedad Colombiana de Geotecnia-SCG, el Boletín Colombiano de Geotecnia-BCG, se incluyó una primera entrega de los resúmenes extendidos de los trabajos presentados en el marco del XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia (XVIII-CCG) y la VII Conferencia Regional de Geotecnia (VII-CRG), que tuvieron lugar del 05 al 09 de noviembre de 2024, por primera vez en su historia, en la hermosa ciudad de Santiago de Cali, Valle del Cauca.

Los eventos se realizaron principalmente en la Pontificia Universidad Javeriana de Cali, con el acompañamiento y gestión liderada por el Ing. Iván Otálvaro, Socio destacado de la SCG y su equipo de colaboradores, tanto directivos, docentes, estudiantes como administrativos a cargo. También se vincularon estrechamente las Universidades del Valle y de Santiago de Cali, en donde se llevaron a cabo adicionalmente los Cursos Cortos y una Visita Guiada a los Laboratorios de la UniValle. Estos dos eventos fueron catalogados como muy exitosos por todos los asistentes e involucrados, se contó finalmente con una agenda de alta calidad, en donde se destacaron algunas actividades como:

- 1ª Conferencia Regional de Geotecnia Manuel García López, dictada por el propio homenajeado con este reconocimiento, Dr. Manuel García L. Esta Conferencia se constituirá en la Conferencia Inaugural de las Conferencias Regionales de Geotecnia que se organicen hacia adelante desde la versión VII en el año 2024, en la ciudad de Cali.
- Los Conferencistas Nacionales e Internacionales que participaron en ambos eventos, cuyas presentaciones fueron de excelente calidad académica y científica, todas recibieron las mejores referencias por parte de los asistentes. Se destacan los Drs. Geól. Gabriel París, Ing. Ana María Parra, Ing. Fernando Díaz, Ing. Eimar Sandoval, Ing. Iván Otálvaro, Ing. Adda Zekkos, Ing. Juan Pestana, Ing. Édgar Rodríguez, Ing. César Davin, Ing. Hernán Guerrero, Ing. Daniel Cortés, Ing. Gilson Gitirana, Ing. Víctor Pimentel, Ing. Natalia Carvajal, Ing. Edwin Castelblando, Ing. Juan P. Rodríguez, Ing. Germán Tapia, Ing. Carlos Vargas e Ing. Mario Camilo Torres Suárez, quien dictó la 5ª Conferencia “Juan Montero Olarte”, que se ha constituido en la Conferencia Inaugural del CCG.
- Las Siete Sesiones paralelas llevadas a cabo en los auditorios principal y secundarios de la Pontificia Universidad Javeriana, en donde se contó con una amplia participación de asistentes, gran calidad de los ponentes que finalmente participaron, algunas posibilidades de participación de los asistentes, lo cual de todas formas por asuntos de agenda fue muy difícil de gestionar en algunos casos. Los resúmenes previamente recibidos y auditados por los miembros del Comité Técnico - Científico, en cabeza del Dr.-Ing. Luis Felipe Prada Sarmiento, conforman el presente producto de conocimiento técnico - científico que conforma esta primera entrega del BCG No. 21.
- Las presentaciones realizadas por las empresas que aportaron recursos financieros mediante la adquisición de stands preferenciales en las categorías definidas en el Brochure de Patrocinios.
- Los espacios especiales como el I Foro de la Enseñanza de la Geotecnia en Colombia y la Región; el II Foro Internacional de la Mujer en la Ingeniería Geotécnica; y, el Foro sobre la Normatividad Geotécnica en Colombia, todos con los mejores resultados posibles y una amplia participación de los asistentes.
- Los seis Cursos Cortos que se adelantaron al final de los eventos centrales, todos con excelsos resultados y una audiencia importante y muy participativa:

- Modelación Computacional del Comportamiento Sísmico de Depósitos de Suelos, a cargo del Dr. Ing. Vicente Mercado.
 - Relaves Filtrados, por los Ings. Diego Cobos, Ana María Ariza, Jaime Castro, Alejandro Calvo.
 - Análisis de Potencial de Licuación, a cargo de la Dra. Ing. Ana María Parra Bastidas.
 - Amenaza Sísmica y Efectos de Sitio, por el Ing. Fernando J. Díaz.
 - Mejoramiento de Suelos, por el Ing. Cesar Davin.
 - Geosintéticos para Refuerzo y Mejoramiento de Suelos / IGS Colombia, por el Ing. Mario Ramírez.
- La visita guiada al Laboratorio de Geotecnia de la Universidad del Valle, con el acompañamiento de los Docentes de Ingeniería.
 - La cena de Clausura de los eventos, la cual contó igualmente con una importante participación por algunos de los asistentes a los eventos y principales colaboradores tanto en la Organización de los eventos como en su financiación.

En conclusión, los eventos contaron con una asistencia cercana a las 300 personas, entre Conferencistas Nacionales e Internacionales, Ponentes Nacionales e Internacionales, Docentes de los Cursos Cortos, Colaboradores de las Empresas que apoyaron financieramente los eventos, así como la Firma Contactos, Operador Logístico de los eventos. Los invitamos a revisar mayores detalles de los eventos, sus resultados y presentaciones más destacadas en la página web de la Sociedad: www.scg.org.co y <https://scg18ccg2024.wixsite.com/eventosscg>

A todos quienes colaboraron en los Comités, en la Organización desde los diversos frentes de acción, en las Universidades, en la Industria de la Geotecnia local, regional e internacional en la ciudad de Cali y demás ciudades del país, otras organizaciones, etc., nuestros más sinceros agradecimientos por su paciencia, arduo trabajo, gestiones adelantadas, apoyos y demás aspectos que contribuyeron a los excelentes resultados que en todo sentido tuvieron estos magnos eventos de la Sociedad Colombiana de Geotecnia-SCG.

Esperamos que disfruten esta primera entrega, así como la segunda que se publicará en el segundo semestre del presente año, para cumplir con el compromiso que al respecto ha asumido el Comité Editorial de la SCG para con sus asociados y la comunidad geotécnica en general.

Con consideraciones de aprecio y respeto por todos los lectores del BCG, de Ustedes un Servidor,

Dr.-Ing. Mario Camilo Torres Suárez

Editor del BCG, por delegación de la Junta Directiva - Sociedad Colombiana de Geotecnia

Cualquier inquietud adicional: camilogeotecnia@gmail.com

LAS EXCAVACIONES PROFUNDAS EN SANTIAGO DE CALI

Autores: Ana Maria Parra Bastidas^{1*}, Carlos Humberto Parra Serna²

¹Ingeniera de Proyectos y Profesora Catedrática, Carlos H. Parra & Asociados, Universidad de Medellín, Geotecform

²Gerente, Carlos H. Parra & Asociados

Resumen

Este artículo presenta algunas de las excavaciones profundas más importantes efectuadas en la Ciudad de Santiago de Cali, en los últimos años; se incluyen los desplazamientos máximos horizontales registrados con los inclinómetros instalados en los proyectos, para establecer valores de referencia teniendo en cuenta las características de la excavación tales como la profundidad, la microzona y el sistema de soporte del sistema de contención; basándose en 10 casos de estudio. Se concluye que los desplazamientos horizontales son menores en pantallas apuntaladas con estructura temporal que con anclajes activos de tendón y que estos valores varían según la microzona; sin superar el de 0.3% de la profundidad de excavación (H) en ningún caso.

Introducción

En Cali, como en todas las grandes ciudades de nuestro país y del mundo, la creciente demanda de espacio y de edificaciones de mayor altura ha impulsado excavaciones profundas de hasta 22.0 metros. Este estudio analiza los desplazamientos horizontales y verticales máximos registrados en las excavaciones de 9 proyectos, con el objetivo de comparar los datos locales con referencias internacionales y establecer valores típicos de desplazamiento en función de la profundidad.

Investigación documental

Durante el diseño y planeación del sistema de contención de la excavación y de la escogencia del sistema constructivo del mismo, es importante contar con datos relacionados con el desempeño de dichos sistemas basados en las deformaciones máximas horizontales del mismo. Es por lo anterior, que, para el desarrollo de este trabajo, se analizaron los resultados de las deformaciones máximas horizontales y verticales del sistema de contención de cada proyecto; ya que el objetivo final es el de contar con información que permita comparar las deformaciones estimadas ya sea con modelaciones con elementos finitos o métodos empíricos de proyectos futuros, tanto en la fase de diseño como en la fase de construcción; con las que se han presentado en los proyectos analizados. Para esto se recopiló la información de 18 proyectos, en los que nuestra Firma, Carlos H. Parra & Asociados ha estado involucrada, de los cuales se tenía información de instrumentación en 10 de ellos.

En la Tabla 1 se resume la profundidad y otras características de las excavaciones analizadas. Estudios previos a nivel mundial (Peck, 1969; Clough y O'Rourke, 1990; Ou et al., 1993; Jiménez y Paniagua, 2024) han establecido relaciones entre los desplazamientos del terreno y diversos factores como el tipo de suelo y la profundidad de excavación. Estos hallazgos

sirven como referencia para analizar los datos obtenidos en las excavaciones profundas realizadas en la Ciudad de Cali.

Tabla 1. Proyectos de excavaciones en que se ha participado

Proyecto	Profundidad (m)	Tipo de contención	Microzona
1. World Trade Center – Pacific Mall	10.5	PPET	3
2. Sura Norte	14.0	PPAAT	4A
3. Clínica de Occidente torre B	18.0	PMAAT	4A
4. Banco de la mujer WWB	9.0	PPET	4C
5. Centro Comercial Corea	4.0	PPAAT	2
6. Hotel Marriott	10.0	PDAAT	1 con coluvión
7. Mall Plaza	17.0	PPAAT	4C
8. Holguines del Futuro	10.0	PPAAT y PDAAT	4D
9. Edificio Barceló	8.0	PPET	4D
10. Templo Los Cámbulos	8.0	PPET	4C
11. Chipichape	8.0	PDETC	3
12. Monet	10.0	PDAAT	2
13. Trialto	12.0	PPAAT	4A
14. Fundación Valle del Lili Torre 8	16.0	PPAAT	4D
15. Cerro alto	20.0	PDAAT	1
16. Habado	22.0	PDETC	2
17. Grandi	12.0	PDETC	1 con coluvión
18. Vita Habitare	11.0	PDETC	2

Fuente: Elaboración propia (2024)

PPET: Pantalla pre-excavada soportada mediante estructura temporal (top-down).

PPAAT: Pantalla pre-excavada soportada mediante anclajes activos de tendón.

PDAAT: Pantalla construida por progresiones descendentes, soportada mediante anclajes activos de tendón.

PDETC: Pantalla construida por progresiones descendentes, soportada mediante estructura temporal de concreto.

PMAAT: Pantalla de micropilotes soportada mediante anclajes activos de tendón.

Condiciones geotécnicas en la ciudad de Santiago de Cali

La ciudad de Santiago de Cali, está dividida en 10 Microzonas de acuerdo con el Estudio de Microzonificación Sísmica de Cali (INGEOMINAS, 2005). A continuación, se describen las características de los suelos de cada Microzona.

Microzona 1 Cerros

Esta microzona se encuentra conformada por una secuencia estratigráfica compleja que incluye rocas volcánicas de composición básica (diabasa y microgabros) y rocas sedimentarias clásticas de la formación Guachinte (areniscas, limolitas, arcillolitas y

conglomerados). Las rocas volcánicas presentan un grado de fracturamiento variable y se encuentran meteorizadas en un perfil de meteorización de aproximadamente 10 metros de espesor. En esta microzona existe presencia de mantos de carbón, lo que ha dado lugar a labores mineras subterráneas en la zona en el pasado, ocasionando subsidencia y zonas de debilidad en el macizo rocoso en algunos sectores.

Microzona 2 Flujos y suelo residual

Esta microzona se caracteriza por la presencia de depósitos cuaternarios de origen fluvio-torrencial y volcánico, así como por suelos residuales desarrollados a partir de las rocas subyacentes. El flujo de Terrón Colorado, está compuesto por una alternancia de niveles tobáceos y clasto soportados formados por fragmentos de rocas ígneas básicas (predominantemente, diabasas y gabros) embebidos en una matriz limosa y de espesor variable; se estima que este depósito tiene un espesor aproximado de 1 km en el centro de Cali. El flujo de Alto Nápoles, es un depósito compuesto de bloques cantos y gravas, de diabasa, gabros y areniscas embebidos en una matriz areno-arcillosa; es un depósito de consistencia firme. Se estima que este depósito tiene un espesor de 600 m hacia la zona del batallón Pichincha. El flujo de Cañasgordas, está compuesto principalmente por depósitos fluviales de baja de energía, con intercalaciones de niveles de flujos torrenciales de la formación Jamundí compuestos por limos, arenosos y arcillas lateríticas de color rojo compactos; en el barrio Ciudad Jardín llegan a tener un espesor de 800 m. En esta microzona también están presentes suelos residuales, de espesor variable, que en los de origen volcánico alcanza los 20 m y en los de origen sedimentario los 4 m de espesor. Los espesores de suelos duros en esta zona alcanzan los 30 m.

Microzona 3 Piedemonte

En esta microzona aparecen los depósitos de piedemonte ubicados en el sector occidental de la ciudad y conformados por los abanicos de Cañaveralejo, Cali, Bosque y Menga. Son depósitos, de origen aluvial, se han formado a partir de la acumulación de sedimentos transportados y depositados por los ríos que drenan las pequeñas cuencas sedimentarias de la zona; con espesores de suelo promedio de hasta 100 m. Los análisis bidimensionales indican que estos depósitos presentan una franja con un promedio de ancho de 400 metros a partir del contacto con el basamento rocoso hacia la zona de abanicos.

Microzona 4A Abanico Medio de Cali

Esta microzona se sitúa en la parte central de la ciudad y se caracteriza por una secuencia estratigráfica compuesta por una capa superficial de arcillas y limos de entre 5 y 15 m de espesor, suprayaciendo a una serie de capas de depósitos aluviales con predominancia de gravas y cantos rodados intercalados con capas de arcilla. El espesor total de estos depósitos al terciario puede alcanzar los 400 m y al basamento rocoso los 1.2 kilómetros.

Microzona 4B Abanico distal de Cali Menga

Esta microzona comprende los abanicos distales del río Cali y Menga, ubicados en la parte norte y centro occidental de la ciudad. El abanico del río Cali presenta una secuencia estratigráfica compuesta por una capa superficial de arcillas limosas de entre 10 y 15 m de espesor que suprayace una serie de depósitos aluviales con predominancia de gravas y cantos rodados intercalados con capas de arcilla. A partir de los 30 metros de profundidad se encuentran materiales que pueden correlacionarse con depósitos antiguos de llanura aluvial. Este abanico presenta un espesor aproximado de 600 m al terciario y de 1.7 kilómetros al basamento rocoso hacia la zona del colegio INEM. El abanico del río Menga, por su parte, está compuesto principalmente por materiales originados de rocas sedimentarias y volcánicas, con una predominancia de estratos limos y arcillas en la parte superior y en donde su consistencia aumenta en profundidad. Ambos abanicos presentan espesores considerables de suelo de 600 m al terciario en el caso del abanico del río Cali y de 500 m en el caso del abanico de Menga.

Microzona 4C Abanico de Cañaveralejo

El abanico del río Cañaveralejo corresponde a una unidad geomorfológica ubicada al sur del abanico medio de Cali, formada por depósitos aluviales de origen fluvial. Estos depósitos presentan una estructura estratigráfica en la que se distingue una secuencia de capas de arcillas y limos, con intercalaciones de material orgánico. Los materiales superficiales presentan altos esfuerzos de pre-consolidación. El espesor total de estos depósitos puede alcanzar los 1.2 kilómetros, con espesores de suelo superficial que varían entre 400 y 700 metros.

Microzona 4D Abanico de Meléndez y Lili

El abanico del río Meléndez corresponde a una unidad geomorfológica ubicada al sur de la ciudad, formada por depósitos aluviales del río Meléndez que presentan una estructura estratigráfica en la que se distingue una capa superficial de limos duros, con un espesor aproximado de 10 metros, suprayaciendo a una secuencia de materiales granulares compuestos por cantos, gravas y bloques de roca diabásicas, embebidas en una matriz areno-arcillosa; con intercalaciones de materiales finos, principalmente arcillas duras. El espesor total de estos depósitos puede alcanzar los 600 metros sobre el basamento rocoso y espesores de suelo superficial que varían entre 100 y 400 metros.

Microzona 4E Abanico de Pance

El abanico del río Pance se ubica al sur de la ciudad y está formado por depósitos aluviales con una estructura estratigráfica en la que se distingue una capa superficial de limos, con un espesor superior a 4 metros, suprayaciendo a un estrato de gravas y cantos embebidos en una matriz limosa compacta. El espesor total de estos depósitos puede alcanzar los 700 metros sobre el basamento rocoso, con espesores de suelo superficial que varían entre 100 y 800 metros.

Microzona 5 Transición abanicos – llanura

Esta zona de transición corresponde a una unidad geomorfológica que conecta los abanicos aluviales de la cordillera occidental con la llanura aluvial del río Cauca. Se caracteriza por una secuencia estratigráfica en la que se distinguen dos unidades principales: una unidad superior compuesta por arcillas y limos pre-consolidados, y una unidad inferior que corresponde a depósitos aluviales típicos, con presencia de gravas embebidas en matrices arcillosas que se extienden entre 15 y 20 m de profundidad; bajo esta segunda unidad aparece el perfil estratigráfico típico de la llanura aluvial del río Cauca que se mezcla con los materiales del abanico. En esta última unidad se observan intercalaciones de limos verdes muy duros y material orgánico. Los espesores totales de estos depósitos pueden alcanzar los 2 kilómetros sobre el basamento rocoso, con espesores de suelo superficial que varían entre 800 y 1000 metros.

Microzona 6 Llanura aluvial

La llanura aluvial del río Cauca corresponde a una unidad geomorfológica ubicada al oriente de la ciudad, formada por depósitos aluviales antiguos. Estos depósitos presentan una estructura estratigráfica en la que se distingue una capa superficial de limos arcillosos sobre-consolidados, con un espesor entre 5 y 10 metros, suprayaciendo a una secuencia de arenas finas de densidad suelta a media. En profundidad, se observan gravas finas de mayor tamaño y, a partir de los 50 metros, se encuentran estratos de limos verdes de consistencia muy dura con intercalaciones de material orgánico. Los espesores totales de estos depósitos pueden alcanzar los 2.2 kilómetros sobre el basamento rocoso, con espesores de suelo superficial que varían entre 1000 y 1700 metros.

Monitoreo con instrumentación geotécnica de las excavaciones

En la mayoría de excavaciones profundas efectuadas en CALI, se ha efectuado un seguimiento de puntos topográficos en la viga de amarre de las pantallas y en niveletas colocadas en los muros y en los predios vecinos. En algunas de las excavaciones también se han efectuado seguimiento con inclinómetros para definir el perfil de deflexiones horizontales de las pantallas. Así mismo, se han instalado piezómetros para efectuar un seguimiento del nivel piezométrico antes, durante y después de la excavación. En algunas obras se han colocado también celdas de cargas en algunos de los anclajes. Típicamente las lecturas de estos instrumentos se efectúan entre 1 y 2 veces por semana en condiciones de comportamiento normal del sistema de contención.

Tipos de muros de contención y tipos de elementos de soporte lateral de la contención

En la Tabla 1 se puede observar que los sistemas de sostenimiento más utilizados en los proyectos estudiados fueron la pantalla pre-excavada (muro Milán) y la Pantalla construida por progresiones descendentes. En Cali, la elección del sistema ha estado influenciada por las condiciones geotécnicas de la microzona, el costo y la disponibilidad de las cucharas para construir la pantalla pre-excavada; en esta selección también se ha tenido en cuenta la

presencia de estructuras vecinas y de alturas libres que puede llegar a limitar la pre-excavación de la pantalla. En la Tabla 1 también se puede observar que el método de restricción de la contención más utilizado es el de anclajes activos de tendón, seguido por el de estructura temporal.

Desplazamientos horizontales máximos medidos en los proyectos con instrumentación

Solamente en 10 de los 18 los proyectos recopilados, se ha contado con instrumentación; por lo que para estos 10 proyectos se cuenta con mediciones de desplazamientos horizontales máximos en la contención; en la Tabla 2 se indican cuáles son estos proyectos:

Tabla 2. Proyectos de excavaciones en los que se cuenta con información de inclinómetros y deflexión horizontal máxima

Proyecto	Profundidad (m)	Deflexión horizontal máxima (m)
1. World Trade Center – Pacific Mall	10.5	0.0016
2. Sura Norte	14.0	0.020
3. Clínica de Occidente torre B	18.0	0.040
4. Banco de la mujer WWB	9.0	0.006
5. Mall Plaza	17.0	0.009
6. Holguines del Futuro	10.0	0.020
7. Edificio Barceló	8.0	0.005
8. Templo Los Cámbulos	8.0	0.015
9. Trialto	12.0	0.015
10. Fundación Valle del Lili Torre 8	16.0	0.020

Fuente: Elaboración propia (2024)

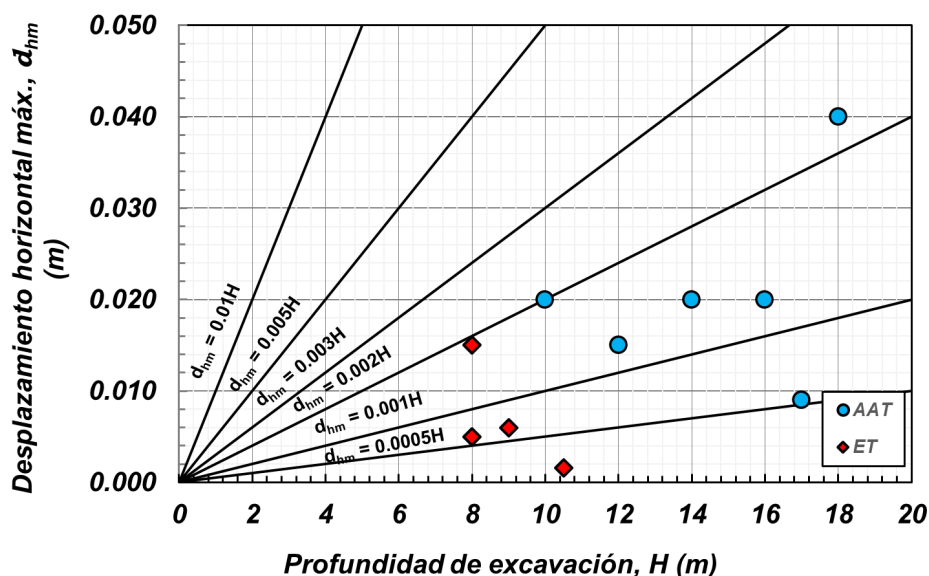


Figura 1. d_{hm} vs. H y tipo de soporte lateral de la contención.

Fuente: elaboración propia

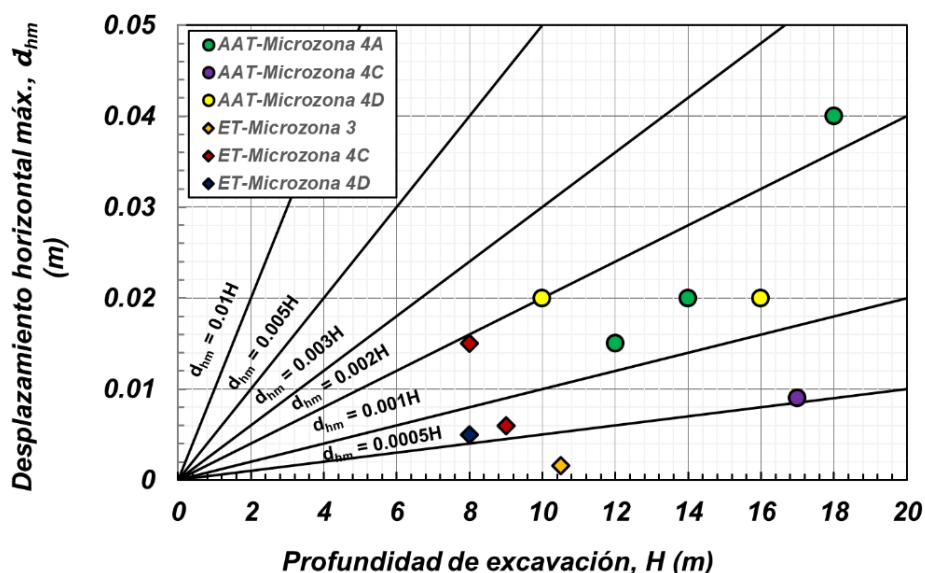


Figura 2. d_{hm} vs. H y microzona.
Fuente: elaboración propia

La Figura 1 ratifica lo mostrados por varios autores en donde se puede observar una relación directa entre los desplazamientos horizontales máximos (d_{hm}), la profundidad de excavación (H) y el tipo de soporte lateral de la contención. Los valores de desplazamientos horizontales máximos son menores en las pantallas apuntaladas con la estructura temporal (ET) que en las apuntaladas con los anclajes activos de tendón (AAT). Sin embargo, en ambos casos, los valores de d_{hm} son menores a los rangos reportados por Ou et al. (1993) que son de entre 0.002 H a 0.005 H y también son menores a los reportados por Peck (1969) que son de hasta 0.01 H. La Figura 2 muestra los mismos datos, pero discriminados por microzona; en esta figura se observa que los mayores valores de d_{hm} se presentaron en las Microzonas 4A Abanico Medio de Cali y 4D Abanico de Meléndez y Lili para pantallas ancladas. En el caso de las pantallas apuntaladas con la estructura temporal, los mayores valores de d_{hm} se presentaron en la Microzona 4C Abanico de Cañaveralejo. Por lo anterior, se puede concluir que estos desplazamientos varían según el tipo de muro, la microzona y el sistema de soporte lateral, siendo mayores en las Microzonas 4A, 4C y 4D, debido a que en estas Microzonas se encuentran algunos de los suelos de menor rigidez en la ciudad.

Desplazamientos horizontales máximos estimados vs. medidos

En 3 de las 10 excavaciones analizadas, se cuenta con los resultados de la modelación de esfuerzo deformación de las pantallas con un análisis full de elementos finitos con el software Plaxis 2D o con el software RS 2, modelando el suelo con el modelo constitutivo de Hardening Soil. Estas modelaciones incluyen todas las etapas constructivas, teniendo en cuenta el bombeo efectuado en las excavaciones. La Figura 3 muestra un comparativo de los valores de desplazamientos horizontales máximos estimados (d_{hme}) con los de desplazamientos horizontales máximos medidos (d_{hmm}). De este comparativo se puede concluir que, en 2 de las 4 excavaciones analizadas, los valores estimados son mayores a los medidos; solamente en

una excavación, los valores medidos superaron los estimados y esto se debe a que en esta excavación, las pantallas pre-excavadas presentaron defectos constructivos debido a un manejo inadecuado de la viscosidad del lodo de excavación y a que el espesor de la pantalla fue de 40 cm el cual fue muy pequeño, ya que aparecieron bolos de mayor tamaño, que ocasionaron derrumbes durante la excavación de las pantallas.

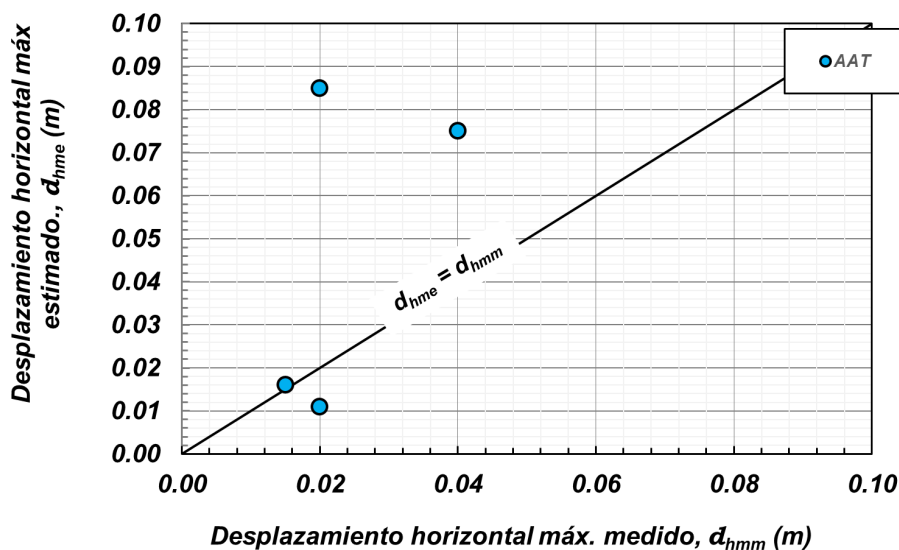


Figura 3. d_{hme} vs. d_{hmm} , en algunas excavaciones con anclajes.
Fuente: elaboración propia

Desplazamientos máximos horizontales y asentamientos en la superficie del terreno aledaña a la excavación

La interrelación entre los desplazamientos horizontales de la pantalla y los asentamientos en superficie es un fenómeno complejo, que generalmente está influenciado por diversos factores como las características geotécnicas del suelo, el sistema de apuntalamiento de la contención, la geometría de la excavación y el bombeo del agua freática. En las 4 excavaciones en donde se cuenta con los resultados de los modelos de elementos finitos, se tienen también mediciones topográficas del asentamiento máximo presentado en la viga de amarre de las pantallas; por lo que en la Figura 4, se comparan los desplazamientos verticales máximos estimados (d_{vme}) vs. desplazamientos verticales máximos medidos (d_{vmm}). Se puede concluir que en 2 de las 4 excavaciones analizadas los valores de asentamientos medidos son iguales a los estimados, en 1 de las excavaciones el valor medido está por debajo del estimado, y en la otra excavación el valor medido supera el estimado. La excavación en donde el valor medido supera el estimado, es la que presentó problemas constructivos que afectaron la integridad de las pantallas pre-excavadas.

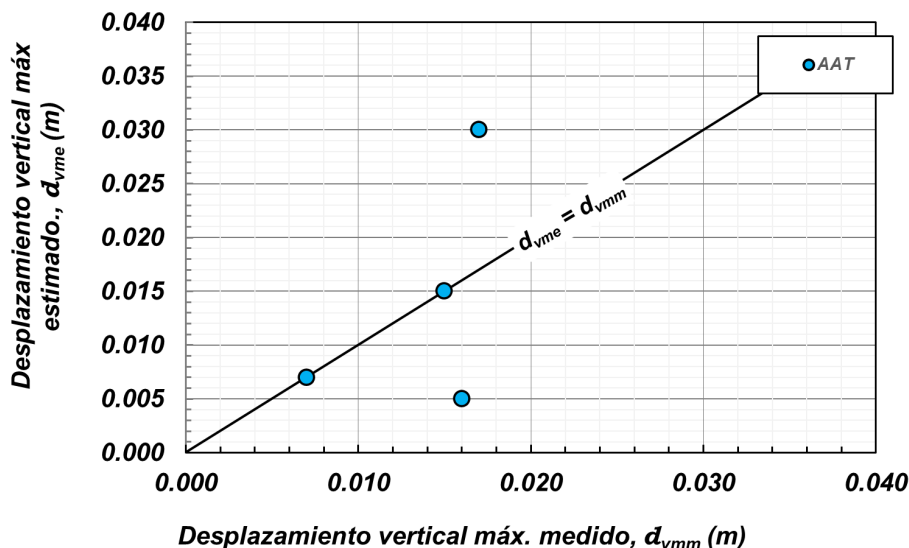


Figura 4. d_{vme} vs. d_{vmm} , en algunas excavaciones con anclajes.

Fuente: elaboración propia

En la Figura 5 se muestra un comparativo entre el desplazamiento vertical máximo medido y normalizado por la profundidad de la excavación (d_{vm}/H) y el desplazamiento horizontal máximo medido y normalizado por la profundidad de la excavación (d_{hm}/H), analizado en las 4 excavaciones en donde se cuenta con los modelos de elementos finitos y las mediciones topográficas de asentamientos en la viga corona. Se puede concluir que en los tres casos los desplazamientos verticales máximos, no exceden el 50% de los desplazamientos horizontales máximos. Esto coincide con lo señalado por o por Ou et al. (1993), quien señala que, en suelos rígidos, el asentamiento máximo en superficie d_{vm} es del orden de 0.5 a 0.75 d_{hm} ; mientras que en suelos blandos esta relación es mayor.

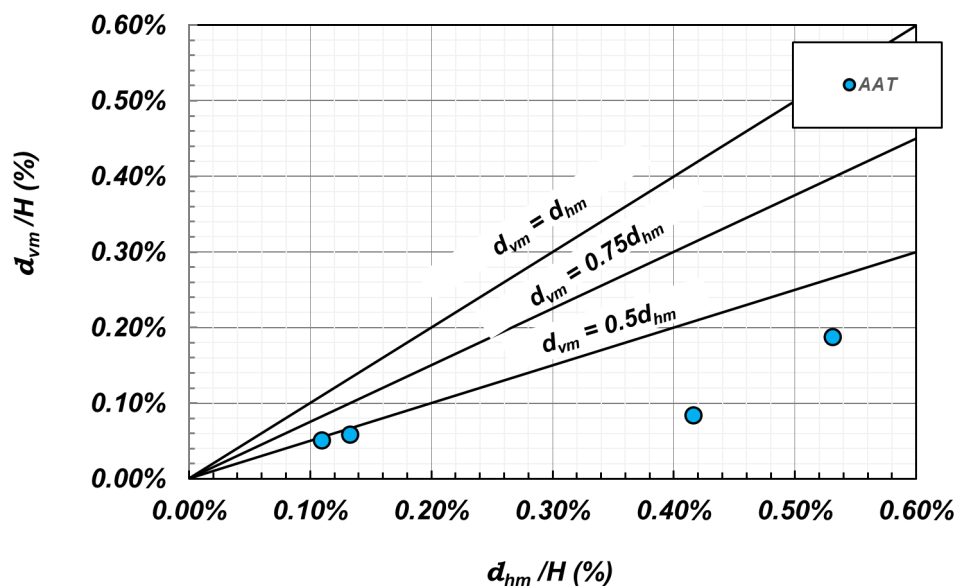


Figura 5 d_{vme}/H vs. d_{hmm}/H , en algunas excavaciones con anclajes.

Fuente: elaboración propia

Conclusiones

- Se concluye que los desplazamientos horizontales son menores en pantallas apuntaladas con ET que con AAT y que estos valores varían según la microzona; encontrándose que en las microzonas 4A, 4C y 4D se presentaron los mayores desplazamientos horizontales en las pantallas.
- En el caso en que los valores de desplazamientos horizontales y verticales máximos medidos superaron los estimados con las modelaciones en Plaxis 2D, esto se debe a que se presentaron defectos constructivos en las pantallas
- En todos los casos, los desplazamientos verticales máximos medidos fueron menores o iguales al 50% de los desplazamientos horizontales máximos medidos.
- A partir de los análisis se puede recomendar de manera preliminar un valor límite para los desplazamientos horizontales máximos en pantallas de $0.3\%H$ y para los desplazamientos verticales máximos al borde de la pantalla de $0.20\%H$ en Cali; valores similares a los recomendados por Jiménez y Paniagua (2024) en la zona I (Lomas) de la Ciudad de México.

Referencias

- [1] Clough, G. y T. O'Rourke (1990). Construction-induced movements of in situ walls. Design and performance of earth retaining structures. Publicación especial ASCE 25.
- [2] Jiménez, F de J y W. Paniagua (2024). Desplazamientos horizontales en excavaciones hechas en la Ciudad de México. Geotecnia (270/12-19).
- [3] Ou, C., P. Hsieh y D. Chiou (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. Canadian Geotechnical Journal (30/758-767).
- [4] Peck, R. (1969). Deep excavation and tunneling soft ground. Proceedings VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. México.

***Correspondencia:** parris85@gmail.com

Geología del Departamento del Valle del Cauca-Evolución y Características

Autor: Gabriel Paris MSc^{1*}

¹Geologo consultor infraestructura vial

INTRODUCCIÓN

El departamento del Valle del Cauca, está situado en el SW colombiano, entre las coordenadas geográficas 3° 05' a 5° de latitud norte y 75° 45' a 77° 32' de longitud oeste. El departamento se extiende sobre las cordilleras Central y Occidental, el valle aluvial del río Cauca que las separa, y cubre la Llanura Costera del Pacífico. Tiene un área de 21.669 km².

Su localización geológica regional, lo ubica dentro de una margen continental activa, que, en nuestro caso, comprende dos provincias químico-litológicas: una de afinidad continental (siálica) al oriente, y otra, de afinidad oceánica (simática), al occidente, separadas regionalmente por la Falla Cauca-Almaguer (Romeral). Los nombres Sial y Sima corresponden a los elementos químicos mayoritarios que la componen: silicio y aluminio, y silicio y magnesio, respectivamente.

A continuación, se presenta este RESUMEN concerniente a su evolución y características, basado principalmente en el trabajo de Ingeominas, por Nivia, A (2001) y en los autores que se incluyen en las citas bibliográficas. Se destacan en el documento los elementos más relevantes en cada temática.

1. PROCESOS GEOLÓGICOS REGIONALES.

Previamente a la formación de las tres cordilleras andinas, el borde del continente en el NW de Suramérica, se situaba, a finales del Paleozoico, en lo que correspondería al borde llanero, en la margen de una enorme cuenca sedimentaria oceánica. Con el tiempo geológico, el continente fue creciendo hacia el occidente, por acumulación de terrenos litológicos, hasta llegar a la configuración actual durante el Cuaternario.

Dicho crecimiento, extenso, se realiza, inicialmente, con los desplazamientos de la Placa Caribe hacia el NE, a partir de su localización original en el Océano Pacífico oriental, en frente de la república del Ecuador (Alan R. et al., 2008), hasta lograr su posición actual en la región del mar Caribe, donde finalmente, da lugar al arco volcánico de las Antillas. Parte de esta evolución, resultó del acrecimiento y subducción de mesetas volcánicas oceánicas de la Placa Caribe, o Plateau del Cariba, producidas por una notable efusión de vulcanismo máfico, por descompresión y derretimiento de plumas calientes de manto (Pindell et al., 2005)

La conformación geológica regional, dentro de la cual se halla departamento del Valle del Cauca; se deriva, además, de la interactividad regional de las placas Caribe, Nazca y Sur Americana, y de los bloques Coiba y Panamá (Pennington, W., 1981), que dieron lugar a los procesos de subducción y al desarrollo de las cordilleras Occidental y Central, a la depresión del Cauca-Patía y las planicies costeras (Figura 1). Los procesos tectónicos, continuados,

condujeron a la generación de magmatismo, vulcanismo, fallas, zonas de cizallamiento y fracturas en general; acompañados de mineralizaciones, meteorización y formación de suelos.

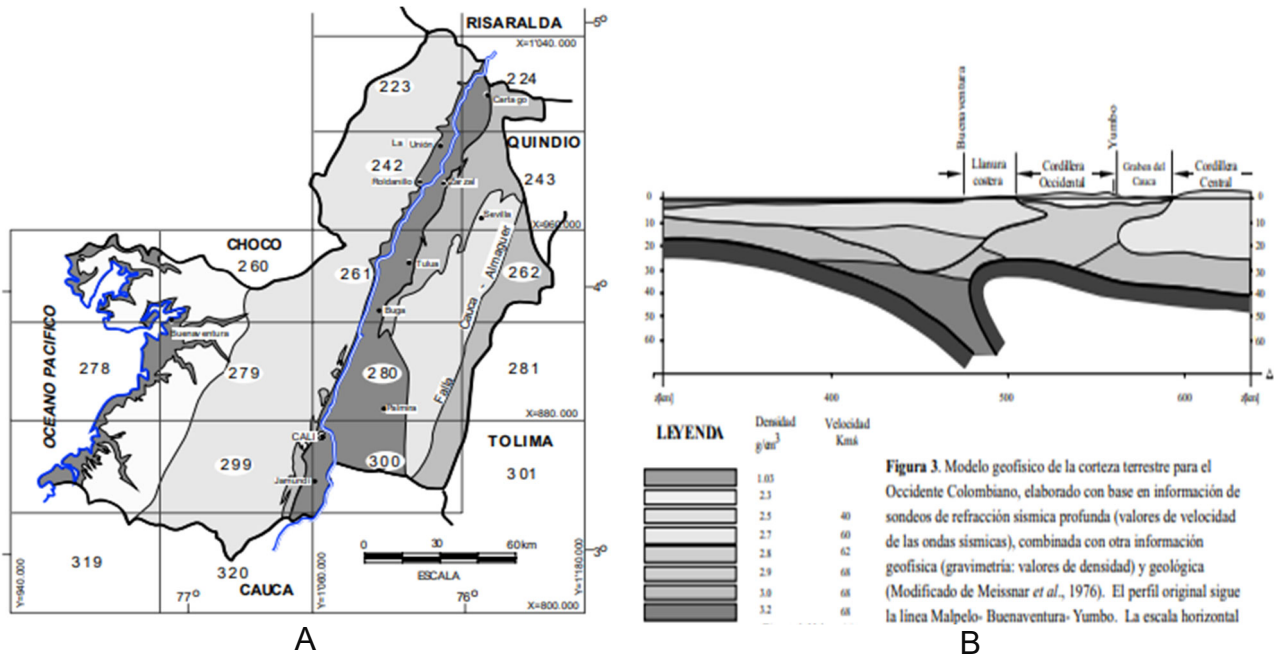


Figura 1. A). Distribución de provincias corticales en la descripción de la geología del Departamento del Valle. Los números entre óvalos corresponden a las planchas publicadas por Ingeominas. **B).** Perfil que muestra a placa oceánica subducida bajo la Placa Suramericana en la Fosa del Pacifico. Modelo geofísico de la corteza terrestre para el Occidente Colombiano. Fuente: Álvaro Nivia. Mapa Geológico Departamento del Valle del Cauca. (2001)

1.1. Terrenos geológicos.

Las formaciones geológicas del departamento del Valle del Cauca, constituyen parte de los denominados *terrenos geológicos* (Figura 2), que se apilaron lentamente contra la Placa Suramericana, y por acumulaciones sucesivas se extendieron océano adentro, mediante los mecanismos geológicos señalados arriba. Generalmente los terrenos geológicos se caracterizan por tener una historia geológica diferente a la de los terrenos contiguos. Los principales terrenos geológicos en el departamento del Valle, son el Calima, Cuna y Tumaco, en la cordillera Occidental, y el Arquía, Quebradagrande y Tahami, en la Cordillera Central.

Los terrenos comprenden; mesetas basálticas, tajadas de corteza oceánica, arcos de islas, y magmatismo asociado, que tienen un carácter geoquímico distintivo de la Placa Caribe (Kerr et al., 2003). Comparaciones entre las composiciones de elementos traza, en muestras de rocas analizadas, de la isla Gorgona, el plateau del Caribe, la Serranía del Baudó y la Cordillera Occidental de Colombia, reflejan semejanzas geoquímicas y geocronológicas, que sugieren una posible relación genética entre estas localidades (Pindell et al., 2005), (Nivia, A., 1996).

Los terrenos geológicos, se pueden dividir internamente, con base a combinaciones, agrupaciones o variaciones litológicas y a estructuras regionales mayores, a escalas convenientes; dando lugar, en nuestro caso, al Mapa Geológico del Departamento del Valle del Cauca (Figura 3), a escala de publicación original 1:250.000 realizado por Nivia, A., (2001)

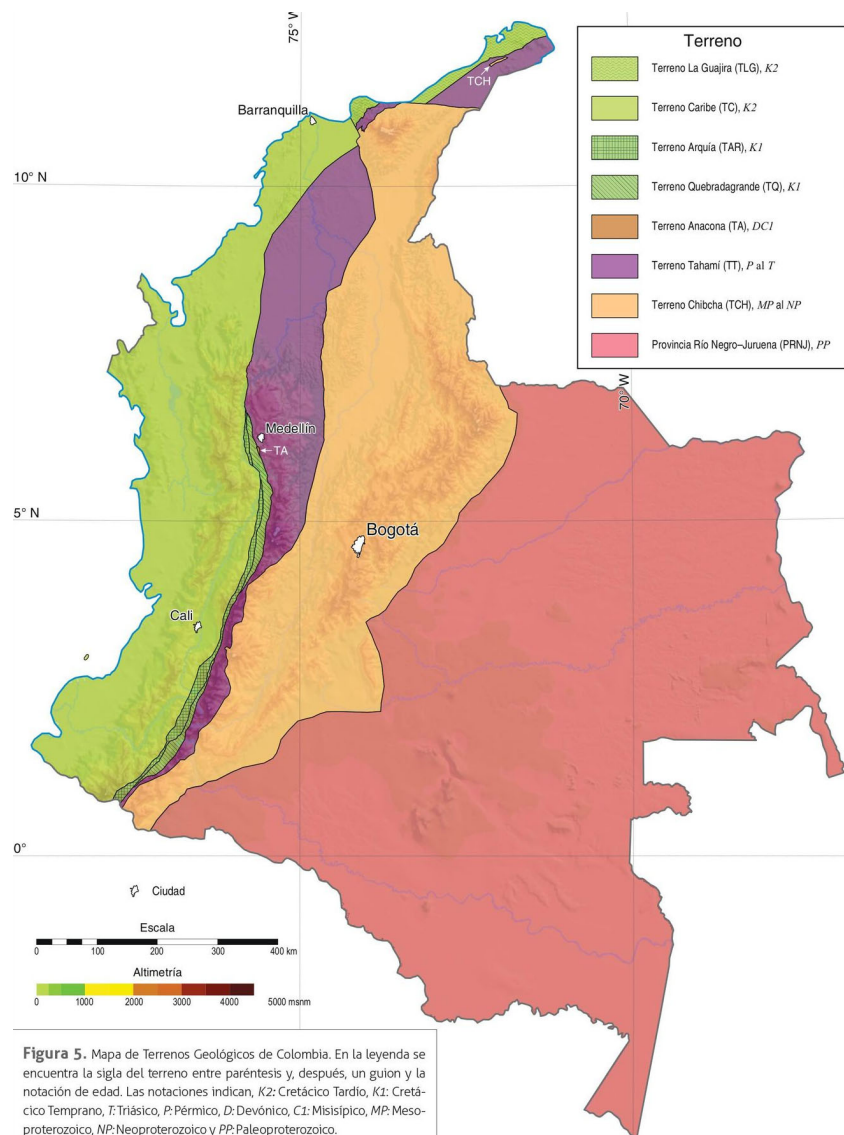


Figura 2. Mapa esquemático de los terrenos geológicos, propuestos de Colomba. Escala original 1:100.000. **Fuente:** Servicio Geológico Colombiano. (2015)

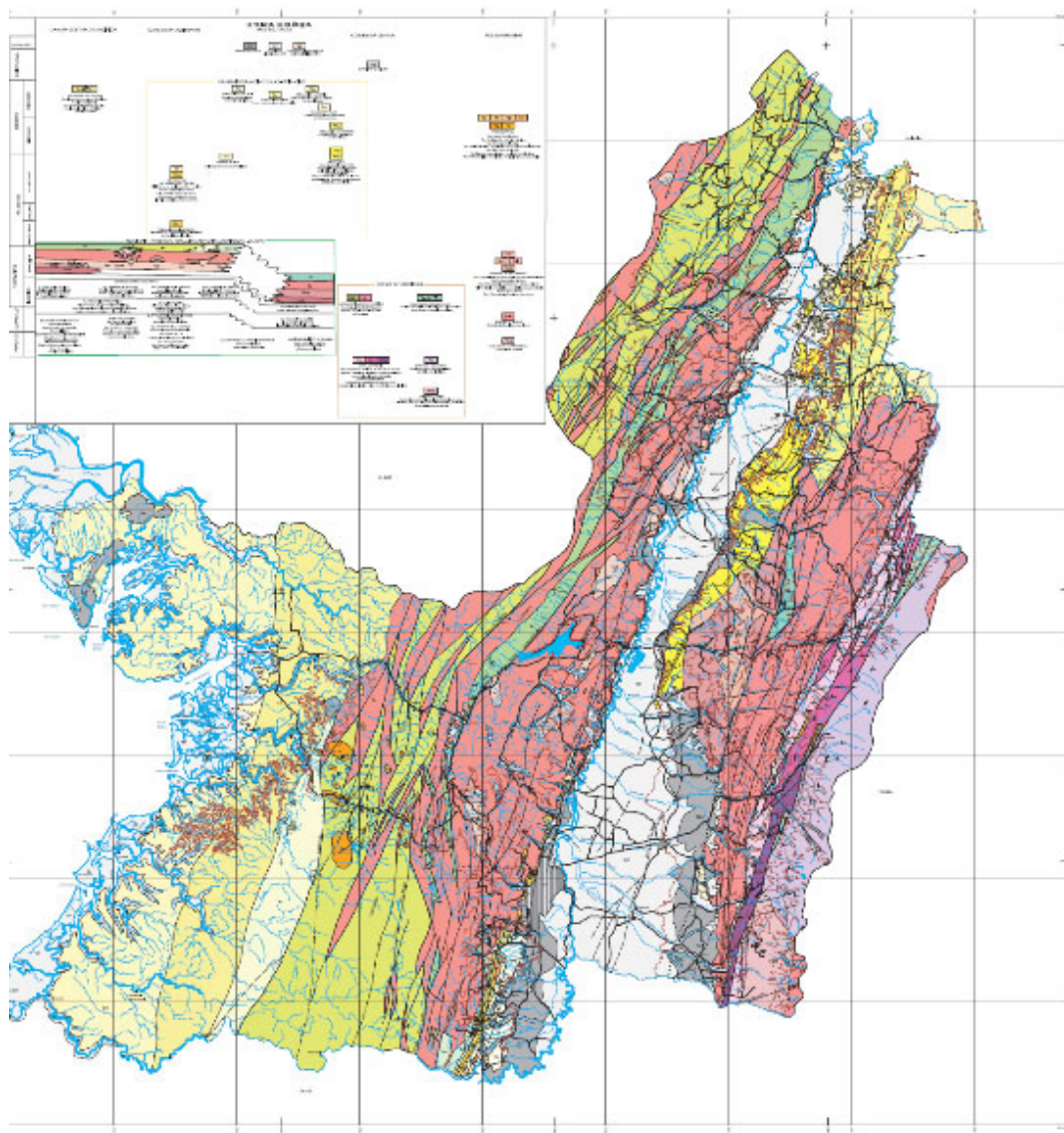


Figura 3. Mapa Geológico Depto. Valle del Cauca. **Fuente:** Ingeominas (Nivia, 2001)

1.2. Esfuerzos actuantes de las placas tectónicas.

El impacto transpresivo de la proto placa Caribe, hacia el NE, durante el Cretáceo, bordeando el continente, en el occidente del país, generó la “Mega cizalla de Dolores-Guayaquil”, conocida como el Sistema de Fallas de Romeral. La zona de deformación principal actualmente corre por el borde occidental de la Cordillera Central (Fig. 4), restringida al intervalo de 100-40 Ma. (Paris, et al.,2000).

Desde su posición actual, el campo de esfuerzos en sentido SE de la Placa Caribe, disminuye progresivamente hacia latitudes más bajas de la cadena Andina, casi hasta su total atenuación. Su cinemática, cambia de sinistral a dextral hacia el sur, en las fracturas NNE, tales como en el sistema de fallas de Romeral, visible en los departamentos del Quindío y centro del

departamento de Valle del Cauca (Paris, G. y Romero, J, 1994). En los departamentos del S y SW del País, prevalece la influencia de las placas Nazca y Sur Americana, con una resultante de esfuerzos en dirección SW-NE; que define el desplazamiento dextral de las fallas mayores, y se extiende hasta la Republica del Ecuador, presentando numerosos indicadores regionales, paralelos a las cordilleras.

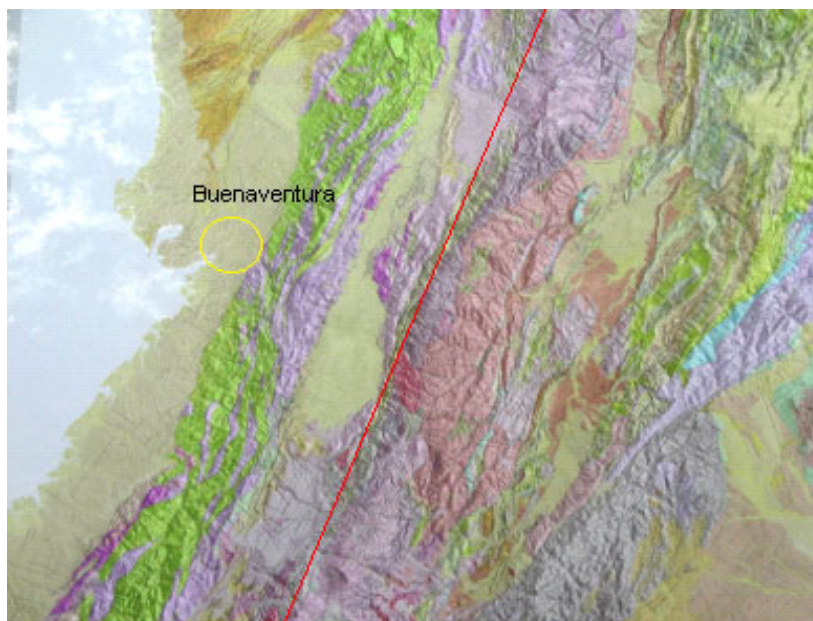


Figura 4. Nótese las fallas longitudinales de dirección NNE, de los sistemas de Romeral y Cali-Patía, donde la línea roja corresponde a la falla principal de Cauca-Almaguer. Y el abundante sistema de fracturas con dirección SEE, relativamente cortas. **Fuente:** Geologic Map of South Western Colombia. Draped over Grayshade ETM and Hill shaded STRM SEM (2017). Escala original 1:60.000.

1.3. Morfotectónica.

La acumulación de diferentes litologías, contra la margen continental Pacífica, y sus deformaciones estructurales, se prolongó, bajo la interacción de las Placas Nazca y Suramericana, dando lugar al levantamiento orogénico andino.

Hacia finales del último paroxismo de la conocida Orogénesis Andina, se formó una cordillera mayor, abombada, plegada y fallada, que resumía las cordilleras Central y Occidental. El paisaje morfológico, resultante de este levantamiento, fue un gran “paleo-anticlinal”, hoy día erosionado, cuya identificación, en los antiguos flancos, se caracteriza por peniplanicies suaves y rejuvenecidas, del Neógeno; extensas hacia el océano Pacífico y hacia el valle del río Magdalena, respectivamente, y con vertientes cortas y empinadas, dentro la depresión intercordillerana, conocida como Cauca-Patía.

El plegamiento de esta cordillera única, como un gran anticlinal (antiforma), desarrolló hacia el tope una enorme ruptura distensiva, al estilo de un graben, de dirección general NNE, limitado, en sus bordes, por las fallas del Sistema de Fallas de Romeral y Cali-Patía, dando lugar al colapso o hundimiento del terreno, en forma de una gran cuenca longitudinal, generando el

extenso valle del río Cauca. En dicho valle tectónico, se depositaron las formaciones sedimentarias del Neógeno y el Cuaternario. El valle intercordillerano, fue surtido con gran cantidad de abanicos aluviales provenientes de los frentes montañosos de las dos cordilleras; donde los abanicos provenientes del frente de la Cordillera Central, están marcadamente extendidos, y los provenientes de la cordillera Occidental, son notablemente más cortos.

Asumiendo, una hipótesis adicional, es posible que la depresión mayor intercordillerana, del Cauca-Patía (que incluye los valles de los ríos Cauca y Patía), se haya producido por los efectos expansivos de un extenso RIFT, o grieta tectónica, que hubiera contribuido con el hundimiento del terreno (Figura 5). Los RIFTS, son comunes en los bordes de los cinturones tectónicamente activos, asociados al tipo de placas convergentes.

O bien, pudo haber ocurrido, una combinación de estos dos fenómenos, factible en las márgenes continentales activas.

Dentro de este panorama morfo-tectónico, el río Cauca creó su propio valle aluvial, compuesto por aluviones y abanicos aluviales, interestratificados. El río, se encuentra localmente recostado hacia el borde de la cordillera Occidental. Pero en su trayectoria cercana a Jamundí y Cali, la corriente se encuentra desplazada hacia el oriente, por la depositación de los abanicos y conos aluviales, derivados del derretimiento de los antiguos glaciares, que estuvieron presentes, en las cumbres de los Farallones de Cali, a finales del Pleistoceno. Hace unos 10-12 mil años.

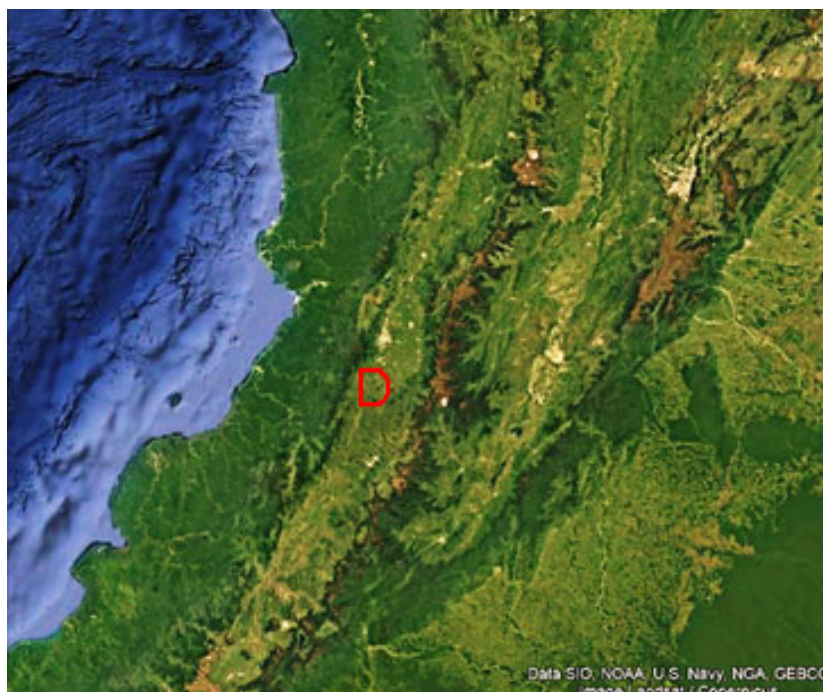


Figura 5. Depresión intercordillerana (D), que se extiende de norte a sur, donde se encuentran los valles del río Cauca y Patía, la cual se extiende hasta la República del Ecuador. Constituye un rasgo morfo-tectónico notable, que alberga rocas del Neógeno y Cuaternario, entre las cordilleras Occidental y Central, más antiguas. **Fuente:** Imagen satelital de Google Earth, 2024

2. CORDILLERA OCCIDENTAL

La Cordillera Occidental, hace parte de un terreno alóctono (Terreno Caribe). En el departamento del Valle del Cauca, la cordillera está constituida litológicamente por lavas de basalto y diabasa, diques de diabasa, rocas esquistosas, cuerpos sub volcánicos hipoabisales, plutonitas y sedimentitas, que dieron lugar a la denominada Provincia Litosférica Oceánica – PLOCO- (Nivia, 1996). A lo largo de su borde oriental, se encuentran las formaciones sedimentarias del Neógeno, que son materiales depositados en cuencas intercordilleranas, postectónicas o molasas. Y, en su borde occidental, extenso, las planicies costeras contienen formaciones sedimentarias, continentales y marinas, del Plioceno.

A continuación, se hace una breve descripción de estas provincias, complejos, formaciones o grupos litológicos. Entre (paréntesis), se utilizan los acrónimos correspondientes al nombre y edad de las formaciones geológicas o grupos: Pz, para paleozoico; K, para Cretáceo; T, para Terciario (Neógeno); O, para oligoceno; M, para Mioceno y Q, para cuaternario. Tal como se muestran en el Plano Geológico del Departamento Valle del Cauca, según Nivia, A.,(2001), en la Figura 3, arriba.

2.1. Provincia Litosférica Oceánica Cretácica Occidental – PLOCO

Esta provincia está conformada en su mayoría, por rocas volcánicas básicas, que se formaron en los fondos oceánicos, por el ascenso de “plumas” de materiales sólidos del manto profundo que, al alcanzar niveles corticales, se funden produciendo erupciones muy abundantes de lavas basálticas sobre el fondo del océano. Duncan & Hargraves (1984) y Hill (1993). Sus mejores exposiciones se encuentran en la vía Loboguerrero-Buenaventura.

2.2. Complejo Estructural Dagua

El Complejo Estructural Dagua está constituido principalmente por intervalos espesos de lodolitas arcillosas, limolitas silíceas, tobas, e intercalaciones de vacas líticas, cherts, margas y calizas, de edad cretácica superior a eocena- miocena media a tardía (Bowland, 1993; Aspden et al., 1985), como parte del Plateau del Caribe habría compartido con este su historia de depósito hasta el momento de su acreción a la margen continental.

2.3. Formación Cisneros (Kc)

La formación Cisneros consiste de una asociación compleja de rocas de bajo grado de metamorfismo, según Barrero (1979), expuesta en las cercanías de la población de Cisneros, sobre la carretera a Buenaventura. Incluye además un cinturón de rocas fuertemente tectonizadas que aflora en el Municipio de Buenaventura, limitado al este por las fallas de Bellavista-Río Bravo-Cristales y al oeste de la falla de Aguacalara y su extensión hacia el sur Aspden (1984).

2.4. Formación Espinal (Ke)

La Formación Espinal consiste en cherts bandeados, lodolitas arcillosas fisibles y unidades gradadas de areniscas, limolitas y lodolitas, que contienen también sedimentitas silíceas y cherts y en menor abundancia calizas. Las secuencias espesas de limolitas y lodolitas se presentan localmente cizalladas y han dado origen a milonita. Aflora asociada a la Formación Volcánica cerca a la población de Loboguerrero. (Hubach & Alvarado, 1934; Barrero, 1979)

2.5 Batolito de Anchicayá (Tta)

El Batolito de Anchicayá varía de tonalita a cuarzo-diorita y presenta textura holocristalina de grano medio. Se presentan, con menor frecuencia, diques de aplitas y variedades porfíricas, con fenocristales de plagioclasa. Algunos stocks presentan hornablenditas. Sus mejores afloramientos se observan en la antigua vía al mar, en la carretera Borrero-Ayerbe

2.6 Stock de Pance (Tgp, Tdip, Ttp, Tpop)

El Stock de Pance es una intrusión compuesta tonalita-gabro que aflora en los alrededores del río Pance, al SW de Cali. Intruye las formaciones cretácicas Ampudia y Volcánica, así como también las paleógenas Chimborazo, Guachinte y Ferreira

2.7 Formación Chimborazo (TPc)

La Formación Chimborazo, está constituida por una secuencia de sedimentitas marinas, que aflora en la población de Chimborazo: consiste en brechas a conglomerados polimícticos interestratificados con wacas líticas y limolitas. Los clastos, hacia la base, pueden presentar cherts y basaltos

2.8 Formación Guachinte (TOg)

La Formación Guachinte, consiste en bancos muy gruesos de areniscas cuarzosas, blanco grisáceas, de grano fino a conglomeráticas, interestratificadas con bancos de espesor medio a grueso de limolitas grises oscuras y lentes delgados de conglomerados. limolitas, lodolitas y shales. Contiene numerosos mantos de carbón, que se incrementan hacia la parte superior de la secuencia. Los carbones son duros y bituminosos, pero con alto contenido de volátiles. Sus mejores afloramientos se encuentran en el río Guachinte al sur de Jamundí.

2.9 Formación Ferreira (TOf)

La Formación Ferreira, es una secuencia sedimentaria que está compuesta de niveles lenticulares de conglomerados, que se destacan topográficamente, formando riscos. Interestratificados con los conglomerados se presentan shales carbonáceos, lodolitas y areniscas, e incluye una secuencia rítmica de shales, shales carbonáceos y carbones. areniscas de grano grueso y medio. La formación aflora en la Q. Ferreira localizada al noreste de Timba (Valle).

2.10 Formación Vijes (TOv)

La Formación Vijes es una unidad que consiste en una secuencia de calizas y areniscas calcáreas, arenitas de cuarzo y brechas. Las calizas varían de micritas a esparitas de grano grueso recristalizadas. Tienen un espesor variable que alcanza los 300 m al norte de la Q. San Marcos. Las calizas de la Formación Vijes son económicamente importantes para la elaboración de cemento. Afloran cerca de la población de Vijes, donde son explotadas.

2.11 Formación Jamundí (TQj)

La Formación Jamundí aflora al sur de Cali y corresponde a antiguos abanicos y conos aluviales, provenientes de los Farallones de Cali. Consiste, esencialmente, en depósitos de gravas y cantos no consolidados, pobremente seleccionados, embebidos en matriz limo arcillosa y limo arenoso. La formación se encuentra notablemente meteorizada y erosionada, y sus remanentes conforman planicies abultadas, de superficies suaves inclinadas al oriente. Sus afloramientos se encuentran al occidente de Jamundí, los cuales se destacan de manera notable en la topografía.

2.12 Formación Raposo (Tpr)

La Formación Raposo reposa sobre la planicie del Océano Pacífico, e incluye arenitas líticas, limolitas, lodolitas y conglomerados los cuales consisten en clastos de basalto, chert, tonalita, hornfelsa y milonita. La formación aflora a lo largo del flanco occidental de la Cordillera Occidental, en el municipio de Buenaventura. Fue nominada por Aspden et al.(1985) y su área tipo está localizada en el río Raposo.

3 CORDILLERA CENTRAL

La Cordillera Central, hace parte de un terreno alóctono (el Terreno Tahami), que se acumuló en el noroeste de Sudamérica a lo largo de la Falla Otu-Pericos durante el Cretácico, dando lugar, durante la subducción, a un magmatismo del arco continental, Jurásico, seguido de la apertura de una cuenca marginal (Complejo Quebradagrande) que bordeaba el continente

sudamericano, según Toussaint y Restrepo (1994). La cordillera está conformada litológicamente por rocas basálticas, diques de diabasa, rocas metamórficas antiguas, cuerpos graníticos, y materiales volcánicos recientes.

La mayor parte de la Cordillera Central en el Departamento del Valle, está constituida por rocas metamórficas: el Complejo Cajamarca, que conforma las partes más altas de la cordillera y parte de su flanco occidental; y el Complejo Arquía expuesto sobre su flanco occidental. Hacia su borde occidental, se presentan rocas básicas y algunos intrusivos mayores

Entre paréntesis, se utilizan los acrónimos, como (Pzc), correspondientes a la edad de las formaciones geológicas o grupos: Pz, para paleozoico; K, para Cretáceo; T, para Terciario (Eoceno) y Q, para Cuaternario. Tal como se utilizan en el Plano Geológico del Valle del Cauca, en la Figura 3; arriba.

3.1 Complejo Cajamarca (Pzc)

El Complejo Cajamarca, presenta dos tipos de esquistos de grado bajo de metamorfismo, intercalados con cuarcitas y localmente con mármoles: esquistos verdes y esquistos grafiticos o negros. Los esquistos cuarzosos y alúminicos, constituyen la roca más abundante. El componente volcano-clástico sugiere la influencia de una fuente cercana de aporte volcánico, el cual podría corresponder al Complejo Arquía, que posiblemente representa el remanente de un arco volcánico, según McCourt et al. (1984). El Complejo Cajamarca se encuentra localizado en las partes más altas de la Cordillera Central, en una franja de 150 km. de largo.

3.2 Complejo Arquía (Pzb), (Pzr), (Pzba)

El Complejo Arquía tiene tres unidades litológicas: Esquistos Básicos de Bugalagrande, Anfibolitas del Rosario y Metagabroides de Bolo Azul. Se cree que las unidades que comprenden el Complejo Arquía, corresponden a un arco de islas acrecido al antiguo borde de Suramérica, McCourt (1984). Los esquistos de Bugalagrande, forman la mayor parte del flanco occidental de la Cordillera Central y se presentan limitados al Oeste por la Falla Cauca-Almaguer, que los pone en contacto con las vulcanitas de la Formación Amaime. Los metagabros/dioritas, pegmatitas hornbléndicas, neises hornbléndicos y anfibolitas que constituyen esta unidad son estructuralmente la extensión sur de las Anfibolitas de Rosario

3.3 Batolito de Santa Bárbara (PTrcd)

El Batolito de Santa Bárbara, está formado por una cuarzo-diorita/tonalita cuyos componentes son plagioclasa y cuarzo con cantidades menores de feldespato potásico; el accesorio principal es biotita y hornblenda se presenta en cantidades variables. Este batolito aflora en el extremo sureste del departamento, en los municipios de Florida y Pradera

3.4 Batolito de Ibagué (Jcd-t).

El Batolito de Ibagué, tiene una composición que varía de diorita-tonalita a granodiorita. El batolito intruye los esquistos del Complejo Cajamarca en los cuales forma enrejados de venas. Su contacto con el Batolito de Santa Bárbara es fallado. Aflora en el extremo más oriental del departamento, sobre la Cordillera Central, ocupando parte de los municipios de Tuluá y Sevilla.

3.5 Batolito de Buga (Kcd-t).

El Batolito de Buga es un granitoide calco-alcalino (Aspden et al., 1987) cuya composición varía de cuarzdiorita hornbléndico a tonalita. Aflora en los municipios de Buga, San Pedro y Tuluá, formando las estribaciones occidentales de la Cordillera Central. El Batolito de Buga intruye el Macizo de Ginebra oriente.

3.6 Complejo Quebradagrande (Kg)

El Complejo Quebradagrande consiste de una secuencia volcano-sedimentaria, con predominio de basalto, diabasa, chert y grawaca. El complejo flora en el sector noreste del departamento, en áreas de los municipios de Sevilla y Tuluá, formando un cinturón continuo, limitado al oriente por la falla de San Jerónimo y al occidente por la falla Silvia- Pijao (Paris G. & Marín, P. A. 1979), (Maya & González, 1996),

3.7 Formación Amaime (Ka).

La Formación Amaime consiste de vulcanitas básicas, que afloran a lo largo del flanco occidental de la Cordillera Central. La unidad consiste de basaltos toleíticos masivos con abundantes horizontes de lavas almohadilladas. Localmente se han reportado lavas ultramáficas (Spadea et al., 1989).

3.8 Macizo Ofiolítico de Ginebra (Koqa-Koqu)

El Macizo Ofiolítico de Ginebra, según Espinosa (1985) consiste, de más profundo a más somero, un bloque de rocas ultramáficas con peridotitas, gabros bandeados cumulíticos, microgabros, metabasaltos, tobas, microbrechas y hialoclastitas. Se encuentra sobre el flanco occidental de la Cordillera Central, alargado en sentido N-S, ocupando áreas de los municipios de El Cerrito, Ginebra, Guacarí, Buga, San Pedro, Tuluá y Andalucía

3.9 Formación Cinta de Piedra (TOcp)

La Formación Cinta de Piedra, corresponde a una secuencia de areniscas y arcillolitas compactas intercaladas con horizontes de conglomerados, expuesta en una franja N-S al N y

NW de Sevilla. La Formación está compuesta por rocas detríticas de pobre selección, que varían de areniscas líticas a conglomerados, areniscas conglomeráticas, interestratificadas con lodolitas azul-grisáceas ligeramente carbonosas. La formación está expuesta en una franja N-S al N y NE de Sevilla, ocupando el núcleo del Sinclinal de Miravalles-San Isidro.

3.10 Formación La Paila (Tmp)

La Formación La Paila contiene conglomerados polimícticos de cantos de areniscas grueso granulares a conglomeráticas, que se presentan interestratificados con conglomerados y tobas dacíticas. Ocurren también areniscas de grano grueso a medio. Sus mejores exposiciones se encuentran entre Buga y Cartago, en las estribaciones de la Cordillera Central.

3.11 Formación La Pobreza (TMpo)

La Formación La Pobreza descansa en discordancia sobre la Formación Cinta de Piedra. Consiste de una secuencia local de conglomerados y areniscas, con intercalaciones de diatomitas, arcillas y tobas arenáceas a arenas tobáceas. McCourt et al.(1985a) definieron la unidad en la quebrada La Pobreza. Se le asigna a la formación una edad del Mioceno al Plioceno. Sus mejores afloramientos, se encuentran en el extremo norte del departamento, en los municipios de Zarzal, La Victoria, Obando y Cartago.

3.12 Depósitos cuaternarios (Qt)

Los materiales aluviales, son comunes a lo largo de los cursos de los ríos principales y consisten en depósitos clásticos gruesos a muy gruesos, de gravas estratificadas y relativamente bien seleccionadas, gravas arenosas y arenas con unidades locales de limos. El depósito Cuaternario más notable es el del río Cauca, que atraviesa el departamento de sur a norte.

4 FALLAS GEOLÓGICAS

Las fallas geológicas son fracturas de la corteza terrestre, a lo largo de las cuales se mueven los bloques de roca, o macizos rocosos, separados por ellas. Pueden tener de extensión desde pocos metros hasta cientos de kilómetros. Su desplazamiento se debe a los esfuerzos residuales derivados del movimiento de las placas tectónicas y procesos orogénicos. Por otra parte, una falla geológica activa o sismogénica, es la que potencialmente puede moverse de manera repentina, liberando ondas sísmicas elásticas, dando lugar a terremotos. En la Figura 6 se ilustra un ejemplo de un sistema complejo de fallas, que se mueven por causa de los esfuerzos actuantes, compresivos y distensivos.

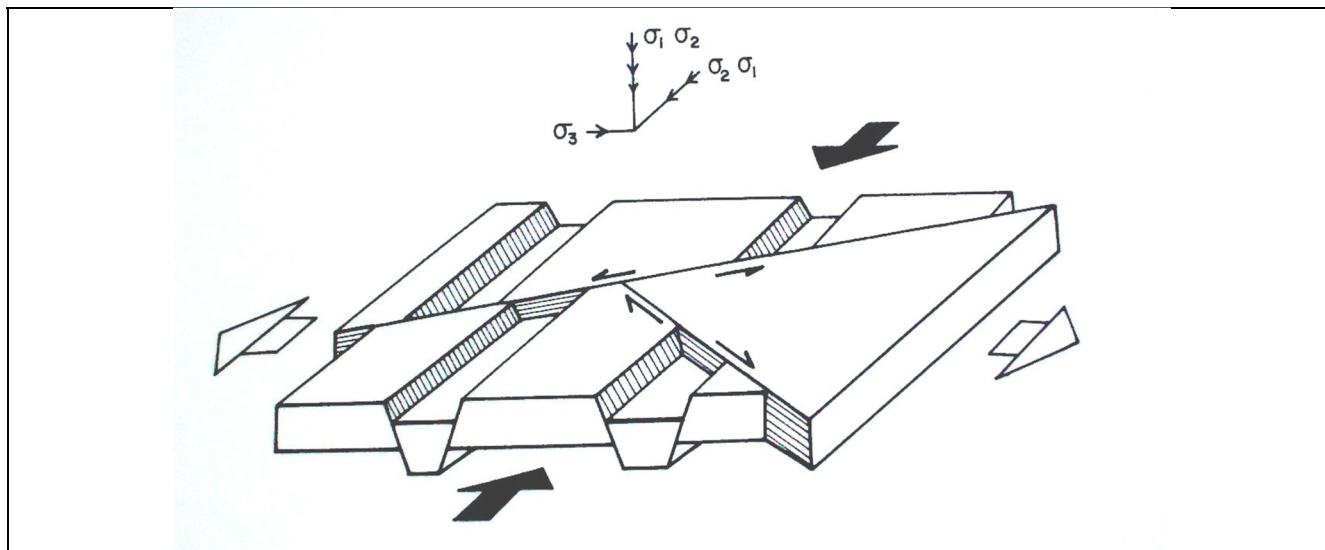


Figura 6. Ilustración esquemática de un bloque de corteza terrestre, afectado por diferentes fallas geológicas, Flechas **negras** grandes = compresión; flechas sin color grandes = distensión. Las flechas pequeñas, muestran el sentido de movimiento o deslizamiento de los bloques. Paris, G., 2004. Presentación Universidad Javeriana. Facultad de Ingeniería Civil. Cali.

Como resultado de la actividad tectónica, y la superposición de varias fases de deformación cortical, en el departamento del Valle del Cauca se presenta un sistema complejo de fallas geológicas regionales, en las que predominan tres direcciones de fallamiento: N20°-30°E, N60°-70°E y N40°- 50°W (Nivia et al., 1997).

Se describen, brevemente, a continuación, las más notables:

- a) Sistema NNE. Sistemas de lineamiento longitudinal N-S y N 20°-30° E.
- b) Sistemas de fallamiento transversal N 40°-50° W.
- c) Sistemas de fallamiento transversal N 60°-70° E.

4.1 Sistema NNE. Sistemas de lineamiento longitudinal N-S y N 20°-30° E.

4.1.1 Cordillera Occidental

En la Cordillera Occidental, predominan las fallas de Dagua-Calima y Cali-Patia, de gran extensión longitudinal, entre otras menores.

4.1.1.1 Falla Dagua- Calima

La falla de Dagua-Calima, transcurre por el centro y mitad del flanco oriental de la Cordillera Occidental, extendiéndose desde los Farallones de Cali, hasta el norte de la población de Darién, cerca del Lago Calima. Se encuentra compuesta por varias fallas paralelas normales,

las cuales se extienden con rumbo NE – SW y un buzamiento aproximado de 70°E , afectando las rocas del Grupo Diabásico. Morfológicamente, presenta lomos y líneas extensas de falla, silletas de falla, estructuras en copa de vino, escarpes degradados, y lomos de obturación. Rasgos que permiten clasificarla como una falla potencialmente activa (Figura 7). Se asume, que esta falla, generó el terremoto de 1925, con epicentro hacia el SW de Cali, que afectó severamente la ciudad (Dr. Elkin Salcedo H, comunicación verbal, 2024). Y sus deformaciones del terreno, han causado numerosos problemas de estabilidad en la carretera Loboguerrero-Buenaventura. Su tasa de movimiento se ha estimado como menor a 0.2mm/a (Paris, G., et, al. 2000).



Figura 7. A). Desnivel y lineamiento topográfico, con facetas triangulares, indicadores de la actividad de la de la falla de Dagua- Calima. **B).** Lomo de obturación (topografía alargada) y facetas triangulares en la falla de Dagua -Calima. El lomo de falla está limitado por dos brazos o trazados de la falla en ambos lados. **Fuente:** Tomadas por el autor

4.1.1.2 Sistema de la Falla de Cali (Cali-Patía)

La falla de Cali, o de Cali-Patía, posee varias líneas de falla paralelas que transcurren por el borde oriental de la Cordillera Occidental. En el departamento del Valle del Cauca, la falla corre entre el frente montañoso de la Cordillera y el río Cauca. Las ciudades principales a lo largo de su trazado son: Jamundí, Cali, Yumbo, Vijes, Yotoco, Riofrío, Bolívar, Roldanillo y Ansermanuevo. Presenta una tasa de desplazamiento baja a ligeramente moderada (Orrego, A. & París, G. 1999), cuya amenaza sísmica potencial es relativamente baja.

4.1.2 Cordillera Central.

En la Cordillera Central, predomina el sistema de fallas de Romeral, que comprende las fallas de Campanario-San Jerónimo, Silvia-Pijao, Cauca Almaguer y Guabas-Pradera, con varios trazados semi-paralelos, localizadas entre la cima de la cordillera y el valle aluvial del río Cauca.

4.1.2.1 Sistema de fallas de Romeral

El sistema de fallas de Romeral, es el más largo del país; se extiende desde el golfo de Guayaquil, en la República del Ecuador, hasta la Costa Caribe, cerca de Barranquilla (Paris, G., et al., 2000), transcurriendo por el borde occidental de la Cordillera Central. Su actividad sismotectónica, proveniente de segmentos de falla movibles, ha dado lugar a numerosos terremotos, entre ellos al de Buga, 1766, Popayán 1983 y Armenia 1999 (Paris, G., 1993). Comprende las Fallas de Campanario-San Jerónimo, Silvia-Pijao, Cauca-Almaguer y Guabas-Pradera (Paris, G., Romero, J.A., 1994). La tasa de movimiento promedio del sistema, se ha establecido entre 0.2 y 0.1 mm/a (Paris, G., et al. 2000). Además de las ciudades citadas arriba, el sistema de Romeral transcurre cerca de las ciudades de Pasto, Florida, Manizales y Medellín, entre otras.

4.1.2.2 Falla Campanario-San Jerónimo

La falla de Campanario-San Jerónimo, en el departamento del Valle del Cauca, transcurre por la parte alta de la Cordillera Central, y define el límite oriental del Complejo Quebradagrande (McCourt, 1984). No transita por poblaciones mayores a lo largo de su trazo.

4.1.2.3 Falla Silvia-Pijao

La falla de Silvia-Pijao, corre por el flanco occidental de la Cordillera Central y marca a nivel regional, el límite occidental del Complejo Quebradagrande. La falla presenta rasgos morfológicos contundentes de actividad tectónica reciente (Paris, G., et al. 2000); a lo largo de su trazado son notables las silletas de falla, facetas triangulares, escarpes de falla, y los notables contrastes topográficos. Es una de las fallas más destacadas morfológicamente en toda la región.

4.1.2.4 Falla Cauca-Almaguer

La Falla de Cauca-Almaguer corre por el flanco occidental de la Cordillera Central, sin mayor expresión topográfica. Se extiende desde el departamento de Nariño hasta Antioquia, y define el límite occidental del cinturón de metamorfitas paleozoicas del Arquía. Se ha interpretado como una posible sutura del Cretácico inferior (Paris, G., Romero, J.A., 1994).

4.1.2.5 Falla Guabas-Pradera (Potrerillos)

La Falla de Guabas-Pradera, recorre por el borde occidental de la Cordillera Central, cercana al valle geográfico del río Cauca. Define el límite occidental de las volcanitas de Amaime y el límite oriental de los sedimentos terciarios. Según Paris et al (1990), la falla muestra escarpes, líneas de falla y corrientes de agua desplazadas, entre otros rasgos morfotectónicos, con

rupturas en depósitos de flujos aluviales cuaternarios, rasgo indicador de su actividad sismogénica reciente. Las poblaciones más cercanas al razado, son: Corinto, Miranda, Florida, Palmira, Buga y Cartago.

4.2 Sistema de fallamiento N40°-50°W

Las fallas N40°-50°W corren a lo largo de algunas decenas de kilómetros. Las más notables son: la Falla de Naranjal, que atraviesa la Cordillera Occidental en la parte norte del departamento, la Falla de Las Cañas que desplaza el valle aluvial del río Cauca, a la latitud de Zarzal, y la Falla de Mulaló en las cercanías de Viges, McCourt et al (1985).



A



B

Figura 8. Abanicos aluviales cuaternarios, desplazados por la falla activa sismogénica de Guabas-Pradera. Borde de la Cordillera Central, región de Palmira -Florida, Valle del Cauca. **A).** Nótese la altura del escarpe de falla antiguo, geoméricamente degradado por erosión. **B).** Escarpe de falla más reciente, con pocos efectos de erosión. **Fuente:** Tomadas por el autor

4.3 Sistema de fallamiento N60°-70°E

Las fallas N60°-70°E aparentemente controlan las principales unidades de la secuencia metamórfica del Complejo Arquía en la Cordillera Central, del orden de algunos kilómetros. McCourt (1984), cree que estas podrían representar estructuras antiguas de la corteza. El sistema consiste en zonas de cizallamiento, compuestas por numerosas fallas locales a lo largo de las cuales se presentan desplazamientos, con sentido dextral característico.

5 RECURSOS MINERALES

A continuación, se citan los minerales más comunes que ocurren en el departamento del Valle del Cauca, del conocimiento del autor, los descritos en el trabajo de Nivia, A., (2001) y de otros autores citados en cada caso, a continuación:

5.1 Grafito y talco

Dentro de los Esquistos Básicos de Bugalagrande, hay áreas potenciales enriquecidas de grafito, también se han reportado en algunas localidades en los esquistos talcosos asociadas al Complejo Cajamarca. (McCourt, 1984a; Núñez, 1982).

5.2 Mármoles

En el área de Miranda (Cauca), en el límite entre los dos departamentos, se han abierto canteras locales para la explotación de los mármoles asociados a los esquistos del Complejo Cajamarca (Vergara, 1982). Estos materiales se comercializan en Cali como piedra para construcción.

5.3 Mina de cobre la Sábana Blanca

Aproximadamente 25 km al occidente de la población del Dovio, la mena consiste en calcopirita, calcosina, pirita, galena, esfalerita y algunos minerales secundarios como malaquita, azurita, cuprita y óxidos de hierro. Estos minerales se presentan formando cuerpos tabulares masivos de 1 m de espesor y rellenando fracturas en la roca huésped.

5.4 Minas de Magnesita de Bolívar y Ricaurte

Entre las poblaciones de Bolívar y Ricaurte, se presenta una mineralización de magnesita alojada en las dunitas serpentinizadas, del horizonte de rocas ultramáficas del Complejo Ultramáfico de Bolívar. Esta mineralización consiste en venas de magnesita y ópalo que cortan a través de las serpentinas

5.5 Carbón

Constituye uno de los principales productos mineros del departamento y se presenta en las rocas sedimentarias paleógenas. En particular, las Formaciones Guachinte y Ferreira contienen niveles importantes de carbón que son explotados en Jamundí y Cali (Cf: Grosse, 1935; Keiser, 1956; Misión Belga, 1963; Mejía, 1983). Los carbones son duros y bituminosos, pero con alto contenido de volátiles. Carbones de más alto rango se presentan localmente en la zona de contacto del Stock de Pance. De acuerdo con Durán et al. (1981) los carbones de la Formación Guachinte contienen 8.5% de cenizas, 0.7% de azufre y aproximadamente 40% de volátiles.

5.6 Diatomita

Este recurso mineral está representado por un depósito sedimentario silíceo, compuesto principalmente de fragmentos fósiles de algas diatomáceas, acumulados en ambientes paludales como capas de diatomita intercaladas con areniscas arcillosas y cenizas volcánicas constituyendo la Formación Zarzal ZAPATA, C.A. 1977

5.7 Placeres Auríferos

Yacimientos de oro en placeres auríferos se explotan en los aluviones recientes de los ríos que drenan cuencas hidrográficas que incluyen intrusivos terciarios. En todos los ríos del departamento que drenan hacia la Llanura Costera del Pacífico se presenta minería sobre estos depósitos, como también en los ríos Pance y Claro Nivia & Aspden, 1984). Concentraciones auríferas de interés económico se han reportado también en los alrededores de Ginebra, Buga, Tuluá, en la cuenca de los ríos Cofre, Guabas y Flautas y las quebradas Las Hermosas, Los Alpes, Las Vegas, El Ahorcado, La Mina y Los Medios.

5.8 Bauxita

La meteorización de los basaltos de la Formación Volcánica ha dado origen a la formación de lateritas y a la acumulación residual de hidróxidos de aluminio y hierro como agregados de gibsita. Estos son explotados artesanalmente en el Corregimiento de San Antonio (Jamundí) y en los alrededores de La Cumbre y Darién. (Rosas, H., 1976).

5.9 Lateritas niquelíferas y ferralíticas

Manifestaciones de lateritas ferralíticas, ocasionalmente niquelíferas se han reportado asociadas a la meteorización de las rocas ultramáficas del Complejo Ofiolítico de Ginebra (Rodríguez et al., 1994).

5.10 Arcillas

En el Departamento del Valle se han desarrollado depósitos arcillosos de alguna consideración por alteración supergénica de los silicatos primarios del Stock El Palmar, la Formación Volcánica y el Batolito de Buga. Sin embargo, se producen también depósitos arcillosos por procesos de acumulación sedimentaria de arcillas. Estas últimas se extraen de las rocas sedimentarias de las formaciones Zarzal, Ferreira y del Grupo Valle (Rodríguez et al., 1994)

5.11 Agregados pétreos

Son los materiales líticos, arena, grava y rocas para trituración que se utilizan para la construcción de la parte estructural de las obras civiles; se obtienen a partir de las rocas de la Formación Volcánica y de los aluviones recientes del río Cauca y tributario (MOJICA B., J. 1992).

5.12 Caliza

Todas las explotaciones de caliza se ubican en la zona rural del municipio de Vijes, situado a pocos kilómetros al norte de Cali. El material extraído se transforma en materias básicas como; cal viva, cal apagada, carbonatos de calcio, carburos y cal agrícola, entre otros.

5.13 Balasto

Para las fundaciones de carreteras se emplean los basaltos de las formaciones Amaime y Volcánica, pero se utilizan especialmente los cherts asociados a estas unidades y los de la Formación Espinal, prácticamente en todos los sitios donde los corredores de ruta cortan este tipo de rocas (Mojica B., J. 1992).

REFERENCIAS

- [1] Alan R., Andrew C. 2008 Áberg, G., Aguirre, I., Levi, V. & Nyström, J.O. (1984). Spreading, subsidence and generation of ensialic marginal basins: an example from the early Cretaceous of central Chile.
- [2] Duran, R., Mojica, P. Alvarado, B. & Loboguerrero, A. (1981). Evaluación de reservas de carbón en siete zonas carboníferas de Colombia para el estudio nacional de energía. Publicaciones Geológicas Especiales del INGEOMINAS, 6, 1-39
- [3] Mojica B., J. (1992). Materiales para construcción en el Departamento del Valle del Cauca. (Inédito) INGEOMINAS. Cali
- [4] Rodríguez et al., (1994). Plan de desarrollo minero del Valle del Cauca, Tomo III - Banco de Proyectos Mineros. INGEOMINAS - Gobernación del Valle. (Inédito) 73p
- [5] McCourt, (1984). A Paleozoic paired metamorphic belt in the Central Cordillera of Colombia. British Geological Survey Reprint Series, 84/ 1, 22-27.
- [6] McCourt, (1985.) Mapa Geológico de Colombia - Escala 1:100.000, Plancha 262 - Génova, INGEOMINAS, Bogotá. 1984.
- [7] Nivia & Aspden, (1984) Ocurrencia, composición y génesis del oro aluvial en la Cordillera Occidental y en la llanura costera del Departamento del Valle del Cauca - Colombia. INGEOMINAS - Misión Británica (British Geological Survey - BGS). Informe No. 5 (inédito), Cali, 16p.
- [8] Nivia, A., (1996). The Bolivar mafic-ultramafic complex, SW Colombia: the base of an obducted oceanic plateau. Journal of South American Earth Sciences 9, 59–68.
- [9] Nivia, A., (2001). Mapa geológico del Departamento del Valle del Cauca. Esc. 1:250.000. Memoria explicativa . Ingeominas.
- [10] Ordoñez, O., (1988). Terranes and Continental Accretion in the Colombian Andes,
- [11] Orrego, A. (1975). Geología y ocurrencias minerales de la parte oeste del cuadrángulo N-6 Popayán. Informe 1690 (Inédito). INGEOMINAS. Bogotá.
- [12] Orrego, A. & París, G. (1999). Mapa geológico del cuadrángulo N-6 Popayán. Escala 1:100 000. INGEOMINAS. Cali.
- [13] Paris, G., (1993), Investigación Neotectónica en los Sistemas de Falla de Romeral y Cali Patía, Departamento del Valle, Colombia: VI Seminario Internacional sobre Ingeniería Sísmica, Universidad de los Andes, Santafé de Bogotá, p. 1-29.

- [14] Paris, G., Romero, J.A., (1994). Fallas activas en Colombia. Boletín Geológico — Ingeominas 34, 3–25.
- [15] Paris, G., Machette, M.N., Dart, R.L., Haller, K.M., (2000). Map and database of Quaternary faults and folds in Colombia and its off shore regions.
- [16] Rosas, H., (1976). Estudio de los depósitos de bauxita en Cauca y Valle, especialmente en el área de Morales y Cajibío. Inf. 1642. Ingeominas
- [17] Pennington, W.D. (1981). Subduction of the eastern Panama Basin and seismotectonics of northwestern South America. Journal of Geophysical Research. B 86, 10753–10770
- [18] Pindell, J., Kennan, L., Maresch, W.V., Stanek, K., Draper, G., Higgs, R., (2005). Plate kinematics and Tectonic controls on basin development in Proto-Caribbean margins. Geological Society of America, Special Paper, 394, pp. 7–52.
- [19] Pilger, R. H., (1983). Kinetics of the South American subduction zone from global plate reconstructions. Geodynamics of the Eastern Pacific Region, Caribbean and Scotia Arcs. American Geophysics and Geodynamics Service, 9, 113 - 126.
- [20] Spadea, P., Espinosa, A. & Orrego, a. (1989). High-Mg extrusive rocks from the Romeral Zone ophiolites in southwestern Colombian Andes. Chemical Geology, 77, 303-321.
- [21] Toussaint y Restrepo (1994). Algunas consideraciones sobre la evolución estructural de los Andes Colombianos. Publicaciones Especiales, 4, Facultad Nacional de Minas. Medellín. 17p.
- [22] Zapata, C. A., (1977). Estudio de la tierra diatomácea del Valle del Cauca. Facultad de Ciencias de la Universidad del Valle. (Inédito) Cali
- [23] Vergara, (1982) Evaluación de los depósitos de mármol en el área de Corinto y Miranda, Cauca. (Inédito), INGEOMINAS. Cali, 21p.

*Correspondencia: gabrielparisgeologo@gmail.com

Liquefaction of gravelly soils and the impact on critical infrastructure

Adda Athanasopoulos-Zekkos, PhD

Associate Professor, Civil and Environmental Engineering
University of California, Berkeley

ABSTRACT

Our natural and built environment continues to be threatened by grand challenges such as urbanization, climate change, as well as natural and man-made hazards. At the same time, infrastructure performance requirements are increasing, and engineering methods of the past are no longer adequate. As Civil and Environmental Engineers, we are called to enhance infrastructure resiliency of our often aging or outdated infrastructure by developing new methodologies that are supported by emerging technologies, improved constitutive models, increased computational capabilities and smart and sustainable materials.

Civil infrastructure interacts with soils, either as foundation materials or backfill, or consists of soils (e.g. dams, levees). Understanding the behavior of such materials, in particular materials such as gravelly soils, is critical in assessing the response of geotechnical systems such as flood protection systems (dams, levees), or transportation systems (bridges, ports) among others. Gravelly soils however are challenging to characterize both in the field and the laboratory due to their particle size. Recent earthquakes (Mw=7.9 2008 Wenchuan, China, Mw=6.1 2014 Cephalonia, Greece, Mw=7.8 2016 Kaikoura, New Zealand) have shown that gravelly soils can and will liquefy during earthquakes and have the potential to cause significant damage to infrastructure. To date, most research in soil liquefaction has focused on sands, as they have been observed to liquefy in the field and can be readily tested under controlled conditions in the laboratory. Results from ongoing research will be presented on evaluating the seismic and post-seismic response of gravelly soils by combining unique laboratory experiments (large-size cyclic simple shear, shear wave velocity measurements), field testing (MASW and Dynamic Penetration Testing) and back-analyses of well documented case histories with the goal of developing a unified and robust approach for soil liquefaction analysis that integrates material behavior from micro (particle-to-particle) to macro-scale (infrastructure).

*Correspondencia: adda.zekkos@berkeley.edu

3.1 Sismicidad y vulcanismo

Modelado numérico de vibraciones en edificaciones inducidas por paso de tren elevado, caso suelos blandos.

Autores: Daniel Real¹, Camilo Herrera², Omar Jimenez³

¹Especialista en Geotecnia, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia.

²Doctor Ingeniero, Universidad Piloto de Colombia.

³Magister en Geotecnia, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia.

Los trenes son un medio de transporte muy usado para movilizar carga y pasajeros. En el medio urbano, los trenes son excepcionales para el alivio de la congestión vehicular al mover gran cantidad de pasajeros por trazados aislados de las vías vehiculares y/o peatonales de superficie. Estos metros tienen la opción de operar de manera elevada o subterránea. En un entorno urbano el tránsito de estos trenes ligeros ocasiona vibraciones ambientales que afectan a personas, animales, edificaciones, maquinaria industrial, etc.

El tránsito de trenes a baja velocidad, como en el caso de los metros urbanos, genera vibraciones de baja frecuencia, menores a los 15 Hz. En estos sistemas de transporte, las cargas dinámicas se amplifican debido a factores inevitables como la ocurrencia de defectos en los rieles de la línea y las acciones de frenado y arranque. Estas vibraciones de baja frecuencia amplificadas son transmitidas a las edificaciones excitándolas en direcciones verticales y horizontales. Para los edificios de varios niveles, el peso propio trata de atenuar las vibraciones verticales, siendo entonces susceptibles a las vibraciones horizontales inducidas por el metro.

En suelos blandos el sistema suelo-edificio tiene una frecuencia fundamental baja o un periodo de vibración natural largo. Para el caso de Bogotá, donde las edificaciones se apoyan sobre la Formación Sabana, el metro de la ciudad será una fuente constante de vibraciones amplificadas por la resonancia de las frecuencias bajas del tren, la baja frecuencia natural del suelo blando compresible de la ciudad, y por el periodo largo de las edificaciones con moderada o gran altura que se apoyan sobre pilotes en las principales rutas propuestas de metro.

En este trabajo se implementó un modelo de elementos finitos bidimensional, con materiales elásticos con viscosidad histerética, para simular en el dominio del tiempo, la interacción de un tren elevado con la infraestructura circundante. Se evaluó la respuesta de varios puntos de la vía y de una edificación vecina. La respuesta horizontal y vertical a diferentes alturas es comparada para un sistemas de pilotaje con diferentes longitudes y manteniendo el diámetro para una edificación tipo de categoría media.

Los resultados arrojaron que, para una misma edificación, la longitud de los pilotes de fundación tiene impacto significativo en la magnitud de las vibraciones medidas.

Referencias

Madshus C, Kaynia AM. High-speed railway lines on soft ground: dynamic behavior at critical train speed. J Sound Vib. 2000;231(3):689–701.

Sheng X, Jones CJC, Petyt M. Ground vibration generated by a load moving along a railway track. J Sound Vib. 1999;228(1):129–156.

Takemiya H, Bian X. Substructure simulation of inhomogeneous track and layered ground dynamic interaction under train passage. J Eng Mech. 2005;131(7):699–711.

Vogiatzis C, Chaikali S. Vibration and ground borne noise criteria and mitigation measures at Athens tramway. Paper presented at: 11th International Congress on Sound and Vibration; Jul 5–8; St. Petersburg; 2004.

Miller GF, Pursey H. On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid. Proc Royal Soc (London). 1955;233:55–69.

Jones DV, Petyt M. Ground vibration in the vicinity of a strip load: an elastic layer on a rigid foundation. J Sound Vib. 1992;152(3):501–515.

Triepaischajonsak N, Thompson DJ, Jones CJC, Ryue J, Priest JA. Ground vibration from trains: experimental parameter characterization and validation of a numerical model. Proc IMechE, Part F: J Rail Rapid Transit. 2011;225(2):140–153.

*Correspondencia: daniel.real@uptc.edu.co, camilo-herrera2@unipiloto.edu.co, omar.jimenez@uptc.edu.co

Simulación numérica de depósitos licuables en el contexto de la iniciativa LEAP-2022 (Liquefaction Experiments and Analysis Projects)

Autores: Vicente Mercado^{1*}, José Duque², Waleed El-Sekelly^{3,4}

¹Profesor Asociado, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia

²Profesor Asistente, Universidad de la Costa, Barranquilla, Colombia

³Profesor Asociado, Mansoura University, Mansoura, Egipto

⁴Profesor Asociado, New York University Abu Dhabi, Abu Dhabi, Emiratos Árabes Unidos

La licuación del suelo inducida por sismos puede tener consecuencias devastadoras, incluyendo la pérdida de infraestructura civil y vidas humanas. Por esta razón, se han realizado numerosos esfuerzos para desarrollar modelos constitutivos que puedan predecir de manera razonable el comportamiento del suelo y los sistemas suelo-estructura bajo cargas dinámicas. Sin embargo, persisten vacíos en el conocimiento respecto a la capacidad de estos modelos para reproducir el comportamiento del suelo en diferentes escenarios de carga, así como en cuanto a los métodos óptimos para calibrar estos modelos complejos. En respuesta a esta necesidad, se estableció el Proyecto de Experimentos y Análisis de Licuación (LEAP, por sus siglas en inglés), con el propósito de realizar pruebas de laboratorio de alta calidad en centrífugas, las cuales servirán como referencia para evaluar técnicas numéricas de simulación. En la edición 2022 de LEAP se utilizó como referencia un sistema consistente en una tablestaca instalada en un suelo arenoso saturado sometido a una excitación en la base. Las dimensiones del sistema se muestran en la Figura 1. El sistema fue simulado experimentalmente a través de pruebas dinámicas de centrífuga realizadas en distintas instalaciones de centrífugas geotécnicas: Cambridge University (CU) Ehime University (EU), Korea Advanced Institute of Science & Technology (KAIST), Rensselaer Polytechnic Institute (RPI), National Central University (NCU), y Zhejiang University (ZU). La respuesta experimental fue monitoreada utilizando acelerómetros, LVDTs y sensores de presión de poro. A la vez que se realizaron las modelaciones experimentales de centrífuga, diversos grupos de modeladores numéricos (George Washington University, UC San Diego, FLIP Consortium, Universidad del Norte, University of British Columbia, Kyoto University team, y Tsinghua University) realizaron simulaciones numéricas con el fin de predecir el comportamiento del sistema. Las simulaciones numéricas se realizaron “a ciegas”, es decir, sin conocimiento de los resultados de los ensayos de centrífuga; este tipo de simulaciones “a ciegas”, se denominan simulaciones Tipo B. La comparación de los resultados de las simulaciones Tipo B con los datos experimentales de centrífuga permitirá evaluar la capacidad real que tienen los modelos computacionales para predecir la respuesta dinámica de un sistema licuable sometido a excitación sísmica.

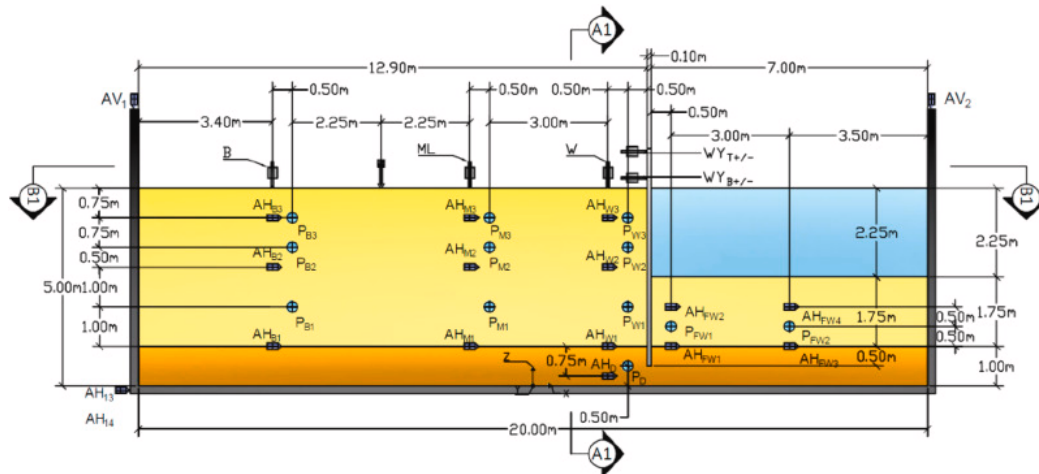


Figura 1. Configuración experimental e instrumentación para LEAP-2022. Fuente: [2].

En este trabajo se presentan los resultados numéricos de las predicciones Tipo B realizadas por el equipo de la Universidad del Norte. Específicamente, se examinan las capacidades y limitaciones de un Modelo de Plasticidad de Múltiples Superficies de Fluencia Dependiente de la Presión para arenas (PDMY02) [1], en relación con datos experimentales de laboratorio y de centrifuga realizados dentro del proyecto LEAP-2022. El modelo fue cuidadosamente calibrado utilizando ensayos cíclicos de laboratorio realizados en la Universidad George Washington y en UC Davis con arena Ottawa F-65. Para la calibración, los ensayos cíclicos de laboratorio fueron simulados en la plataforma OpenSees [4] adoptando condiciones de prueba de un solo elemento. Para la simulación de ensayos triaxiales cíclicos no drenados, se utilizaron elementos 3D de 8 nodos (elementos “bbarBrick” en OpenSees), mientras que para la simulación de ensayos de corte cíclico simple no drenados, se utilizaron elementos bidimensionales “SSPquadUP” de cuatro nodos. La Figura 2 muestra un ejemplo de la comparación entre resultados experimentales y simulados numéricamente de un corte simple cíclico. Una vez calibrado el modelo constitutivo, se procedió a simular con un modelo de elementos finitos el comportamiento de la tablaestaca sometida a una excitación dinámica.

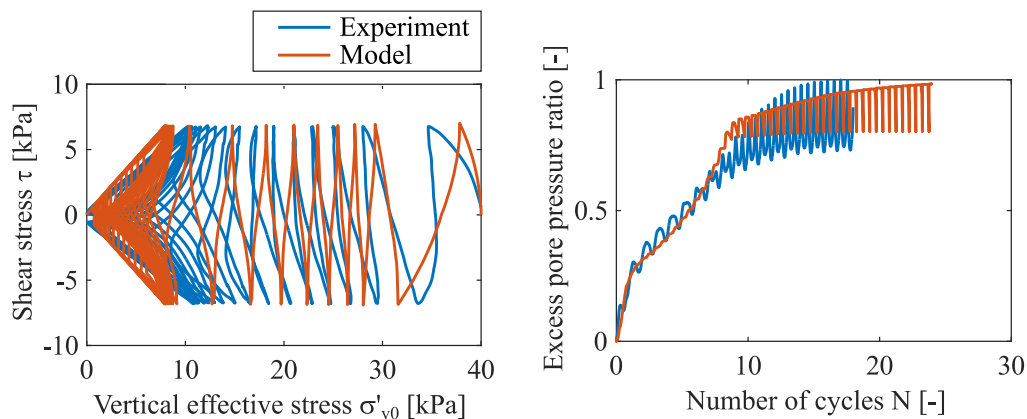


Figura 2. Resultados experimentales y simulados numéricamente de un ensayo de corte simple cíclico no drenado en arena Ottawa F-65 con $D_R = 71.2\%$. La figura muestra Esfuerzo cortante (Shear stress) vs. Esfuerzo efectivo vertical (Vertical effective stress), así como razón de exceso de presión de poro (Excess pore pressure ratio) vs. Número de ciclos (Number of cycles). Fuente: [3].

Para las simulaciones numéricas del sistema de la tablestaca se generó un modelo de elementos finitos utilizando OpenSees. Se utilizaron elementos de cuatro nodos con consideraciones de deformación en-plano (plane-strain) y capaces de simular la respuesta dinámica acoplada de material sólido-fluido. La Figura 3 muestra un ejemplo de los resultados obtenidos mediante el modelo implementado para una de las simulaciones. En general, los resultados de las simulaciones numéricas mostraron que el modelo proporcionó una representación razonable de las respuestas del suelo en términos de aceleraciones y acumulación de presión de agua en los poros; sin embargo, las simulaciones consistentemente sobreestimaron los desplazamientos de las tablestacas. Trabajos futuros se enfocarán en identificar debilidades y posibilidades de mejoras tanto del modelo constitutivo como del esquema de modelación con elementos finitos para lograr predicciones más precisas. A pesar de las discrepancias en el desplazamiento de las tablestacas, el estudio infunde confianza en la aplicabilidad del modelo a proyectos relacionados con la licuación bajo condiciones similares.

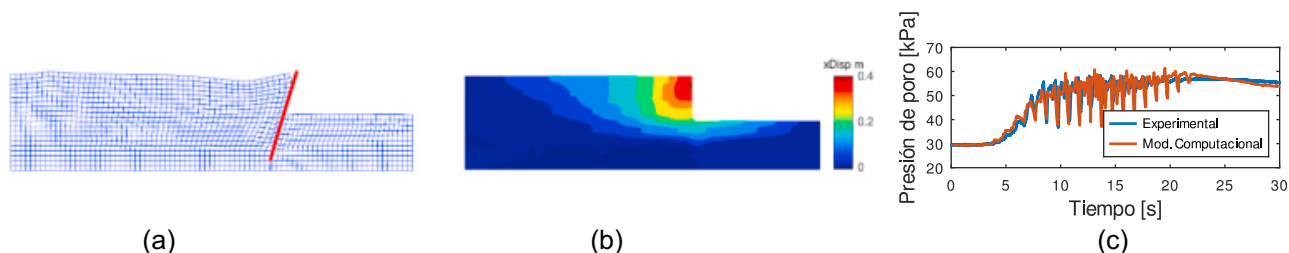


Figura 3. Malla deformada con exageración de deformación x2.5 (a), y distribución de desplazamientos horizontales (b) después de la excitación dinámica para la simulación Tipo-B de uno de los ensayos (RPI-1). La figura también incluye presión de poro registrada en el ensayo de centrifuga y simulada computacionalmente en la locación del sensor PM1 (c). Fuente: [3].

Referencias

- [1] Elgamal, A., Yang, Z. y Parra, E. (2002). Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(4), pp.259-271.
- [2] George Washington University, Rensselaer Polytechnic Institute, Cambridge University, Ehime University, Korea Advanced Institute of Science y Technology, National Central University of Taiwan (2022). *LEAP-2022 Simulation Exercise Phase II: Type-B Prediction of Centrifuge Experiments - Guidelines for submission of the numerical simulations*.
- [3] Mercado, V., Duque, J. y El-Sekelly, W. (2024). Numerical modeling of LEAP-2022 dynamic centrifuge tests adopting a multi-surface plasticity model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 181, p.108674.
- [4] F. McKenna, G. y Fenves, M. Scott (2000). Open system for earthquake engineering simulation. University of California, Berkeley, CA

*Correspondencia: vmercado@uninorte.edu.co

Evaluación del rendimiento de parámetros como estimadores de amplificación sísmica en estaciones colombianas

Autores: Vicente Mercado*¹, Fernando Díaz-Parra², César Pájaro³, Carlos Arteta¹, Julián Montejo⁴, Gustavo Posada⁴, Mónica Arcila⁴

¹Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia

²Consultor Independiente

³University of Canterbury, Christchurch, New Zealand

⁴Servicio Geológico Colombiano, Bogotá, Colombia

La amplificación de las ondas sísmicas dentro de capas de suelo poco profundas (i.e., efectos de sitio) está determinada por diversos factores, como la resonancia, los contrastes de impedancia y las características de los materiales en los depósitos de suelo sujetos a excitación. En este contexto, los modelos de predicción de movimiento fuerte (*GMMs*, por sus siglas en inglés) han sugerido el uso de varios parámetros de relativamente fácil medición para la estimación de los efectos de sitio. Tradicionalmente, estos efectos se han evaluado utilizando la velocidad promedio de la onda de corte en los 30 metros superiores del depósito de suelo, conocida como V_{S30} . El V_{S30} se introdujo inicialmente con el fin de permitir la clasificación de sitios según su patrón de respuesta dinámica [1]. A partir de dicha clasificación, se propusieron coeficientes de sitio para la estimación de espectros de respuesta los cuales han sido adoptados por diversos códigos constructivos alrededor del mundo, incluyendo el reglamento colombiano, NSR-10. 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} [2]. 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 [2].

En años recientes, debido a las limitaciones del V_{S30} , se han propuesto modelos de amplificación que se basan en el período predominante de resonancia del suelo (T_n). Este período resonante, típicamente se puede identificar a partir de los picos en la amplitud de la relación espectral horizontal a vertical (*HVSR*). Por otro lado, trabajos recientes también sugieren la posibilidad de utilizar las amplitudes del *HVSR* para la estimación de los efectos de sitio. Sin embargo, para que el uso de estos parámetros alternativos gane aceptación en su implementación como estimadores de efectos de sitio es necesario realizar más estudios sobre sus limitaciones y capacidades predictivas. En ese orden de ideas, en este trabajo se explora el rendimiento de varios parámetros (V_{S30} , T_n , y *HVSR*) como predictores de la amplificación sísmica en depósitos correspondientes a estaciones colombianas de monitoreo. Teniendo en cuenta que existen diversas prácticas y alternativas para la estimación de *HVSR* y T_n se evaluará además la incidencia de utilizar registros de eventos sísmicos o registros de ruido ambiental como insumo para la estimación de dichos parámetros.

La amplificación de sitio (AF) en las estaciones sísmicas se estimó examinando los residuales correspondientes a la diferencia entre las amplitudes del espectro de respuesta de movimiento del suelo registradas y las predicciones de los GMM para las condiciones de roca de referencia [3]. Las predicciones de GMM para sitios en roca se obtuvieron utilizando el modelo presentado por Arteta et al. [4] para eventos corticales. La Figura 1 muestra la localización de las estaciones de monitoreo y la distribución magnitud (M_w) vs. distancia hipocentral (R_{hypo}) de los registros de eventos corticales considerados en este estudio. Las categorías de las estaciones (s_1 a s_5) se describen en [3].

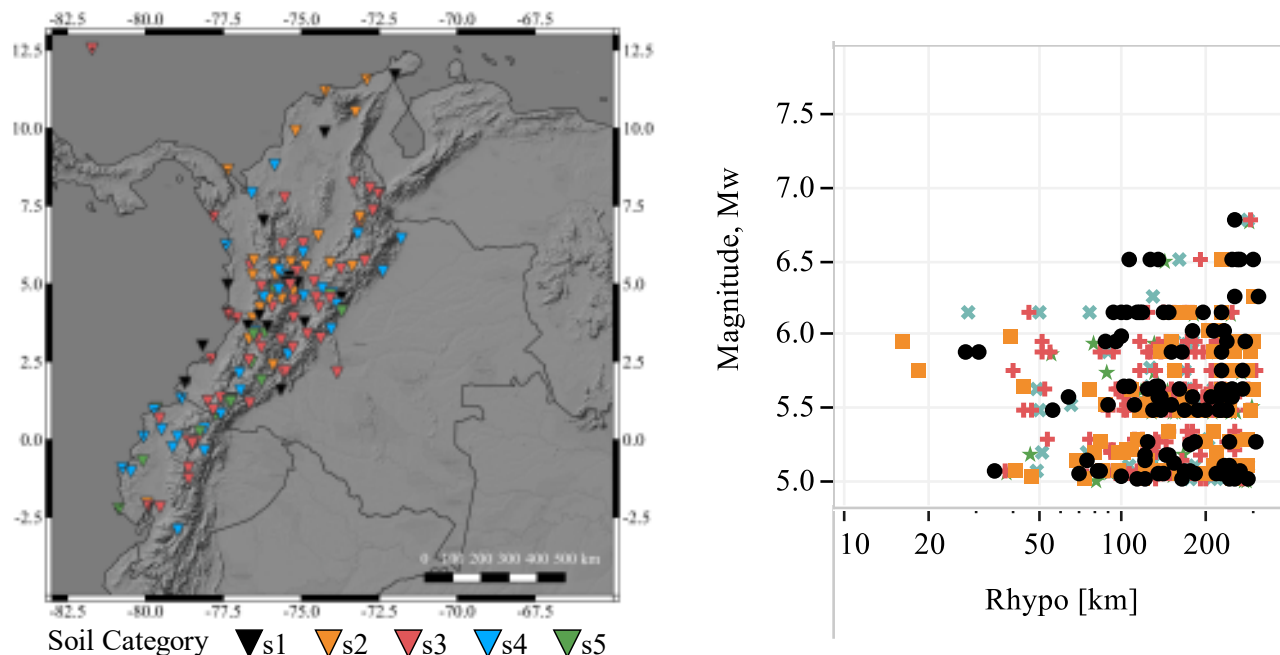


Figura 1. Localización de estaciones de monitoreo y distribución magnitud (M_w) vs. Distancia hipocentral (R_{hypo}) de registros de eventos corticales considerados en este estudio. Las categorías de las estaciones (s_1 a s_5) se describen en [3]. Fuente: [3].

La amplificación estimada a partir del modelo GMM se modeló como función de V_{S30} , T_n , y $HVSR$. La Figura 2 ilustra el ajuste de varias funciones que definen el logaritmo natural de AF como función de T_n y logaritmo natural de la amplitud de $HVSR$ para distintos períodos espectrales (T). Los análisis realizados mostraron que la inclusión de parámetros secundarios (T_n o $HVSR$) como complementos al V_{S30} , resulta en una importante reducción en la variabilidad de la estimación de la amplificación de sitio.

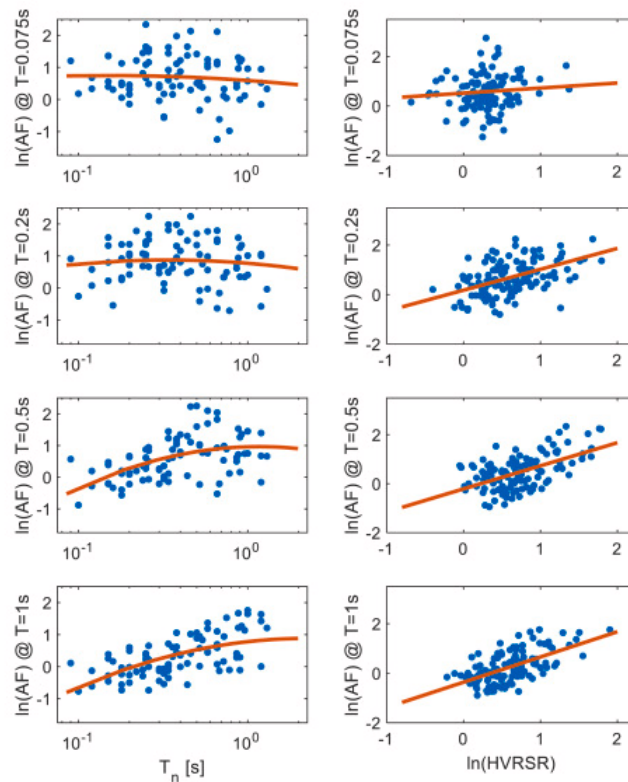


Figura 2. Logaritmo natural de AF como función de T_n y $\ln(HVSR)$ para distintos períodos espectrales (T).
Fuente: [3].

Referencias

- [1] Borchardt, R.D. & Glassmoyer, G., 1992. On the characteristics of local geology and their influence on ground motions generated by the Loma Prieta earthquake in the San Francisco Bay region, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 82(2), pp.603-641.
- [2] Seyhan, E., Stewart, J.P., Ancheta, T.D., Darragh, R.B. and Graves, R.W., 2014. NGA-West2 site database. *Earthquake spectra*, 30(3), pp.1007-1024.
- [3] Mercado, V., Díaz-Parra, F.J., Pajaro, C.A., Montejo, J., Posada, G., Arcila, M. and Arteta, C.A., 2024. Performance evaluation of parameters as estimators of seismic site effects in northern South America. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 180, p.108584.
- [4] Arteta, C.A., Pajaro, C.A., Mercado, V., Montejo, J., Arcila, M. and Abrahamson, N.A., 2023. Ground-Motion Model (GMM) for Crustal Earthquakes in Northern South America (NoSam Crustal GMM). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 113(1), pp.186-203.

*Correspondencia: vmercado@uninorte.edu.co

Modelos constitutivos para simulación de arenas sometidas a cargas cíclicas y predicción de licuefacción: aplicaciones basadas en ensayos de centrifuga

Carlos José Lascarro Estrada^{1*}

¹Docente investigador, Universidad del Sinú, Montería - Colombia

La correcta representación numérica del comportamiento de los suelos granulares sometidos a cargas cíclicas o repetitivas representa un desafío muy importante para la ingeniería civil. Un modelo de suelo robusto, debidamente calibrado con ensayos de laboratorio y validado con modelos de centrifuga de suelos o modelos a escala en laboratorio, es una herramienta versátil que permite evaluar el desempeño de una gran variedad de estructuras geotécnicas mediante la simulación del problema usando métodos numéricos como elementos finitos.

En este documento se presenta la familia de modelos constitutivos hipoplásticos mejorados para reproducir el comportamiento de suelos granulares ante cargas cíclicas. Se inicia con una breve descripción del modelo matemático utilizado el cual se valida con la simulación de ensayos de laboratorio donde se evidencia la correcta acumulación de presión de poros y el comportamiento del modelo en estados próximos a licuefacción en triaxiales cíclicos no drenados, ver figura 1. Posterior a esto, se presentan 2 casos de estudios de simulaciones de centrifugas de suelos en los cuales se evalúan las principales características del modelo. En el primero se modela un talud sumergido en agua y sometido a cargas dinámicas. En este proyecto se buscaba predecir la acumulación de presión de poros en suelos arenosos debido a una carga sísmica. En el segundo caso se evaluó la capacidad del modelo constitutivo de predecir el comportamiento de pilotes sometidos a diversos casos de carga cíclica lateral en condiciones secas. Para la simulación de ambos casos de centrifuga el modelo se calibró considerando experimentos en las arenas de Ottawa y Fontainebleau, respectivamente. La simulación numérica se realizó usando el software de elementos finitos Abaqus el cual se complementó con 2 subrutinas escritas en el lenguaje Fortran: 1) User material (UMAT) que implementa el modelo constitutivo hipoplástico de Von Wolfferdorff extendido con la teoría de deformación intergranular anisotrópica para mejorar la respuesta del modelo ante cargas cíclicas (modelo ISA-HP [1]), 2) User Element (UEL) que incorpora un modelo de elemento que puede acumular la presión de poros en condiciones de carga dinámicas basado en la teoría de medios porosos (TPM) [2]. ISA-HP se presenta como un robusto modelo constitutivo capaz de reproducir el comportamiento del suelo ante cargas repetitivas, en este escenario y bajo condiciones no drenadas, el modelo está capacitado para acumular presión de poros a lo largo de los ciclos de carga y llegar a estados próximos a licuefacción. La figura 1 muestra los resultados de un ensayo triaxial cíclico no drenado de deformación controlada realizado a la arena de Karlsruhe y la simulación usando el modelo ISA-HP con el efecto de movilidad cíclica activado y desactivado, el cual es controlado con el parámetro C_z . Referente a los 2 casos de estudio, las condiciones de frontera, geometría, medidas, puntos de aplicación de cargas y ubicación de sensores son mostrados en las figuras 2 y 3.

Durante la presentación se realizará un análisis comparativo de los resultados obtenidos en los nodos próximos a la ubicación de los sensores en los modelos de ambas centrifugas y se resaltan las ventajas, desventajas del modelo evaluado en su aplicación para reproducir el comportamiento de arenas sometidas a cargas cíclicas y dinámicas.

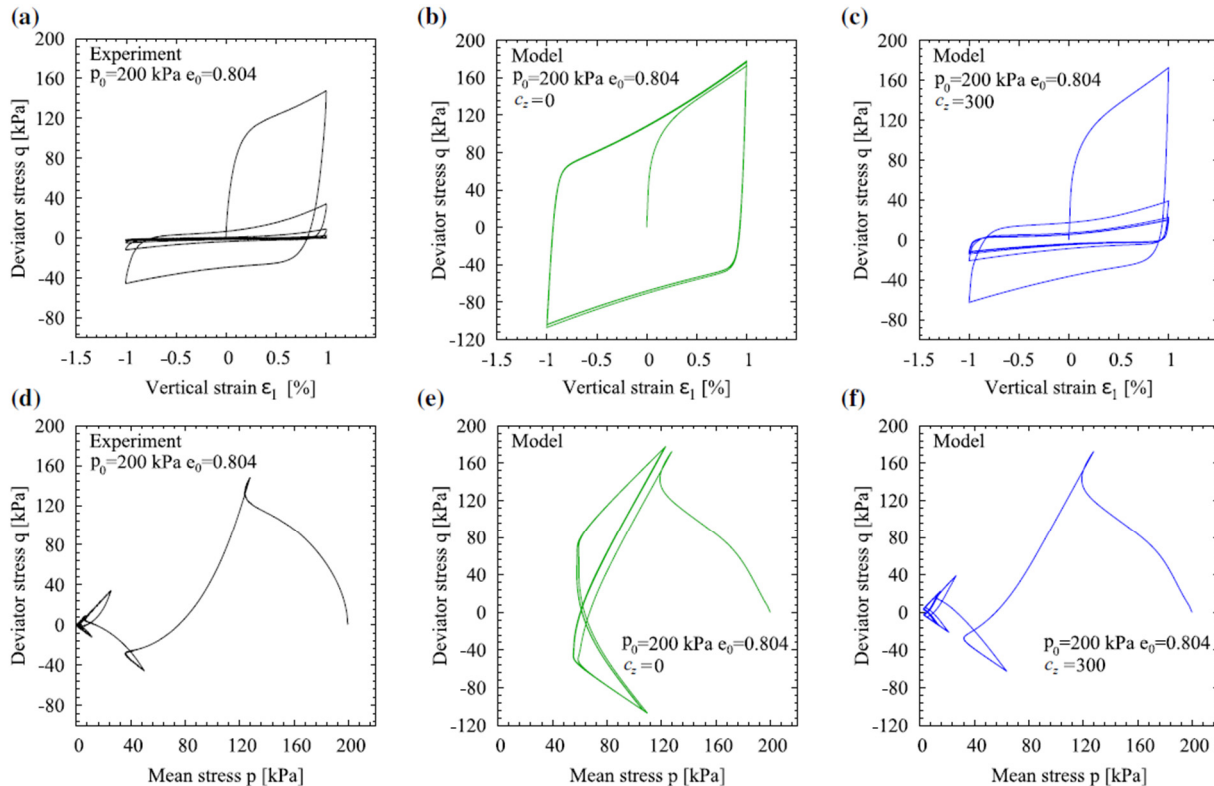


Figura 1 Simulación de la arena de Karlsruhe usando el modelo ISA-HP. Fuente: Fuentes et al. (2020) [1]

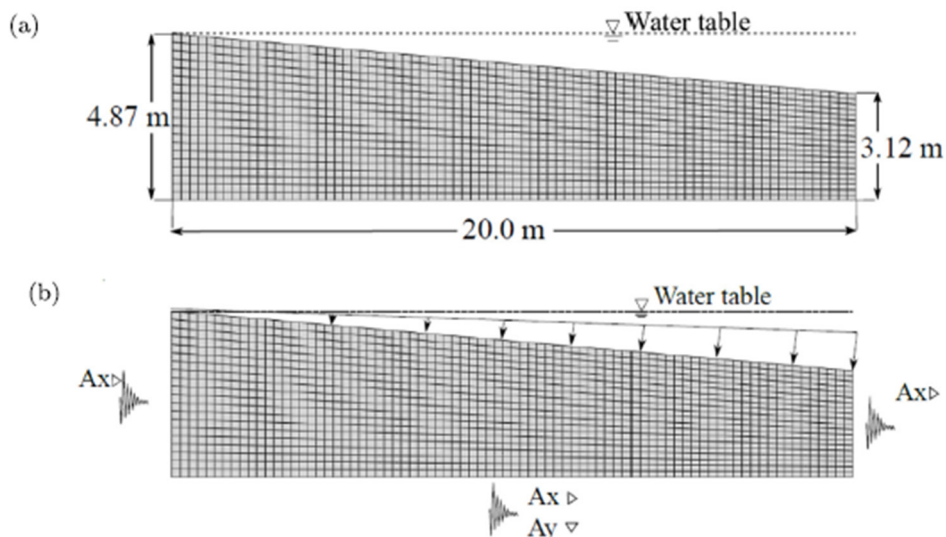


Figura 2 Enmallado generado en ABAQUS para simulacion del talud sumergido usado en el LEAP 2017. Fuente Lascarro et al.(2024) [2]

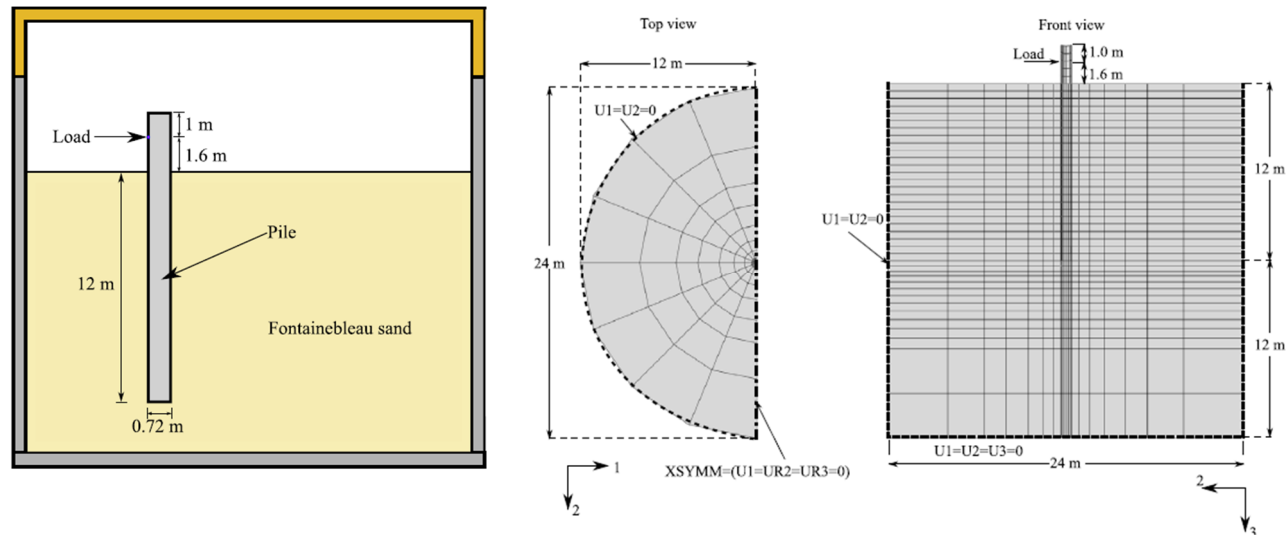


Figura 3. Modelo esquemático de la centrífuga y enmallado utilizado en la simulación en ABAQUS del pilote sometido a carga lateral en la arena de Fontainebleau. Fuente: Lascarro et al. (2024) [3]

Referencias

- [1] Fuentes, W., Wichtmann, T., Gil, M., & Lascarro, C. (2019). ISA-Hypoplasticity accounting for cyclic mobility effects for liquefaction analysis. En *Acta Geotechnica* (Vol. 15, Issue 6, pp. 1513-1531). Springer Science and Business Media LLC. <https://doi.org/10.1007/s11440-019-00846-2>
- [2] Lascarro, C., Mercado, V., Duque, J., & Fuentes, W. (2024). Numerical modeling of LEAP-2017 liquefiable sloping ground centrifuge tests using the ISA-hypoplasticity model. En *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (Vol. 181, p. 108675). Elsevier BV. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.108675>
- [3] Lascarro, C., Tafili, M., Fuentes, W., & Duque, J. (2024). Comparative analysis of two intergranular strain-based hypoplastic models through elemental and centrifuge testing. En *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (Vol. 180, p. 108572). Elsevier BV. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.108572>

*Correspondencia: carloslascarro@unisnu.edu.co

Evaluación de Fuerzas Inerciales Sísmicas en Pilotes en Arena Suelta: Modelo Físico y Teórico.

Autores: Bernardo Caicedo¹, Julieth Monroy², María Juliana Chaparro^{2*}, Carlos Torres², José Naranjo³

¹Profesor, Depto. de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes.

²Estudiante Doctoral, Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes.

³Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes.

Los movimientos sísmicos en la roca generan ondas horizontales que se propagan en los estratos de suelo, causando deformaciones que afectan las cimentaciones de las estructuras en superficie [1]. Entre las cimentaciones profundas más comunes se encuentran los pilotes enterrados. Durante una excitación sísmica, estas estructuras están sometidas a esfuerzos generados por el movimiento del suelo circundante (interacción cinemática) y por la respuesta de la estructura misma (interacción inercial) [2]. Evaluar adecuadamente las fuerzas inerciales inducidas por el movimiento sísmico sobre los pilotes es clave en el diseño geotécnico y estructural para mitigar daños ante una amenaza sísmica [2] [3]. En este contexto, la presente investigación propone un modelo físico y un modelo teórico basado en el método de Winkler (1867) [4].

Modelo Físico.

En la Figura 1 se presenta el modelo desarrollado para la presente investigación. Inicialmente, se construyó un modelo físico simulando un pilote enterrado en un estrato de arena suelta, fabricado mediante el método de deposición por embudo. El pilote se sometió a una fuerza horizontal F estática e incremental aplicada por una celda de carga externa unida a un dispositivo de aplicación de carga. Las deformaciones unitarias se registraron con galgas extensiométricas (*strain gages*) instaladas cada 10.5 cm a lo largo del pilote. El modelo se instaló en la centrífuga de 2 m de radio de la Universidad de los Andes, sometiéndolo a una aceleración de 50g. Siguiendo las leyes de escala, esta aceleración permite evaluar un prototipo en campo 50 veces las dimensiones del modelo físico [5]

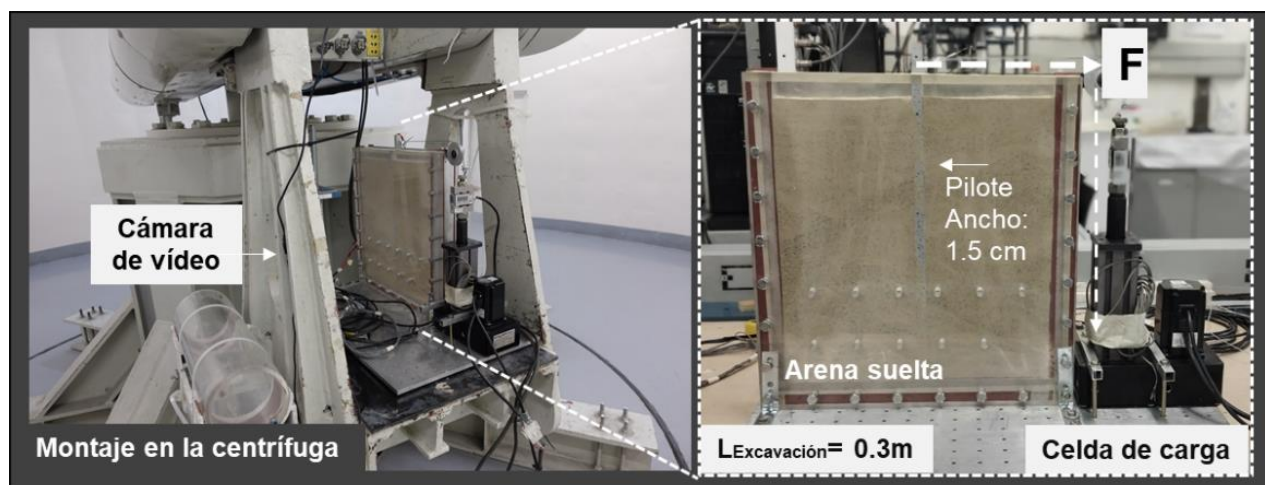


Figura 1. Montaje del modelo físico. Fuente: Elaboración propia (2024).

Modelo Teórico.

El modelo teórico se planteó utilizando el método de interacción suelo-estructura basado en coeficientes de reacción. En este se utiliza una ecuación similar al cálculo de vigas sobre apoyo elástico conocido por el método Winkler (1867) [4] (ver Ecuaciones 1, 2, y 3).

$$EI \frac{\partial^4 \omega}{\partial z^4} + K_{ss} \omega = 0 \quad (1) \quad M = -EI \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} \quad (2) \quad Q = EI \frac{\partial^3 \omega}{\partial z^3} \quad (3)$$

Donde, EI es la rigidez en flexión del pilote, ω el desplazamiento horizontal, z la profundidad del pilote, K_{ss} el coeficiente de reacción del suelo, M y Q el momento y el cortante en el pilote, respectivamente. Para aplicar el método de interacción, en esta investigación se utilizó el método de diferencias finitas, discretizando el pilote en 22 nodos y aplicando las condiciones de frontera ilustradas en la Figura 2.

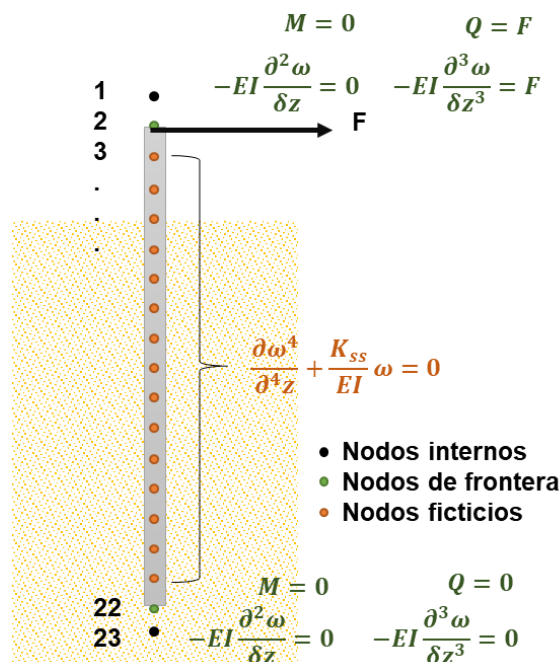


Figura 2. Planteamiento del modelo Teórico. Fuente: Elaboración propia (2024).

Resultados y conclusiones

La instrumentación instalada en el modelo físico permitió la toma de datos de desplazamiento, deformación unitaria y fuerza aplicada en el pilote. Además, el video del ensayo se analizó utilizando el programa PivLab. En la Figura 3 se muestran los desplazamientos horizontales del pilote y el suelo durante y al finalizar el ensayo, observándose el desplazamiento horizontal del pilote y la plastificación del suelo.

En la Figura 4 se comparan los resultados obtenidos del modelo físico y del modelo teórico sin aplicar las leyes de escala. Se observa que la deflexión registrada experimentalmente coincide con los resultados del modelo teórico. Así mismo, en la Figura 4-a, se presenta la escala prototipo, donde se muestra que un pilote de 20 metros de profundidad sometido a una fuerza sísmica horizontal tendría una deflexión de 1.5 m.

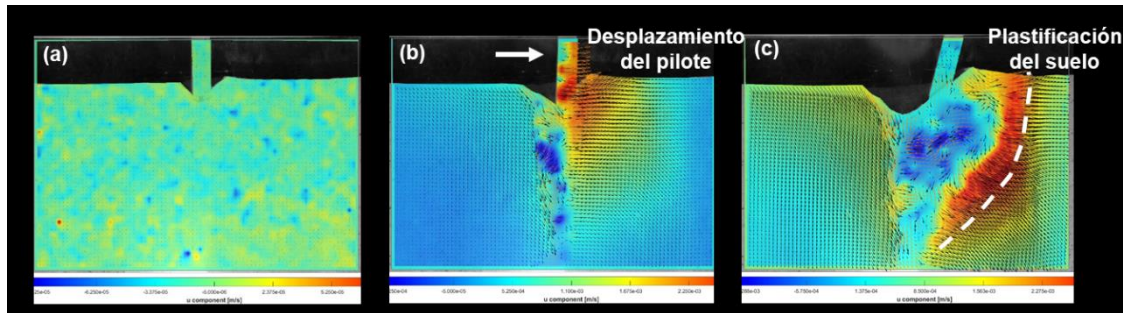


Figura 3. Resultados de análisis de imagen (a) Inicio del ensayo (b) Durante la aplicación de la carga (c) Fin del ensayo. Fuente: Editada de resultados del programa [PivLab – MATLAB](#) (2024).

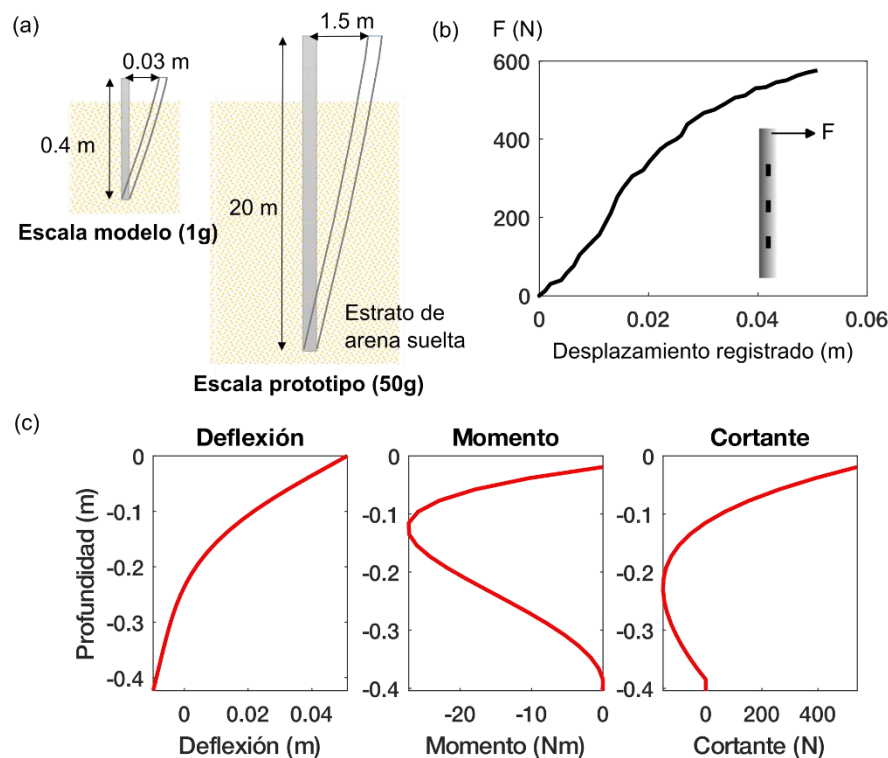


Figura 4. Resultados. (a) Comparación medidas prototipo y modelo (b) Gráfica Desplazamiento vs Fuerza registrada en la instrumentación del modelo físico (c) Resultados del modelo teórico.

Fuente: Elaboración propia (2024).

Referencias

- [1] S. Kramer, (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Washington: Prentice-Hall.
- [2] M. Hussien, M. Karray, T. Tobita y S. Iai, (2015). Kinematic and inertial forces in pile foundations under seismic loading, Computers and Geotechnics, vol. 69, pp. 166-181.
- [3] NSR, (2010). Norma Sismo Resistente 2010
- [4] E. Winkler, (1867). Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik, für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingeniure, Maschinenbauer, Architecten. H. Dominicius.
- [5] Madabhushi, (2004). Modelling for Civil Engineers. CRC Press.

*Correspondencia: mj.chaparro@uniandes.edu.co – María Juliana Chaparro.

Análisis Espaciotemporal, Mediante Caracterización Geomorfológica, Geotécnica Y Geológica, Del Fenómeno De Diapirismo De Lodo Ubicado En El Sector De Membrillal De La Ciudad De Cartagena De Indias

Autores: Barboza Miranda, Guiliam¹, Arrieta Baldovino, Jair^{1*}, López Macias, Andrea², Valdez Vargas, Jiseth², Pérez Barón, Meiker², Florez de Diego, Gustavo³, Arrieta Marín Gertrudis³, Carrascal, Juan José³

¹Docente de Planta, Universidad de Cartagena

²Estudiante de Pregrado, Universidad de Cartagena

³Docente de Planta, Fundación Universitaria Tecnológico de Comfenalco

Introducción

El "Diapirismo de lodo" se refiere al movimiento de materiales finos y plásticos desde áreas de alta presión hacia zonas de menor presión en las profundidades terrestres. Este proceso es impulsado por diferencias de densidad entre dichos materiales y las capas superiores. Además, la migración de estos materiales está influida por factores como la presencia de gases (Metano), la compresión lateral en áreas con actividad tectónica convergente y la deshidratación de arcillas esmécticas (1).

Particularmente en el Cinturón del Sinú, que cuenta con una sección en tierra y otra en el lecho marino, es donde se observa una mayor concentración de volcanes de lodo. Estos volcanes de lodo son una manifestación del fenómeno conocido como diapirismo de lodo, el cual es una característica geológica que abarca desde Barranquilla hasta el golfo de Urabá en Colombia (2). En ese sentido, la vereda de Membrillal, adscrita al corregimiento de Pasacaballos en el Municipio de Cartagena de Indias D.T. y C., se encuentra situada sobre un volcán de lodo en forma de domo. Esta estructura tiene un diámetro aproximado entre 800 y 1000 metros, con una altura que oscila entre 20 y 25 metros (3). Este domo está asociado a la falla inversa de Pasacaballos, dentro de la jurisdicción de CARDIQUE. En los últimos años, se ha evidenciado la presencia de zonas de emanación de lodos y gases, fenómeno atribuido al "Diapirismo de lodo".

Actualmente, la vereda de Membrillal se ve afectada por el diapirismo de lodo, el cual impacta a una parte significativa de su población. Este fenómeno ha dado lugar a la formación de un domo o elevación que altera la superficie del terreno, expandiéndola y generando grietas. Además de estas alteraciones, representa una amenaza latente debido a la posibilidad de una explosión del diapirismo y la consecuente llegada de un flujo de lodo.

Sumado a esto, Membrillal enfrenta problemas adicionales como las arcillas expansivas y remoción en masa, que agravan aún más la situación geológica y aumentan los riesgos para la infraestructura y la seguridad de la comunidad. Estos problemas geotécnicos contribuyen a la inestabilidad del terreno, manifestándose en grietas, fisuras y hundimientos en las viviendas, afectando directamente la habitabilidad y seguridad de los residentes.

Para monitorear y gestionar eficazmente el diapirismo de lodo, es crucial realizar un análisis espacio-temporal utilizando herramientas tecnológicas avanzadas. El uso de software de Sistemas de Información Geográfica (SIG) como ArcGIS permite integrar y analizar estos datos de manera eficaz, mejorando la visualización espacial y temporal de las deformaciones del

terreno, la identificación de zonas de riesgo y la planificación de medidas de mitigación. Este enfoque integral es esencial para mitigar los impactos negativos en la infraestructura y la seguridad de la población, especialmente en áreas vulnerables como la vereda de Membrillal.

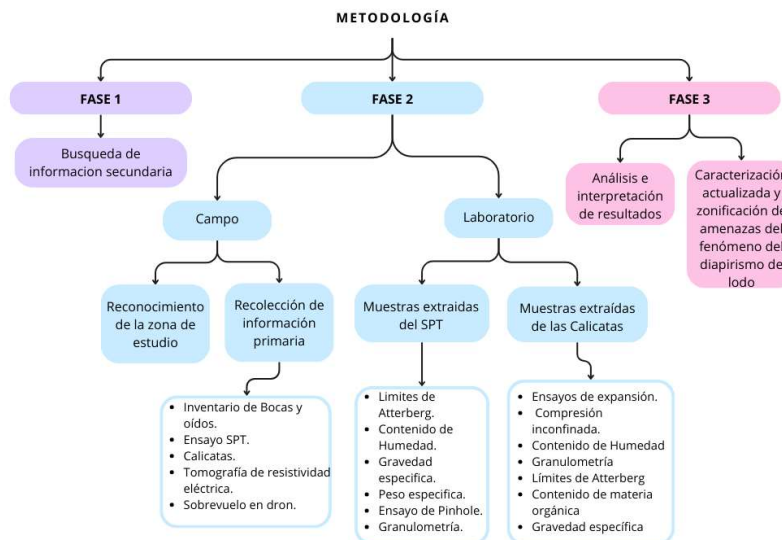
Objetivo general

Caracterizar y evaluar geológica, geotécnica y geomorfológicamente el fenómeno de diapirismo de lodo presente en la vereda de Membrillal, mediante información secundaria, perforaciones y ensayos geofísicos con el fin de generar un mapa de geoamenazas de la zona y un diagnóstico actualizado del fenómeno en donde se pueda observar la variación de este a través del tiempo.

Metodología

La metodología descrita se encuentra relacionada de la siguiente forma:

Figura 1. Metodología empleada en la investigación



Resultados

El análisis espacio-temporal del área de estudio, basado en información secundaria y topografía actualizada, reveló cambios significativos en la morfología del área de estudio. Se identificaron movimientos del terreno y deformaciones superficiales asociadas al diapirismo de lodos en diferentes periodos.

Las comparaciones topográficas indicaron una tendencia de elevación en las zonas afectadas, lo que coincide con la actividad diapírica documentada en la literatura. Los ensayos geofísicos, de campo (SPT) y de laboratorio permitieron definir las características físicas, químicas y mecánicas del terreno. Los ensayos geofísicos mostraron anomalías subterráneas que corresponden a estructuras diapíricas, mientras que los ensayos de campo proporcionaron datos sobre la resistencia y compacidad del suelo. Los análisis de laboratorio revelaron la

presencia de minerales expansivos y altos contenidos de materia orgánica, que influyen en el comportamiento mecánico del terreno.

Figura 2. Análisis de imágenes satelitales (2013, 2016, 2020, 2021, 2022, 2023)



Fuente: Tomado de Google Earth, 2024

El estudio realizado en la vereda de Membrillal, Cartagena, ha permitido identificar un aumento significativo en la actividad de los diapirismos de lodo, pasando de 3 bocas registradas en 2013 a 10 en la actualidad. Mediante la tomografía eléctrica y ensayos de penetración estándar (SPT), se logró mapear las áreas afectadas, evidenciando lodos a profundidades de hasta 10 metros y suelos con alta plasticidad. Los análisis geotécnicos revelaron la presencia de arcillas expansivas y una variabilidad considerable en la composición y propiedades del suelo, afectando su estabilidad. Estos resultados son clave para la planificación territorial y la gestión de riesgos en la región.

Referencias Bibliográficas

1. Kopf AJ. SIGNIFICANCE OF MUD VOLCANISM. Reviews of Geophysics [Internet]. 2002 May 1;40(2):2-1-2–52. Available from: <https://doi.org/10.1029/2000RG000093>
2. Carvajal J, Mendivelso D. Volcanismo de lodo del caribe central colombiano. 2017.
3. CARDIQUE. CONTRATO DE PRESTACIÓN DE SERVICIOS PROFESIONALES CELEBRADO ENTRE LA CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DEL CANAL DEL DIQUE-CARDIQUE-Y LA FUNDACIÓN PARA EL DESARROLLO SOSTENIBLE-DESPERTAR COMUNITARIO CONTRATO N° 217 / 12 INFORME DEFINITIVO_v1 TOMO I-MEMBRILLAL. 2013.

*Correspondencia: jarrietab2@unicartagena.edu.co

3.2 La práctica geotécnica en Colombia y la región latinoamericana

Afectación constructiva de pilotes preexcavados y fundidos en sitio por proceso de consolidación de arcillas

Autor: Gilberto Rodríguez Chavez¹

¹Consultor independiente en Ingeniería Geotécnica y Forense, Representante Legal Terratest Laboratorio de Suelos Rocas y Materiales S.A.S., Profesor Universidad del Valle, gilrodriguezch@gmail.com

RESUMEN

Una vez alcanzado el 85% de la construcción de pilotes preexcavados y fundidos en el sitio para un proyecto de vivienda, fueron detectadas anomalías en el concreto durante el proceso de descabece. Las anomalías consistieron en la contaminación del concreto con arena y lodos, la presencia de bolsas y trazas de arena en el cuerpo y en la superficie del cabezal de los pilotes y presencia de oquedades y lavado de la lechada en los 4.0 m superiores, afectando drásticamente la resistencia del concreto. Debido a lo anterior, todos los pilotes que presentaron anomalías debieron ser reemplazados por pilotes nuevos con la consecuente afectación del presupuesto en el ítem de cimentación y del cronograma de obra.

Los pilotes hacen parte del sistema placa- pilote recomendado en el estudio de suelos para la cimentación de edificios de 17 pisos, carentes de sótanos. Las cotas arquitectónicas del primer piso demandaron la construcción de rellenos de nivelación de hasta 2.0 m de espesor. El proyecto colinda con otro proyecto de similares características (dentro de ellas la cimentación sobre un sistema placa- pilote y el empleo de rellenos de nivelación), construido dos años atrás.

El objetivo del artículo es prevenir acerca de este tipo de situaciones, que deben ser consideradas en el marco de los estudios de suelos de proyectos con condiciones similares. Esto reducirá el riesgo de ocurrencia de este tipo de anomalías, los sobrecostos asociados y el desfase del cronograma que conllevan para los proyectos.

A continuación se resumen las evaluaciones y conclusiones producto de la consultoría geotécnica forense llevada a cabo para la identificación de la causa del fenómeno.

El subsuelo en el proyecto está conformado superficialmente por rellenos antrópicos de hasta 1.5m de espesor, subyacidos por arcillas limosas y limos arcillosos de consistencia blanda, normalmente consolidados que se extienden hasta 4.0 m de profundidad. Continúa la secuencia un estrato de arenas finas limosas sueltas a medianamente densas, subyacidas por limos arcillosos de consistencia blanda a media hasta 52.0 m de profundidad. El nivel freático se registró en la franja de 0.8-3.0 m de profundidad.

Como causa de la afectación de los pilotes se estableció la preexistencia de excesos de presión de agua en el estrato arenoso, favorecida por su confinamiento superior e inferior por estratos arcillolimosos de menor permeabilidad, de acuerdo con lo ilustrado en la Figura 1. La presión de agua en las arenas ocasionó flujos ascendentes de agua mezclada con arena a

través del concreto fresco de los pilotes recién fundidos, dando origen a las anomalías descritas anteriormente.

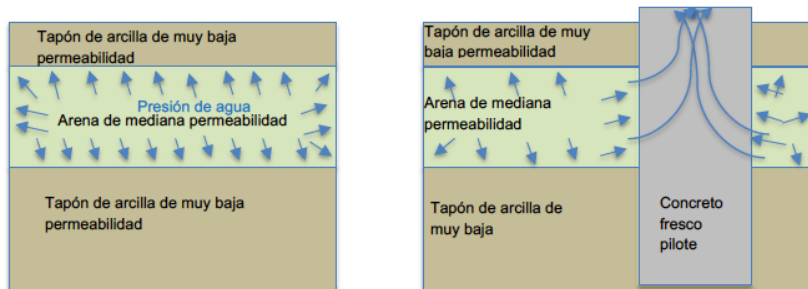


Figura 1. Condición anterior y durante el pilotaje. Fuente: Elaboración propia.

Dentro de las hipótesis con respecto al origen y preexistencia del exceso de presión de agua en las arenas, fueron evaluados los siguientes aspectos:

- ☐ Diferencia de cota entre el nivel del terreno en el proyecto con el nivel de aguas de un río cercano.
- ☐ Efecto de la sobrecarga estática y la compactación dinámica de los rellenos empleados para nivelación del terreno en el proyecto.
- ☐ Efecto de la cimentación sobre un sistema placa pilote y los rellenos del proyecto colindante con el proyecto afectado, terminado 2 años atrás.

Una vez realizados los análisis geotécnicos para evaluación de las hipótesis de causa consideradas, se concluyó que el exceso de presión de agua en el estrato de arenas fue producto del proceso de consolidación inducido por la presión aplicada al suelo por las placas de cimentación de los edificios y los rellenos de nivelación dispuestos 2 años atrás para el proyecto vecino. Para la validación de esta hipótesis fueron realizados cálculos del % de consolidación (asentamiento) alcanzado por los estratos arcillosos por efecto de las cargas del sistema placa pilote y los rellenos del proyecto vecino para la fecha de construcción de los pilotes (Figura 2). Las mediciones topográficas de asentamientos correlacionaron de forma aproximada con el % de consolidación (y de asentamiento) calculado de forma teórica.

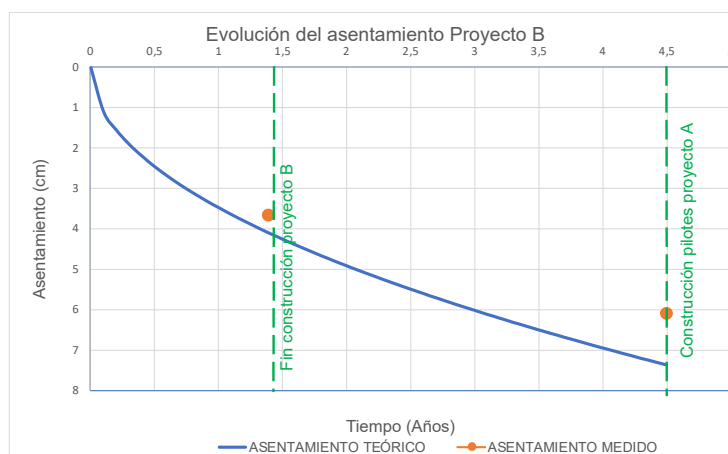


Figura 2

A partir del % de consolidación calculado fue determinado el orden de magnitud del exceso de presión de agua en el estrato arenoso, que fue el origen de las anomalías en los pilotes (Figura 3). El exceso de presión de agua calculado es del orden de 31 KN/m².

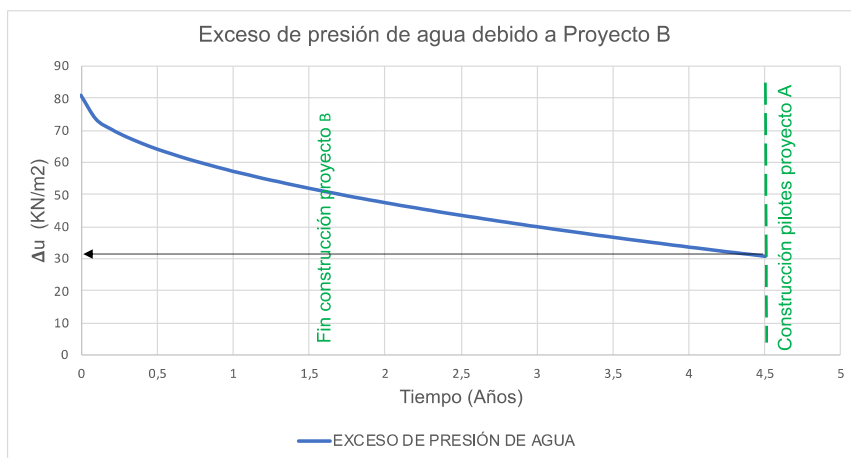


Figura 3

Los excesos de presión de agua en las arenas, producto del proyecto vecino descritos anteriormente, fueron incrementados en el año de construcción del proyecto afectado por la disposición y compactación con equipos vibratorios de los rellenos de nivelación.

Fue descartado el origen de dichas presiones de agua como consecuencia de la existencia de cotas más bajas en el proyecto con respecto a las cotas del nivel de aguas del río cercano.

*Correspondencia: Correo del autor a quien se le hará llegar la correspondencia

ESTUDIO DE LA ERODABILIDAD SUPERFICIAL DE UN SUELO TROPICAL, A PARTIR DEL ENSAYO DE INDERBITZEN

Angela Patricia Barreto-Maya¹, Laura Natalia Alegría-Mejía², Yamile Valencia-González³,
Andrea Ramírez-Aldana⁴, Oscar Echeverri-Ramírez⁵

¹Estudiante de Doctorado, Universidad Nacional de Colombia- Sede Medellín

²Estudiante de Maestría, Universidad Nacional de Colombia-Sede Medellín

³Profesora asociada, Universidad Nacional de Colombia- Sede Medellín

⁴Estudiante de pregrado, Universidad Nacional de Colombia- Sede Medellín

⁵Profesor asociado, Universidad Nacional de Colombia- Sede Medellín

1. Introducción

Los suelos tropicales son susceptibles a la degradación de sus propiedades físicas, químicas y biológicas debido a la erosión superficial provocada por factores naturales o antrópicos. Este proceso, implica el desprendimiento, transporte y sedimentación de partículas, generando un deterioro de sus características tales como textura, estructura, estabilidad de los agregados, contenido de materia orgánica, mineralogía, compactación y succión (Camapum de Carvalho et al., 2015), hasta el punto de influir en su resistencia y generar posibles movimientos en masa (Andreu et al., 1994). En Colombia, cerca del 40% de la superficie del país presenta erosión de ligera a muy severa, impactando sectores como la agricultura e infraestructura (IDEAM, U.D.C.A., 2015), tornándose relevante desde el ámbito geotécnico estudiar las afectaciones del suelo por dicho proceso. Existen diversas metodologías tanto directas como indirectas que buscan investigar esta problemática, entre ellas, el ensayo Inderbitzen. Este ensayo es una herramienta que permite a escala de laboratorio, cuantificar la pérdida de material y su transporte en respuesta a la escorrentía, simulando un proceso de erosión superficial (Thoma, 2022).

2. Zona de estudio

El área de estudio se localiza en la margen derecha de la Quebrada La Iguañá, en el centro-occidente de la ciudad de Medellín, departamento de Antioquía (Colombia). El punto de muestreo se encuentra a una altura de 1522 msnm, con coordenadas cartesianas 6°16'17.15"N y 75°35'25.94"O, sobre la formación geológica "Neis Micáceo de La Iguañá (Peni)" (Ingeominas, 1983), a cuatro metros de profundidad con relación a la superficie.

3. Metodología

Para el desarrollo de la investigación se emplearon muestras de suelo pertenecientes al horizonte IC de meteorización según los autores Deere & Patton (1971). Se realizaron ensayos de caracterización física y química tales como: granulometría por tamizado y por hidrómetro con y sin defloculante, (ASTM D422, 2002), límites de Atterberg (ASTM D4318, 2010), contenido de humedad (ASTM D2216, 2010), gravedad específica de los sólidos (ASTM D854, 2010), clasificación MCT (Miniatura Compactada Tropical Expedita), (DNER, 1994), ensayos de pH en agua y en cloruro de potasio (KCl) (ASTM D4972, 2019). Para determinar el nivel de erodabilidad, se ejecutan ensayos en el equipo Inderbitzen (1961) con pendiente constante ($S = 30^\circ$) - caudal variable ($Q = 30, 35$ y $40 \text{ cm}^3/\text{s}$), y caudal constante ($Q=30 \text{ cm}^3/\text{s}$) - pendiente

variable (15° , 30° y 45°). Los valores constantes de pendiente y caudal, se seleccionaron basados en que estos representan las condiciones más críticas para cumplir con flujo uniforme en régimen supercrítico.

4. Resultados y discusión

De acuerdo con la caracterización física y química, el suelo estudiado corresponde a una arena limosa (SM) según el Sistema Unificado de Clasificación (U.S.C.S), y con base en el ensayo MCT a una arena limosa saprolítica (NA'). Presenta un contenido del 51.4% de arena, con bajo porcentaje de agregaciones (5.6%) y plasticidad nula. Desde el punto de vista químico, es un suelo básico con predominio de arcillominerales en su estructura y con tendencia a dispersar, según el cálculo del Punto de Carga Cero (PZC = 5.41).

La Figura 1 presenta los resultados de los ensayos Inderbitzen, donde se evidencia la relación entre los valores obtenidos de pérdida de suelo y tensión cortante hidráulica (T_h), así como la pendiente generada por la línea de tendencia entre dichos parámetros, que corresponden al coeficiente de erodabilidad del suelo (K). De acuerdo con la metodología propuesta por Bastos (1999), para ambas simulaciones se observa un coeficiente K mayor a 0.1 ($\text{g}/\text{cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$), clasificando al material como de “Alta” erodabilidad.

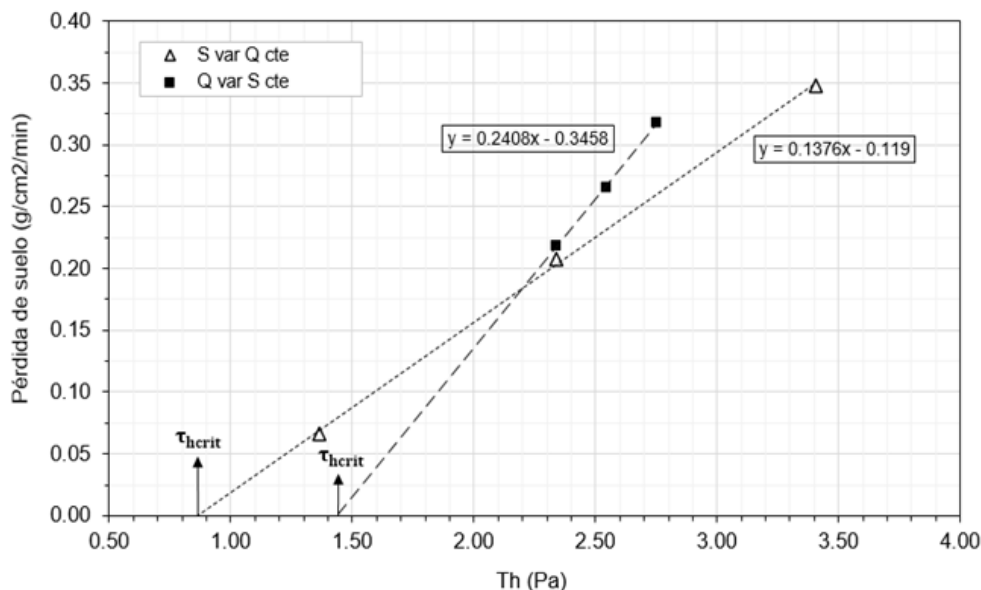


Figura 1. Gráfico para cálculo de K

Con respecto al tamaño de partículas desprendidas, para ambas simulaciones la mayoría de material movilizado corresponde a fracción arena (entre el 55-68%). Para el caso de ensayos con caudal constante y pendiente variable, se generaron cortantes hidráulicas entre 1.37 Pa y 3.45 Pa. A medida que se aumentaron las pendientes (15° , 30° y 45°), el volumen de sólidos erosionados respecto al volumen total fue mayor, con valores del 5%, 14% y 18%, respectivamente. Por otra parte, para las simulaciones de pendiente constante y caudal variable, a medida que se aumentó el caudal, se generaron cortantes hidráulicas entre 2.34 Pa y 2.75 Pa, con volúmenes de sólidos erosionados variando entre un 12% y 17%.

5. Conclusiones

El ensayo de Inderbitzen es una prueba de laboratorio que evidencia la relación directa tanto de la pendiente del terreno, como del caudal en la erodabilidad de un suelo, ya que al aumentar alguna de estas variables, el esfuerzo cortante hidráulico se incrementa, favoreciendo el arranque y la movilización de las partículas. Se resalta que, las variaciones de caudal tienen mayor relevancia al arrojar valores de erodabilidad K superiores.

La metodología del ensayo Inderbitzen aplicada en el presente trabajo demuestra ser una herramienta simple y de bajo costo que permite simular a nivel de laboratorio de procesos de erosión superficial. Sin embargo, es importante tener en cuenta propiedades geotécnicas, como la relación de vacíos, en la determinación de la erodabilidad (Valencia-González et al., 2024).

6. Referencias

- Andreu, V., Rubio, J. L., Forteza, J., & Cerní, R. (1994). Long term effects of forest fires on soil erosion and nutrient losses. Soil erosion as a consequence of forest fires. Geoforma Ediciones, Logroño, p. 79-90.
- Deere, D.U., & Patton F.D. (1971). Slope stability in residual soils. En Proc., Fourth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico. Vol. 1, p. 87-170.
- ASTM D422. (2002). Standard test method for particles size analysis of soil.
- ASTM D4318-10. (2010). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils.
- ASTM D854-10. (2010). Standard test methods for specific gravity of soil.
- ASTM D2216-10. (2010). Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass.
- ASTM D4972-19. (2019). Standard test method for pH of soils.
- Bastos, C. (1999). Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados. Tese de Doutorado em Engenharia, Programa de PósGraduação em Engenharia Civil - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre/RS, 298p.
- Camapum de Carvalho, J; Bueno da Fonseca, F., dos Santos, F., Barbosa, M. C., Godim, R. M., & Moreira, W. (2015). Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. In Solos não saturados no contexto geotécnico, São Paulo, p. 39–74. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>.
- DNER. (1994). ME 228: Solos – compactação em equipamento miniatura. Brasil: DNER.
- IDEAM, U.D.C.A. (2015). Síntesis del estudio nacional de la degradación de suelos por erosión en Colombia - 2015. IDEAM - MADS. Bogotá D.C, Colombia, 62p.
- Inderbitzen, A.L. (1961). An erosion test for soils. Materials Research & Standards, Philadelphia, v.1, n.7, p. 553–554.
- Ingeominas. (1983). Geología de la Plancha 146 Medellín Occidental. Ministerio de Minas y Energía.

Thoma, A. C., Tassinari, D., Prat, B. V., Fernandes, J. S. C., & Silva, A. C. (2022). Erodibilidade de Neossolo Litólico pelo ensaio de Inderbitzen modificado e eficiência de blocos de solo-cimento para controle da erosão hídrica. Engenharia Sanitaria e Ambiental, Vol 27, p. 511-522.

Valencia-González, Y., Alegría-Mejía, L. N., Barreto-Maya, Á. P., Bravo-Sierra, S., & Arango-Aguilar, J. P. (2024). Effect of void ratio on soil erodibility. Case Studies in Chemical and Environmental Engineering, Vol 10, 100904. <https://doi.org/10.1016/j.cscee.2024.100904>

*Correspondencia: apbarret@unal.edu.co

Caracterización mecánica de bimsoil no cementados a partir de muestras virtuales, considerando el efecto del porcentaje volumétrico de bloques (PVB), forma y resistencia de los bloques

Autores: Jorge Andres Palacios Tovar^{1*}, Melissa Parra Obando²

¹Ingeniero Geomecánico, Aris Mining Segovia, jpalacios9326@gmail.com

²Ingeniero Civil, Universidad de Medellín

La mezcla de suelo-roca (S-RM) es un material geológico complejo y heterogéneo que se encuentra ampliamente distribuido en áreas montañosas. La S-RM está compuesta de bloques de roca de alta rigidez con diferentes tamaños y un suelo de matriz de resistencia débil con partículas de grano fino. Las investigaciones indican que los tamaños de bloque en bimrocks / bimsoils variaban de centímetros a metros, y el contraste de resistencia entre bloques y la matriz dada por $\tan \phi_{\text{bloque}} / \tan \phi_{\text{matriz}} \geq 1.5-2.0$. (Wang, y otros, 2020), (Medley & Rehmann, 2004).

La resistencia al corte de los bimsoil consideró la mecánica de rocas, suelos y el comportamiento mecánico en función de la proporción volumétrica de bloques (PVB), con confinamiento suficientemente alto, las superficies de falla pueden penetrar bloques independientemente del contraste mecánico entre bloque y matriz. (Campos, 2016)

Basados en lo anterior, los bimsoil o materiales geológicos intermedios tienen propiedades distintas a los macizos rocosos y a los suelos homogéneos, en algunos aspectos podría decirse que tienen propiedades intermedias, en particular no hay consenso en la resistencia al cortante evaluada en términos de un modelo constitutivo. (A. Kalender, 2014).

Este trabajo investiga la influencia de las características de los bloques en la resistencia al corte de la S-RM. La investigación se centra en verificar la influencia de la proporción volumétrica de los bloques (PVB), las resistencias y la geometría de los bloques. Los resultados de la investigación pueden ayudar a desarrollar criterios para el diseño geotécnico de la S-RM que involucren tanto los bloques como la matriz. En la figura 1, se muestra un ejemplo de Bimsoil de la región Antioqueña.

La metodología propuesta simula ensayos de compresión triaxial de bimsoils virtuales considerando variables como la forma, resistencia y la proporción volumétrica de bloques (PVB), utilizando el método de elementos finitos en el software RS3 para obtener el ángulo de fricción y la cohesión (ϕ y c). La metodología se divide en cinco etapas: definición del medio y geometría de los bloques, generación de la probeta virtual, proceso de mallado, determinación de condiciones de frontera y falla, y cálculo de parámetros de resistencia ϕ y c . Inicialmente, se generan posiciones aleatorias de esferas y cubos, debido a que son formas de alto contraste entre sí y con volúmenes conocidos, variando entre el 1%, 2% y 5% del volumen total del espacio cúbico predefinido, los bloques no deben traslaparse. Para la generación se usó código desarrollado en Python. No hay interfaz entre los bloques y la matriz.

El diseño de este experimento es un diseño factorial completo, los factores y los niveles son los siguientes: PVB: porcentaje volumétrico de bloques. Los niveles son 0%, 20%, 35%, 50% y 65%. Forma de bloque: forma geométrica del bloque de concreto. Los niveles son cúbico y esférico. Resistencia: resistencia a la compresión de los bloques. Los niveles son 14 MPa, 21 MPa y 28 MPa.

En el caso de los Bimsoils no cementados, se aplicará el modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb para la matriz y los bloques. Además, se experimentará con el comportamiento elastoplástico para los

efectos de falla y se utilizará un criterio de falla por deformación máxima del 5%, nivel al que se evaluarán los parámetros de resistencia.



Figura 1. (Izq.) Ejemplo de Bimsoil, bloques de granodiorita redondeados en matriz areno-arcillosa, Segovia - Antioquia. (Der.) Ejemplo de Bimsoil, bloques de granodiorita redondeados en matriz arenosa, Maceo - Antioquia, 2023. Fuente: el autor.

En cuanto a los resultados, la figura 2, ilustra como el ángulo de fricción interna de la muestra se incrementa con el aumento del PVB. Para un PVB de 0%, que corresponde a la matriz de suelo, los valores son ligeramente superiores en comparación con los valores introducidos al modelo (cohesión de 11.5 kPa y ángulo de fricción de 30°). No obstante, para bloques cúbicos y esféricos, los valores son comparables. A partir de este punto, se observa un aumento sustancial en el ángulo de fricción, siendo más pronunciado para las muestras con bloques cúbicos. En la figura 2, también se examina la influencia de la Proporción Volumétrica de Bloques (PVB) en la cohesión de las muestras. Se observa que la cohesión aumenta proporcionalmente al incremento del PVB. Para un PVB del 0% que corresponde a la matriz de suelo, los valores son superiores en comparación con los valores introducidos al modelo (cohesión de 11.5 kPa y ángulo de fricción de 30°). Sin embargo, para bloques cúbicos y esféricos los valores son comparables. A partir de este punto, se produce un aumento en el valor de la cohesión, manteniéndose similares para las muestras con bloques cúbicos y esféricos hasta un PVB de 35%. Para las muestras con bloques esféricos a partir de 35% observa un incremento significativo mayor en el valor de la cohesión en comparación que los bloques cúbicos. La resistencia de los bloques ejerce una influencia más destacada sobre la cohesión, manifestando variaciones menores en distintos ensayos y para geometrías de bloques tanto esféricos como cúbicos.

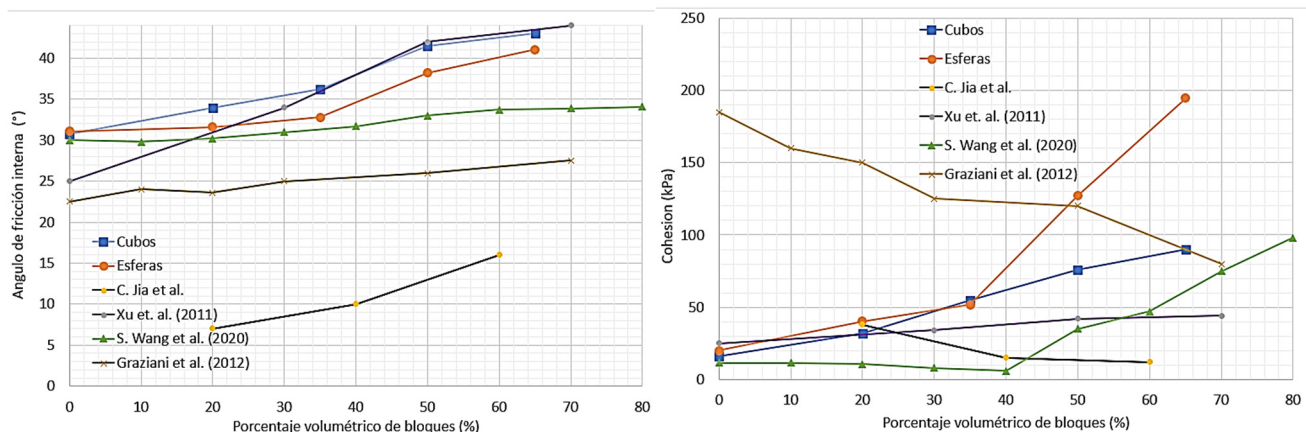


Figura 2. Ángulo de fricción interna (izquierda) y cohesión (derecha) para diferentes valores de PVB, análisis comparativo. (Kalender, et al., 2014) (Jia, et al., 2021) (Medley & Rehmann, 2004) (Napoli, et al., 2022) (Wang, et al., 2020) (Jia, et al., 2021). (Xu, et al., 2011).

Como conclusiones se tienen:

La forma de los bloques influye sobre la resistencia al corte en términos de la fricción, los resultados indican que formas cubicas generan un incremento de al menos 3° en el ángulo de fricción en comparación con los bloques de forma esférica y es congruente para los mismos niveles de PVB. Sin embargo, es claro que la resistencia de los bloques no es un factor que afecte de forma significativa la magnitud del ángulo de fricción. Las curvas obtenidas para el ángulo de fricción son consistentes con las obtenidas por otros autores.

La forma de los bloques no influye sobre la resistencia al corte en términos de cohesión para PVB menores a 35%, a partir de 35% PVB superiores la forma esférica generan un incremento importante en la magnitud de la cohesión; como en el caso de la fricción, la resistencia de los bloques no es un factor que afecte de forma significativa la magnitud de la cohesión. Las curvas obtenidas para la cohesión los resultados son consistentes con las obtenidas por otros autores para PVB menores a 30%, para valores superiores de PVB la magnitud de la cohesión no es consistente y tiene alta variabilidad como se muestra en la figura 2.

El PVB es un parámetro más significativo para los parámetros de resistencia mecánica, lo cual coincide con otras investigaciones referidas, para el ángulo de fricción y la cohesión como conjunto, sin embargo, al realizar los análisis estadísticos, se encontró que la Resistencia a la Compresión Uniaxial (UCS) también puede contribuir debido a su nivel de significancia, aunque su comportamiento no es lineal para muestras con bloques esféricos. Con un mayor número de ensayos, es posible revisar la UCS como predictor.

La forma de los bloques tiene un impacto en los parámetros de resistencia, formando dos grupos diferentes. Esto se puede explicar por la fricción. Sin embargo, no se evaluó la fricción entre el suelo y el bloque, lo cual podría alterar los resultados.

Referencias

- A. Kalender, H. S. (2014). An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. *Engineering Geology*.
- Auvinet-Guichard, G. (2013). Método del elemento finito estocástico en geotecnia. *Ingeniería Investigación y Tecnología*.
- Campos, D. (2016). Influencia del tamaño y bajas proporciones de bloques en los parámetros de resistencia de Bimsoils no cementados.
- Campos, D., Ramos, M., & Prada, L. (2018). *REVISTA TECNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DEL ZULIA*.
- Medley, E. W., & Rehmann, P. F. (2004). Characterization of Bimrocks (Rock/Soil Mixtures). *PROCEEDINGS: EUROCK 2004*.
- Napoli, M., Milan, L., Barbero, M., & Megley, E. (2022). Investigation of Virtual Bimrocks to Estimate 3D Volumetric Block Proportions from 1D Boring Measurements. *Geosciences*, 1.
- Wang, S., Li, Y., Gao, X., Xue, Q., Zhang, P., & Wu, Z. (2020). Influence of volumetric block proportion on mechanical properties of virtual soil-rock mixtures. *Engineering Geology*, 1.

Geocaracterización de Residuos para Monitoreo de Estabilidad Geotécnica

Juan Daniel Moya IC, MSc.
Gerente Técnico, SAICON SAS.

1. Resumen

El presente artículo muestra los resultados una extensiva campaña de exploración geotécnica realizada sobre diferentes zonas de un relleno sanitario localizado en Bogotá. Se realizaron ensayos de piezocono (CPTu), ensayos sísmicos de MASW y MAM, mediciones de H/V, ensayos de disipación y múltiples mediciones de presiones al interior de la masa de residuos mediante piezómetros de hilo vibrátil. La información de las mediciones se emplea para estimar parámetros de resistencia, parámetros de rigidez, parámetros dinámicos y estado de presiones en las diferentes zonas de disposición analizadas.

2. Introducción

Evaluar la estabilidad de rellenos sanitarios es una tarea desafiante para la ingeniería geotécnica, pues los residuos sólidos son materiales muy particulares cuyas propiedades mecánicas son variables en el tiempo y muy difíciles de estimar dada la composición misma de éstos. Debido a la gran heterogeneidad de los materiales, se hace muy difícil realizar ensayos convencionales empleados en suelos o rocas para conocer sus propiedades mecánicas, y por esta razón muchas veces se acude a los retro análisis como alternativa para obtener parámetros mecánicos, sin embargo, muchas veces no se cuenta con dicha información para poder realizar geocaracterización. En Colombia se han realizado algunos estudios para poder estimar parámetros mecánicos de residuos sólidos, entre los cuales se destacan los trabajos presentados por (Espinoza & Gonzalez, 2001), (Caicedo, et al., 2002), quienes presentan datos obtenidos de ensayos mecánicos realizados sobre residuos sólidos en el relleno de Doña Juana. Estos estudios han sido referentes en el marco de la ingeniería nacional para el diseño de rellenos sanitarios, cuya información es empleada hoy día para realizar los análisis de ingeniería.

El presente estudio muestra los resultados de una campaña de exploración conformada por 325 metros lineales de penetración con piezocono (CPTu), distribuidos en 22 sondeos, 14 mediciones sísmicas que fueron procesadas mediante técnica de dispersión de ondas de superficie (MASW y MAM), 14 mediciones de Nakamura (HVSr) y más de 30 horas de ensayos de disipación realizados sobre residuos de diferentes edades. Adicionalmente se cuenta con el registro de más de 300 sensores de presiones instalados en residuos a diferentes profundidades. Los datos obtenidos fueron comparados con datos publicados en otros rellenos sanitarios del mundo, y los resultados de la caracterización fueron empleados para realizar análisis de estabilidad bajo condiciones estáticas y de sismo usando metodologías basadas en umbrales de desplazamientos permanentes acumulados para estimar la acción sísmica.

3. Interpretación de Datos de Piezocono (CPTu)

Se aplicó el sistema de clasificación propuesto por (Robertson, 2010) con el fin de poder comparar el comportamiento de los residuos con el de algún suelo típico, en términos de las resistencias por fricción y por punta. Los resultados de las mediciones muestran que, aunque los residuos sólidos tienen gran heterogeneidad respecto a los componentes constitutivos, se comportan mecánicamente dentro de un rango muy limitado. De la clasificación obtenida se observa que el comportamiento de la penetración de la sonda evidencia combinaciones de resistencia por fricción y punta que son similares a las que se obtienen en materiales granulares tipo limos y arenas (zona 4 y zona 5 de la clasificación propuesta por (Robertson, 2010). Los resultados obtenidos en las mediciones son consistentes con mediciones reportadas en otros rellenos sanitarios del mundo (Ramaiah & Ramana, 2014).

Los datos de mediciones de presiones de poros (U_2) obtenidas en el CPTu mostraron resultados muy interesantes para entender y plantear los modelos de presiones al interior de la masa de residuos. Por un lado, se observaron las tendencias de los registros de presiones, los cuales mostraron dos aspectos de importancia, el primero es que existe una zona de aireación que es de aproximadamente 5.0m en la cual no se registran incrementos de presiones importantes. A partir de los 5m los valores de presiones comienzan a mostrar tendencias crecientes de presión con la profundidad. El segundo aspecto de relevancia se observa cuando se comparan los registros de presiones (U_2) con las presiones de equilibrio (U_0) alcanzadas al final de los ensayos de disipación. Una vez se disipa el exceso de presiones generados por la penetración de la sonda, se aprecian las tendencias reales de la generación de presiones con la profundidad, observando tendencias aproximadamente lineales, cuyas pendientes son dependientes de la edad del domo. Las pendientes obtenidas son generalmente mucho menores a las esperadas para una condición hidrostática, y son representativas del “Lixigas” que se genera al interior de la masa, una combinación de líquido y gas que hace mucho más ligero el fluido interno en los residuos. En domos maduros con mucho tiempo de disposición este parámetro es menor y en los domos recientes donde hay mucha mayor producción de lixiviado este parámetro es mayor. Los resultados obtenidos muestran claramente esta dependencia.

Finalmente, los registros de CPTu fueron procesados para obtener parámetros de resistencia en función de los ángulos de fricción y las cohesiones esperadas, aplicando una metodología de ajuste en el espacio p' - q y empleando correlaciones publicadas internacionalmente para suelos tipo limos y arenas en función del CPTu. Los resultados muestran ángulos de fricción medios en el rango entre 32 - 36° y cohesiones aparentes en el rango entre 11 kPa y 13 kPa. Debido a la gran cantidad de información se pudieron realizar análisis estadísticos y evaluar rangos de variación para análisis probabilista de estabilidad. Los datos obtenidos fueron comparados con otros datos publicados internacionalmente (Ordoñez & Villarraga, 2007), (Espinoza & Gonzalez, 2001), (Kavazanjian, Matasovic, Bonaparte, & Schmetmann, 1995).

4. Ensayos Sísmicos MASW, MAM y HVSr

Se realizaron líneas sísmicas que fueron procesadas por técnicas de dispersión de ondas de superficie para obtener perfiles de velocidad de onda de corte (V_s). Los resultados permiten

concluir que en efecto la velocidad es creciente con la profundidad iniciando con valores cercanos a los 100m/s y aumentando de forma potencial con la profundidad hasta valores cercanos a los 250m/s a los 45m de profundidad. Comparando los perfiles en zonas con residuos más maduros y zonas con residuos más recientes se pudo observar que los residuos recientes presentan menores valores de velocidad, asociado a los mayores contenidos de humedad y material orgánica.

Finalmente se realizaron mediciones de Nakamura, para medir los periodo fundamentales de vibración en los diferentes vasos de disposición. Se encontraron curvas H/V muy claras y consistentes que evidenciaban el modo fundamental de vibración de cada zona. Los periodos de vibración correlacionan bastante bien con la profundidad de los domos de disposición, y los modelos 1D funcionan adecuadamente para pendientes de disposición 3H:1V o más tendidas. Las curvas calibradas reportan valores medios de Vs en el rango entre 120m/s y 175m/s dependiendo de la edad de los residuos dispuestos en cada vaso.

5. Conclusiones

Se presentan los resultados de una campaña de exploración geotécnica con diferentes técnicas para realizar la geocaracterización de residuos sólidos. Las metodologías propuestas muestran resultados acordes con reportes de mediciones similares en otros rellenos sanitarios y permiten establecer parámetros objetivos que involucren varios aspectos del comportamiento mecánico particular de estos materiales. El estudio puede ser un referente para poder plantear métodos de exploración que permitan obtener parámetros objetivos en residuos sólidos.

6. Referencias

- Caicedo, B., Yamin, L., Giraldo, E., Coronado, O., & Soler, N. (2002). Geomechanical Properties of Municipal Solid Waste in Doña Juana Sanitary Landfill. Bogotá.
- Espinoza, A., & Gonzalez, A. (2001). La acumulación de basuras como material geotecnico II: Comportamiento de las basuras. *Revista de Ingeniería Universidad de los Andes*, 14(1), 56-70.
- Kavazanjian, E. J., Matasovic, N., Bonaparte, R., & Schmetmann, G. R. (1995). Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis. *Geoenvironment 2000*, 1126-1141.
- Ordoñez, C. A., & Villarraga, M. (2007). Resistencia al corte de residuos solidos urbanos: estado del arte. *Revista Politécnica No 5*, 113-121.
- Ramaiah, B. J., & Ramana, G. V. (2014). CPTu at a municipal solid waste site in Delhi, India. *3th Int. Conf. Symp. on Cone Penetration Testing.*, 1083-1091.
- Robertson, P. K. (2010). Soil Behaviour Type from the CPTu: an update. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*. Huntington Beach.

Efectos de los análisis temporales en la definición del mejoramiento de suelos con mechas drenantes en arcillas del lacustre 500 de la ciudad de Bogotá

Autores: Juan C. Viviescas^{1*}, Julian D. Osorio^{2*} & Carlos M. Franco³

¹Jefe de Diseño Geotécnico, Double C Designs by Concreto

²Ingeniero de diseño geotécnico, Double C Designs by Concreto.

³Coordinador de diseño geotécnico, Double C Designs by Concreto.

Uno de los aspectos más determinantes de la geotecnia es entender que los suelos son uno de los materiales más variables de la naturaleza. Esta variabilidad no solo comprende las propiedades mecánicas, sino también los cambios en el comportamiento a lo largo del tiempo, tales como la erosión, saturación, actividad antrópica y procesos de consolidación. Este último es uno de los procesos de mayor complejidad y cuya predicción es especialmente relevante en los procesos de mejoramiento de suelos. En los diferentes proyectos de infraestructura sobre suelos blandos existe la constante discusión sobre cuál es el mejor método de mejoramiento de suelo a la luz del servicio de las recomendaciones geotécnicas. Tradicionalmente, el mejoramiento de suelos se ha centrado en la resistencia y compresibilidad del suelo y su influencia en la magnitud de la consolidación (asentamiento total). Sin embargo, a menudo se pasan por alto los análisis temporales de los efectos de la solución durante la construcción, al final de la construcción y al final del servicio de los proyectos, lo cual juega un papel importante en la definición del mejoramiento de suelo. Este artículo evalúa los efectos temporales de la implementación del mejoramiento de suelos con mechas drenantes en un patio conformado en un terraplén sobre arcillas del lacustre 500 de la ciudad de Bogotá. Los resultados evidencian una alta efectividad de las mechas en términos de la magnitud y el porcentaje de consolidación. Sin embargo, al analizar los efectos temporales, se evidencia que la efectividad de la consolidación afecta las condiciones de servicio del patio

Referencias

- [1] Griffiths, D. V., G. A. Fenton, and N. Manoharan. (2002). "Bearing capacity of rough rigid strip footing on cohesive soil: Probabilistic study." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 128 (September): 743–755. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:9\(743\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:9(743)).
- [2] Long, R. P. (1986). *Wick Drains-An Overview*. Transportation Research Circular., Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, (309).
- [3] Davie, J. R.; Lewis, M. R.; and Young, L. W. Jr. (1988). "Accelerated Consolidation of Soft Clays Using Wick Drains". *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 2. <https://scholarsmine.mst.edu/icchge/2icchge/icchge-session5/2>

- [4] Landau, R. E., Lamie, M. C., & Modeer, V. A. (2001). Wick drain research at an Illinois project site. In *Soft Ground Technology* (pp. 259-269).
- [5] Juan C. Viviescas, Juan P. Osorio, Cesar Pastén, (2021). "Geological influence on the index properties variability and shear strength probability density functions". *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 2021;; 54 (4): qjegah2020-093. doi: <https://doi.org/10.1144/qjegah2020-093>
- [6] Viviescas, J. C., Mattos, Á. J., & Osorio, J. P. (2020). Uncertainty quantification in the bearing capacity estimation for shallow foundations in sandy soils. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 15(3), 182-195. <https://doi.org/10.1080/17499518.2020.1753782>

*Correspondencia: jviviescasr@conconcreto.com

MODELACIÓN DE PRUEBAS DE CARGA Y EVALUACIÓN DE DIFERENTES METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DE PILOTES HINCADOS EN ARENAS MEDIANTE LICUACIÓN INDUCIDA (CASO TUMACO)

Autores: Nancy Ivonne Lagos Bravo^{1*}, Hugo Coral Moncayo^{2*}, Manolo Galván Ceballos^{2*}

¹Ing civil consultora, DC Diseños y Construcciones SAS

²Profesor de la Universidad de Valle

El trabajo se desarrolló básicamente en dos partes, la primera consistió en la caracterización físico-mecánica de las arenas detectadas en los tres sectores de estudio del municipio de Tumaco: Coliseo Panamá Herrera, Centro de Desarrollo infantil y Restaurante Entremares o El Puente. Posteriormente, aplicando las diferentes metodologías analíticas, se calculó la capacidad de carga estática tanto para pilotes hincados como para pilotes barrenados o pre-exacavados en arenas, así como sus asentamientos.

Para la primera parte se hizo un análisis comparativo de las pruebas de carga vs. cálculo de capacidad de carga, para la interpretación de los ensayos de carga se empleó la representación gráfica del criterio de carga última de Davisson (1972,1975). El cálculo de los asentamientos también se chequeó con los permisibles.

Una segunda parte se encaminó en modelar en el programa de elementos finitos MIDAS GTS-NX (licencia de tesis) las pruebas de carga estática a compresión ejecutadas a pilotes hincados por el método de licuación inducida con sonda, realizadas en los tres sectores mencionados. Para tal fin se emplearon cuatro modelos constitutivos: Mohr Coulomb, Mohr Coulomb modificado, Duncan Chang y Hardening Soil. A partir de las curvas carga vs. deformación resultantes de los modelos, se establecieron las respectivas correlaciones para comparar y validar el método que mejor se ajusta a las pruebas realizadas in situ.

El análisis de resultados se enfocó en un análisis estadístico, estableciendo una comparación de los modelos constitutivos para determinar el que mejor representa las pruebas de carga “in situ”. Para tal fin se empleó la herramienta computacional STATGRAPHICS 18 – X64 (Licencia de prueba). Dicho análisis se hizo para los 4 modelos constitutivos aplicados a cada sector de estudio.

Con el desarrollo del estudio expuesto anteriormente fue posible identificar el modelo constitutivo y las metodologías analíticas que mejor representan el procedimiento no convencional del hincado de pilotes en arenas mediante licuación inducida con sonda. Cabe anotar que este método se ha convertido históricamente en la alternativa más viable para la construcción de las diferentes estructuras en el municipio de Tumaco.

De acuerdo con lo anterior, al revisar las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de la modelación, que se observan en las Figuras 1 y 2, se muestra la mayor aproximación de la curva del modelo Duncan-Chang respecto a la de campo, luego, se tiene que este modelo es

el que mejor representa los resultados obtenidos en la prueba de carga para el sector del restaurante.

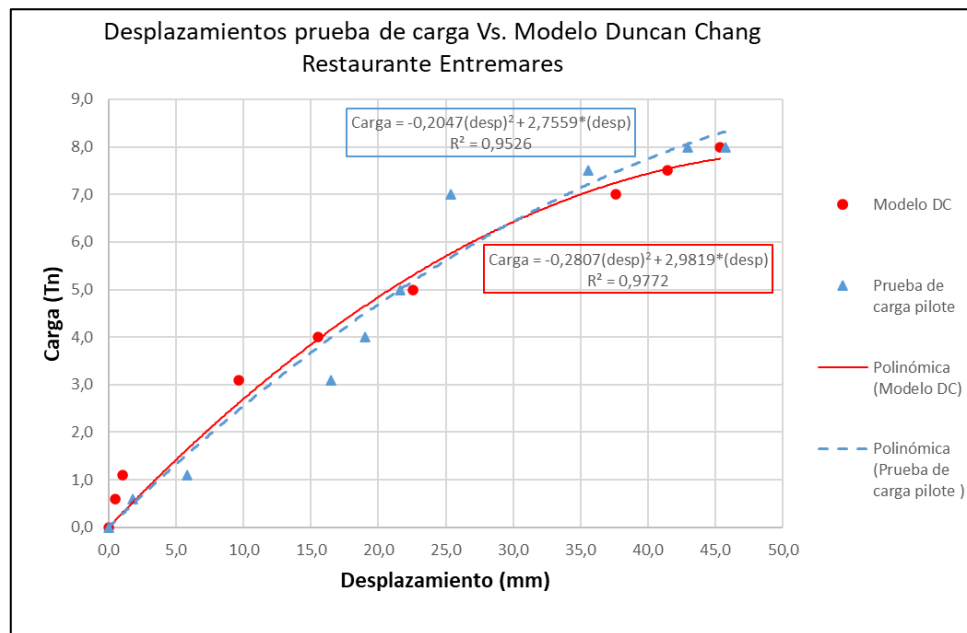


Figura 1. Curvas de desplazamiento prueba de carga Vs. modelo Duncan Chang – Restaurante Entremares. Fuente: propia.

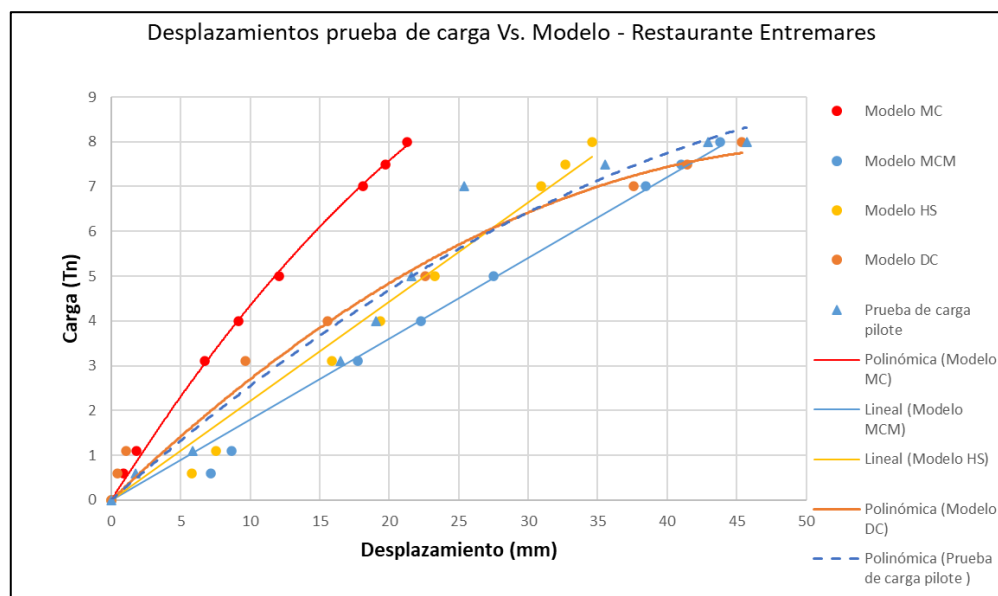


Figura 2. Curvas de desplazamiento prueba de carga Vs. modelos constitutivos – Restaurante Entremares. Fuente: propia.

Al realizar el análisis de las metodologías analíticas, se deduce que las metodologías para pilotes hincados son las más indicadas al calcular la capacidad de carga para pilotes hincados mediante sonda con agua a presión. En ese orden de ideas, las metodologías más aproximadas al criterio de carga última (Qult) y desplazamientos son Meyerhof y Nordlund.

Referencias

1. Alcaldía de Tumaco. (2022). *El Municipio* . <http://www.tumaco-narino.gov.co/>.
2. Atkinson,J. (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations*. New York.
3. Bowles,J. (1996). *Foundation analysis and design*. México: McGraw-Hill.
4. Braja,M. (1999). *Principios de ingeniería de fundaciones. (4ª Ed.). International*. México: Thomson Editores.
5. Budhu,M. (2010). *Soil Mechanics and Foundations*. Texas: John Wiley & Sons.
6. Coral,H. (2014, 2015, 2017). *Pruebas de carga realizadas en el municipio de Tumaco* . Tumaco.
7. Duncan, J., & Chan. (1970). Non linear analysis of stress and strain in soil”, Division: American society of Civil Engineers. *J. of Soil Mech. and Foundations*, 96(SM): 1629-1653.
8. García - Núñez, J. (2007). *Análisis comparativo del fenómeno de licuación en arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)*. España: Universidad Politécnica de Cataluña. <https://www.tdx.cat/handle/10803/6249#page=1>.
9. García Núñez, J.R. (2007). *Análisis comparativo del fenómeno de licuación en arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)*. Universidad Politécnica de Cataluña. España: Universidad Politécnica de Cataluña.
10. González, A. (1999). *Estimativos de Parámetros efectivos de resistencia con el SPT*. Bogotá: X Jornadas Geotecnicas de la Ingenieria Colombiana.
11. Hansen . (1970). *Capacidad de carga* . Texas.
12. Kramme,S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Texas.
13. Lambe,T., & Whitman. (1969). *Soil Mechanics*. USA.
14. Meyerhof . (1976). *Capacidad portante y asentamiento de pilotes de cimentación*. Texas.
15. Midas. (2022). *Programa para modelación en 3D*.
16. Midas S.A.S. (2019). *Manual del usuario*. Texas.
17. Nieto,A., Camacho,J., & Ruiz,E. (2009). Determinación de parámetros Para Los Modelos Elastoplásticos Mohr-Coulomb Y hardening soil en suelos arcillosos. *Revista Ingenierías*

Universidad de Medellín, 8(15), 75-91.

18. Nordlund, A. (1963). Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils, ASCE. *Journal of the Soil Mechanics*.
19. O'Neill & Reese. (1994). *Predicción de la capacidad portante de grandes pilotes perforados en suelos no homogéneos utilizando el método de elementos finitos 3D*. Mexico.
20. Obrzud, R. (2010). *On the use of the hardening soil small strain model in geotechnical practice. Numerics in Geotechnics and Structures*. Zimmermann Th: Truty, A. & Podkes, K. (eds).
21. Salgado. (2006). *The Engineering of Foundations*. McGraw-Hill. Mexico: McGraw-Hill.
22. Salgado, D. (2006). *Pilotes de no desplazamiento*. México: Trillas .
23. Sepi, D., . (2020). Comparativa de asentamientos por métodos analítico, numérico y experimental en un pilote de acero en zona de transición - XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica. *Sociedad Mexicana De Ingeniería Geotécnica*.
24. Sioi., & Fukui. (1982). Aplicación del valor N al diseño de cimientos en Japón. En Verruijt, *Actas del segundo simposio europeo sobre pruebas de penetración - Amsterdam* (pág. 211). Amsterdam.
25. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (1983). *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*. México : Universidad Nacional Autónoma de México.
26. Statgraphics. (2022). *Manual del usuario*. .
27. Terzaghi . (1943). *Capacidades de carga*. Texas: Trillas.
28. Vesic, A. (1977). *Design of Pile Foundations*. Transportation Research Board. Washington: National Research Council.
29. Vintimilla, C., & Ávila, L. (2016). Análisis de modelos constitutivos para representar el comportamiento de los suelos del Sector las Orquideas de la Ciudad de Cuenca, Ecuador. *Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco*.

*Correspondencia: nanylagos@yahoo.es

Compresibilidad de los suelos derivados de cenizas volcánicas en estado parcialmente saturado

Autores: Laura C. Pinzón^{1*}, Iván F. Otálvaro^{2*}, Manolo Galván^{3*} y Álvaro A. Millán^{4*}

¹Ingeniera Civil, M.Ig, Geotecnista, Álvaro Millán y Cia SAS

²Ingeniero Civil, M.Ig, Ph.D Geotecnia. Universidad Javeriana de Cali

³Ingeniero Civil, M.Ig, Ph.D Universidad del Valle

⁴Ingenier Civil, M.Sc, Ph.D Geotecnia, Álvaro Millán y Cia SAS

Los suelos tropicales residuales presentan características y minerales inusuales cuando se les compara con los sedimentos recientes. Particularmente, la cordillera de los Andes en el territorio colombiano presenta suelos residuales tropicales derivados de la meteorización de material volcánico transportado inicialmente por el viento, bajo altas tasas de humedad ambiental. Estos suelos exhiben altos contenidos de humedad y rigidez en contraste con sus elevadas relaciones de vacíos. En el presente trabajo son estudiados unos suelos derivados de cenizas volcánicas en la zona de expansión de Pereira, analizando sus propiedades índices incluyendo su sensibilidad al secado y las características esfuerzo-deformación a partir de ensayos en el laboratorio. Son efectuados ensayos de compresión confinada y compresión isotrópica en dos condiciones iniciales de contenido de agua: saturadas y parcialmente saturadas, para estas últimas los ensayos son ejecutados en humedad constante. Los resultados mostraron la diferencia en la compresibilidad, siendo menos compresibles los materiales que comienzan su trayectoria en condición de saturación parcial. Finalmente, es analizado un problema de contorno, teniendo en cuenta las propiedades del material para obtener los parámetros geotécnicos de diseño, los resultados muestran que cuando se considera adecuadamente la naturaleza del suelo se predicen con mejor precisión los asentamientos.

1. Descripción del Problema

Tanto la teoría unidimensional de consolidación descrita por Terzaghi y Frölich (1936) como la teoría de Biot (1941), permiten predecir asentamientos en suelos con dos fases: sólida y líquida, es decir suelos en estado de saturación. Los ensayos realizados en los laboratorios, utilizan muestras de suelo inalteradas y se saturan al inicio del ensayo, como lo exige la norma técnica colombiana NTC 1967 y la ASTM D2435; pero el comportamiento del suelo en campo, difiere de lo anterior, ya que muchos suelos normalmente no se encuentran saturados sino parcialmente saturados. El hecho que exista una diferencia en el estado del material ensayado en laboratorio con respecto al estado en campo, implica una variación en la respuesta compresiva de estos suelos.

2. Las propiedades del suelo en la zona de estudio

El lugar destinado para la extracción de las muestras a estudiar, está localizado en la zona de expansión urbana en la ciudad de Pereira. Este suelo presentó contenido de minerales como Hornblenda, Cristobalita, Halosita, cuarzo entre otros, minerales propios de las cenizas volcánicas, además de su sensibilidad al secado y límites de consistencia altos; esto significa

que son suelos altamente plásticos, el tamaño predominante de las partículas corresponde a Limo con fracción de arcilla y arena en menor proporción, también tienden a ser suelos porosos con relaciones de vacío altas debido a la forma en la cual están estructuradas las partículas de suelo y al contenido de minerales de arcilla como la alófana.

Para evaluar la respuesta esfuerzo-deformación del suelo, fue necesaria la realización de ensayos de compresión confinada (ensayo convencional de consolidación) y compresión isotrópica en muestras de suelo en estado de saturación total y saturación parcial. Las muestras fueron ensayadas a diferentes niveles de esfuerzos, obteniendo un aumento en la presión de preconsolidación a medida que el esfuerzo aumentaba, así mismo el índice de compresión C_c tuvo una variación significativa mientras que el índice de recompresión C_s varió ligeramente, indicando así la influencia que tienen el esfuerzo utilizado durante el ensayo, ya que a mayor esfuerzo aplicado mayor es la presión de preconsolidación ampliando de esta manera el rango de las deformaciones elásticas.

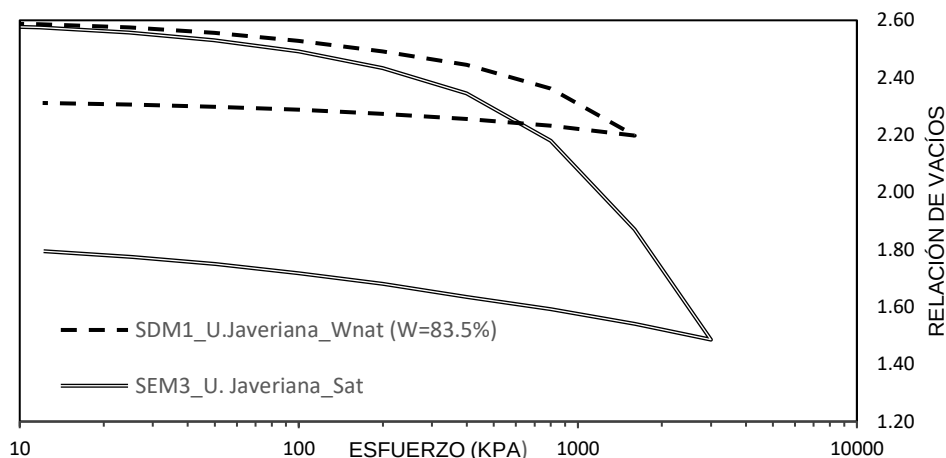


Figura 1. Curvas de compresibilidad en condiciones saturadas y a humedad constante para un esfuerzo máximo de 3000 kPa. Fuente: propia (2019).

Este mismo comportamiento se observó en los ensayos de compresión isotrópica, la presión de preconsolidación para las muestras saturadas al 100% varió entre 150KPa y 170KPa aumentando hasta casi tres veces su valor a medida que disminuyó el grado de saturación variando entre 170 y 470 kPa.

3. Análisis de un problema de contorno

En 1970 la firma Álvaro Millán y Cia Ltda, realizó el estudio de suelos y recomendaciones de cimentación para un lote ubicado en la carrera 8 con calle 20 (zona centro) en la ciudad de Pereira, donde se construyó un edificio de 12 pisos. De las muestras extraídas de los sondeos para este estudio, se hicieron ensayos de límites de consistencia y humedad natural, granulometría, gravedad específica, compresión inconfundada, corte directo y consolidación unidimensional. De estos ensayos de consolidación se obtuvieron valores de C_c entre 0.3 y 0.6 con valores de relación de vacíos inicial entre 2.13 y 2.33 decreciendo a valores entre 1.75 y 2.02 y también un valor medio de la presión de preconsolidación de 89 kPa; estos valores son típicos de un suelo altamente compresible.

Finalmente se recomendó una cimentación semi-flotante donde el peso del suelo excavado balanceara un poco la carga aplicada. Los asentamientos fueron calculados con una presión aplicada entre 98 y 147 kPa quedando así el suelo en una condición normalmente consolidado, obteniendo magnitudes teóricas de asentamientos entre 19cm sin alivio de presiones y de 6cm y 7.6cm con alivio de presiones. Una vez construido el edificio, la firma consultora realizó un seguimiento a la evolución de los asentamientos desde el inicio de la construcción hasta dos años más tarde encontrando que el edificio Anibal Marulanda sólo había experimentado 5.0cm de asentamientos, siendo esta magnitud menor a la estimada teóricamente.

Para entender este comportamiento, se utilizó la versión licenciada de la Universidad Javeriana de Cali del software Settle 3D para modelar la cimentación del edificio Anibal Marulanda con el fin de tratar de reproducir la evolución de los asentamientos con el paso del tiempo una vez aplicada la carga de la zapata. Con esto, se corrigieron las curvas de consolidación por el método de Schmertmann (1970), de estas se pudo determinar que para alcanzar el 42% de la relación de vacíos inicial, hace falta incrementar la presión aplicada en el ensayo a valores entre 1000KPa a 8000KPa. Con esta corrección se obtuvo un cambio en el índice de compresión C_c a valores entre 0.57 a 0.9 y en el valor de la presión de preconsolidación a valores entre 160KPa a 280KPa, cambiando así el estado del suelo de normalmente consolidado a preconsolidado.

Para este modelo, se calcularon los esfuerzos mediante Boussinesq y Westergaard, se colocó a los 7 m una línea piezométrica ya que a esta profundidad se encontró el nivel freático, se instaló la zapata No. 1 a una profundidad de 4.5 m y se cargó después de realizar la excavación y se realizó un análisis de consolidación dependiente del tiempo. Se corrió el programa primero con un modelo asumiendo el suelo como normalmente consolidado de la misma manera como fue calculado por la firma consultora, obteniendo asentamientos hasta de 22.4cm; posteriormente se corrió nuevamente el programa con un modelo asumiendo el suelo como preconsolidado, obteniendo así un valor de los asentamientos de 5.1cm con el método de Westergaard y de 3.2cm con Boussinesq, siendo más cercano a los asentamientos reales el primero que el segundo.

Cabe resaltar la diferencia entre los resultados obtenidos de acuerdo con el estado del suelo, un suelo normalmente consolidado es altamente compresible experimentando así unos asentamientos de gran magnitud siendo mayores a los medidos en campo, dando paso a la consideración de que el suelo si se encuentra en un estado preconsolidado. Esta condición además de haber sido verificada con la corrección de las curvas de consolidación, también fue observada en los resultados de compresión unidimensional y compresión isotrópica.

Referencias

- [1] Herrera, M., (2006). Suelos derivados de cenizas volcánicas en Colombia: Estudio fundamental e implicaciones en ingeniería.
- [2] Fredlund, D.G y Rahardjo, H., (1993), Soils mechanics for unsaturated soils.
- [3] Otálvaro, I.F. (2013). Comportamiento hidromecánico de un suelo tropical compactado

*Correspondencia: lauracpg90@gmail.com

Evaluación de un modelo de Winkler equivalente para una estructura de pavimento multicapa integrando análisis de elementos finitos y optimización heurística

Diana Ardila^{1*}, Emily Bautista¹, Jhonatan Lopez¹

¹Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingenierías físicomecánicas, Universidad Industrial de Santander.

El transporte terrestre es un elemento clave para el crecimiento económico y el desarrollo social y tecnológico de un país. Sólo en Colombia, se transportaron por carretera alrededor de 2.574 millones de toneladas de carga en la última década [1]. Por ello, resulta importante estudiar fenómenos que puedan afectar su correcto funcionamiento. En el caso de pavimentos rígidos y flexibles, es bastante común encontrarse con el fenómeno de ahuellamiento o acumulación de deformación vertical permanente, que se caracteriza por la formación de una depresión superficial en el recorrido de las ruedas sobre un pavimento debido a la acumulación de deformaciones a lo largo del tiempo. Este fenómeno no sólo disminuye la vida útil del pavimento, también afecta directamente la seguridad y comodidad de los usuarios de la estructura debido al aumento de la posibilidad de accidentes [2]. Numerosos estudios indican que el ahuellamiento está directamente relacionado con varios factores como la carga aplicada, las temperaturas en el caso de pavimentos flexibles, el espesor de las capas que transmiten las cargas a la subrasante, la calidad del material utilizado para su composición e incluso la separación de los ejes de los distintos tipos de vehículos [3], [4].

Por lo tanto, la estimación y el control de los desplazamientos verticales son cruciales para prevenir este tipo de problemas. Estas estimaciones se realizan comúnmente mediante simulaciones con métodos numéricos, como el método de elementos finitos. Sin embargo, estas simulaciones pueden ser costosas debido al precio de las licencias o al alto costo computacional requerido, lo que puede ralentizar los procesos de cálculo. En este contexto, desarrollar alternativas más económicas puede ser valioso para el predimensionamiento de estructuras de pavimentación.

A partir de lo anterior, este estudio tiene como objetivo evaluar la viabilidad de utilizar un software "casero" para estimar el valor del desplazamiento vertical en una estructura de pavimento típica, mediante una aproximación basada en el modelo de Winkler, resuelto por el método de elementos finitos utilizando el método de Rayleigh-Ritz en su forma débil, basado en el enfoque del funcional en MATLAB. Para la estimación del módulo de balasto equivalente para el conjunto base-subrasante utilizado en el modelo, se realizó una calibración a partir de un software comercial de elementos finitos (GiD), aplicando un algoritmo basado en el método de optimización por enjambre de partículas (PSO) modificado mediante la minimización de la raíz del error medio cuadrático.

Los resultados obtenidos a partir del software GiD se muestran a continuación:

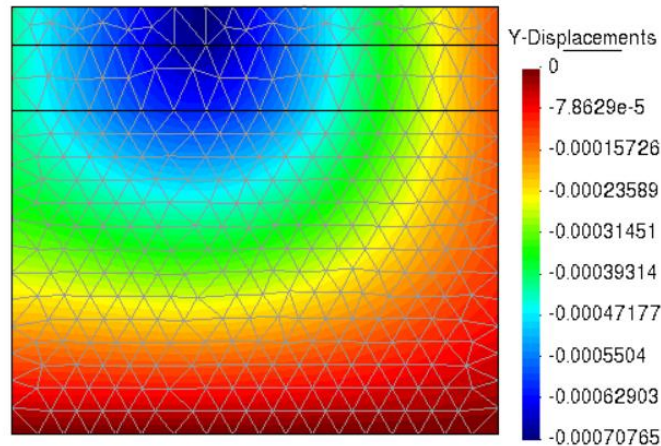
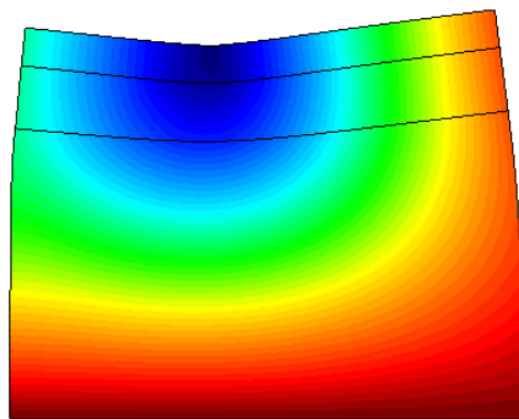


Figure 1 Desplazamientos verticales obtenidos del software GiD. Fuente: Elaboración propia



Contour Fill of Displacements, Y-Displacements.
Deformation (x200): Displacements of Isochrones, step 1.

Figure 2 Estructura deformada obtenida en GiD. Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, bajo la aplicación del modelo de Winkler para la estimación de los desplazamientos verticales, y con base en el módulo de balasto equivalente obtenido (k_s) de 6.97×10^4 kN/m²/m, se obtuvieron los desplazamientos evaluados cada 0.30 m. En la Figure 3 se muestran los desplazamientos obtenidos para cada uno de los softwares empleados.

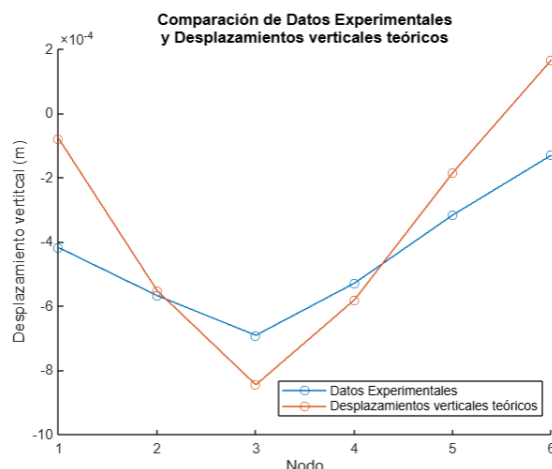


Figure 3 Comparación desplazamientos obtenidos. Fuente: Elaboración propia

A partir de la figura anterior, se tiene que, si bien el comportamiento de los desplazamientos a lo largo del elemento tiene una tendencia similar, en las fronteras los datos obtenidos mediante el software GiD son mayores. Sin embargo, el mayor valor de desplazamiento vertical se presenta en el nodo donde se encuentra aplicada la carga, y corresponde al determinado mediante la formulación de Winkler.

Referencias

- [1] Ministerio de Transporte, “Transporte en cifras - Anuario Nacional de Transporte”, 2023, vol. Publicación anual-Edición 12, p. 175, el 21 de octubre de 2023.
- [2] R. Joublat, Z. Al Basiouni Al Masri, G. Al Khateeb, A. Elkordi, A. R. El Tallis, y J. Absi, “State-of-the-Art Review on Permanent Deformation Characterization of Asphalt Concrete Pavements”, *Sustainability*, vol. 15, núm. 2, 2023, doi: 10.3390/su15021166.
- [3] T. Xu y X. Huang, “Investigation into causes of in-place rutting in asphalt pavement”, *Construction and Building Materials*, vol. 28, núm. 1, pp. 525–530, mar. 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.09.007.
- [4] Y.-H. Cho, L. Chiu, T. Dossey, y B. F. McCullough, “Asphalt Overlay Design Methods for Rigid Pavements Considering Rutting, Reflection Cracking, and Fatigue Cracking”, Center for Transportation Research, Austin, TX, Research Report TX-98/987-9, oct. 1998.

*Correspondencia: diana2248095@correo.uis.edu.co

Lineamientos para la estabilización química de suelos aplicado a suelos procedentes de ceniza volcánica estabilizada con cal

Michell Tatiana Peña Jimenez^{1*}, Lucio G. Cruz V.², Andrea Carolina Paredes²

¹Ingeniería Civil, Universidad del Cauca, Colombia.

²Grupo investigación GEPAV, Departamento de Geotecnia - FIC, Universidad del Cauca, Colombia.

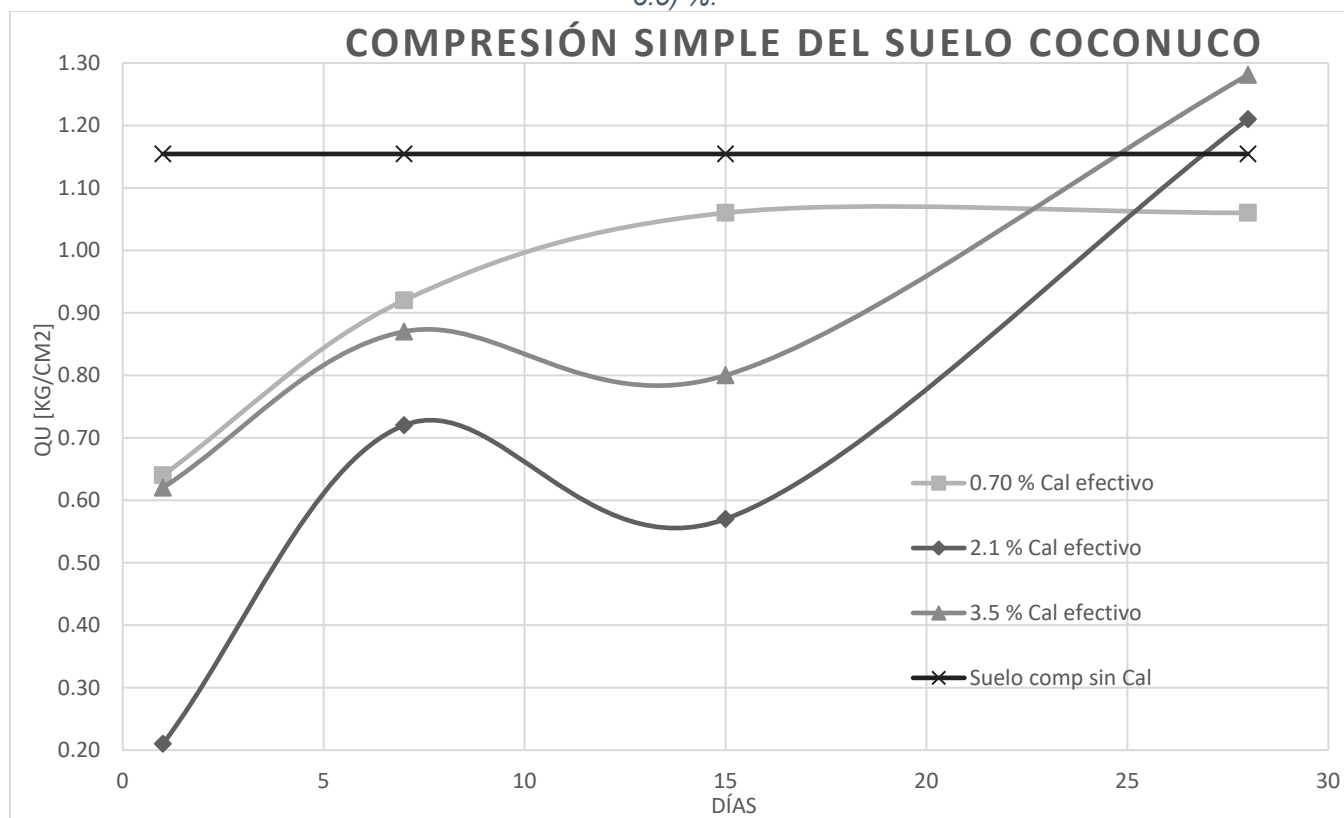
Las vías de comunicación terrestre, esenciales para la libre circulación y el desarrollo económico, frecuentemente se encuentran con suelos de baja capacidad portante, especialmente en las vías terciarias [1], en el caso de suroccidente colombiano en gran parte sobre suelos derivados de ceniza volcánica (SDCV). Este estudio se centra en la estabilización química de SDCV utilizando cal hidratada con porcentaje de pureza definido o concentración de hidróxido de calcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), el cual es un recurso muy accesible económicamente para las poblaciones locales, con el objetivo de mejorar su capacidad de soporte y durabilidad. Se analizarán los beneficios técnicos de este método proporcionando lineamientos claros para su aplicación efectiva en el mejoramiento de la infraestructura vial.

El estudio se desarrolló sobre suelos de la región del Cauca-Colombia (Popayán y zonas aledañas), debido a que esta zona se caracteriza por su actividad volcánica y por ende es característico encontrar SDCV [2]; se ejecutó un plan experimental realizando la caracterización de tres suelos representativos, evaluando el comportamiento de los mismos para posteriormente encontrar el porcentaje óptimo teórico de cal con el cual se realizaron las mezclas de suelo-cal, para finalmente determinar el porcentaje real de cal para estabilizar los SDCV. El enfoque de esta investigación fue evaluar la efectividad de la cal como agente estabilizador para SDCV en la región del Cauca para mejorar la capacidad portante y durabilidad de la subrasante de las vías terciarias.

La metodología de esta investigación se estructuró en varias etapas que incluyeron la toma de muestras, la caracterización de suelos y la evaluación de la resistencia a la compresión simple mediante la adición de cal. Se realizó una caracterización física de los suelos, determinando propiedades como granulometría, límites de consistencia y capacidad portante inicial (al suelo natural). En la etapa de caracterización, se determinaron la densidad y humedad óptima de los suelos, haciendo uso del molde japonés [3], para evaluar su comportamiento bajo condiciones de carga. Finalmente, se llevó a cabo una serie de ensayos de resistencia a la compresión simple, aplicando diferentes porcentajes de cal (0.7%, 2.1%, 3.5% y 4.9% respectivamente) y el efecto de diferentes tiempos de curado (1, 7, 14 y 28 días).

Los resultados preliminares indican que la adición de cal tiene efectos variados en la resistencia a la compresión simple de los suelos estudiados. Para el suelo tomado de la Facultad de Ingeniería Civil, el porcentaje óptimo de cal fue del 1.9%, cumpliendo con la norma de ensayo INV E-601-13 [4]. En el suelo extraído de Coconuco, se determinó un porcentaje óptimo de 3.0% de cal, a pesar de su comportamiento asintótico. Para el suelo del municipio de Timbío, el porcentaje óptimo fue del 2.9%. Sin embargo, en algunos casos, la adición de cal mostró una disminución en la resistencia a la compresión simple, lo que sugiere que la cal podría estar disminuyendo la resistencia de ciertos suelos derivados de ceniza volcánica, debido al contenido de sulfatos de los mismos.

Gráfica 1. Compresión simple para el suelo de Coconuco incluyendo los porcentajes de cal efectivo (0-0.7-2.1-3.5) %.



Fuente: Elaboración propia.

Aunque algunos ensayos mostraron una pérdida en la resistencia a la compresión simple, los datos recolectados son fundamentales para entender las limitaciones y ventajas de la estabilización química con cal en suelos derivados de ceniza volcánica (SDCV) del Cauca. La relevancia del trabajo radica en su contribución al conocimiento sobre el comportamiento geotécnico de los SDCV al ser tratados con cal, un aditivo tradicional. Esta investigación proporciona una base sólida para aplicaciones prácticas en la estabilización de suelos para la mejora de vías terciarias en regiones similares. Así mismo, el estudio destaca la importancia

de una caracterización detallada y de la selección adecuada de métodos de estabilización, subrayando la necesidad de continuar explorando y optimizando estas técnicas para mejorar la infraestructura vial en áreas con suelos problemáticos.

Referencias

- [1] Mintransporte, 2022. «Transporte en Cifras 2021 Anuario Nacional de Transporte», Bogotá, Colombia.
- [2] Castro Cristian, Cruz Lucio, 2018. «Clasificación de suelos finos de Popayán», Popayán, Colombia.
- [3] INV E-631, 2022. «Sección 600-estabilización de suelos relaciones humedad-peso unitario seco de mezclas de suelo con estabilizantes químicos no tradicionales», Bogotá, Colombia.
- [4] INV E-601-13, 2013. «Sección 600-estimación de la proporción de cal necesaria para estabilizar un suelo a partir de la medida del pH», Bogotá, Colombia.

*Correspondencia: michellji@unicauca.edu.co

Sensibilidad en los resultados de los análisis de plasticidad, (NORMA INV E 106-107-13- ASTM D2217 Y ASTM D 421,) para muestras de suelo fino "arcilloso" partiendo del método de preparación para 3 zonas piloto en Colombia con génesis diferenciada: depósitos lacustres, volcánicos y marinos.

Andrés Mauricio Ortiz Romero^{1*}, Yolanda Calderón², Romel Campos³

¹Laboratorista de Suelos, Servicio Geológico Colombiano

²Lider Laboratorio de Geotecnia, Servicio Geológico Colombiano

³Ingeniero Especialista, Servicio Geológico Colombiano

La microestructura de los suelos finos arcillosos y su fábrica están relacionadas con su origen y evolución, lo cual puede llevar a que los métodos convencionales de preparación de las muestras para la realización de los ensayos de caracterización geomecánica mediante métodos físico – mecánicos, lleve a resultados que pueden no ser representativos de las propiedades in-situ de los materiales; los métodos de preparación de muestras pueden afectar en forma importante la estimación de la plasticidad de los suelos de acuerdo con su origen geológico.

El Servicio Geológico Colombiano, desde el Laboratorio de Geotecnia de la Dirección de Laboratorios, ha venido desarrollando labores de investigación para ampliar el entendimiento de comportamiento geomecánico de materiales predominantemente arcillosos en zonas con diferente origen y evolución geológica en Colombia; como parte de este trabajo, se logró identificar que existen diferencias significativas que afectan los resultados de análisis de plasticidad en el laboratorio y que parten desde la de preparación de las muestras, previo a la ejecución de ensayos.

La aplicación de este análisis se realizó en tres zonas piloto, en este caso depósitos de origen lacustre (Sabana de Bogotá), depósitos de origen volcánico (departamento de Quindío) y depósitos de origen marino (Turbaco en el departamento de Bolívar), sobre muestras alteradas e inalteradas. Para conocer la variación de la plasticidad respecto del método de preparación, se aplicaron los métodos A y B (preparación por el lado seco y húmedo respectivamente), con un enfoque a los ensayos de límites de consistencia (INV E -125, INV E-126 y ASTM D 4318) para su posterior comparación.

Se seleccionaron una serie de muestras para efectuar los análisis por sector a diferentes profundidades, con condiciones genéticas y morfológicas similares que permitieran la comparabilidad de los resultados, efectuando la preparación por el método A y el método B; estos resultados fueron analizados para definir la sensibilidad de estos con el método de preparación. Los resultados finales sugieren que los materiales de origen volcánico se ven más afectados por el método de preparación que los suelos lacustres, un resultado similar se encontró para los suelos de origen marino.

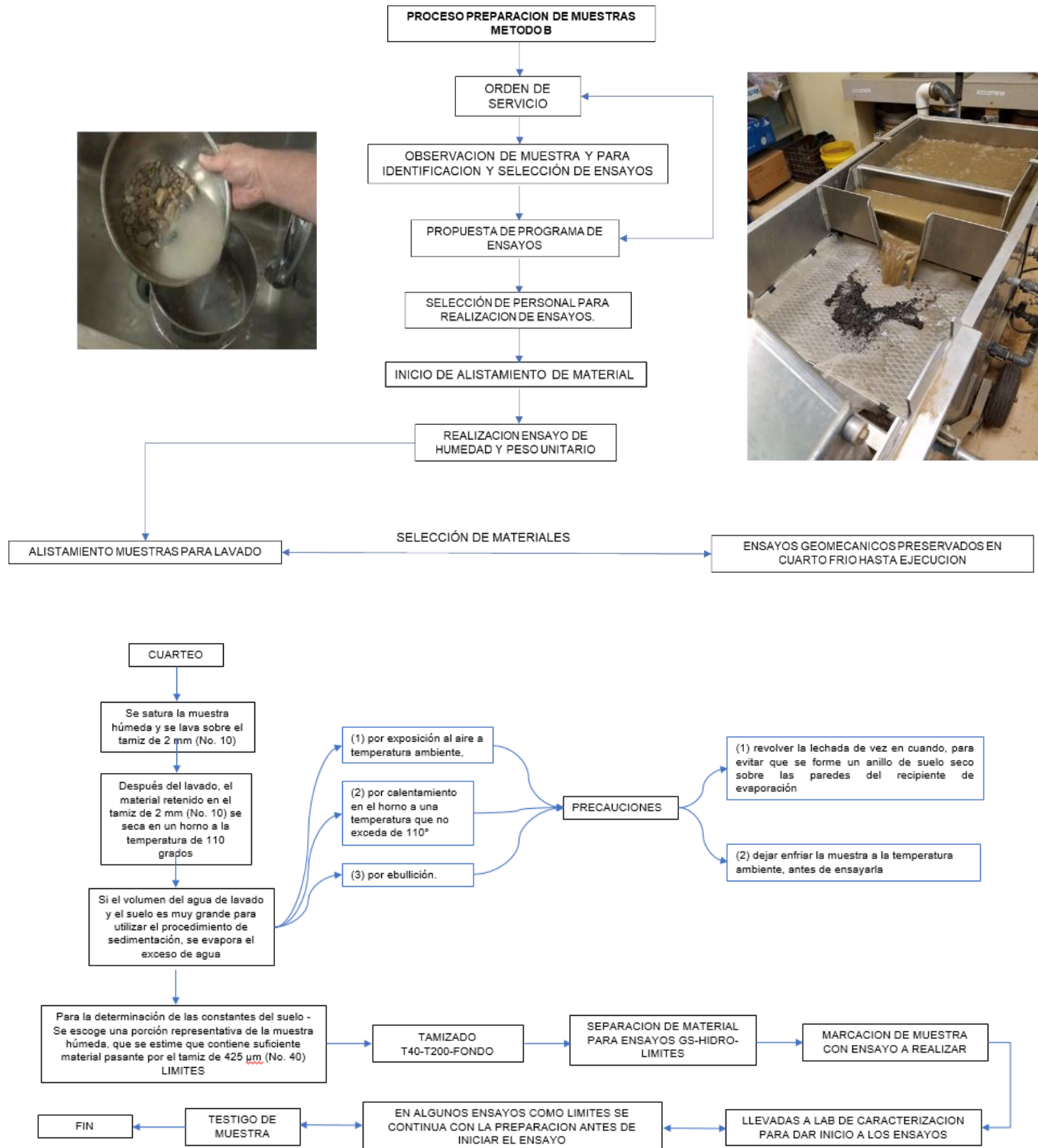


Figura 1. Proceso de preparación de muestras método B

Finalmente se pudo concluir que el uso de un método inadecuado de preparación puede llevar a una clasificación no representativa de los materiales en la zona de estudio y que el origen geológico de los mismos apoya la decisión respecto del método adecuado de preparación a aplicar; dado que un método impropio de preparación lleva a interpretaciones inadecuadas de la estratigrafía y comportamientos geomecánicos de los materiales estudiados.

Palabras clave: método de preparación, plasticidad, origen geológico

Referencias

- [1]ASTM D2217, (2007). Standard Practice for Wet Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants¹.
- [2]ASTM D 421(1998). Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants¹.
- [3]INVE 106 (2013). Preparación de muestras de suelo por vía seca para Análisis granulométrico y determinación de las Constantes físicas.
- [4]INVE 107 (2013) Preparación de muestras de suelo por vía húmeda para análisis granulométrico y determinación de las constantes físicas.

*Correspondencia: amortizr@sgc.gov.co

Evaluación del Índice de comportamiento (I_c) y la influencia de la génesis en la clasificación de suelos finos, a partir del ensayo de penetración con cono y ensayos de laboratorio. Casos de estudio: Depósito de origen lacustre, volcánico y marino.

Autores: Julián Rodríguez Bejarano^{1*}, Yolanda Calderón Larrañaga², Diego Nicolas Navarrete³ Romel Campos⁴

¹Ingeniero especializado, Servicio Geológico Colombiano

²Lider Laboratorio de Geotecnia, Servicio Geológico Colombiano

³Ingeniero especializado, Servicio Geológico Colombiano

⁴Ingeniero especializado, Servicio Geológico Colombiano

El ensayo de penetración con cono se ha consolidado a través de los años como confiable y eficaz, debido a su rápida ejecución, así como repetibilidad. Esta técnica recolecta información cada 20 mm en profundidad a través de 3 variables medidas in-situ (resistencia en punta q_c , fricción lateral F_s y exceso de presión de poros U_2) lo que permite obtener un perfil continuo del suelo.

Dado que la génesis de los materiales geológicos condiciona la formación de su microestructura y macroestructura y, por lo tanto, su comportamiento esfuerzo-deformación, es importante generar conocimiento sobre las diversas técnicas de caracterización geomecánica de los materiales aplicados a contextos locales; esta investigación se enfoca en tres zonas piloto con diferente génesis: Sabana de Bogotá de origen lacustre, Eje Cafetero de origen volcánico y el sector de Turbaco de origen marino.

El Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS) es el sistema de clasificación más usado en la práctica de la ingeniería que se basa en las características texturales y de plasticidad de los suelos. Sin embargo, con la investigación e implementación de ensayos in-situ, se ha podido observar que ciertas características del comportamiento geomecánico de los suelos permiten describir y generalizar algunos de los tipos de materiales que se pueden encontrar en el terreno (Robertson, 2009). Aun así, los parámetros obtenidos a partir del ensayo CPTu, pueden no ser suficientes para establecer el comportamiento del suelo in-situ, ya que estos dependen de otras variables a tener en cuenta, como la génesis, la historia de esfuerzos (RSC), así como procesos químicos de cementación entre otros.

Este trabajo surge como respuesta a la necesidad de avanzar en el conocimiento para la interpretación del ensayo CPTu en diversos materiales finos arcillosos de diferente origen geológico en el territorio colombiano, siendo uno de los resultados de la investigación que viene desarrollando el Laboratorio de Geotecnia de la Dirección de Laboratorios del Servicio

Geológico Colombiano desde el año 2019, con el fin de estudiar el comportamiento de suelos predominantemente arcillosos en zonas geológicas con génesis diferenciada.

El presente documento expone una comparación de las correlaciones recomendadas en la literatura para el *índice de comportamiento* (I_c) y cartas de clasificación del comportamiento del suelo usado como base en la interpretación de datos del ensayo CPTu, frente a las caracterizaciones realizadas en laboratorio a partir de muestras recolectadas en los sitios de estudio; esto con el objetivo de identificar las diferencias en clasificación basados en el I_c expuesto por Robertson (2009, 2016), por zona genética de estudio.

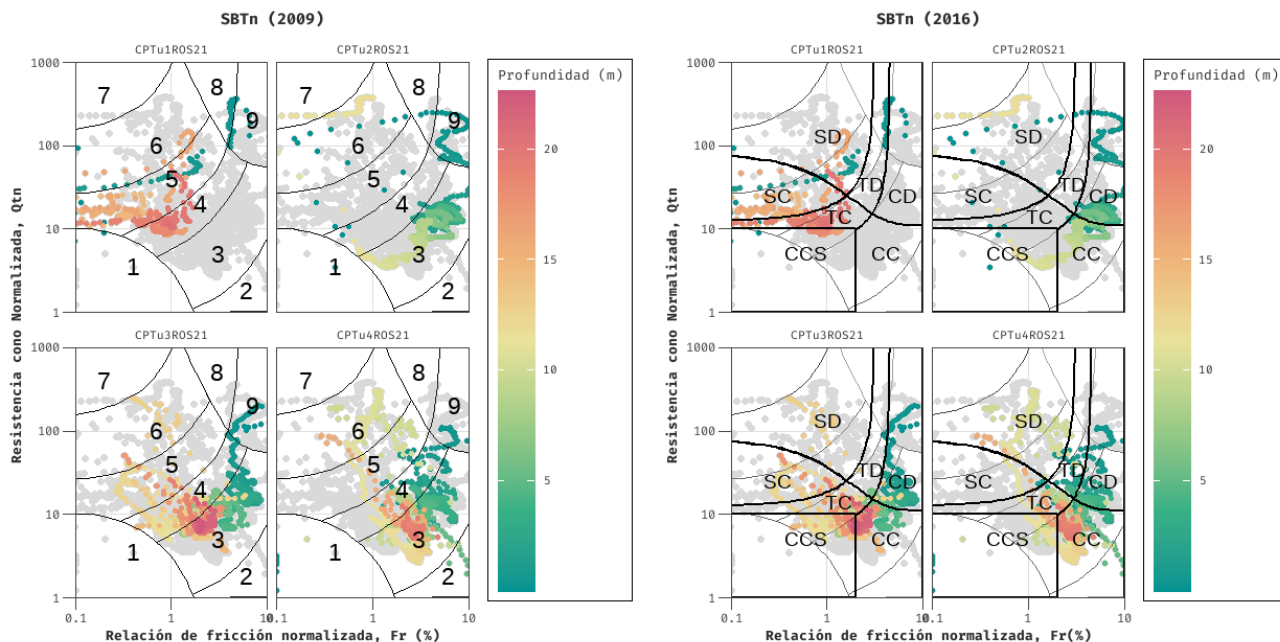


Figura 1. Clasificación del suelo a partir del tipo de comportamiento depósito lacustre.

Este enfoque, presenta una alternativa respecto a la identificación de los suelos finos arcillosos en tres contextos geológicos diferentes, mediante datos directos de resistencia in-situ obtenidos a partir del ensayo CPTu y contrastados con los resultados de ensayos de laboratorio, información que es esencial para el diseño y la planificación de proyectos de infraestructura y ordenamiento territorial; al profundizar en esta comprensión, se podrá desarrollar modelos más precisos y adaptados a la realidad del terreno.

Palabras clave: exploración del subsuelo, ensayo de penetración con cono, génesis de los materiales, parámetro geomecánico

Referencias

- [1] Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151–158. doi:10.1139/t90-014
- [2] Robertson, P.K. 2009. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46(11): 1337–1355. doi:10.1139/T09-065.

*Correspondencia: jfrodriguez@sgc.gov.co

Propuesta para el análisis de correlaciones para la estimación de la resistencia al corte no drenado en suelos finos arcillosos, a partir de ensayos de penetración con cono y ensayos de laboratorio para tres zonas piloto en Colombia con génesis diferenciada: depósitos lacustres, volcánicos y marinos

Autores: Yolanda Calderón ^{1*}, Julián Rodríguez Bejarano², Diego Nicolas Navarrete³, Romel Campos⁴

¹Lider Laboratorio de Geotecnia, Servicio Geológico Colombiano

²Ingeniero especializado, Servicio Geológico Colombiano

³Ingeniero especializado, Servicio Geológico Colombiano

⁴Ingeniero especializado, Servicio Geológico Colombiano

El origen y clasificación de los materiales geológicos son factores determinantes en las propiedades de la macroestructura de los suelos finos arcillosos y cobra mayor importancia en su microestructura, características que definen el comportamiento esfuerzo-deformación de estos, así como las propiedades que son evaluadas con base en procedimientos de laboratorio e in-situ.

Dados los grandes avances técnicos que se han desarrollado para la obtención y análisis de datos geotécnicos, con procedimientos tanto de laboratorio y ensayos in-situ como el ensayo de penetración con cono (CPTu), se busca con esta investigación identificar el método de interpretación más adecuado para la generación de los resultados obtenidos de estos ensayos con base en la génesis de los materiales.

El CPTu es un tipo de ensayo in-situ ampliamente usado no solo en Colombia, sino en muchos países, dada su rapidez, repetibilidad y adaptabilidad a diversas condiciones, así como la facilidad predictiva para dar información respecto de algunas propiedades básicas del suelo y otras asociadas a su resistencia y deformación, obteniendo un perfil continuo en profundidad; estos datos son obtenidos a partir de correlaciones propuestas por diversos autores y que han sido calibrados localmente a partir de los ensayos que se hacen para estudios a escala de diseño.

El ensayo CPTu permite estimar la clasificación geotécnica de los suelos mediante las denominadas “cartas de clasificación del tipo de comportamiento” (Begemann, (1953); Robertson, (1986,2010,2016)), además de estimar de forma indirecta parámetros de resistencia y deformación del suelo. La propuesta de Robertson (2010), establece un “índice de comportamiento” (I_c), a partir de la medición de variables relacionadas con datos de resistencia in-situ (resistencia en punta q_c , fricción lateral f_s , exceso de presión de poros u), las que a su vez, y mediante la aplicación de diferentes correlaciones semiempíricas, permiten

estimar la resistencia al corte no drenado del suelo en estudio; sin embargo, estas correlaciones requieren un ajuste respecto de las condiciones genéticas de los suelos.

En este sentido, el Servicio Geológico Colombiano, desde el Laboratorio de Geotecnia de la Dirección de Laboratorios, viene desarrollando trabajos de investigación del comportamiento de materiales predominantemente arcillosos en zonas geológicas con génesis diferenciada en diversos sectores del territorio colombiano, esto con el fin de buscar una relación entre el comportamiento geomecánico de estos materiales con su origen y clasificación geológica.

Uno de los objetivos de este trabajo es plantear una propuesta para estimar la resistencia al corte no drenado para suelos finos arcillosos con el uso de ensayos CPTu y ensayos de laboratorio adaptada a las condiciones genéticas de los materiales estudiados, por lo cual esta investigación se enfocó en tres zonas piloto con diferente génesis: Sabana de Bogotá de origen lacustre, Eje Cafetero de origen volcánico y sectores de Turbaco de origen marino.

Se presentan en este estudio los resultados obtenidos de estos análisis, que, en conjunto con otros resultados fruto de esta investigación, se consideran una propuesta de cartas de clasificación y correlaciones para los parámetros de resistencia al corte no drenado, en cada una de las zonas piloto en evaluación, basándose en el método de análisis propuesto por Robertson (1986, 2010, 2016) en el ensayo CPTu. Los resultados obtenidos sugieren que los suelos de origen lacustre presentan correlaciones similares a las planteadas por Robertson (1986, 2010, 2016), sin embargo, los materiales de origen volcánico y marino se alejan un poco de esta propuesta.

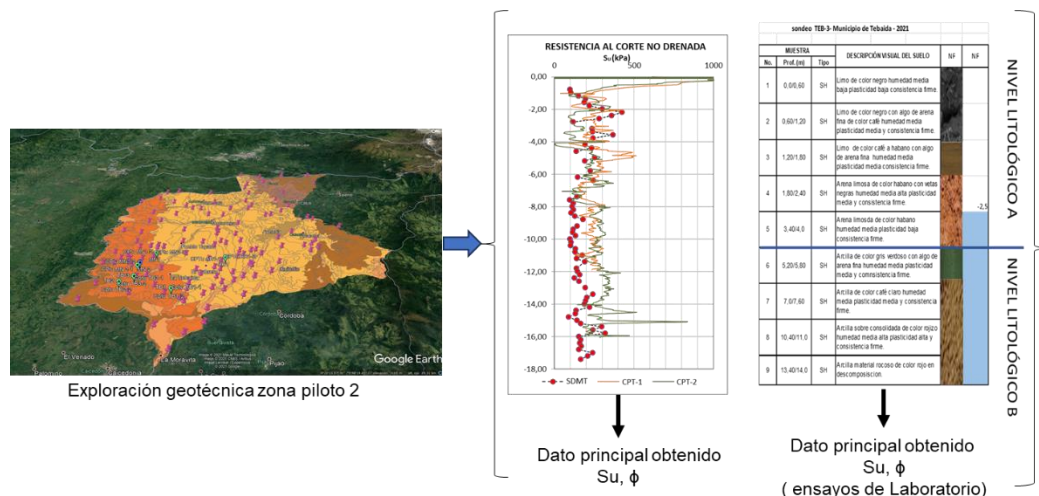


Figura 1. Puntos de exploración geotécnica depósito volcánico departamento de Quindío

Finalmente, es claro que el origen y evolución de los suelos finos arcillosos define comportamientos en resistencia y deformación que se basan además de sus características texturales y de plasticidad en correlaciones físico – químicas propias de su fábrica; por lo tanto, surge la necesidad de generar y validar nuevas correlaciones que puedan ser adaptables a las condiciones propias del origen de los materiales, con el uso de ensayos in-situ, como el caso

del ensayo CPTu, así como, el uso de técnicas complementarias a las físicas y mecánicas para la descripción del comportamiento geomecánico de los suelos en estudio, que servirán de apoyo en la planificación de estudios, proyectos de ingeniería y ordenamiento territorial, entre otros.

Palabras clave: Ensayo de penetración con cono, resistencia al corte no drenado, Genesis de los materiales, correlaciones

Referencias

- [1] Gens, A (2005). Geotecnia: Una ciencia para el comportamiento del terreno
- [2] Gens, A (2010). Soil environment interactions in geotechnical engineering. *Geotechnique*, 60(1), 3-74. <https://doi.org/10.1680/geot.9.P.109>
- [3] Robertson, P.K. 2009. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11): 1337–1355. doi:10.1139/T09-065.

*Correspondencia: ycalderon@sgc.gov.co

Sesgo en la estimación de la resistencia al corte no drenado a partir de ensayos de compresión inconfínada, triaxial UU y CPTU, Casos de estudio: Depósito origen lacustre, volcánico y marino

Diego Nicolas Navarrete Redondo^{1*}, Yolanda Calderón Larrañaga², Julián Rodríguez Bejarano³

¹Ingeniero Especialista, Servicio Geológico Colombiano

²Lider de Laboratorio, Servicio Geológico Colombiano

³Ingeniero Especialista, Servicio Geológico Colombiano

La resistencia al corte no drenado (S_u), entendida como la resistencia del suelo frente a la aplicación rápida de una carga en estratos de baja permeabilidad o con restricciones en el drenaje, es comúnmente utilizada para determinar la resistencia en depósitos de suelos finos predominantemente arcillosos y en el análisis de estabilidad del suelo de fundación de obras de infraestructura que involucren las condiciones anteriormente mencionadas (Budhu, 2010; Lade, 2016). Así mismo, esta medida de resistencia está íntimamente relacionada con características del suelo como su historia de esfuerzos, sus propiedades físicas, su composición mineralógica y la génesis del material, entre otras.

Existen diversos métodos para estimar el valor de S_u ; de forma “directa” mediante la implementación en laboratorio de ensayos de resistencia o de forma indirecta, mediante ensayos insitu. El presente artículo tiene como objetivo la estimación del sesgo, definido como la diferencia entre el valor obtenido mediante un estimador y el valor esperado (Hernández, 2019), aplicado a la determinación de S_u , con el uso de algunos de los ensayos más comunes en la práctica de la geotecnia en laboratorio, como lo son los ensayos de Compresión Inconfínada y Triaxiales no consolidados no drenados (UU), así como ensayos indirectos de campo como el ensayo de penetración con cono (CPTu). La identificación de la variabilidad y el sesgo relativo del parámetro de resistencia previamente analizado sugiere evidencias de estar relacionado con las características genéticas de los suelos arcillosos.

La presente investigación hace parte del trabajo global desarrollado en el Laboratorio de Geotecnia de la Dirección de Laboratorios del Servicio Geológico Colombiano desde el año 2019, aplicado a suelos finos predominantemente arcillosos de diferente génesis el cual se desarrolló en tres zonas piloto de Colombia, con génesis diferenciadas. Se llevaron a cabo una serie de ensayos de laboratorio en muestras inalteradas obtenidas en los estratos superficiales de las zonas de estudio, para su posterior caracterización y estimación del S_u a partir de los ensayos de compresión inconfínada y triaxial (UU). Paralelamente, se efectuaron ensayos CPTu que permitieron la medición de la resistencia del suelo en puntos adyacentes a los sitios donde se tomaron las muestras.

Los resultados obtenidos a partir de los distintos ensayos fueron analizados teniendo en cuenta las consideraciones teóricas en su interpretación, que se encuentran expuestas en la literatura relacionada (Budhu, 2010; Lade, 2016; Robertson, 2022), identificando el comportamiento de los materiales para cada una de las zonas de estudio. A partir de estos resultados, se identificó para cada zona de estudio, la variabilidad y el sesgo relativo en la estimación de este parámetro de resistencia mediante ensayos de laboratorio e in-situ, lo que a su vez, se considera como un importante elemento de juicio para el análisis del comportamiento geomecánico de los suelos y la influencia de la génesis en su estimación, con impacto en los temas relacionados con el ordenamiento territorial.

Palabras Clave: resistencia al corte no drenado, ensayos de laboratorio, CPTu sesgo, génesis geológica.

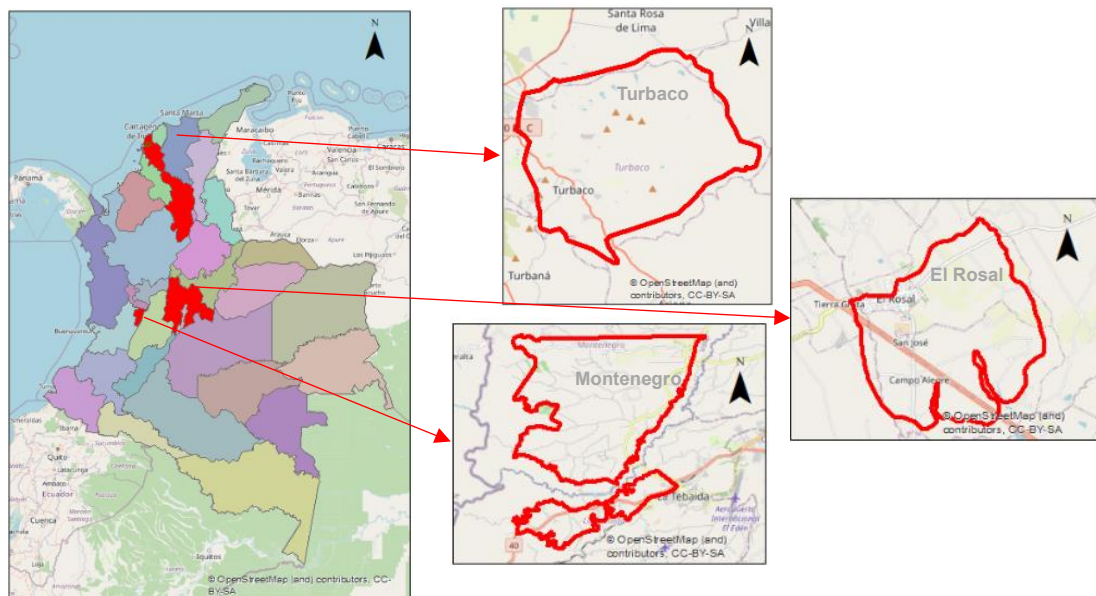


Figura 1. Localización de las zonas de estudio.



Figura 2. Ensayos de compresión inconfiada y triaxial UU en los suelos estudiados.

Referencias

- [1] Budhu, Muni, (2010). Soil Mechanics and Foundation
- [2] Lade, Poul, (2016). Triaxial Testing of Soils
- [3] Robertson, Peter, (2022). Cone Penetration Testing

*Correspondencia: dnavarreter@sgc.gov.co

Método novel para la estimación del límite líquido en arcillas

Juan Carlos Ruge¹

¹Profesor asistente, Universidad Militar Nueva Granada, juan.ruge@unimilitar.edu.co

Introducción

El límite líquido –*LL*– es un parámetro índice dentro del estudio de caracterización de un suelo arcilloso. Esto quiere decir que es fundamental para entender el comportamiento mecánico de un material, con el complemento de ensayos de resistencia y deformabilidad específicos, e incluso para correlacionar ciertas patologías en pedomateriales. Conceptualmente este parámetro fue concebido por Atterberg [1-4], con un sesgo planteado inicialmente hacia la ingeniería agronómica, pero con una utilidad esencial en el entendimiento de la mecánica de suelos. En la actualidad existen dos técnicas que en el tiempo se han considerado adecuadas para determinar el *LL*. Ambas técnicas en realidad son ensayos que permiten estimar la resistencia no drenada del material.

La primera creada por Casagrande [5], conocida ampliamente como la cazuela o cuchara de Casagrande, la cual hasta la fecha ha sido la técnica más utilizada en el medio, pero con ciertas deficiencias que han sido identificadas en casi cien años del uso de la metodología. Incluso el propio autor mencionó que debido a que el ensayo presenta una respuesta asimilable a una trayectoria de esfuerzos de corte dinámico, en cambio de una trayectoria más conveniente como un ensayo de corte directo simple. Por esta razón no sería el ensayo más recomendable. En sus conclusiones consignó que, a pesar de lo anterior, ninguna de las pruebas existentes ha podido competir en rapidez, simplicidad y economía con la técnica actual. El segundo método ampliamente empleado es el *fall-cone test*. Aunque es una prueba de naturaleza de penetración estática, también exhibe algunas problemáticas, relacionadas principalmente con la falta de estandarización del ensayo en cuanto a dimensiones y procedimiento [6-11].

Esta metodología innovadora en proceso pendiente de patentamiento [12], intenta ser una tercera alternativa que pueda competir en simpleza y coste, con las existentes. No pretende reemplazar la actuales las cuales llevan casi un siglo de historia y han sido sometidas a amplios debates inclusive aun en la actualidad. La técnica novel presenta resultados de límite líquido próximos a las metodologías anteriores mencionadas. Existe alguna dispersión de los resultados arrojados desde el punto de vista estadístico.

Procedimiento

El sistema se basó en el procedimiento para calcular la resistencia de una viga en voladizo. En este caso, naturalmente sería una viga compuesta de material arcilloso. La muestra se compacta directamente sobre un compartimiento que la recibe, la cual posee una boquilla por donde la muestra es extruida en una sección transversal de 25 x 25 mm. El espécimen es preparado mediante amasado, de manera idéntica a otros ensayos similares [13-14] y colocado sobre una caja, en este caso de acrílico, mediante compactación longitudinal o transversal, con un pisón de la misma sección. Posteriormente se impone un voladizo que

genera un momento en la viga que puede ser analizado mediante ecuaciones de la estática, como se puede ver en las siguientes expresiones.

$$M_i = M_e \rightarrow R_{LL} \cdot z = \frac{W \cdot L^2}{2} \rightarrow R_{LL} \cdot z = \gamma \cdot L \cdot A \left(\frac{L}{2} \right) \quad (1)$$

En la ecuación se evalúa el momento intrínseco gobernado por la resistencia no drenada en el límite líquido del material $-R_{LL}-$ y el módulo de sección $-z-$, en relación al momento externo dado por la longitud del voladizo $-L-$ y el peso de la viga en voladizo $-W-$.

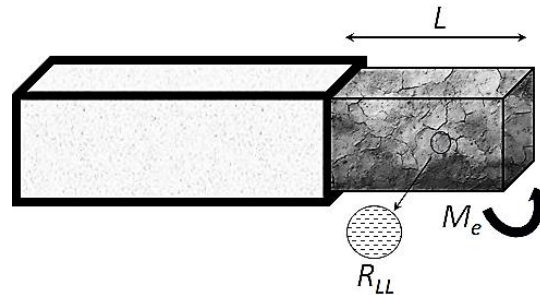


Figura 1. Muestra arcillosa sometida a voladizo. Fuente propia

En el procedimiento regido por las ecuaciones mostradas se debe calcular el peso específico exacto de la muestra $-\gamma-$, de acuerdo con las dimensiones y peso de la misma. La R_{LL} es un parámetro de la ecuación que fluctúa aproximadamente entre 1.2 y 3.5 kN/m², según se ha reportado en estudios de [5,12-13]. Incluso en el método de Casagrande se toma un valor promedio de 2.5 kN/m², el cual guarda una relación con los 25 golpes con los cuales se correlaciona el LL. Es decir, se puede calcular el voladizo en este método para cualquier resistencia al corte no drenada y para cualquier peso específico de la muestra.

Al imponer el voladizo dictaminado por la R_{LL} y el γ , pueden ocurrir tres situaciones. El espécimen colapsa inmediatamente, lo cual significa que la humedad de la muestra es mayor al límite líquido, por lo cual la R_{LL} es muy baja y la muestra no soporta su propio peso en el voladizo inducido. El espécimen permanece estable mostrando alguna deformación por un tiempo cercano a un minuto, lo cual significa que la humedad de la muestra es cercana al valor de R_{LL} del suelo evaluado y por último el espécimen no falla o permanece estable por un tiempo prolongado. Este estadio se asocia a que la muestra fue preparada con una humedad menor al límite líquido, por lo cual toma un R_{LL} superior y puede soportar el voladizo por más tiempo.

Ventajas y limitaciones identificadas

El ensayo tiene un soporte fisicomatemático basado en una ecuación de la estática validada ya ampliamente desde la resistencia de materiales. Otras técnicas conocidas no presentan un fundamento explícito, puesto que despliegan esfuerzos de corte dinámicos o grandes deformaciones locales, difíciles de reproducir mediante una ecuación matemática.

Emplear un rango de resistencia al corte es mucho más realístico que evaluar el límite líquido con golpes o penetraciones en el suelo. Estas acciones requieren de elementos externos al suelo, como una copa o un cono, que generan alguna intervención en el ensayo. Por el contrario, el método actual no utiliza ningún elemento externo que afecte la técnica.

En cuanto a las limitaciones, los voladizos que cumplen la ecuación deben imponerse en valores en cm con dos decimales, por lo tanto, establecer el valor preciso puede ser complejo. Las muestras arcillosas pueden flectarse rápidamente incluso en voladizos muy cortos. Este problema debe ser tenido en cuenta en el desarrollo del ensayo.

Otra limitación identificada en la compactación transversal a la cámara. Puesto que requiere que entre las capas haya continuidad de la muestra. Las capas pueden generar una superficie débil que favorece la falla en el voladizo. Si se construye la muestra de manera longitudinal a la cámara, se puede contrarrestar este efecto. No obstante, en las pruebas realizadas hasta la fecha no se ha visto mayor influencia en la forma de compactación sobre los resultados de *LL*.

Referencias

- [1] Atterberg A. 1911. über die physikalische Bodenuntersuchung und über die Plastizität der Tone ("On the physical testing of soil and the plasticity of clays"). Zts. Mitt. Bodenkunde, 1(5)
- [2] Bauer E. 1960. History and Development of the Atterberg Limits Tests, STP44312S, ASTM Int., Univ. of Illinois, Urbana Ill, Com. D18, pp. 160-167, DOI: 10.1520/STP44312S
- [3] Seed H.B. 1967. Fundamental Aspects of the Atterberg Limits. Journal of Soil Mechanics and Foundations Div., 92(SM4), Retrieved from Fundamental aspects of the Atterberg limits
- [4] Sowers G.F. 1979. Introductory Soil Mechanics & Foundations: Geotechnics Engineering. 4th Ed. McMillan
- [5] Casagrande A. 1958. Notes on the Design of the Liquid Limit Device. Géotechnique, 8(2), 84-91
- [6] Sowers G.F., Vesic A. & Grandolfi M. 1960. Penetration tests for liquid limit. Symposium on Atterberg limits, STP254/Jun. 1960. ASTM International, 216-224
- [7] Leroueil S. & Le Bihan J.P. 1996. Liquid limits and fall cones. Canadian Geotechnical Journal 33, 793–798. <https://doi.org/10.1139/t96-104-324>
- [8] Llano-Serna M. & Contreras L. 2019. The effect of surface roughness and shear rate during fall-cone calibration. Géotechnique. 70 (4), 332–342. doi:10.1680/jgeot.18.P.222.
- [9] Ruge J.C., Molina-Gomez F., Martinez-Rojas E., Bulla-Cruz L. & Camacho-Tauta J. 2020. Measuring the liquid limit of soils using different fall-cone apparatuses: A statistical analysis, Measurement, 152(2020), 1-11
- [10] Grønbech G.L., Nielsen B.N. & Ibsen L.B. 2011. Comparison of liquid limit of highly plastic clay by means of casagrande and fall cone apparatus. 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2011 Oct. 02-06. Toronto, ON.
- [11] Garneau R. & Le Bihan J.P. 1977. Estimation of some properties of Champlain clays with the Swedish fall cone. Can. Geotech. Journal, 14, 571–581
- [12] Ruge J.C., Olarte M.C., Camacho-Tauta J. & Reyes-Ortiz O. 2022. Dispositivo y método para la determinación del límite líquido en materiales arcillosos con la técnica viga en voladizo, Patent pending NC2022/0004706 Superintendencia de Industria y Comercio, Col.
- [13] ASTM D4318-17e1. 2017. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA
- [14] British Standard 1990. Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purpose, British Standards Institution, BS 1377.

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SUELOS DIATOMÁCEOS DE TUNJA, IMPLEMENTANDO UN AGENTE NUTRIENTE B4.

Autores: Laura Camila Bustamante Medina^{1*}, Omar Javier Jiménez Jiménez², Sandra Milena Rincón Gamboa³

¹Ingeniera Civil, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia

²Ingeniero Civil, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia

³Bacteriologa y Laboratorista Clínica, Fundación Universitaria Juan de Castellanos

Como herramienta sostenible para el mejoramiento de las condiciones de inestabilidad en los suelos tropicales que abundan en el territorio colombiano, las técnicas en biotecnología ha sido una metodología clave para la ayuda en su comportamiento a través de sus propiedades químicas y mineralógicas.

El Municipio de Tunja del Departamento de Boyacá se ubica en un clima frío a muy seco, influenciado por su posición geográfica, el cual, se ve afectado por sus gradientes de temperatura y precipitación. Su localización geológica hace parte de la cuenca de la cordillera oriental donde el área del casco urbano se encuentra sobre la Formación Tilata (Tst) y Formación Bogotá (Tb) y Depósito Aluvial (Qal), el cual, debido a la exposición de su litología a los factores medioambientales, se han generado procesos de meteorización a partir de alteraciones de carácter físico o químico que inciden en las propiedades de sus materiales, en efecto, siendo susceptibles ante los factores detonantes que conllevan a su inestabilidad.

De carácter especial sobre la Formación Tst recientemente se han encontrado depósitos conformados por suelos diatomáceos (SD), caracterizados por tener propiedades geotécnicas singulares que generan un comportamiento diferente frente a las correlaciones obtenidas y aceptadas por la mayoría de los suelos. El desarrollo de características geométricas, porosidad y rugosidad de estas estructuras, son la causa en la presentación de valores altos en ángulo de fricción, permeabilidad y contenido de agua, igualmente, como valores bajos en su densidad relativa, entre otros.

Se tiene un limitado registro histórico a cerca de las investigaciones sobre el comportamiento de estas estructuras diatomáceas (ED) y su análisis de estabilidad frente a los diversos estados condicionales expuestos en terreno, sin embargo, existe la posibilidad de evaluar su respuesta frente a la implementación de metodologías sostenibles en el campo de la biotecnología aplicada a la ingeniería civil, a través de la incorporación determinada de microorganismos al suelo o conjuntamente microorganismos específicos y medios nutrientes, con el objetivo de evaluar el comportamiento de sus propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas (PFMH).

En el proyecto de referencia, se extraerán muestras en campo de SD ubicado en un área delimitada en el sector suroriental dentro del casco urbano del Municipio de Tunja del Departamento de Boyacá, donde se mostrará el análisis experimental ante el efecto de la implementación del nutriente B4 (NB4), el cual, será probado bajo dos concentraciones en un período tiempo de actuación determinado. Así pues, se realizará su medición a partir de la ejecución de ensayos de laboratorio previamente definidos para la caracterización de los

PFMH, se analizará la condición del sistema tanto para el suelo en estado natural y con la intervención del tratamiento NB4.

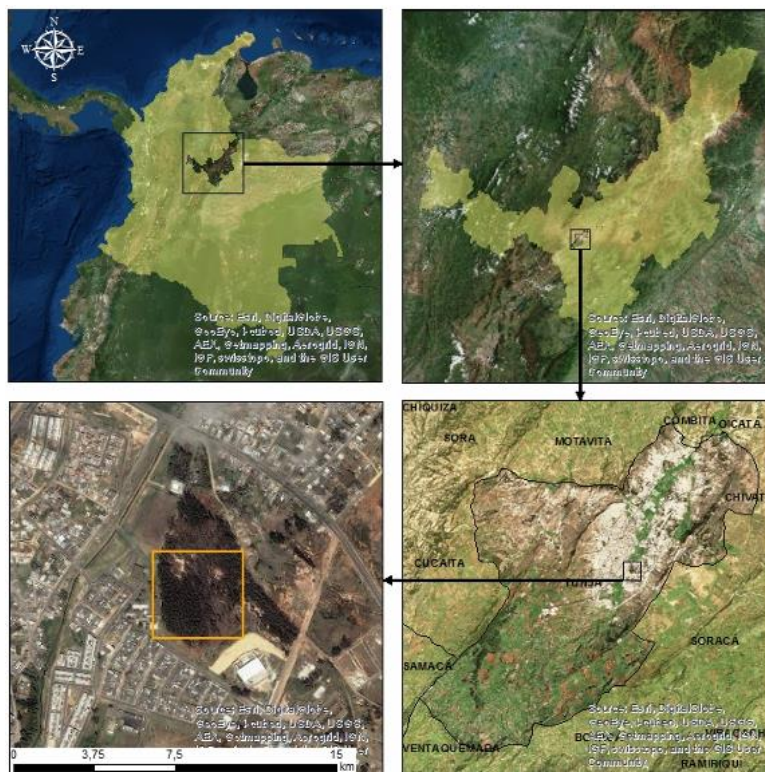


Figura 1. Localización área de estudio municipio de Tunja (Boyacá). Fuente: Jiménez et al., (2019).

Palabras clave: Inestabilidad, Biotecnología, Parámetros, Nutriente B4.

2. METODOLOGÍA.

2.1 SELECCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

La exploración geotécnica a ejecutar para el muestreo representativo del presente proyecto, se localiza en las coordenadas 5°31'18.39 "N, 73°21'24.72" W en el sector suroriental del municipio de Tunja - Boyacá; se define esta área dado a que se encuentra conformada por la litología de los SD.

2.2 DESARROLLO DE EXPLORACIÓN EN CAMPO DEL ÁREA DE ESTUDIO.

La exploración geotécnica debe abarcar lo suficiente para un adecuado conocimiento del subsuelo, en el cual, consiste en la ejecución de tres excavaciones tipo apiques a una profundidad máx de -1.50 m. Se extraerán muestras conforme a lo procedimientos dispuestos en los métodos del Grupo B y Grupo C de la sección INV E-103, con el fin de conocer y caracterizar los materiales para el desarrollo de los ensayos de laboratorio.

2.3 IDENTIFICACIÓN DEL POTENCIAL DE BACTERIAS NATIVAS EN EL SD.

La caracterización microbiana se realizará a partir de las muestras del SD siguiendo el protocolo donde se prepara una dilución 1:10 (10 g de suelo +90 ml de agua peptonada bufferada al 1%), de esta dilución, se toma 1 ml y se adiciona a 9 ml de agua peptonada

bufferada llevándola a una dilución 1/100. Cada dilución es incubada a 25 °C durante 24 horas y se siembra en agar nutritivo, para posteriormente clasificar las colonias, de acuerdo con la respuesta a la Tinción de Gram.

2.4 PREPARACIÓN DE LAS CONCENTRACIONES DEL NB4.

Se prepararán dos inóculos de la bacteria predominante a concentraciones de 15×10^6 UFC/ml y 15×10^8 UFC/ml con el fin de ser adicionados junto con el medio NB4 a los suelos de prueba, se incubará durante quince días a temperatura ambiente, lo anterior, de acuerdo con lo descrito por Cardoso et.al., en el año 2012 para tener un mayor efecto de la precipitación de carbonato de calcio, es necesario mínimo un período de tiempo de quince (15) días de contacto entre las bacterias y el medio NB4 a una temperatura de 25°C.

2.5 EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LAS PFMH DEL SD.

Se realizará la caracterización de las PFMH para las muestras del SD, en las siguientes condiciones: (Estado de Control - EC) Suelo sin tratamiento, estado natural -> Muestra: 3 unidades por cada ensayo/ (Variable Independiente Nivel 1 – VIN1) Suelo con una concentración de 15×10^8 ufc/ml del NB4 -> Muestra: 3 unidades por cada ensayo/ (Variable Independiente Nivel.2 – VIN2) Suelo con una concentración de 15×10^6 ufc/ml del NB4-> Muestra: 3 unidades por cada ensayo.

Los ensayos de laboratorio que se realizaran son: Determinación de los Tamaños de las Partículas de los Suelos [INV E 123 - 13], Determinación del Límite Líquido de los Suelos [INV E 125 - 13] y Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos [INV E 126 - 13], Determinación de Gravedad Específica [INV E 128 - 13] y Determinación del PH [INV E 131 – 13, Ensayo de Corte Directo en Condición Consolidada Drenada (CD) [INVE E 154-13], Consolidación Unidimensional y Expansión de Suelos [INVE E 151-13] y Método de Prueba Estándar para la Identificación y Clasificación de Suelos Arcillosos Dispersos mediante la Prueba Pinhole -Test [ASTM D4647-93 2006].

2.6 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA COMPARATIVA DEL SD FRENTE A LAS CONDICIONES DEL RÉGIMEN DE ANÁLISIS A PARTIR DE LA IMPLEMENTACIÓN DEL NB4.

Con la entrega de resultados de los ensayos de laboratorio evaluados frente al suelo en estado natural (EC) y las condiciones de concentración del tratamiento NB4 (VIN1 y VIN2, se realiza el análisis comparativo del comportamiento experimental de las PFMH, donde se evaluará la respuesta de estos suelos, frente a la precipitación de carbonato.

Referencias

[1] Omar Javier Jiménez, Luis Carlos Leguizamón y Yaneth Pineda, (2019). Caracterización física, química y mineralógica de suelos diatomáceos, presentes en sedimentos de la ciudad de Tunja – Colombia.

*Correspondencia: laura.bustamante04@utpc.edu.co - camil.bustamante97@gmail.com.

Riesgo Kárstico; Análisis técnico de refuerzo con Geosintéticos en zonas propensas a subsidencia por cavidades – Caso de Éxito Tren Maya - México

Autores: María Carolina Ibáñez P.¹ Natalia Parra P.²

¹Ingeniera de Diseño Geosistemas, Mexichem Colombia – Pavco Wavin

²Directora de Ingeniería, Amanco Wavin - México

El Karst es un proceso geomorfológico deposicional que sucede en rocas compuestas por carbonatos (principalmente de calcio y magnesio) como son halita, calcita, dolomía y yeso, cuyos minerales son solubles o parcialmente solubles a la acción de flujos de agua superficial y subterráneo. En regiones tropicales y templadas húmedas se desarrolla con mayor frecuencia el karst de roca carbonatada o caliza, por la mayor disponibilidad de dióxido de carbono en el suelo y la mayor precipitación de agua lluvia que incrementa la disolución.

Cualquier oquedad presente en el subsuelo debido al karts, constituyen un elemento de debilidad dentro de un macizo rocoso y el principal riesgo geológico en zonas con cavernas superficiales de gran tamaño. Los colapsos se podrían presentar donde las cavidades o pasajes de las cuevas se agrandan superando los límites de la propia estabilidad del techo. La falla puede ser iniciada o acelerada por las cargas impuestas durante trabajos de construcción.

El riesgo de colapso en la infraestructura por la presencia de cavidades ocultas representa un problema en el desarrollo de proyectos urbanos en zonas kársticas. Las soluciones comúnmente utilizadas para disminuir el riesgo de oquedades van desde puentes de concreto reforzado (a través de las áreas de cavidades), relleno de oquedades subterráneas con materiales térreos o morteros, uso de inclusiones rígidas, etc., las cuales elevan la inversión de proyectos de infraestructura, generan un alto impacto ambiental y altas emisiones de CO₂.

Para el refuerzo de terraplenes se emplearon los Geotextiles Tejidos de Alto Módulo, en áreas propensas a hundimientos por cavidades para las estructuras de capas granulares del sistema de vías férreas TREN MAYA tramo 5, ver figura 1, ubicación del proyecto.



Figura 1. Localización del Proyecto Tren Maya, como parte de la Red ferroviaria de 7 tramos, Intervención Tramo 5 (SENER, 2022), BNamericas.

La solución mediante geosintéticos es una obra útil, que proporciona una base estable y económica en comparación con las soluciones comúnmente utilizadas contra el riesgo de cavidades. El uso de geotextiles tejidos de alta resistencia, puentearán las posibles deformaciones por el colapso de oquedades pequeñas que pudieran desarrollarse durante la operación del proyecto, ver figura 2, esquema de la solución ejecutada. La metodología de diseño empleada fue el método resultante del programa de investigación francés titulado “Método R.A.F.A.E.L” (Giraud, 1997)

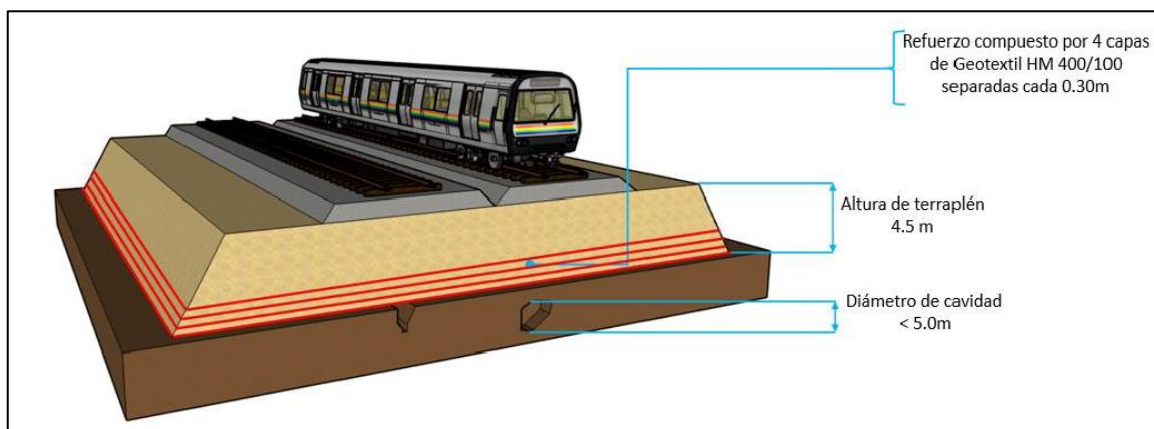


Figura 2. Tratamiento para oquedades y dolinas de diámetro medio <5.0 m. La separación entre capas del geotextil Wavin de refuerzo se hará con material de subrasante compactado en una capa de 0.30 m al 95% de la densidad seca máxima determinada mediante prueba Proctor modificado.

Las consideraciones de diseño con los geotextiles de alto módulo fueron:

- El efecto membrana tensionada en el elemento geosintético.
- El desplazamiento del geosintético en las áreas de anclaje alrededor de la cavidad.
- La transferencia de carga del terraplén o suelo colapsado sobre el geosintético.
- La expansión del material granular sobre la cavidad.

Referencias

- [1] El Ahmar, L. (2019) "Chracterization of Karst Geometry and Stability Analysis of Cave Tunnels in Bahia, Brazil", Tesis presentada para optar al título de Maestro en Ciencias de la Tierra, Delft University of Technology.
- [2] Monroy-Ríos E. (2023) Mecanismos de formación del karst en Yucatán", Geotecnia, 267 marzo-mayo 2023, Nota Técnica pp 28-33
- [3] Pham, M.T. (2019) GRANULAR PLATFORM REINFORCED BY GEOSYNTHETICS ABOVE CAVITIES: Laboratory experiments and numerical modeling of load transfer mechanisms. Tesis
- [4] SENER (2022) Proyecto ejecutivo Tramo 5 Sur Tren Maya, Notas Técnicas, procedimiento general de construcción y tratamiento de oquedades
- [5] Villard, P. y Giraud, H. (2011) A geosynthetic reinforcement soluution to prevent the formation of localized sinkholes
- [6] Waltham, A. C., y P. G. Fookes (2003) Engineering classification of karst ground conditions. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology 36(2): 101-118
- [7] Waltham, A. C., et al. (2005) Sinkholes and subsidence karst and cavernous rocks in engineering and construction. Springer
- [8] WAVIN (2022) *Diseño de Infraestructura con Geosintéticos*, décima edición

*Correspondencia: carolina.ibanez@orbia.com

Determinación del aporte de Geosintéticos en la Capacidad Portante y Reducción de Asentamientos

Autor: Nidia Milena Vergara Díaz

¹Ing. Civil – Msc. Geotecnia, Pavco -Wavin

Introducción

El uso de geosintéticos en la ingeniería geotécnica ha revolucionado la manera en que abordamos el diseño y construcción de estructuras en terrenos complejos. Entre los diversos tipos de geosintéticos, los geotextiles, geomallas y Geoceldas han emergido como una solución altamente versátil y efectiva para mejorar moderadamente la capacidad portante del suelo y reducir los asentamientos. En esta presentación, exploraremos los beneficios del uso de geotextiles, geomallas y geoceldas, basándonos en las metodologías de diseño propuestas por Binquet y Lee y el doctor Avesani Neto. Además, se presentarán estudios de caso que ilustran la aplicación práctica de esta tecnología en proyectos.

Metodologías de Diseño

Cuando se incrementa la capacidad portante de un suelo blando se trata, una de las alternativas disponibles con el uso de geosintéticos es el retiro y remplazo de una capa superficial del suelo de fundación y su remplazo por un material granular de buenas propiedades geotécnicas, ahora bien, esta sencilla solución puede ofrecer una mejora aún más significativa cuando el material de reemplazo es reforzado con geotextiles tejidos de alta resistencia o geomallas. Binquet y Lee han propuesto una metodología de diseño que permite establecer las características que debería tener los elementos de refuerzos para conseguir un determinado incremento de capacidad portante previamente establecido. Se dará a conocer los aspectos que considera la metodología y su aplicación.

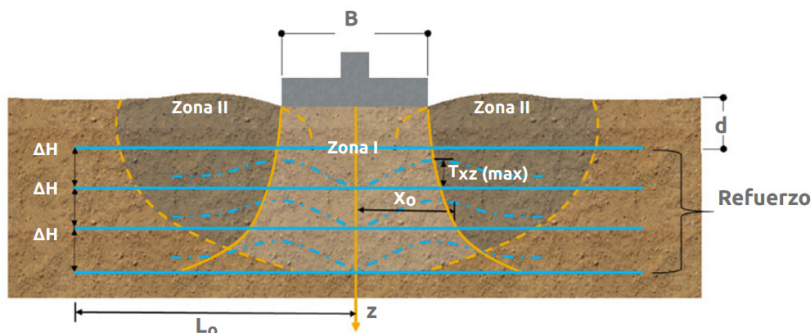


Figura 1. Mecanismo de falla de un suelo reforzado según Binquet y Lee

Por otra parte, la metodología de diseño del Dr. Avesani Neto se centra en el beneficio de las Geoceldas en el incremento de la capacidad portante vía el confinamiento que genera la geocelda al material de lleno y el efecto losa.

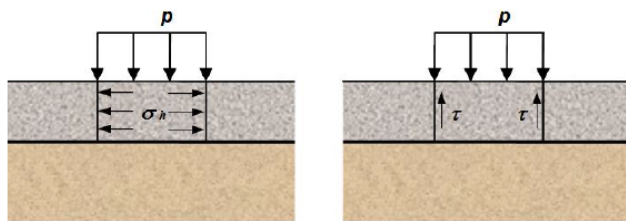


Figura 2. Tensiones horizontales y de corte generadas dentro de las geoceldas

A través de esta metodología de cálculo es posible determinar el aporte de la geocelda que se traduce en una menor carga aplicada al suelo de fundación. Este hecho favorece por tanto una reducción en los asentamientos previstos en las fundaciones. Dejaremos ver que órdenes de magnitud en la reducción de asentamientos se han logrado en análisis efectuados en casos de diseño reales.

Estudio de Caso

Uno de los ejemplos de la aplicación de geotextiles y geoceldas es la mejora de la plataforma industrial en la planta de Peldar ubicada entre los municipios de Zipaquirá y Nemocón en el Municipio de Cogua. La plataforma se construyó sobre un perfil de suelo de más de 6m de limos arcillosos con desechos de vidrio y basuras. En este proyecto, se utilizó una combinación de geoceldas y geotextiles para mejorar significativamente la capacidad portante del suelo. Con una plataforma de mejoramiento conformada por una capa de geocelda 445-150 y tres capas de geotextil tejido TR4000; la capacidad portante última se incrementó en un 45%, lo cual se logró con un aporte del 57% por la inclusión de geocelda y un 43% por la inclusión de geotextiles. Las metodologías de Binquet y Lee, así como la del Dr. Avesani Neto fueron utilizadas para diseñar una solución eficiente y rentable.

La solución proyectada en la planta de Peldar ya fue construida demostrando que el uso de geosintéticos otorgó una solución altamente efectiva, fácil de implementar, lo que permitió a la planta operar de manera eficiente y segura en un tiempo oportuno.

Referencias

- [1] Jose Orlando Avesani Neto, (2013). Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas.
- [2] Marcos Massao Futai, Jose Orlando Avesani Neto (2012). A bearing capacity calculation method for soil reinforced with a geocell

*Correspondencia: nidia.vergara@orbia.com

RECUPERACION ESTABILIZACION Y MITIGACION DE LA BANCA DEL SECTOR COMPRENDIDO ENTRE EL PR87 Y PR89 DE LA UNIDAD FUNCIONAL 3 DEL PROYECTO VIAL ENTRE CARTAGENA Y BARRANQUILLA

Autores: Alberto Duran Gamarra^{1*}

¹Master en geotecnia, Suelos Ingeniería

El proyecto consistió en la reconformación del terraplén sobre la calzada de la vía Cartagena – Barranquilla a la altura del PR88, la cual presente una falla de tipo retrogresiva que inicio en el borde del terraplén y se fue extendiendo retrogresivamente hasta comprometer la totalidad de la calzada. Suelos Ingeniería, empresa contratada para la estabilización del tramo empleo el uso de mejoramiento de suelos mediante Columnas de Suelo Cemento por el método de Jet Grouting y la construcción de un muro en suelos reforzado que permitirán la estabilización del tramo y la posterior construcción del terraplén que soportara la calzada fallada. La Figura 1 muestra el estado de la calzada antes de la intervención.

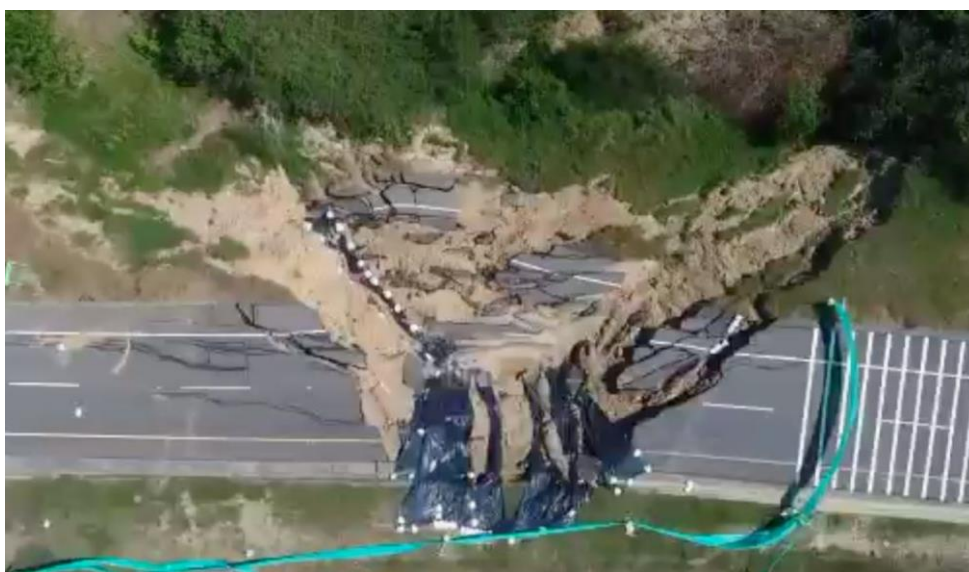


Figura 1. Deslizamiento retrogresión presentado en la calzada. Fuente: Propia (2022).

Con el fin de determinar la estratigrafía de la zona de estudio, así como las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que lo conforman, se realizó una investigación geotécnica en campo que consistió en 4 sondeos por rotación, con recuperación de muestras y ejecución de ensayos in-situ de penetración estándar (SPT), con profundidad máxima de 15 m y la ejecución de ensayos de laboratorio de clasificación y resistencia. La geología del área de estudio se encuentra conformada por materiales pertenecientes a las unidades geológicas denominadas “Formacion las perdices” y “Formacion La Popa”. Figura 2 ilustra los diferentes materiales presentes en la zona deslizada.

Posterior a la ejecución del proyecto se está realizando un monitoreo continuo de la solución ejecutada mediante Inclínómetros y piezómetros instalados en la parte superior e inferior de la calzada con el fin de evaluar la integridad de la calzada y la eficiencia de las obras geotécnicas ejecutadas. La Figura 4 ilustra el estado actual del proyecto.



Figura 4. Estado actual de obras ejecutadas. Fuente: Propia (2022).

Alternativas para el mejoramiento mecánico de suelos blandos por medio de inclusiones rígidas y semirrígidas en la práctica de la ingeniería geotécnica en Colombia — Un enfoque numérico

Autores: Juan Sebastián Monsalve Giraldo¹, Sergio Esteban Cacante Muñoz²

¹Ingeniero civil, D.Sc., Ingeprisma SAS

²Estudiante de ingeniería civil, Universidad Nacional de Colombia

1. Introducción

Algunos ambientes geológicos propician la formación de grandes espesores de suelos blandos, los cuales se caracterizan por tener una alta deformabilidad y una baja capacidad portante, por lo que es necesario recurrir a cimentaciones especiales para garantizar la funcionalidad de las estructuras. En este contexto, las técnicas de mejoramiento de suelos se presentan como alternativas viables y vigentes para enfrentar estos problemas geotécnicos. En el presente artículo se realiza un análisis comparativo del comportamiento de un perfil de suelo blando antes de ser mejorado y después de implementar inclusiones rígidas y semirrígidas.

2. Marco teórico

Las inclusiones, son elementos que se disponen en arreglos geométricos bien definidos dentro de la matriz del suelo y las cuales trabajan de manera solidaria para ayudar a soportar las cargas impuestas sobre el terreno y controlar las deformaciones. Estos elementos, típicamente de sección circular o rectangular, tiene una rigidez mucho mayor que el suelo circundante. El mecanismo de transferencia de carga es notoriamente diferente para las inclusiones rígidas (IR) y las inclusiones semirrígidas (ISR) o blandas, las cuales se componen típicamente de capas de grava o arena compactada. A continuación, se muestran los principales elementos que conforman los sistemas de mejoramiento con inclusiones y los cuales tienen gran incidencia en el desempeño de las mismas.

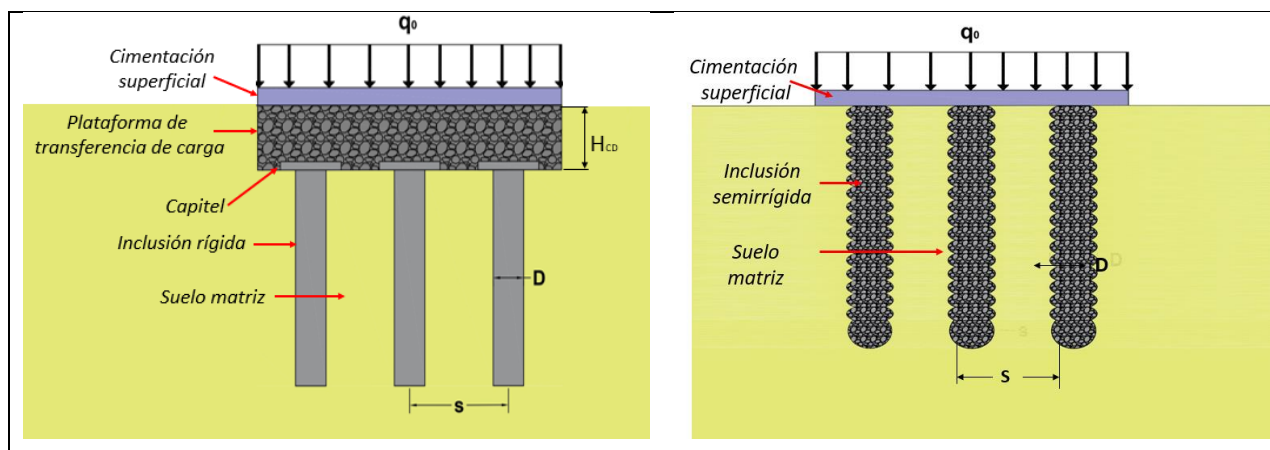


Figura 1. Elementos principales de las inclusiones.

Para el diseño de las inclusiones se tiene en cuenta lo que se denomina como la relación de remplazo (R_R), que corresponde a normalizar la superficie que ocupa las inclusiones por el área a mejorar. Para el caso de las inclusiones rígidas, R_R varía entre el 2% y 12%, mientras que para el caso de las inclusiones semirrígidas esta fluctúa entre el 10% y 30% (Buschmeier and Masse, 2012); sin embargo, según las características de la superestructura, el suelo y las solicitaciones, estas relaciones pueden aumentar.

Los mecanismos de transferencia de carga de las inclusiones rígidas se desarrollan a partir de la plataforma de transferencia de carga por medio del efecto arco además de la fricción que se desarrolla a lo largo de la longitud de la inclusión. Por otro lado, las inclusiones semirrígidas se pueden entender mediante la analogía de los resortes de Terzaghi, en el que una parte de los esfuerzos los soporta el suelo matriz y otra viaja a través de las inclusiones logrando disipar los esfuerzos en profundidad.

3. Caso de estudio

Se considera una losa de concreto de 0.5 m de espesor y sección de 4.0 m x 4.0 m sometida a una carga uniformemente distribuida de 200 kPa, apoyada en un suelo blando de dos estratos. El análisis planteado considera el caso del suelo in situ, el caso del suelo mejorado con inclusiones rígidas (columnas de concreto) y el suelo mejorado con inclusiones semirrígidas (columnas de grava). Los parámetros mecánicos del suelo y de las inclusiones se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Parámetros mecánicos considerados.

Suelo	z [m]	γ_h [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E [kPa]	ν [ad]	ϕ' [°]	C' [kPa]	e [ad]
CH	0.0-8.0	16.5	18.0	1700	0.4	15	12.0	2.1
CH-MH	8.0-15.0	17.0	20.0	1900	0.35	20	16.8	2.0

Inclusión	L [m]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ [°]	ν [ad]	e [ad]
Rígida	5.0	23	--	21500	--	0.2	--
Capa de reparto	1.0	22	23	170	30	0.25	0.5
Semirrígida	5.0	22	23	160	45	0.2	0.5

El predimensionamiento de las inclusiones rígidas es realizado a partir de criterios geométricos y mecánicos descritos por ASIRI (*Améliorations des Sols par Inclusions Rigides*) (IREX, 2012), mientras que, para las inclusiones semirrígidas, se considera la propuesta de Aguado et al. (2013). Tanto en el caso de la zapata sobre suelo in situ como en el de las inclusiones rígidas, se considera un modelo elastoplástico Mohr Coulomb (MC). En el caso de las inclusiones semirrígidas, se discuten dos modelos. El primero considera la interacción de las inclusiones y el suelo a partir de los parámetros mecánicos (modelo elastoplástico Mohr Coulomb). El segundo modelo se basa en el método de la homogenización (Aguado et al., 2013) en el que la zona reforzada es representada como un material compuesto de comportamiento elástico lineal (EL).

4. Análisis y conclusiones

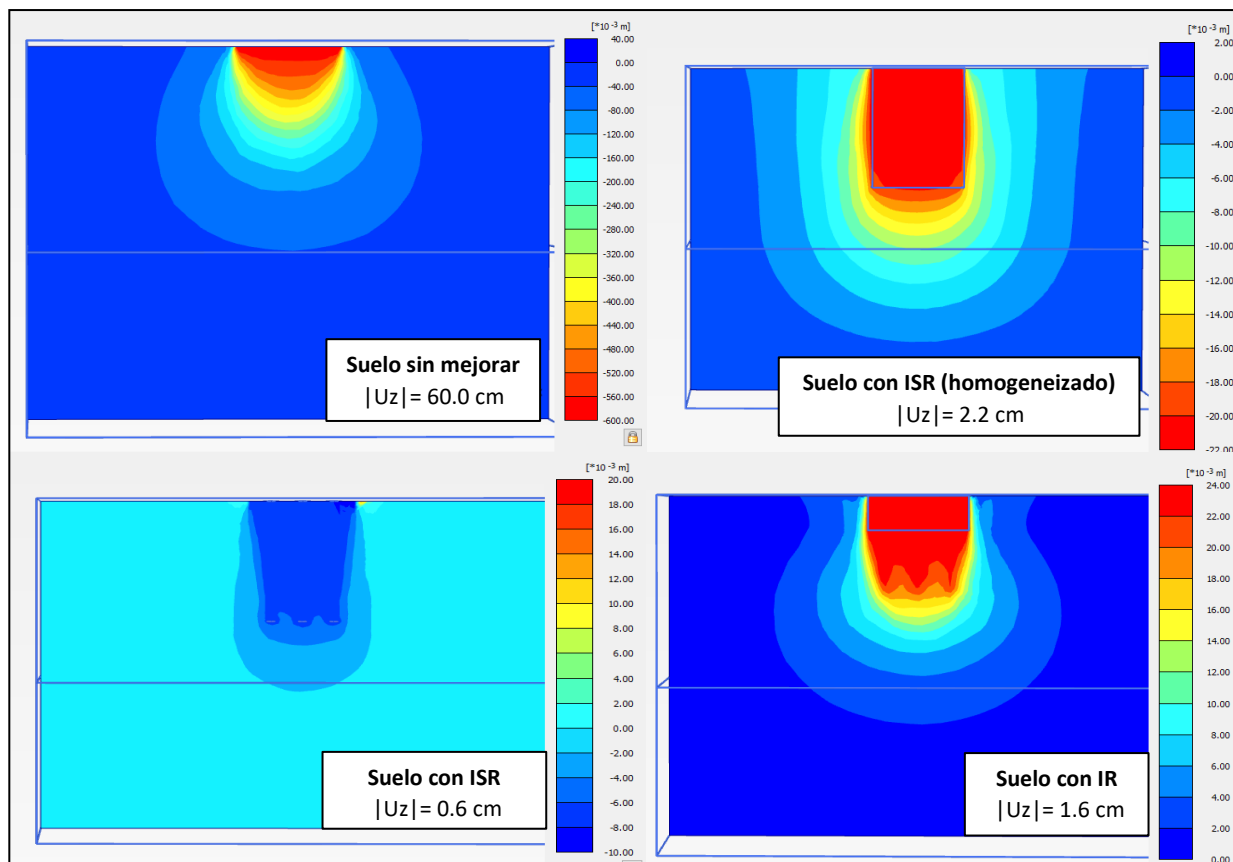


Figura 2. Modelos de desplazamiento.

De manera preliminar se evidencia una alta reducción en los asentamientos en los modelos mejorados, pasando de asentamientos de 60 cm a valores que oscilan entre 1 cm y 2 cm; sin embargo, se evidencia que el patrón de deformaciones es notoriamente distinto, debido al mecanismo de transferencia de carga propia de cada sistema y su efecto en el suelo matriz.

- Si bien el modelo homogeneizado EL y el modelo elastoplástico MC tienen ordenes de magnitud cercanos en el control de asentamientos, la curva esfuerzo deformación es notoriamente distinta.
- En el modelo homogeneizado, el volumen considerado elástico, genera deformaciones laterales que no se observan en los modelos elastoplásticos.
- Para ambos sistemas de mejora de suelo, se observa una concentración de asentamientos en la punta de las inclusiones, reafirmando la importancia de verificar el estado límite por punzonamiento.

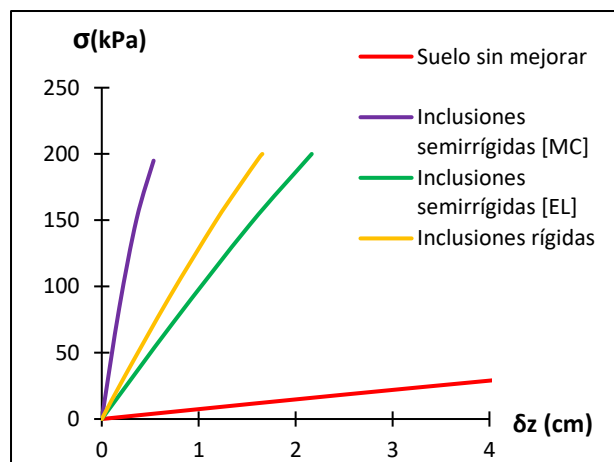


Figura 3. Curva Esfuerzo-deformación.

Referencias

- Souza Soares de Almeida et al. 2023. Ground improvement techniques applied to very soft clays: state of knowledge and recent advances. Soils and Rocks.
- Buschmeier and Masse. 2012. Discussion of differences in design methodology between granular and grouted inclusions. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
- IREX.2012. *Améliorations des Sols par Inclusions Rigides. ASIRI National Project.*
- Aguado et al. 2013. Revue Française de Géotechnique no 144-145.

*Correspondencia: gerencia@ingeprisma.com.co, scacante@unal.edu.co

Una mirada al mejoramiento de suelos mediante la adición de fibras de coco.

Autores: Barahona Matallana Marie Stephany¹, Pulido Herrera Miguel Ángel¹, Peña Amaya Juan David¹, Hormaza Guevara Edwin Giovanny¹

¹Semillero de investigación en pavimentos, Universidad Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá, Colombia.

La presente investigación tiene por objeto la recopilación de estudios previos sobre el uso de la fibra de coco en suelos, analizando las diferentes propiedades y comportamientos de mejora al adicionar dicha fibra natural. Se observan en varios estudios mencionados en el cuerpo del documento que, al mezclarse con suelos en diferentes proporciones, ha mostrado beneficios en términos de resistencia y estabilidad, lo que sugiere su utilidad en la estabilización de suelos.

La fibra de coco, también conocida como coir, se extrae tanto de la cáscara interior como de la capa exterior del coco. Estas fibras naturales tienen una longitud que varía entre 10 y 50 milímetros y un diámetro que oscila entre 0,1 y 0,3 milímetros. Además de ser biodegradables, con un proceso de degradación que puede durar hasta 20 años, presentan una alta resistencia a la tracción, incluso en condiciones de elevada humedad. Su incorporación en el suelo contribuye a mejorar la resistencia al corte, incrementando tanto el ángulo de fricción como la cohesión (Medina-Martinez et al., 2022a).

La fibra en estudio representa una alternativa sostenible y amigable con el medio ambiente, al dar una segunda vida a las fibras de coco, reduciendo los residuos y promoviendo el uso de materiales locales. El aprovechamiento de estas fibras contribuye a disminuir el impacto ambiental al sustituir materiales sintéticos no renovables (Medina-Martinez et al., 2022a). Este enfoque favorece la reducción de desechos y promueve la transición hacia una economía circular.

En términos de producción a nivel nacional, el coco se cultiva en 14 departamentos, los de mayor relevancia en la producción son: Nariño con el 48,74%, Cauca con 20,56%, Córdoba con 11,89% y Chocó con 7,59%. Estos departamentos participan con el 88,78% de la producción nacional (Instituto Colombiano Agropecuario, 2023). Del mismo modo, en el año 2021, la superficie de cultivo de coco en Colombia estuvo alrededor de 26.760 hectáreas, mostrando una cosecha de 24.152 hectáreas y una producción de 155.081 toneladas.

Autores como Leão et al. (2015) recomiendan someter la fibra de coco a tratamientos químicos para reducir su biodegradabilidad. Estos tratamientos incluyen el uso de agua caliente, NaOH acuoso al 2%, y una secuencia de agua caliente, etanol al 20%, acetona/agua 1:1, y NaOH acuoso al 10%. Los mismos autores analizaron los efectos de estos tratamientos mediante espectrometría infrarroja, observando una disminución en el pico del enlace éster entre los grupos carboxílicos C=O. Además, utilizando microscopía electrónica de barrido,

identificaron cambios significativos en la morfología de las fibras

El tratamiento utilizado para mejorar la aplicabilidad de la fibra de coco en la estabilización de suelos incluye el uso de cal, resinas epoxi y rociado con polvo de piedra. Medina-Martínez (2022) encontró que el tratamiento alcalino de la fibra provoca una reducción significativa en su absorción de agua, lo que resulta en una mejora considerable en las características de compactación y la resistencia del suelo ensayado.

(Ayininuola & Oladotun, 2016) analizaron el incremento de la resistencia al corte de tres suelos distintos, los cuales fueron: arcilla y arena limosa, extraídos de Ibadan, Nigeria, con adiciones de fibra de coco en diferentes proporciones (0.1%, 0.3%, 0.5%, 0.7%, 0.9%, 1.0%, 1.2% y 1.5%). Los resultados de sus experimentos revelaron que todos los parámetros del suelo como el contenido óptimo de humedad, la densidad seca máxima y la resistencia al corte, alcanzaron los valores más altos con una adición del 1.2% de fibra de coco. Con el CBR se observó que las muestras de suelo aumentaron al agregar fibra de coco (CCF) hasta un 1.2%, alcanzando su máximo en ese porcentaje.

De igual manera, Dasaka y Sumesh (2011) demostraron que la fibra de coco aumenta significativamente la resistencia al corte de los suelos. En su ensayo, analizaron el incremento de resistencia al corte, no drenada de un suelo (caolín), un tipo de arcilla conocida por su plasticidad y propiedades cohesivas, proveniente de Kutch de la región de Gujarat, India. Este se realizó con diferentes adiciones de fibra de coco (0.5%, 1.0%, 1.5% y 2.0%), encontrando que una proporción de fibra del 1.5% incrementaba la resistencia al doble en comparación con el suelo sin refuerzo.

Adicionalmente, el módulo de rigidez del suelo reforzado es casi el doble en comparación con el suelo sin refuerzo, esto implica que para una presión de confinamiento de 50kPa, aumentó en un factor de 1,5 a 2,3 veces con respecto al suelo no reforzado; ahora bien, para una presión de confinamiento de 100kPa, aumentó en un factor de 1,6 veces (2% de fibra) y para una presión de confinamiento de 150kPa, aumentó en un orden de 1,1 a 2.

La fibra de coco es un material versátil que se adapta a diferentes tipos de suelos, demostrando ser especialmente viable para suelos expansivos, arenas y aquellos donde previamente existió un acuífero. Es importante destacar que, aunque la fibra de coco es un complemento efectivo para la estabilización y mejora del suelo, no es el único requerimiento necesario para lograr estos objetivos. Diversos estudios respaldan su eficacia, incluyendo los trabajos de (Benessalah et al., 2016; Berkane et al., 2023; Dasaka & Sumesh, 2011; Medina-Martínez et al., 2022).

Referencias

- Ayininuola, G. M., & Oladotun, P. O. (2016). Geotechnical Properties of Coconut Coir Fiber Soil Mixture. *Journal of Civil Engineering Research*, 6(4), 79–85.
<https://doi.org/10.5923/j.jce.20160604.01>
- Benessalah, I., Arab, A., Villard, P., Sadek, M., & Kadri, A. (2016). Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 41(4), 1343–1353.
<https://doi.org/10.1007/s13369-015-1912-6>
- Berkane, H. A., Della, N., Denine, S., & Benziane, M. M. (2023). Incorporating vegetal fibers for sustainable sandy soil. *Revista de La Construcción*, 22(1), 135–146.
<https://doi.org/10.7764/RDLC.22.1.135>
- Dasaka, S. M., & Sumesh, K. S. (2011). Effect of Coir Fiber on the Stress–Strain Behavior of a Reconstituted Fine-Grained Soil. *Journal of Natural Fibers*, 8(3), 189–204.
<https://doi.org/10.1080/15440478.2011.601597>
- Medina-Martinez, C. J., Sandoval-Herazo, L. C., Zamora-Castro, S. A., Vivar-Ocampo, R., & Reyes-Gonzalez, D. (2022). Natural Fibers: An Alternative for the Reinforcement of Expansive Soils. In *Sustainability (Switzerland)* (Vol. 14, Issue 15). MDPI.
<https://doi.org/10.3390/su14159275>

UNA MIRADA AL MEJORAMIENTO DE SUELOS MEDIANTE LA ADICIÓN DE FIBRAS DE GUADUA

Sánchez Coronado. Sergio, Chávez Jiménez. Wilder Alejandro, Quintero Cogollo. Sebastian, Lombana Garcia. Darlenne Catalina, Hormaza Guevara. Edwin Giovanni Semillero de Investigación de Pavimentos, Universidad Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

Las fibras naturales son materiales filamentosos que provienen de fuentes biológicas, como plantas, animales o minerales. Son biodegradables, renovables y se utilizan en una amplia variedad de aplicaciones debido a sus propiedades mecánicas y ambientales favorables. En el mejoramiento de suelos, se implementan fibras naturales como coco, bambú, lino, palma de aceite entre otros. (Siew Choo, Kong Fah, Foo Sheng, Huei Ruey, & Jolius, 2020)

La guadua es un tipo de bambú, que crece principalmente en América Latina. Las fibras de guadua se extraen de las paredes de los tallos y tienen características mecánicas excelentes, comparables con algunas fibras sintéticas, esta fibra se implementa en el mejoramiento de los suelos ya que puede aportar propiedades como estabilización de suelos, mejora de permeabilidad, incremento de capacidad de carga y ayuda a la sostenibilidad. (Calvin Yap Thai Ming, 2017)

El uso de la fibra de guadua en la estabilización de suelos mejora el refuerzo del mismo ya que actúan como pequeños refuerzos dentro de la matriz del suelo, similar a cómo las varillas de acero refuerzan el concreto, aumentan la resistencia a la tracción del suelo, lo que ayuda a soportar mayores cargas y a distribuir mejor los esfuerzos aplicados y mejora la cohesión hasta un 0.68% de fibra de 1cm de longitud. (Garcia, 2014)

Las fibras pueden crear canales dentro de la matriz del suelo, mejorando la permeabilidad y facilitando el drenaje del agua. Esto es importante para evitar la saturación del suelo y la consecuente pérdida de resistencia. Características de fibras en suelos fueron evaluadas en Loja, Ecuador permitiendo permeabilidades hasta de 1×10^{-5} mm/sec. (Moreno, 2018)

Al agregar fibras de guadua al suelo, se puede aumentar su resistencia a la compresión y al corte, lo que mejora su capacidad de carga y reduce el riesgo de deformación o colapso; esto debido a que su resistencia a la tracción mejora la estabilidad al prevenir la formación de grietas y la separación de las partículas, lo que contribuye a una mejor distribución de las cargas, lo que conlleva una mayor resistencia. (Moreno Montoya, Osorio Serna, & Trujillo De los Ríos, 2006)

Además, el uso de fibras de guadua como refuerzo en suelos puede tener beneficios ambientales significativos. La guadua es un recurso natural renovable que crece rápidamente, tiene bondades ambientales en la prestación de servicios ecosistémicos como la captura de CO₂, la regulación hídrica y térmica, así como la preservación de la biodiversidad y flora

colombiana, además puede ser cosechada de manera sostenible lo que implica en un beneficio económico, social y ambiental. (Leal-Acosta, 2021)

La fibra de guadua se ha implementado exitosamente y se ha analizado su rendimiento en la estabilización de suelos en condición natural o con diferentes variantes, mezclándola con epóxido, polímeros o con tratamiento alcalinos en lugares como Nicaragua, Ecuador y en el sur de Asia. En cuanto a la experiencia de implementación en Colombia, se han presentado investigaciones teórico-prácticas en la evaluación del rendimiento del suelo colombiano (areno arcilloso) al adicionar fibras de guadua en el departamento de Cundinamarca, comparando frente a un suelo sin fibras propiedades físicas y mecánicas, entre estas, resistencia y CBR. (Leiva, 2019)

En conclusión, la incorporación de fibras de guadua en los procesos de mejoramiento de suelos ofrece una solución innovadora y sostenible para fortalecer la estructura del suelo y mejorar sus propiedades mecánicas. A lo largo del análisis, se ha demostrado que estas fibras naturales no solo incrementan la capacidad de carga y resistencia al corte del suelo, sino que también contribuyen a una mayor estabilidad y durabilidad de las estructuras construidas sobre ellos. Además, el uso de guadua representa una opción ecológica, aprovechando recursos renovables y minimizando el impacto ambiental en comparación con materiales sintéticos convencionales.

Con el respaldo de estudios y aplicaciones prácticas, es evidente que la guadua tiene el potencial de revolucionar las técnicas de ingeniería geotécnica, promoviendo prácticas más verdes y eficientes en la construcción civil. Por tanto, se recomienda continuar con la investigación y aplicación de estas técnicas, adaptándolas a diferentes contextos y necesidades específicas, para maximizar sus beneficios y fomentar su adopción a nivel nacional y global.

Referencias

- Calvin Yap Thai Ming, W. K. (5 de Octubre de 2017). Mechanical Properties of Bamboo and Bamboo Composites: A Review. *Journal of Advanced Research in Material Science*, pág. 20.
- García, G. B. (Agosto de 2014). *Mejoramiento de los Suelos Finos Mediante la Adición de Fibras Naturales y Artificiales*. Obtenido de <https://www.scribd.com/document/382730618/Mejoramiento-de-Los-Suelos-Finos-Mediante-La-Adicion-de-Fibras-Naturales-y-Artificiales-gerardo-Bautista-Garcia>
- Leal-Acosta, D. (2021). *La Guadua, (Guadua Angustifolia) Kunth: El oro verde por descubrir*. Bogotá: Corporación Universitaria Minuto de Dios.

- Leiva, L. Y. (2019). *Evaluación del Comportamiento del Uso de Fibras de Guadua para el Reforzamiento de un Suelo Areno Arcilloso*. Girardot: Universidad Piloto de Colombia.
- Moreno Montoya, L. E., Osorio Serna, L. R., & Trujillo De los Ríos, E. E. (2006). Estudio de las propiedades mecánicas de haces de fibra de Guadua angustifolia. *Universidad del Norte*, 125-133.
- Moreno, J. A. (2018). *La Influencia de la Fibra de Bambú en las Propiedades Mecánicas de un Bloque de Tierra Comprimido*. Loja: Universidad Técnica Particular de Loja.

*Correspondencia: Correo del autor a quien se le hará llegar la correspondencia

Módulo de reacción, K requerido para diseño de pavimentos rígidos: efecto de la variabilidad del concreto

Autores: María Fernanda García Aladín^{1*}, Juan Alejandro Ortiz Zambrano², Víctor Manuel Mendoza Córdoba³

¹ Departamento de Ingeniería Civil e Industrial, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia

² Estudiante de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia

³ Estudiante de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia

El diseño de pavimentos rígidos es un proceso intrincado que involucra numerosos factores, entre ellos la variabilidad intrínseca de los materiales y los métodos de construcción [1]. En el enfoque tradicional, los estudios geotécnicos proporcionan información sobre la resistencia característica del suelo, permitiendo estimar el módulo de reacción combinado de la subrasante y la subbase, conocido como K del apoyo. Esta investigación, fundamentada en la metodología de la Asociación del Cemento Portland (PCA) [2] [3] y las normas colombianas de construcción EGCC [4], emplea simulaciones numéricas geotécnicas para determinar si el K del apoyo cumple con los requisitos de diseño, una vez se consideren las fluctuaciones en la resistencia del concreto y del espesor de la losa durante el proceso constructivo.

La metodología PCA, ampliamente utilizada en el diseño de pavimentos rígidos, se fundamenta en principios mecánicos ajustados empíricamente. [2]. El objetivo principal de este estudio es determinar el módulo de reacción de apoyo (K) requerido considerando los CV utilizados en el método PCA [5] y los obtenidos al aplicar las especificaciones de construcción colombianas, para la resistencia a compresión (f'_c), resistencia a flexión (S'_c) y espesor de losa (h) de pavimentos rígidos [4]. El estudio analizó diversos escenarios, variando los siguientes parámetros: resistencia a compresión (f'_c) entre 21 MPa y 55 MPa, resistencia a flexión (S'_c) entre 2.8 MPa y 4.6 MPa, condiciones de apoyo: sin berma-sin pasadores (Lsn), sin berma-con pasadores (Lsb), con berma-sin pasadores (Lsp), y con berma-con pasadores (Lct). Se utilizó un espectro de carga que representara 10,000, 100,000 y 1,000,000 de ejes, para los tipos de ejes simple, tándem y trídem.

Los coeficientes de variación se calcularon según las tolerancias permitidas por las EGCC y la norma NTC 2275-23 [6] de donde los autores dedujeron las siguientes ecuaciones: para resistencia a la compresión (f'_c): si $f'_c < 35$ MPa: $CV = 413.49 / f'_c$, si $f'_c \geq 35$ MPa: $CV = 11.81\%$. Para resistencia a flexión: S'_c : $CV = 42.99 / S'_c$. Para espesor h en control de sublotos: $CV = 1773 / h$ y para lotes completos: $CV = 552.44 / h$.

La Figura 1 muestra la relación entre el coeficiente de variación y la resistencia a la compresión del concreto. Puede verse que el CV disminuye a medida que aumenta la resistencia del concreto. Por otra parte, para $f'_c < 35$ MPa el CV varía inversamente con la resistencia, desde 19.8% para 21 MPa hasta 11.81% para 35 MPa, mientras que para $f'_c \geq 35$ MPa, el CV se mantiene constante en 11.81%. Finalmente, el CV de 15% asumido por la PCA corresponde a un f'_c de aproximadamente 28 MPa.

Estos resultados indican que la metodología PCA podría subestimar la variabilidad para concretos de baja resistencia ($f'_c < 28$ MPa) en el contexto colombiano, lo que podría llevar a diseños menos conservadores, mientras que para concretos de alta resistencia ($f'_c > 35$ MPa), la PCA sería más conservadora que lo requerido por las especificaciones colombianas.

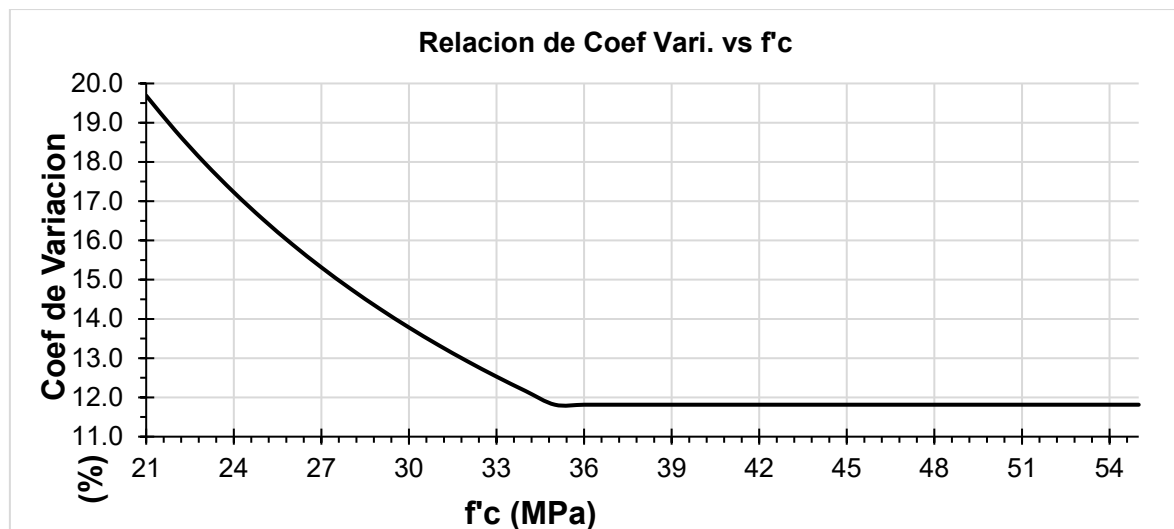


Figura 1: Coeficiente de variación versus resistencia a la compresión

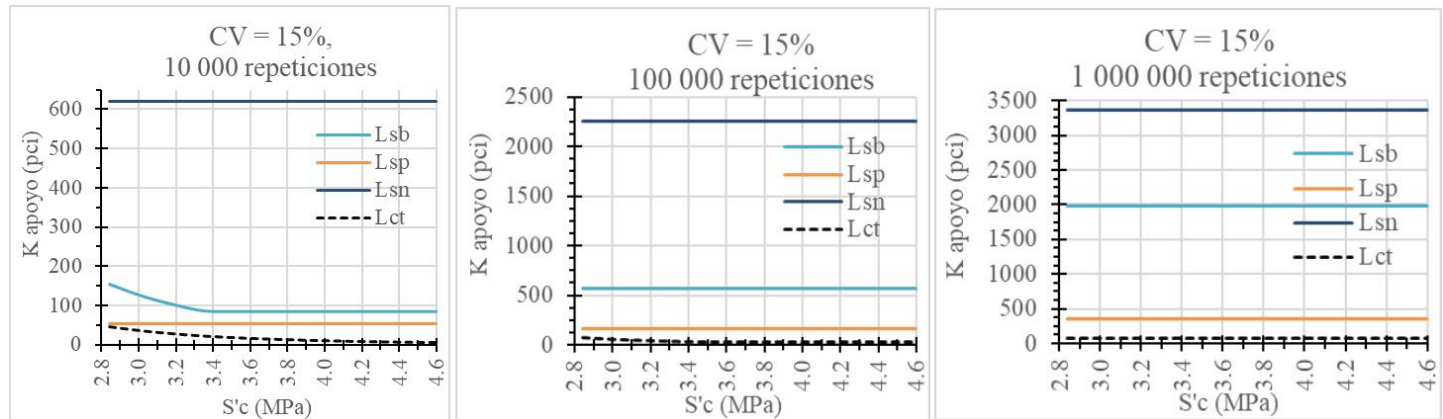
La Figura 2 muestra el comportamiento del eje simple, muestra el K requerido en función de la resistencia a flexión del concreto, S'_c para diferentes condiciones de apoyo. Puede verse que para pocas repeticiones (10,000) la fatiga controla el diseño en la mayoría de los casos, especialmente para bajos valores de S'_c . A medida que aumentan las repeticiones, la erosión se vuelve el factor dominante, particularmente para las condiciones sin berma (L_{sn} y L_{sb}). La presencia de bermas (L_{sp} y L_{ct}) reduce significativamente el K requerido, especialmente para altas repeticiones de carga. Para 1,000,000 de repeticiones, los diseños sin berma (L_{sn} y L_{sb}) requieren valores de K superiores a 900 pci, que supera el potencial de cualquier material de subbase natural o estabilizado indicando la necesidad de bermas para altos volúmenes de tráfico.

Se concluye que la metodología PCA es adecuada para concretos con $f'_c \geq 28$ MPa y $S'_c \geq 2.9$ MPa en el contexto colombiano ya que, para valores inferiores, el CV excede el 15% asumido por la PCA, lo que podría llevar a diseños menos conservadores. Adicionalmente, el estudio resalta la crucial importancia del control de calidad en obra, ya que una adecuada gestión de la variabilidad puede optimizar costos y factores de diseño.

Este estudio proporciona una evaluación cuantitativa de la aplicabilidad del método PCA en el contexto colombiano, considerando las especificaciones locales de control de calidad. Los resultados indican que para medianos y altos tránsitos las variaciones del concreto pueden llevar a la erosión temprana del conjunto subrasante/subbase. Adicionalmente, permiten una mejor comprensión de la interacción entre la variabilidad de los materiales y el diseño del

pavimento, lo que puede conducir a diseños más eficientes y adaptados a las condiciones locales.

Figura 2: K apoyo vs S'c para diferentes condiciones de apoyo y repeticiones de carga]



Los hallazgos sugieren la necesidad de ajustar los criterios de diseño para concretos de baja resistencia en Colombia, ya sea mediante factores de corrección para el método PCA o desarrollando metodologías alternativas que consideren explícitamente la variabilidad local de los materiales y procesos constructivos.

Referencias

- [1] Y. H. Huang, Pavement Analysis and Design, Edition 2, NJ, USA: Pearson Education, 2003.
- [2] R. G. Packard and S. D. Tayabji, "New PCA Thickness Design Procedure for Concrete Highway and Street Pavements," *Concrete Pavement Design and Rehabilitacion*, pp. 225-236, 1985.
- [3] Y.-H. Lee and S. H. Carpenter, "PCAWIN Program for Jointed Concrete Pavement Design," *Tamkang Journal of Science and Engineering*, pp. 293-300, 2001.
- [4] INVIAS, Especificaciones generales de construcción de carreteras 2022, Bogotá D.C.: Ministerio de Transporte, 2022.
- [5] American Concrete Institute (ACI), Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14), Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.: American Concrete Institute, 2014.
- [6] icontec, NTC 2275 : 2023, Bogotá: icontec, 2023.

*Correspondencia: mfgarcia@javerianacali.edu.co

Influencia del cambio climático en el comportamiento geotécnico de pavimentos

María Fernanda García Aladín^{1*}, Alejandro Angel Ramirez²

¹Facultad de Ingeniería y Ciencias, Pontificia Universidad Javeriana Cali, Colombia

²Estudiante de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana Cali, Colombia

El impacto de las condiciones climáticas en el desempeño de los pavimentos es un tema crucial en la ingeniería geotécnica. Variables como la temperatura, humedad, precipitación y radiación solar afectan significativamente las propiedades de los materiales y la capacidad de soporte de la subrasante [1, 2]. En el contexto del cambio climático, la modelación numérica se vuelve una herramienta esencial para predecir y mitigar los efectos de estas variables en la durabilidad y el comportamiento de las estructuras de pavimento. Este estudio presenta un enfoque de modelación numérica para evaluar la influencia del clima y las especificaciones de construcción en el módulo resiliente de la subrasante y en la vida útil de pavimentos rígidos. Utiliza diferentes escenarios de diseño de pavimentos rígidos considerando las metodologías de la AASHTO 1993 [1] complementada con modelos empírico-mecánicos, entre los que se encuentra y el índice de humedad de Thornthwaite (TMI) propuesto por la Universidad Estatal de Arizona (ASU) [1]

Para considerar el cambio climático se involucraron tres regiones climáticas diferentes. La referencia es Cali (Colombia) que se compara con Perth (Australia) y Darwin (Australia) cada una con características climáticas y patrones de precipitación distintos. La selección de Australia se debe a que la climatología actual de este continente puede representar la climatología futura de nuestra región. Adicionalmente, se consideran distintos tipos de suelos para la subrasante, como arcillas, arenas y limos, con diversos porcentajes de índice portante de California (CBR%). El objetivo principal es determinar la influencia del clima y las especificaciones de los materiales en el cálculo de factor ambiental y por lo tanto en el módulo resiliente de la subrasante y, por consiguiente, en el espesor de la capa de concreto de la estructura del pavimento.

La metodología empleada combina el uso de las guías de diseño de la AASHTO 1993 con los modelos empírico-mecánicos para el cálculo del TMI según el enfoque ASU [1]. La metodología ASU (Arizona State University) para la determinación del TMI (Índice de Humedad de Thornthwaite) es un enfoque alternativo al método convencional desarrollado por C.W. Thornthwaite en 1948. El TMI es un indicador climático que representa el balance hídrico del suelo y se utiliza en el diseño de pavimentos para caracterizar las condiciones ambientales. El método ASU, propuesto por Zapata y Houston (2008) en el estudio "Importancia del Índice de Humedad de Thornthwaite en el Diseño de Pavimentos", se basa en el uso de datos climáticos modernos y un modelo de balance hídrico más detallado [1].

Para la simulación de escenarios se fijó el tránsito con un espectro de carga, la resistencia a la flexión del concreto, el coeficiente de transferencia de carga en las juntas y la serviciabilidad [3]. Se construyen 63 escenarios de diseño considerando diferentes tipos de suelos y valores de CBR% para cada clima estudiado. Mediante los resultados obtenidos en las simulaciones de diseño de espesores de la capa, se evidenció con claridad que para materiales de la subrasante con igual CBR y diferente tipo de suelo, se obtenían valores diferentes de espesor de losa de concreto (Figura 1).

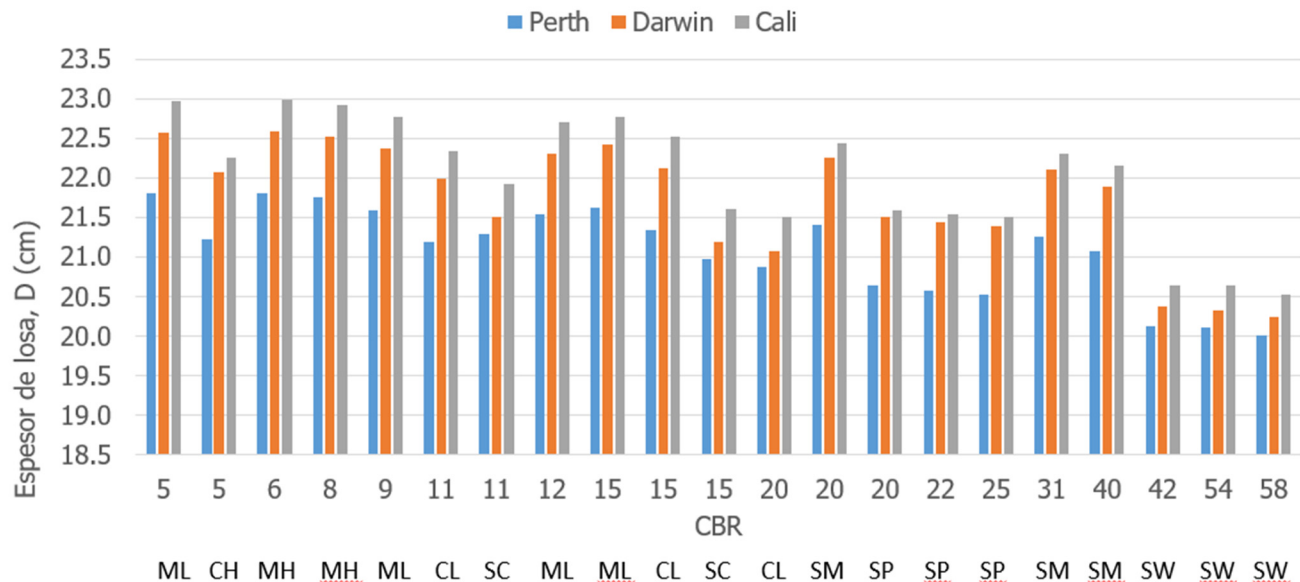


Figura 1. Variación del espesor de la losa de concreto en función del CBR y del tipo de suelos.

Asimismo, para cada diseño, según el clima de la región se demuestra que el valor del espesor de diseño variaba según el clima. Los resultados muestran que el TMI varía significativamente según las condiciones climáticas de cada región, lo que influye en el comportamiento del módulo resiliente de la subrasante y en el cálculo de Factor ambiental (Figura 2) [2][4].

Este estudio contribuye al conocimiento sobre la importancia de considerar adecuadamente los factores climáticos y las especificaciones de los materiales en el diseño de pavimentos rígidos. Los resultados obtenidos permiten optimizar el diseño de las estructuras de pavimento, sugiriendo un desempeño adecuado y una vida útil prolongada.

Las implicaciones de este trabajo radican en la necesidad de incorporar en los cálculos la caracterización del clima y su influencia en el comportamiento de los materiales de la subrasante. Futuros estudios podrían enfocarse en el análisis detallado de la influencia de la permeabilidad de los suelos en el coeficiente de drenaje propuesto por la metodología AASHTO y en el desarrollo de modelos más sofisticados que integren variables adicionales del cambio climático, o en la implementación de estrategias de diseño y mantenimiento adaptadas a las condiciones climáticas locales [5].

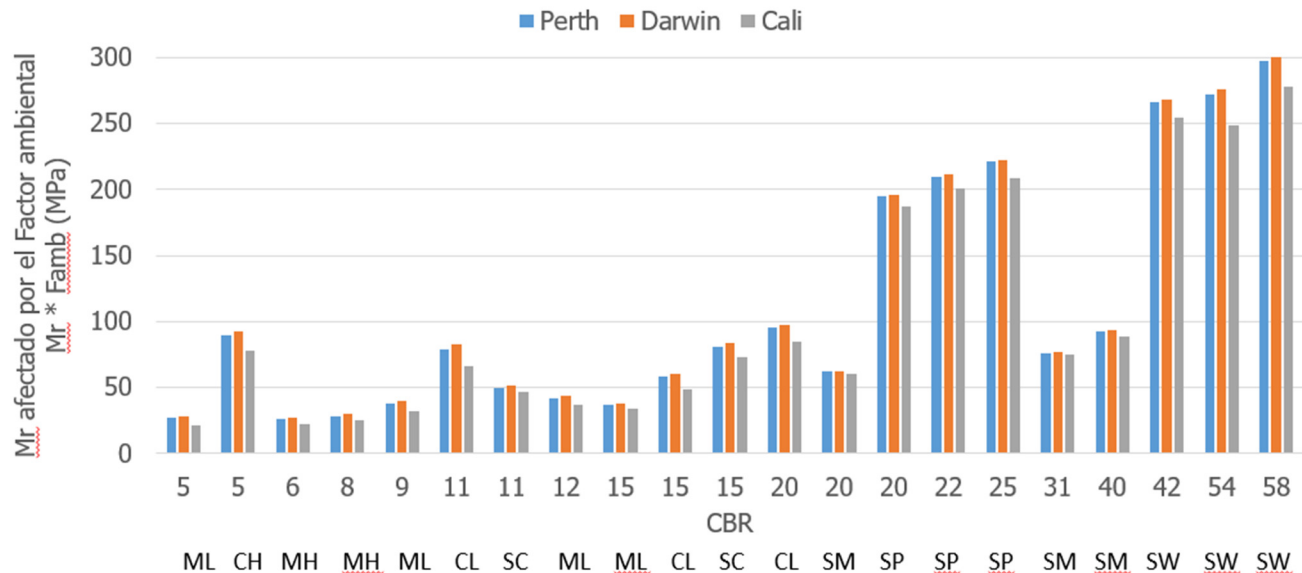


Figura 2. Variación del módulo resiliente de diseño en función del TMI y del tipo de suelos.

Referencias

- [1] Claudia Zapata, (2008). Importance of the Thornthwaite Moisture Index in Pavement Design (80-88)
- [2] Yaning Quiao, Andrew R. Dawson, Tony Parry, Gerardo W. Flintsch, (2020). Examining the effects of climatic factors on flexible pavement performance and service life.
- [3] American Association of State Highway and Transportation Officials, (1993). AASTHO Guide for Design of Pavement Structures.
- [4] H. Li, B. Dong, Z. Luo y F. Xing, (2018). The influence of environmental factors on the maintenance of pavement, Journal of Cleaner Production (1525-1533)
- [5] Z. Tao, H. Xiaoming y L. Chengbing, (2019). Comprehensive evaluation of asphalt pavement performance under the coupling effect of sunshine temperature and rainfalls (1-14)

*Correspondencia: mfgarcia@javerianacali.edu.co & alejoangelr@javerianacali.edu.co

Influencia de la permeabilidad en los coeficientes de drenaje y en el espesor de diseño de un pavimento

María Fernanda García Aladín^{1*}, David Alejandro Peña Molina²

¹Docente del departamento de Ingeniería y Ciencias, Pontificia Universidad Javeriana

²Estudiante de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana

La investigación explora cómo la permeabilidad del suelo influye en el espesor de diseño de los pavimentos, con un enfoque especial en las implicaciones geotécnicas y su relación con el cambio climático. Utilizando el método sugerido por la guía AASHTO-93 [1], se analiza la importancia del coeficiente de drenaje y del módulo de reacción de soporte [2] en el contexto de las condiciones climáticas cambiantes.

El diseño de pavimentos en Colombia enfrenta desafíos únicos debido a la variabilidad climática y las condiciones geotécnicas específicas de la región. El cambio climático ha intensificado estos desafíos, alterando los patrones de precipitación y temperatura, que sumado a la permeabilidad del suelo afecta el comportamiento de los pavimentos [3]. En este contexto es crucial comprender cómo la permeabilidad del suelo influye en el espesor del pavimento, considerando las variables ambientales y geotécnicas locales.

Se utilizó la guía AASHTO-93 [1] para diseñar pavimentos bajo diversos escenarios, con datos iniciales específicos como vida útil del proyecto, clima y espectro de carga. Se crearon 99 escenarios combinando 11 clasificaciones de suelo (MH, ML, CL, SC, SM, SP, SW, GC, GM, GP y GW), tres valores de porcentaje de CBR para cada tipo de suelo y tres granulometrías de subbase granular, basados en las especificaciones de INVIAS (2022) [4]. También se utilizaron correlaciones validadas para determinar la permeabilidad del suelo, la gravedad específica, la humedad óptima y el porcentaje de CBR [5].

Los resultados indican una clara influencia del coeficiente de drenaje (C_d) y del módulo de reacción de soporte (K_s) en el espesor del pavimento. Los suelos con mejor drenaje (mayor permeabilidad) requieren menores espesores (ver Figura 1).

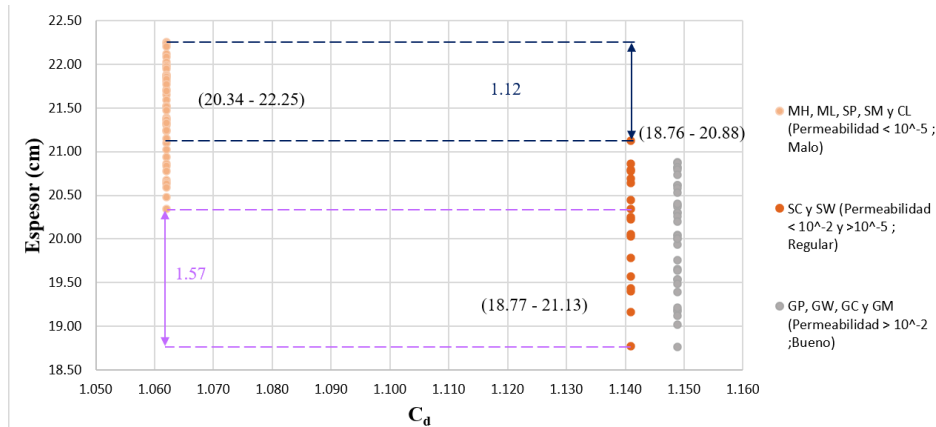


Figura 1. Relación entre el coeficiente de drenaje (C_d) y el espesor del pavimento. Fuente: Propia (2024).

En pavimentos rígidos, una subrasante más rígida permite un espesor menor de la losa de concreto. La relación entre (K_{ls}) y el espesor del pavimento muestra una tendencia lineal, destacando la influencia del drenaje combinado de la subrasante y la subbase granular en el diseño del pavimento (ver Figura 2).

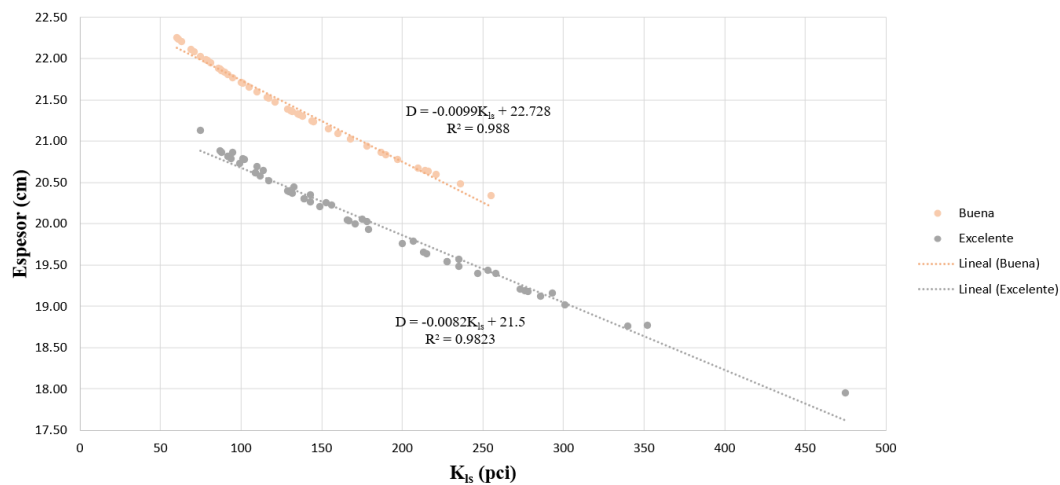


Figura 2. Relación entre el módulo de reacción de soporte (K_{ls}) y el espesor del pavimento. Fuente: Propia (2024).

La investigación confirma que la calidad del drenaje y el módulo de reacción del suelo son variables relevantes en el diseño de pavimentos. Mejoras en el drenaje reducen el espesor necesario del pavimento, optimizando su durabilidad y eficiencia.

Este trabajo subraya la importancia de considerar la calidad del drenaje y el módulo de reacción del suelo en el diseño de pavimentos. Futuros estudios pueden explorar más a fondo las correlaciones para refinar los diseños y las prácticas de ingeniería de pavimentos.

Referencias

- [1] AASHTO, AASHTO Guide For Design of Pavement Structures, Washington D. C.: AASHTO, 1993.
- [2] K. Gaspard, Z. Zhang, G. Gautreau, K. Hanifa, C. E. Zapata y M. Abufarsakh, «Modeling the Resilient Modulus Variation of In Situ Soils due to Seasonal Moisture Content Variation,» *Hindawi*, p. 7, 2019.
- [3] S. Houston, E. Kavazanjian, C. Zapata y M. El-Keshky, «Temperature Effect on the soil Water Retention Characteristic,» *ResearchGate*, p. 102, 2015.
- [4] E. G. d. C. INVIAS, *Sub-base granular*, Bogotá, 2022.
- [5] C. E. Zapata y W. N. Houston, «Calibration and Validation of the Enhanced Integrated Climatic Model Pavement Desing (2008),» *National Academies*, p. 72, 2008.

*Correspondencia: mfgarcia@javerianacali.edu.co & davidalejopm@javerianacali.edu.co

Control de calidad de la subrasante. Un estudio de modelación numérica para la durabilidad del pavimento

Autores: María Fernanda García Aladin^{1*}, Juan José Fonseca Arana²

¹ Profesora facultad de ingeniería y ciencias, Pontificia Universidad Javeriana

² Estudiante de Ingeniería civil, Pontificia Universidad Javeriana

El cambio climático presenta desafíos significativos para la infraestructura vial en el suroccidente colombiano, especialmente en términos de variaciones en la humedad y temperatura que afectan el desempeño de los pavimentos. En la ingeniería civil y en la vida se enseña que todo lo que se hace o se crea tiene que estar cimentado sobre unas bases sólidas y resistentes las cuales se encargan de mantener la estabilidad. Este estudio utiliza modelación numérica geotécnica para analizar cómo las características de la subrasante, influenciadas por condiciones climáticas cambiantes, afectan la vida útil del pavimento en la región.

La metodología empleada se basa en la guía AASHTO-93 [1], complementada con modelación numérica geotécnica. Se desarrollaron múltiples escenarios de simulación para pavimentos rígidos, considerando variables como el espectro de carga [2], el índice de serviciabilidad ($pt = 2.25$ y $po = 4.50$) [3], la subbase GP-GC [4], las características del concreto y de las juntas [5]. Para modelar los efectos del cambio climático, se utilizó el índice de Thornthwaite establecido por el modelo TMI-ASU [6]. En la simulación se consideraron distintos tipos de subrasante y su influencia en el espesor requerido del pavimento. Se evaluaron las variables que afectan la respuesta de la subrasante tales como la granulometría, límites de atterberg (LL, LP e IP), CBR, peso unitario seco [7], coeficiente de drenaje (Cd) [8]. Para la simulación se programó la metodología AASHTO-93 en Microsoft Excel. La pregunta de investigación fue ¿Cómo el control de calidad de la subrasante afecta el espesor requerido de losa en el pavimento rígido?

En la Figura 1 se presentan dos correlaciones entre el CBR y el número de ejes equivalentes resultantes al utilizar la ecuación de la AASHTO para diseño de pavimentos rígidos [1], dado un espectro de carga. Los puntos representados con color azul hacen referencia a valores de CBR a suelos de grano fino y algunas arenas (MH, ML, CL, SM, SP y SW), donde los valores de CBR están entre 3% y 40%. El coeficiente de regresión R^2 de 0.8179 muestra una fuerte correlación para estos suelos y permite identificar que la cantidad de ejes equivalentes dependen fuertemente del tipo de suelo de subrasante. Por otra parte, los datos de color naranja hacen referencia a gravas (GC, GM, GP y GW), en este caso los valores de CBR van desde el 40% hasta el 80%. El coeficiente de regresión R^2 de 0.4202 muestra una correlación débil entre los valores sugiriendo que para las granulometrías más gruesas existe menor relación que afecte el cálculo de los ejes equivalentes. Pese a la baja correlación de la última, en ambas se evidencia que los ejes equivalentes sí varían dependiendo del tipo de suelo y no son un parámetro fijo como el sugerido en la ley de la cuarta potencia.

En la investigación se evidenció que este comportamiento puede deberse a la baja permeabilidad de estos suelos (MH, ML, CL, SM, SP y SW) ya que se relacionan con bajos coeficientes de drenaje, mientras que los suelos de grano grueso cuentan con calidades de drenaje superiores y por ende afectan menos el cálculo de ejes equivalente y con ello el espesor final del pavimento.

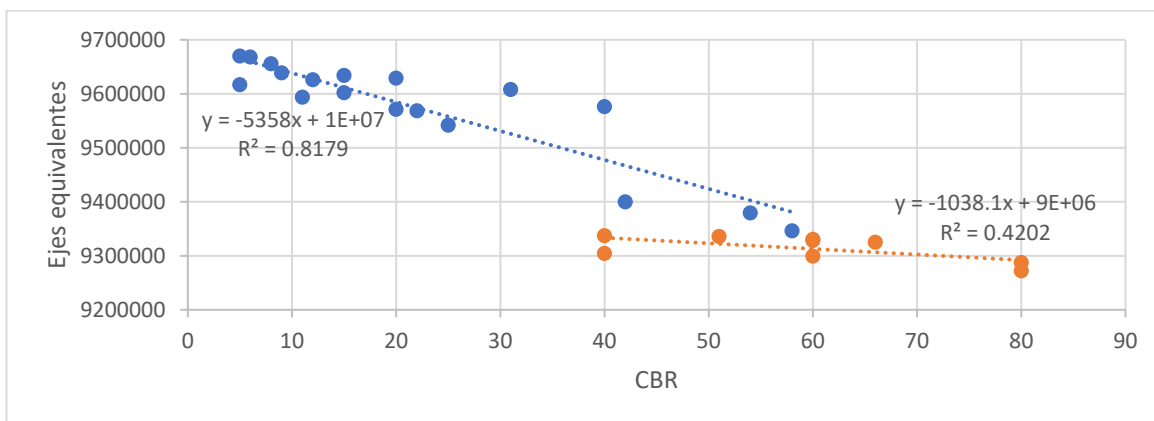


Figura 1. CBR vs Ejes equivalentes para diferentes tipos de suelos.

En la Figura 2 se relaciona el CBR de la subrasante con el espesor de losa requerido. Se tienen en cuenta todos los escenarios de simulación (66 escenarios) lo cual muestra una relación inversa entre el CBR y el espesor de losa requerido ($R^2 = 0.7949$), indicando que suelos con menor CBR, típicamente se ven más afectados por cambios en humedad y requieren mayores espesores de losa.

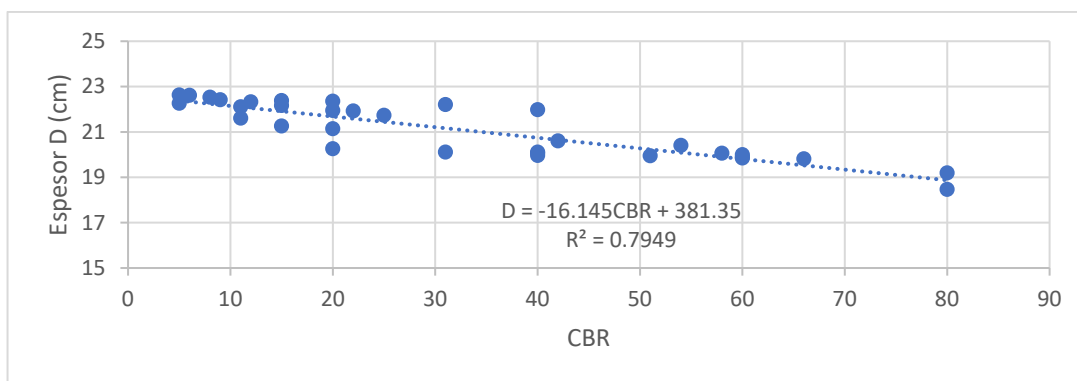


Figura 2. CBR vs Espesor D (cm)

El análisis presentado destaca factores cruciales que responden a la pregunta de investigación, evidenciando que las características de capacidad portante y drenaje de la subrasante influyen significativamente en la vida útil del pavimento. Es fundamental controlar

meticulosamente la granulometría y los límites de Atterberg de los suelos de subrasante, ya que su impacto es notable incluso cuando se encuentran dentro de los parámetros normativos.

Investigaciones futuras podrían profundizar en la influencia de factores adicionales, como los sistemas de drenaje y la variabilidad climática, sobre el comportamiento de diversos tipos de suelos subrasantes y su consecuente impacto en el desempeño a largo plazo del pavimento. Esto es particularmente relevante en el contexto del cambio climático.

Como recomendación final, se enfatiza la importancia de realizar exámenes y pruebas de laboratorio exhaustivos. Estos análisis permiten una identificación precisa de los parámetros locales del proyecto, lo que conlleva a una mayor exactitud en la evaluación de la calidad del pavimento y en la predicción de su vida útil bajo condiciones climáticas cambiantes. Esta práctica es esencial para diseñar infraestructuras viales resilientes y adaptadas a los desafíos ambientales futuros en la región.

Referencias

- [1] AASHTO, AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, Washington, D.C.: U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute, 1993.
- [2] J. A. Prozzi and F. Hong, "Optimum Statistical Characterization of Axle Load Spectra Based on Load-Associated Pavement Damage," *International Journal of Pavement Engineering*, 2006.
- [3] ICPC, Ministerio de Transporte, INVIAS, Manual de diseño de pavimentos de concreto, Bogotá: Instituto Colombiano de Productores de Cemento, 2008.
- [4] INVIAS, Especificaciones generales de construcción de carreteras 2022, Bogotá D.C.: Ministerio de Transporte, 2022.
- [5] G. Griffiths and N. Thom, Concrete Pavement Design Guidance Notes, New York: Taylor & Francis, 2007.
- [6] C. Zapata, D. Andrei, M. W. Witzczak and W. N. Houston, "Incorporation of Environmental Effects in Pavement Design," *Road Materials and Pavement Design*, pp. 667-693, 2007.
- [7] National Academies, Engineering, and Medicine., Calibration and Validation of the Enhanced Integrated Climatic Model for Pavement Design, Washington D.C.: The National Academies Press., 2008.
- [8] CDT, "Recomendaciones para el diseño de pavimentos en Chile según AASHTO," 07 06 2024. [Online]. Available: https://www.cdt.cl/?post_type=dln_download&p=76370.

*Correspondencia: mfgarcia@javerianacali.edu.co & juanjo2002422@javerianacali.edu.co

Implementación de la viscosidad en un modelo constitutivo para suelos blandos de la ciudad de Bogotá (Colombia).

Cristhian Mendoza^{1*}, Juan Miguel Sanchez²

¹Profesor, Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales

²Profesor, Universidad Santo Tomás

La mayoría de los modelos constitutivos inicialmente no consideraban el efecto de la viscosidad del suelo. Sin embargo, en las últimas décadas varias leyes para reproducir la viscosidad del suelo han sido propuestas. El presente resumen muestra la implementación del efecto de la viscosidad en un modelo Cam Clay modificado (CCM), el cual fue desarrollado inicialmente para muestras reconstituidas. Sin embargo, inicialmente este modelo se está usando para simular el comportamiento mecánico de la arcilla de Bogotá con un alto contenido de diatomeas en su estructura y alta plasticidad. El CCM fue modificado con la ley de compresión de Butterfield, que se deriva del plano $\ln(1+e)$ vs. $\ln p$. Las pendientes λ^* y κ^* se obtienen en un espacio logarítmico doble, como se muestra a continuación:

$$\ln \frac{(1+e)}{(1+e_0)} = -\kappa^* \ln \left(\frac{p}{p_r} \right) \quad \text{y} \quad \ln \frac{(1+e)}{(1+e_0)} = -\lambda^* \ln \left(\frac{p}{p_r} \right) \quad (1)$$

La implementación de la viscoplasticidad fue hecha con la ley de potencia de Norton (NVP). Por tanto, la ecuación básica se puede escribir como:

$$\dot{\sigma} = D^e : (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^{vp}) \quad (2)$$

La tasa de deformación viscoplástica $\dot{\epsilon}^{vp}$ para NVP adoptó la siguiente relación:

$$\dot{\epsilon}^{vp} = D_r \left(\frac{1}{OCR_{3D}} \right)^{\frac{1}{I_{v\alpha}}} m \quad (3)$$

donde D_r es un factor de referencia para una isotaca particular en unidades de 1/s, como lo muestran Niemunis [1] y Tafili et al. [2]. $I_{v\alpha}$ es el índice de viscosidad utilizado para correlacionar los cambios en las respuestas del suelo con la velocidad de deformación en función esfuerzo para la velocidad de referencia y el esfuerzo para la velocidad actual propuesto por Leinenkugel [5]. $m = \frac{1}{\sqrt{3}} \left[\frac{df}{d\sigma} \right]$ es la dirección del flujo plástico según una regla de flujo asociada. OCR_{3D} es un índice de sobreconsolidación para tres dimensiones, como lo propone Niemunis [1]. Sin embargo, Tafili et al [2] muestran un índice de sobreconsolidación similar propuesto. Así, la relación de sobreconsolidación se define de la siguiente manera:

$$OCR_{3D} = \frac{p_{ei}}{p^+} \quad (4)$$

La presión de Hvorslev con la ley de Butterfield se utiliza en p_{ei} , como se muestra a continuación:

$$p_{ei} = p_r \left(\frac{1+e_r}{1+e} \right)^{\frac{1}{\lambda}} \quad (5)$$

p_r y e_r son un esfuerzo de referencia y una relación de vacíos con respecto a este esfuerzo de referencia; Niemunis [1] y Tafili et al. [2] utilizaron un esfuerzo de referencia igual a 100 kPa. p^+ se obtiene a partir de una superficie de fluencia para que la definición sea consistente con

OCR_{3D} (Ecuación 6), como lo obtuvieron Niemunis [1] y Tafili et al. [2], M es la pendiente en el estado crítico para la teoría clásica:

$$p^+ = p \left[1 + \left(\frac{q}{pM} \right)^2 \right] \quad (6)$$

Para la caracterización del comportamiento con el efecto de la viscosidad de los suelos lacustres, se realizaron ensayos con muestras naturales inalteradas de dimensiones de 10 cm de alto por 5 cm de diámetros, en un equipo triaxial marca ELE modificado para trayectorias anisotrópica mostrado en Caicedo et al. [3], con la ecuación 1 donde se controla el esfuerzo radial en función de la presión de poros. El primer ensayo de compresión se realizó con una relación de esfuerzos entre esfuerzo efectivo p y el esfuerzo desviador q igual a $\eta=q/p=0,5$ a una velocidad de deformación constante $\dot{s}=0,02$ mm/min. En esta prueba, se realizó un cambio en la velocidad de deformación 10 veces menor que la velocidad de referencia. Este cambio de velocidad se realizó con el cambio en la velocidad desplazamiento del pistón vertical del marco de carga. Además, se realizó relajación durante tres días. En la relajación, hay una disminución del esfuerzo efectivo con el tiempo hasta que la derivada del cambio de esfuerzo efectivo en el tiempo se aproxima a cero. Después de la relajación con la inicialización de la velocidad de deformación a 10 veces menor de la velocidad de referencia. La segunda prueba se realizó con carga isotrópica hasta la tensión efectiva media de $p=530$ kPa y posteriormente se descarga. La segunda prueba también tiene cambios en la tasa de deformación diez veces menores que la tasa de deformación de referencia, y la prueba se realizó con la misma tasa de deformación que la primera prueba. Estos cambios en la línea de consolidación normal con el cambio de la tasa de deformación ya fueron observados por [4-6]. Tatsuoka [6] mencionan este cambio con el nombre de “isotacas”. Además, las simulaciones realizadas con el modelo implementado y los ensayos se muestran en la Figura 2, los parámetros usados en las simulaciones se muestran en la Tabla 1.

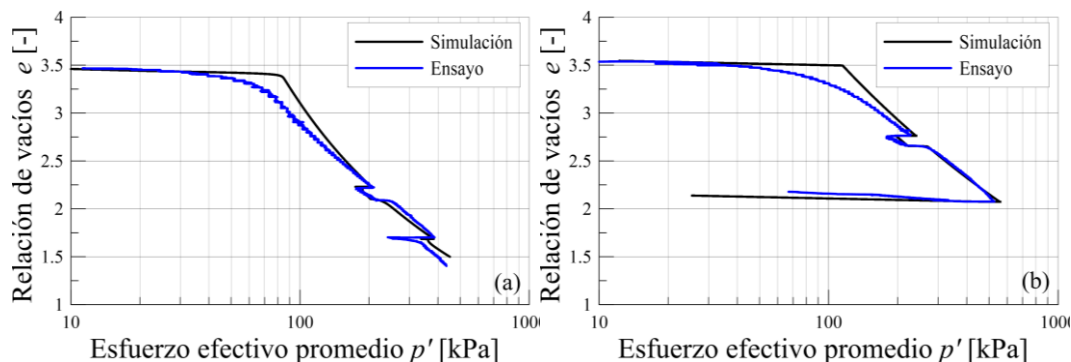


Figura 1. Ensayos y simulación de consolidación triaxial con la influencia de la velocidades de deformación: (a) trayectoria de compresión anisotrópica $\eta=0,5$, (b) trayectoria de compresión isotrópica $\eta=0,0$.

Se realizó un ensayo triaxial consolidado no drenado a un $p=210$ kPa (mayor al esfuerzo de preconsolidación), generando un esfuerzo desviador con una velocidad de deformación constante de $\dot{s}=0,08$ mm/min. Luego, las velocidades de deformación se cambiaron cada 2 % en relaciones de 10 en relación a la velocidad de referencia ($\dot{s}/10$ y $10\dot{s}$), como se ilustra en la Figura 2. Esta Figura muestra el efecto de la viscosidad del suelo en condiciones de corte no drenado. De manera similar, Leinenkugel [5] Tatsuoka et al. [6] demuestran el cambio de las

tensiones cortantes con el cambio en la tasa de deformación. Además, se muestra la simulación realizada con el modelo implementado y como se puede captar la influencia de la velocidad respecto a la resistencia al corte, los parámetros usados en la simulación se presentan en la Tabla 1.

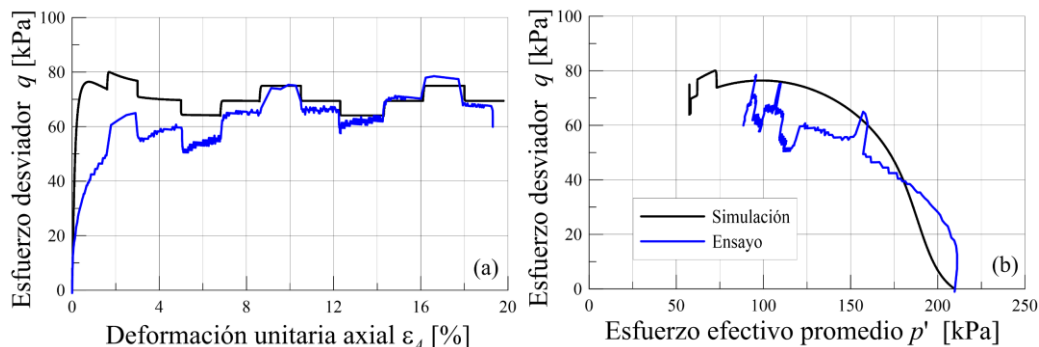


Figura 2. Simulaciones de ensayo triaxial en condición no drenada con cambio de velocidad de deformación.

Las 1 y 2 muestran la influencia de la velocidad en los suelos de Bogotá y como este puede ser capturado con una modificación simple en el modelo Cam Clay con viscosidad.

Tabla 1. Parámetros usados en las simulaciones con el modelo Cam Clay con viscosidad

Parámetro	λ	κ	σ_p	$I_{v\alpha}$	M	μ
Figura 1	0.225	0.022	115	0.05	0.765	0.28

Referencias

- [1] Niemunis A., (2003). Extended hypoplastic models for soils. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr Universität Bochum.
- [2] Tafili M, Fuentes W, Triantafyllidis T., (2020). A comparative study of different model families for the constitutive simulation of viscous clays. Int J Numer Anal Methods Geomech; 44:633-667.
- [3] Caicedo B, Mendoza C, Lizcano A, Lopez-Caballero F., (2019). Some contributions to mechanical behaviors of lacustrine deposit in Bogotá, Colombia. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(4), 837-849.
- [4] Šuklje L., (1957). The analysis of the consolidation process by the isotache method. In Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. London: 200-206.
- [5] Leinenkugel HJ., (1976). Deformation and strength behavior of cohesive soils experiments and their physical meaning. Tech. Rep. Heft 66, Institute of Soil and Rock Mechanics, University of Karlsruhe.
- [6] Tatsuoka F, Santicci de Magistris F, Hayano K, Momoya Y. Koseki J., (2000). Some new aspects of time effects on the stress and strain behavior of stiff geomaterials. The geotechnics of hard soils - soft rocks:1285-1371

*Correspondencia: cmendozab@unal.edu.co

Predicción del perfil de desplazamiento de estructuras de contención en arenas con modelos constitutivos: caso estudio del túnel Komořany

Jose Duque^{1*}, David Mašín²

¹Profesor asistente, Universidad de la Costa, Barranquilla, Colombia

²Profesor, Charles University, Praga, República Checa

Predecir el comportamiento de estructuras geotécnicas es una tarea relevante de los ingenieros geotécnicos. Entre ellas se destacan las estructuras de retención en áreas urbanas donde desplazamientos excesivos pueden causar daños a propiedades colindantes. Aun cuando estas son tareas rutinarias, los métodos analíticos no siempre ofrecen resultados confiables. Por lo tanto, el uso de herramientas computacionales son una opción relevante para el estudio de estructuras geotécnicas.

En este trabajo se presentan los resultados de un caso de estudio, el cual corresponde a la predicción del perfil de desplazamiento de estructuras de contención construidas para el túnel Komořany en Praga, República Checa, ver Figura 1 [1]. Para tal fin, se implementó el software Plaxis 2D y se consideraron dos modelos constitutivos diferentes: Mohr-Coulomb [2], que aún cuando presenta muchas limitaciones sigue siendo utilizado en consultoría, e Hipoplasticidad para arenas de Von Wolffersdorff [3] con deformación intergranular de Niemunis y Herle [4]. Ambos modelos fueron calibrados considerando un gran número de ensayos experimentales en muestras tomadas del sitio tales como ensayos oedométricos, triaxiales, y mediciones de módulos de rigidez a muy pequeñas deformaciones mediante ensayos triaxiales acoplados con Bender elements y transductores de desplazamiento lineal variable (LVDTs, por sus siglas en inglés). Un ejemplo típico de la comparación entre resultados experimentales y predicciones numéricas de ensayos de laboratorio se presenta en la Figura 2. Una vez los modelos fueron calibrados, fueron utilizados para ciegamente predecir el comportamiento de las estructuras de contención cuya geometría y el enmallado del modelo en elementos finitos se muestran en la Figura 3. La comparación entre datos provenientes de monitoreo in situ con predicciones numéricas se muestran en la Figura 4, revelando que únicamente el modelo hipoplástico es capaz de reproducir adecuadamente el perfil de desplazamientos. Una discusión acerca de la importancia de los modelos constitutivos para la predicción del comportamiento de estructuras geotécnicas será detallado en la presentación.



Figura 1. Vista general del túnel Komořany y estructuras de contención empleadas. Fuente: Mašín y Duque [1]

*Correspondencia: jduque@cuc.edu.co

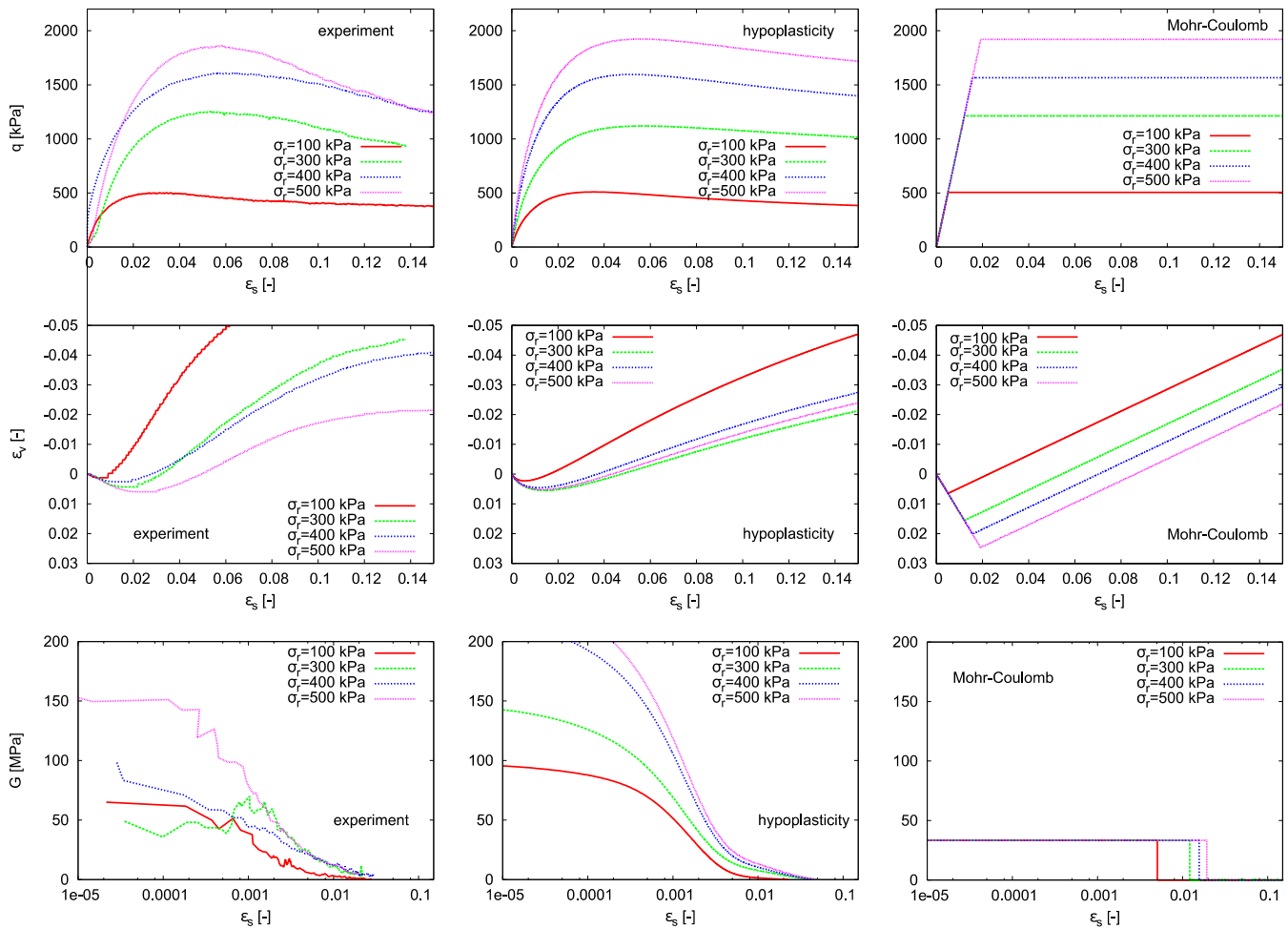


Figura 2. Comparación de ensayos experimentales y sus respectivas predicciones numéricas. Fuente: Mañín y Duque [1]

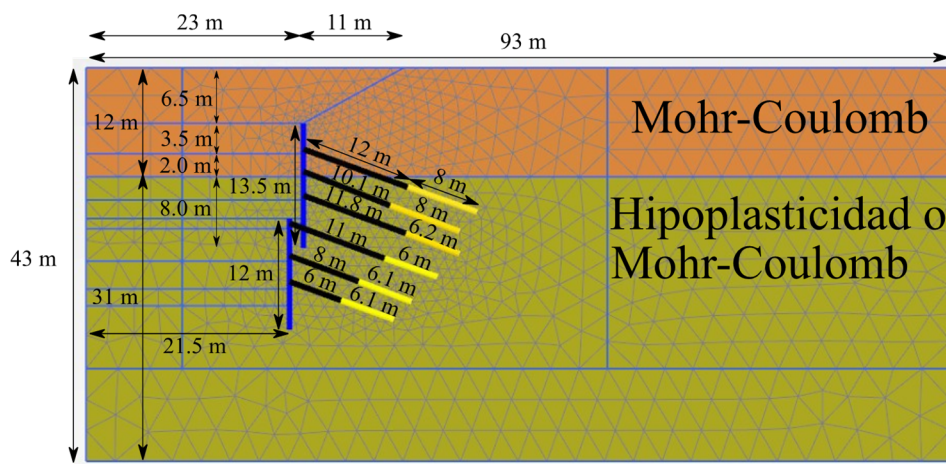


Figura 3. Geometría y enmallado del modelo en elementos finitos empleado. Fuente: Mañín y Duque [1]

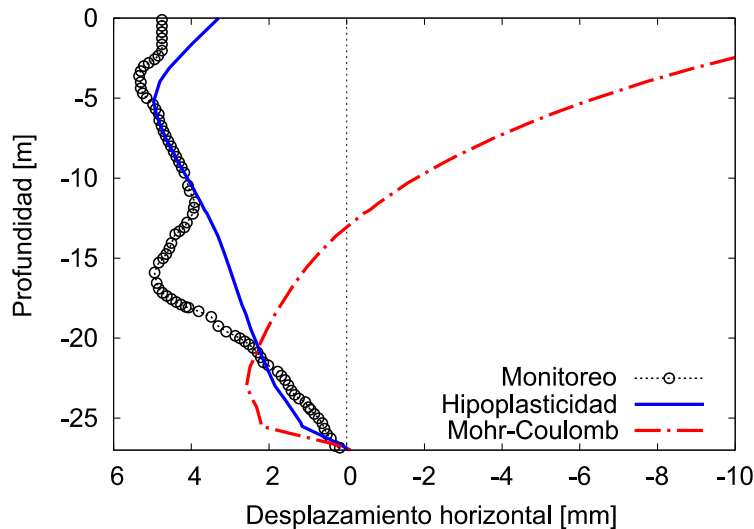


Figura 4. Comparación de datos provenientes de monitoreo in situ con predicciones numéricas. Fuente: Mašín y Duque [1]

Referencias

- [1] Mašín, D. & Duque, J. (2023). Excavation of Komořany Tunnel in Sand: A Case Study. *International Journal of Geomechanics*, 23(8), 05023006, <https://doi.org/10.1061/IJGNAL.GMENG-8591>
- [2] Mohr, O. (1900). Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials?. *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure* 46(1524-1530), 1572–1577.
- [3] Wolffersdorff, V. (1996). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of cohesive-frictional materials* 1(3), 251–271, [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1099-1484\(199607\)1:3<251::AID-CFM13>3.0.CO;2-3](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199607)1:3<251::AID-CFM13>3.0.CO;2-3)
- [4] Niemunis, A. & Herle, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of cohesive-frictional materials* 2(4), 279-299, [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1099-1484\(199710\)2:4<279::AID-CFM29>3.0.CO;2-8](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199710)2:4<279::AID-CFM29>3.0.CO;2-8)

Variación de las propiedades Dinámicas de suelos expansivos de la ciudad de Tunja, a través de cal y ceniza de cascarilla de arroz

Autores: Diana Velandia Rativa^{1*}, Lesly López Valiente²

¹Ingeniero Civil, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia

²Docente Universitario, Magister en Geotecnia, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia

Desde hace varios años se viene estudiando y trabajando en la búsqueda de nuevos materiales que permitan modificar las condiciones naturales del terreno, mejorando su comportamiento ante diferentes solicitaciones, disminuyendo las deformaciones para así evitar daños y costos de reparaciones en carreteras y vías, para esta investigación las técnicas de estabilización se analizarán para desarrollos viales y carreteras.

Dentro de la investigación se modificarán y compararán las propiedades físicas y químicas del suelo, analizando a su vez el comportamiento dinámico del suelo, mediante ensayos de columna resonante, estudiando bajas deformaciones y cambios en el módulo cortante (G) y amortiguamiento del suelo (ξ), las técnicas aplicadas en este caso son silicatos de calcio, elaborados con mezclas de cal+cascarilla de arroz (CAL+CCA), a diferentes porcentajes, teniendo como referencia estudios realizados a nivel nacional e internacional donde se referencian porcentajes óptimos de silicato de calcio, en proporción de entre 5% de cal y 10% de cal más 5%, 10% y 15% CCA, finalmente se pretende obtener correlaciones que permitan establecer cuál es el porcentaje óptimo para obtener un mejor comportamiento del suelo ante un sismo u otro movimiento dinámico que pueda llegar a afectar la construcción de vías, en los suelos de la zona de estudio.

Palabras clave: Estabilización de suelos, silicato de calcio, deformaciones, dinámica de suelos, columna resonante, arcillas expansivas

OBJETIVOS

Mediante la presente investigación se estudiará una técnica de estabilización de suelos, cascarilla de arroz mezclada con cal, aplicada a suelos con comportamientos expansivos, extraídos de la ciudad de Tunja, formación Tilatá, donde se presenta alta concentración de agua por los humedales y cuya composición tiene suelos arcillosos expansivos y hacia donde se encuentran las principales arterias viales de la ciudad y zonas de alto crecimiento.

METODOLOGIA

Para la presente investigación se realizaron ensayos de caracterización física del suelo y consolidación para verificar la expansividad del suelo inicial, adicional se realizaron ensayos para las muestras remodeladas de esta forma zonificar el suelo evaluado y poder compararla con la aplicación de ceniza de cascarilla de arroz, para la elaboración de probetas se realizó ensayo Proctor de manera que se pudiera controlar la humedad y de esta forma corroborar y mantener condiciones de densidad y relación de vacíos inicial.

RESULTADOS

Se presenta en la tabla 1 y 2 las propiedades índices iniciales del suelo sometido a mejoramiento y la expansión inicial de las muestras evaluadas.

Tabla 1. Propiedades físicas de suelos en condición natural

ZONA	LITOLOGIA				LIMITES DE CONSISTENCIA				
No	Descripción de la muestra	Sistema de clasificación SUCS	e	Yt (gr/cm ³)	LP (%)	LL (%)	IP (%)	LC (%)	INDICE DE CONTRACCION
Z1	Arcilla de color gris	CL	0,67	1,87	28,38	44,75	16,37	-2,75	31,12
Z2	Arcilla de color gris	CL	0,20	2,11	20,02	35,24	15,22	-13,60	33,62

Fuente: Autores

Tabla 2. Resultados ensayo de expansión libre en consolidometro

ZONA 1		ZONA 2	
Hanillo (mm)	19,50	Hanillo (mm)	19,25
H _{inicial} (mm)	19,50	H _{inicial} (mm)	19,25
H _{final} (mm)	21,87	H _{final} (mm)	20,16
Δ _H (mm)	2,37	Δ _H (mm)	0,91
Porcentaje de Expansión (%)	12,18	Porcentaje de Expansión (%)	4,73

Fuente: Autores

Tabla 3. Resultados ensayo de expansión libre en consolidometro suelos estabilizados

ZONA 2		ZONA 1	
5 CCA		15 CCA	
Porcentaje de Expansión (%)	-0,29	Porcentaje de Expansión (%)	-1,37

Fuente: Autores

Tabla 4. Características dinámicas zona 1 y zona 2

Parámetro	ZONA 1	ZONA 2
	Valor	Valor
Aceleración	0.48	2.079
Módulo de corte (MPa)	37.34	76.45
Velocidad de onda s (m/s)	137.53	189.5

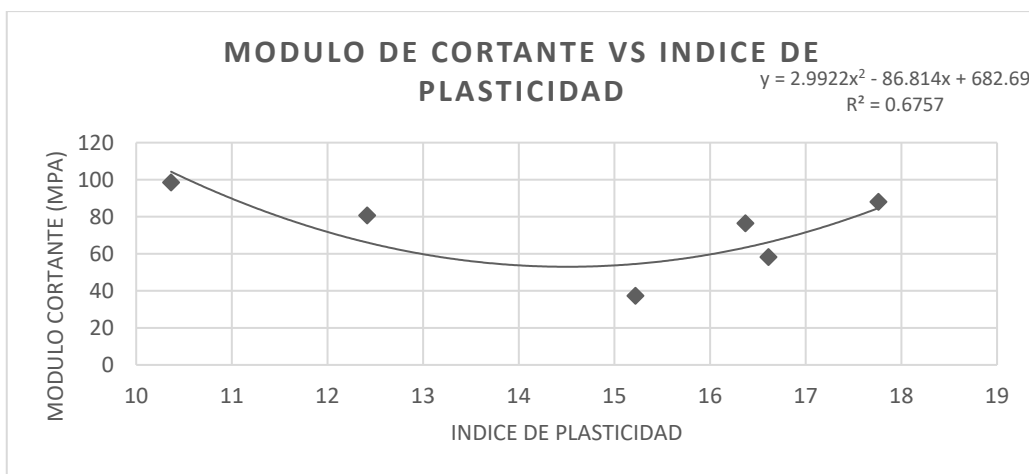
Fuente: Autores

Tabla 5. Correlación de propiedades dinámicas e índice de plasticidad

TIPO DE SUELO	IP	G (Mpa)	D (Mpa)
Suelo 1	17,76	88,02	5,76
Zona 1	16,37	76,45	6,13
Zona 2	15,22	37,34	13,46
Suelo 5 CCA	12,415	80,69	5,03
Suelo con 5 % CCA+10% CAL	16,61	58,20	13,46
Suelo con 15% CCA	10,365	98,44	10,16

Fuente: Autores

Figura 1. Correlación de propiedades dinámicas e índice de plasticidad



Fuente: autores

CONCLUSIONES

- En la Fig. 1 se presenta una correlación de 0.67, de manera parabólica, lo cual indica que a medida que el índice de plasticidad aumenta, el módulo cortante disminuye, es decir la rigidez del suelo disminuye, alcanzando un mínimo para índices de plasticidad cercanos a 15. Por encima de este valor la tendencia se invierte y a medida que aumenta el índice de plasticidad se presenta un aumento de la rigidez del suelo.
- El costo de la ceniza de cascarilla de arroz es económico, ya que 1 kilogramo tiene un costo de aproximadamente 3000 pesos en el mercado y otros residuos son desechados, se logra una recuperación del 70% de ceniza de 1 kilogramo de ceniza
- Al disminuir la humedad de las muestras sometidas a columna resonante se logra un aumento en el módulo cortante del suelo y una relación directa. Igualmente, esto se relaciona con el índice de plasticidad del suelo encontrado y evaluado, ya que con el aumento del índice de plasticidad se evidencia una disminución en el módulo cortante.
- La saturación en suelos mejorados con cal a 0 días se logra con una presión mucho menor, por lo que se evidencia que el suelo cambio y se volvió un poco más granular con una relación de vacíos mucho menor que la inicialmente se tenía
- Se evidencia una disminución considerable con la aplicación de cascarilla de arroz, llegando a valores cercanos a 0%, teniendo en cuenta la formación de enlaces internos que reducen la expansividad del suelo y logrado un control de los cambios volumétricos iniciales

Referencias

- [1] ASTM Internacional. (2017). *Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices 1*. <https://doi.org/10.1520/D4015-15E01>
- [2] Bauzá Castelló, D., Alpañés, L. de J., & Durand, P. (2015). *El tratamiento de los suelos arcillosos con cal. Comportamiento mecánico y evolución a largo plazo ante cambios de humedad*.
- [3] Das, B. M. (2010). *Principles of soil dynamics* (T. Altieri, Ed.; Second edition). 2010.
- [4] Dutta, T. T., Saride, S., & Jallu, M. (2017). Effect of saturation on dynamic properties of compacted clay in a resonant column test. *Geomechanics and Geoengineering*, 12(3), 181–190. <https://doi.org/10.1080/17486025.2016.1208849>
- [5] Elia, G., & Rouainia, M. (2016). Investigating the cyclic behaviour of clays using a kinematic hardening soil model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, 399–411. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.06.014>
- [6] Groholski, D. R., Hashash, Y. M. A., & Matasovic, N. (2014). Learning of pore pressure response and dynamic soil behavior from downhole array measurements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61–62, 40–56. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.018>
- [7] Jairo, J., Berbeo, G., & Asociados, J. (2006). Zonificación de suelos en superficie de la ciudad de Tunja, Colombia. *Épsilon, Volumen 1*(6). <https://ciencia.lasalle.edu.co/ep>
- [8] Jones, L. D., Survey, G., & Jefferson, I. (2012). Geotechnical Engineering Principles, Problematic Soils and Site Investigation (ICE Manuals). *ICE Manual of Geotechnical Engineering Vol 1: , Vol 1*, 413–441.
- [9] Lang, L., Li, F., & Chen, B. (2020). Small-strain dynamic properties of silty clay stabilized by cement and fly ash. *Construction and Building Materials*, 237. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117646>
- [10] Leng, W. M., Liu, W. J., Zhao, C. Y., Zhou, W. Q., & Yang, Q. (2015). Experimental research on dynamic failure rules of compacted coarse-grained soil filling in heavy haul railway subgrade. *Yantu Lixue/Rock and Soil Mechanics*, 36(3), 640–646. <https://doi.org/10.16285/j.rsm.2015.03.005>
- [11] Leon, H., & Urbano, Z. (2021). *Determinación de las propiedades dinámicas a pequeñas deformaciones de suelos estabilizados químicamente con aditivos poliméricos*.
- [12] Lu, Z., Zhao, Y., Xian, S., & Yao, H. (2020). Experimental Study on Dynamic Resilient Modulus of Lime-Treated Expansive Soil. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2020. <https://doi.org/10.1155/2020/3272681>
- [13] Nelson, J., & Miller, D. (1992). *Expansive soils*.
- [14] Páez, J. E., & Díaz, L. F. (2019). *Influencia de la adición de aceite sulfonado en la respuesta dinámica a pequeñas deformaciones de un material granular arcilloso*.
- [15] Pushpakumara, B. H. J., & Mendis, W. S. W. (2022). Suitability of Rice Husk Ash (RHA) with lime as a soil stabilizer in geotechnical applications. *International Journal of Geo-Engineering*, 13(1). <https://doi.org/10.1186/s40703-021-00169-w>
- [16] Quiroga, J., & Rodríguez, X. (2018). *Caracterización geotécnica depósito de diatomitas del barrio los patriotas ubicado en la ciudad de tunja*.
- [17] Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943). *Description of stress-strain curves by three parameters*.
- [18] Rodríguez, M. (2005). *Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona*. <http://hdl.handle.net/2099.1/3363>
- [19] Saride, S., & Dutta, T. T. (2016). Effect of Fly-Ash Stabilization on Stiffness Modulus Degradation of Expansive Clays. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(12). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0001678](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001678)
- [20] Subramaniam, P., & Banerjee, S. (2016). Torsional Shear and Resonant Column Tests on Cement Treated Marine Clay. *Indian Geotechnical Journal*, 46(2), 183–191. <https://doi.org/10.1007/s40098-015-0170-6>
- [21] Velandia Rativa, D., & Lopez Valiente, N. (2019). *Variación de las propiedades fisicoquímicas de los suelos del depósito lacustre de la ciudad de Tunja, zona Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia*.
- [22] Yoshianny, P., Pedroza, Á., Arturo, J., Jaimes, P., Andrés, J., & Wilches, C. (2017). *Propiedades Dinámicas de Arcillas Lacustres Sobreconsolidadas a Partir del Ensayo de Columna Resonante: Resultados Preliminares*. <http://www.lahistoriaconmapas.com/atlas/colombia-maps/mapa->
- [23] Zavoral, D., & Sc, B. A. (1990). *Dynamic properties of an undisturbed clay from resonant column tests*.

*Correspondencia: diana.velandia01@uptc.edu.co

Aplicación exploratoria del criterio de "punto de bloqueo" para la determinación de la energía de compactación de materiales granulares marginales empleando el compactador giratorio

Emily Bautista¹, Jhonatan López¹, Diana Ardila¹, Vladimir Merchán^{1*}, Alex E. Alvarez¹,
Diego J. Anaya¹, Dairo A. Rodriguez¹, Yesit M. Orduz¹, Yorman J. Torres¹,
Edgar J. Alvarez¹, Andrés F. Paredes¹

¹Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, Universidad Industrial de Santander, Colombia

Las obras de infraestructura de pavimentación y sus métodos de construcción han venido cambiando significativamente en los últimos años. No obstante, el método de compactación por impacto (ensayo de compactación Proctor) continúa siendo la técnica de compactación habitualmente empleada en laboratorio. Sin embargo, este método presenta una desventaja significativa por el hecho de utilizar cargas de impacto para compactar el suelo en un molde rígido, mientras que los métodos modernos para la compactación en campo se basan en una combinación de vibración, e incremento de esfuerzos normales y de cortante (efecto de amasado) para lograr altas densidades y microestructuras internas adecuadas.

En este contexto, en los últimos años se ha estudiado la viabilidad de utilizar el compactador giratorio para la compactación de suelos como método más aproximado a las condiciones de campo. No obstante, aún no se cuenta con un marco normativo nacional o internacional para la compactación giratoria de suelos. En la técnica, se puede controlar la altura deseada de la probeta o el número de giros (i.e. energía de compactación) para realizar la compactación. Sin embargo, cuando se controla la altura de la probeta es común encontrar disparidad en el número de giros aplicado [1], [2], [3], lo cual puede llevar a diferencias en la microestructura del suelo y en su comportamiento mecánico. Por lo tanto, en este artículo se analiza el criterio del "punto de bloqueo" (locking point en inglés)—originalmente empleado en la compactación de mezclas asfálticas [4]—a efectos de explorar un criterio para la compactación de suelos mediante compactación giratoria. El punto de bloqueo corresponde al número de giros en el que por primera vez un conjunto de tres giros que conlleva a igual altura en la probeta es precedido por dos giros que generan la misma altura en la probeta de ensayo.

Los suelos empleados en el estudio son clasificados como materiales granulares marginales (MGM) debido a que presentan un desgaste en la máquina de los ángeles de 66%, el cual supera el valor máximo permitido—a 500 revoluciones—para subbase granular (i.e., 50%) según las Especificaciones Técnicas del Instituto Nacional de Vías - INVIAS [5]. Adicionalmente, los MGM evaluados superan los valores máximos permisibles de índice de plasticidad (i.e., 6%) y contenido de finos (i.e., 15%) especificados por INVIAS (Tabla 1) [5].

Para determinar las curvas de compactación se requirió de al menos 4 probetas compactadas con distintos contenidos de humedad. Para este propósito se fabricaron probetas cilíndricas,

*Correspondencia: vmerchan@uis.edu.co

de 15 cm de diámetro y 20 cm de altura, haciendo uso del compactador giratorio (esfuerzo 600 kPa; ángulo de giro 1.16° ; 30 rev/min) aplicando una energía de compactación de 180 giros. Para estas probetas fue posible determinar el punto de bloqueo y a partir del peso unitario total correspondiente para este, se determinó el peso unitario seco para generar las curvas de compactación y establecer los parámetros de compactación (i.e. peso unitario seco máximo y humedad óptima de compactación). En la Tabla 1 se presentan los parámetros de compactación y en la Figura 1(a) se muestran las curvas de compactación obtenidas para los diferentes materiales.

Tabla 1. Materiales granulares marginales (MGM) y parámetros de compactación

Material	Contenido de finos (%)	Índice de plasticidad (%)	Humedad óptima (%)	Peso unitario seco máximo (kN/m ³)
MGM-1	18	8	11.5	19.58
MGM-2	18	15	11.7	19.20
MGM-3	21	8	11.5	19.81
MGM-4	21	15	11.8	19.51
MGM-5	24	8	12.3	19.72
MGM-6	24	15	12.8	19.35

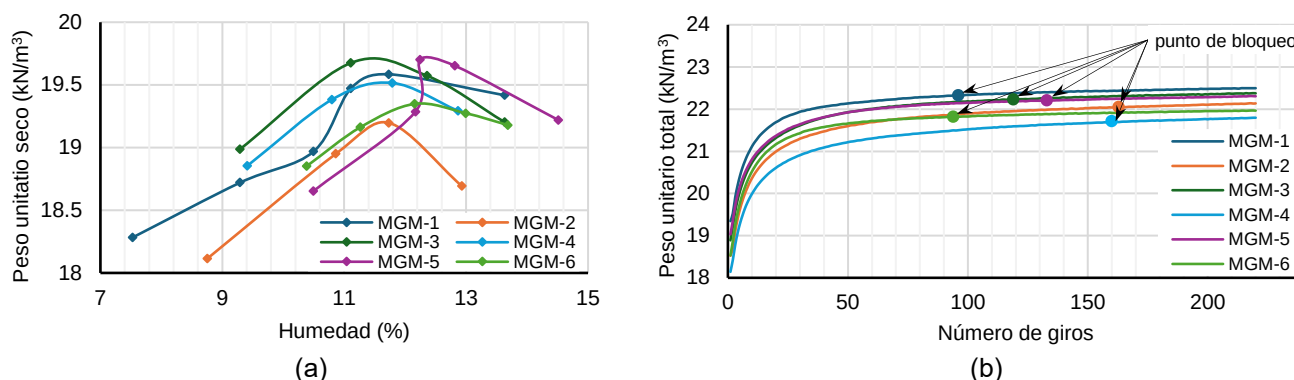


Figura 1. (a) Curvas de compactación y (b) curvas densidad Vs. número de giros

Una vez determinados los parámetros de compactación, se desarrolló una campaña de elaboración de probetas de comprobación, producidas a la humedad óptima de compactación y aplicando 220 giros. Para estas probetas se determinaron las curvas de peso unitario total Vs. número de giros y se evaluó el punto de bloqueo cómo se observa en la Figura 1(b). Para este conjunto de probetas se determinaron puntos de bloqueo entre 90 y 160 giros (promedio, $\mu = 127$ giros; desviación estándar, $\sigma = 27.5$ giros). A pesar del amplio intervalo de valores, se adoptó un valor de 130 giros como energía estándar para la compactación de los MGM.

Finalmente, para analizar el efecto de la estandarización de la energía de compactación sobre la variabilidad del peso unitario seco se fabricaron probetas de desempeño (tres réplicas para cada MGM), producidas a la humedad óptima de compactación y aplicando los 130 giros antes determinados. En la Tabla 2 se muestra el error relativo calculado para los valores de humedad (variable controlada) y peso unitario seco obtenidos para las probetas de desempeño. El error se calculó tomando como referencia los valores de los parámetros de compactación (Tabla 1). Se observó que el error máximo relativo respecto a la humedad óptima fue del 4.0%, mientras que, para el peso unitario seco, este error fue del 5.9% ($\mu = 1.09\%$; $\sigma = 1.40\%$).

Tabla 2. Porcentajes de error de humedades y peso unitario seco para probetas de desempeño

Material	No. Réplica	Humedad (%)		Error (%)	Peso unitario seco (kN/m ³)		Error (%)
		Óptima	Probeta		Máximo	Probeta	
MGM-1	1		11.62	1.04		19.74	0.83
	2	11.5	11.48	0.17	19.58	19.68	0.53
	3		11.96	4.00		19.56	0.08
MGM-2	1		12.03	2.82		19.55	1.83
	2	11.7	11.76	0.51	19.2	19.39	0.96
	3		11.92	1.88		18.07	5.91
MGM-3	1		11.63	1.13		19.35	2.33
	2	11.5	11.70	1.74	19.81	19.34	2.37
	3		11.16	2.96		19.46	1.79
MGM-4	1		11.91	0.93		19.29	1.15
	2	11.8	12.00	1.69	19.51	19.58	0.37
	3		11.34	3.90		19.40	0.56
MGM-5	1		12.50	1.63		19.67	0.23
	2	12.3	12.50	1.63	19.72	19.72	0.01
	3		12.54	1.95		19.71	0.05
MGM-6	1		12.75	0.39		19.32	0.16
	2	12.8	12.87	0.55	19.35	19.34	0.05
	3		12.94	1.09		19.28	0.36

Los resultados reportados sugieren que tras estandarizar la energía de compactación (130 giros) la variabilidad del peso unitario seco de las probetas de desempeño es reducida, por lo que se determinó que esta energía de compactación aplicada mediante el compactador giratorio es aceptable para el proceso de compactación de los MGM estudiados. De esta forma, se espera que la microestructura, inducida por compactación, de los materiales estudiados sea comparable. Adicionalmente, la compactación por medio del compactador giratorio resulta ser una opción más rápida y versátil—comparada con la compactación por impacto—que podría representar mejor los resultados de los procesos de compactación de MGM en campo. Se sugiere realizar estudios adicionales para validar esta última hipótesis.

Referencias

- [1] J. Camacho-Tauta, O. Reyes, y D. González, “Ensayo de compactación giratoria en suelos como alternativa al ensayo de compactación Proctor”, *Cienc. E Ing. Neogranadina*, vol. 17, pp. 67–81, dic. 2007, doi: 10.18359/rcin.1075.
- [2] W. Hu, P. Polaczyk, H. Gong, Y. Ma, y B. Huang, “Visualization and quantification of soil laboratory impact compaction”, *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, vol. 14, núm. 2, pp. 616–624, abr. 2022, doi: 10.1016/j.jrmge.2021.07.001.
- [3] X. Jia, W. Hu, P. Polaczyk, H. Gong, y B. Huang, “Comparative Evaluation of Compacting Process for Base Materials using Lab Compaction Methods”, *Transp. Res. Rec.*, vol. 2673, núm. 4, pp. 558–567, abr. 2019, doi: 10.1177/0361198119837953.
- [4] W. R. Vavrik y S. H. Carpenter, “Calculating Air Voids at Specified Number of Gyrations in Superpave Gyratory Compactor”, *Transp. Res. Rec.*, vol. 1630, núm. 1, pp. 117–125, ene. 1998, doi: 10.3141/1630-14.
- [5] Instituto Nacional de Vías, *Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras y Normas de Ensayo para Carreteras*. Colombia, 2022.

Técnicas de Bioingeniería para Control de Erosión

Marta Pereira da Luz^{1*}, Maria Alejandra Aparicio-Ardila², Jefferson Lins da Silva³

¹Profesora, Pontificia Universidad Católica de Goiás - PUC Goiás

²Doctoranda, Universidad de São Paulo - USP

³Profesor, Universidad de São Paulo – USP

La erosión en taludes y márgenes de cuerpos de agua es un proceso que implica la separación y transporte de sedimentos a través de agua, viento o gravedad. Este fenómeno puede ser provocado por la eliminación de la vegetación existente, perturbaciones en el suelo como la compactación y la pérdida de fertilidad, la creación de superficies con mayor pendiente, entre otros factores. En el caso específico de las márgenes de cuerpos de agua, es crucial considerar el efecto de las olas, donde las fuerzas generadas por el impacto de estas pueden superar la resistencia del suelo y de la vegetación, impidiendo la fijación de la vegetación al suelo y promoviendo la degradación del entorno. Por lo tanto, surge la necesidad de implementar procedimientos adecuados para el control y protección contra los procesos erosivos, siendo una opción destacada la Bioingeniería de Suelos [1,2].

En Brasil, a pesar del clima favorable para el desarrollo de la vegetación y el uso de técnicas de Bioingeniería de Suelos, son escasos los estudios sobre el desempeño de estas técnicas a largo plazo. Al mismo tiempo, la ocurrencia de problemas severos provocados por la erosión debido al impacto de las olas y la erosión en canales temporales y permanentes destaca la importancia de estudios más profundos de las técnicas de Bioingeniería de Suelos para la realidad brasileña [3].

Las técnicas de bioingeniería, también conocidas como sistemas biotécnicos, están compuestas por elementos vivos (vegetación) y elementos inertes. Estos últimos generalmente incluyen una parte que proporciona rigidez y refuerzo al sistema (como geosintéticos, madera, acero o concreto) y otra parte que aporta peso, como rocas y suelo. La Tabla 1 y la Figura 1 tienen un resumen de las diferentes técnicas utilizadas en Brasil, basado en las referencias [4 a 8].

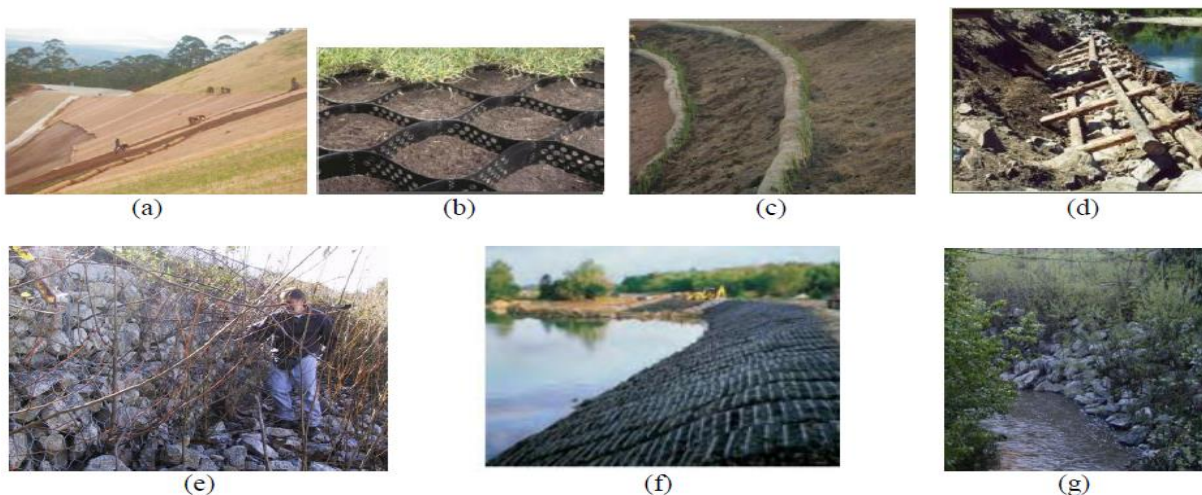


Figura 1. Técnicas de bioingeniería de suelos: (a) Aplicación de biomantas en talud de corte [9], (b) Detalle del revestimiento de SCC [10], (c) ROS asociado al plantío de pasto Vetiver [9], (d) Construcción de EMV [11] (e) Cajas de gavión vegetado [12], (f) Detalle de la instalación de un geocolchon [13] y (g) Enrocado vegetado para protección de taludes [12].

Tabla 1. Técnicas de Bioingeniería de Suelos.

Producto	Descripción	Aplicación y ventajas
Productos en Rollo para Control de Erosión (PRCE)	Rejillas o tapetes de fibras naturales o sintéticas (geosintéticos), generalmente flexibles. Tipos: Redes de control de erosión, Geotextiles tejidos abiertos, Mantas de control de erosión y Sistemas de césped reforzado.	- Control temporal o permanente de la erosión y apoyo en el establecimiento y crecimiento de la vegetación. - Adecuado para taludes empinados y con suelos muy erosionables y márgenes de ríos sujetos a erosión hídrica. - Requiere una preparación adecuada del sitio.
Sistemas de Confinamiento Celular (SCC)	Estructuras tridimensionales de contención en formato alveolar (Geoceldas). Normalmente están compuestas por polietileno de alta densidad (PEAD) u otras fibras sintéticas. Las celdas pueden llenarse con tierra, arena o grava. En combinación con vegetación, el suelo de relleno se siembra y fertiliza.	- Control permanente de la erosión y revegetación en taludes empinados o en márgenes de cuerpos de agua. - Confinar el suelo dentro de las celdas y transfiere las cargas a través del sistema de confinamiento celular. - Usualmente, se inserta un geotextil debajo del SCC para promover la filtración y/o separación.
Retentores Orgánicos de Sedimento (ROS)	Fibras vegetales (heno, paja de herbáceas, aserrín, fibra de coco tratada) altamente compactadas y flexibles, envueltas por una malla resistente de polipropileno.	- Captura de sedimentos en el talud; además de materia orgánica y semillas y propágulos nativos (medio adecuado para la germinación y establecimiento de la vegetación). - Estabilización temporal. - Bajo costo.
Estructuras de madera vivas – EMV (<i>Live cribwall</i> o Muro <i>Krainer</i>)	Arreglo entrelazado de elementos de madera en forma de una caja vacía. Se llena con material adecuado (drenante o suelo de relleno) con capas de estacas de ramas vivas cuyas raíces se extienden hasta la masa de suelo en el interior del talud.	- Adecuada para la base del talud y pequeños esfuerzos laterales, - Altura máxima de 2 m, incluyendo la excavación necesaria para estabilizar la base de la estructura. - Protección inmediata contra la erosión, mientras que la vegetación que se establezca proporcionará estabilización a largo plazo.
Muros de gavión vegetados	Cestos, cilindros, cajas o colchones de malla metálica llenos de roca (triturada o rodada). Después del llenado, se colocan estacas de ramas vivas en cada capa para la creación de raíces y el posterior refuerzo del suelo. Tipos: Gaviones caja (prisma rectangular), colchones reno (paralelepípedo) y gaviones saco (cilíndricos).	- Adecuada para la base del talud y pequeños esfuerzos laterales. - Estructuras flexibles y drenantes. - Márgenes de cuerpos de agua: estabilización de la margen externa y de la margen sumergida. - Pueden tener una vida útil corta si se instalan en canales y cuerpos de agua con alta carga de sedimentos sin los cuidados adecuados. - Un filtro (granular o geosintético) evita el movimiento del suelo a través de las cestas.
Geocolchones	Estructuras semi-monolíticas o semiflexibles similares a gaviones, pero en las que el encajonamiento se realiza con malla de HDPE. El relleno se realiza con material rocoso. Pueden formar estructuras en forma de caja, colchón o cilindros.	Alta durabilidad y estabilidad hidráulica que favorece su aplicación en márgenes de cuerpos de agua.

Enrocado vegetado	Enrocado de rocas con especies herbáceas o estacas vivas que se puedan enraizar en el suelo entre los espacios de las rocas.	- Las raíces mejoran el drenaje y, con el tiempo, se crea una cubierta viva en la interfaz suelo/roca que refuerza y evita el arrastre de partículas finas entre las rocas y debajo de estas. - Protección inmediata contra la erosión. - Efectivo en la reducción de la erosión en taludes. - Disipación de parte de la energía en márgenes de cuerpos de agua. • Alto costo.
-------------------	--	--

Conclusiones

Este resumen presenta una síntesis de técnicas de Bioingeniería de Suelos implementadas para la protección vegetal de taludes y márgenes de cuerpos de agua en obras brasileñas. El sistema biotécnico final se obtiene combinando uno o más de estos elementos con una o más especies vegetales adecuadas para el sitio de implementación.

Agradecimientos

Al CNPq (*Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico*) - Procesos 309841/2021-6, 405594/2022-4 y 422116/2023-8, y a la FAPEG (*Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Goiás*) - proceso CAP 202310267000962 por el apoyo financiero para la ejecución de la investigación.

Referencias

- [1] Lewis, L. (2000) Soil bioengineering – an alternative for roadside management. Technical Report 0077-1801-SDTDC. San Dimas, CA.
- [2] Simon, K. and Steinemann, A. (2000) 'Soil Bioengineering: Challenges for Planning and Engineering', *Journal of Urban Planning and Development*, 126(2), pp. 89–102.
- [3] Sousa, R. (2015) 'Metodologia para Especificação de Plantas com Potencial Biotécnico em Engenharia Natural', (1), p. 155.
- [4] Allen, S. R. (1996) 'Evaluation and Standardization of Rolled Erosion Control Products', *Geotextiles and Geomembranes*, 14(3-4 SPEC. ISS.), pp. 207–221.
- [5] Gray, D. H. and Sotir, R. B. (1996) *Biotechnical and soil bioengineering slope stabilization: a practical guide for erosion control*. Wiley.
- [6] Theisen, M. S. (1992) 'The role of geosynthetics in erosion and sediment control: An overview', *Geotextiles and Geomembranes*, 11(4–6), pp. 535–550.
- [7] USDA/NRCS (1996) 'Chapter 16, Streambank and Shoreline Protection', in *Engineering Field Handbook*. Aberdeen, ID: USDA Natural Resources Conservation Service.
- [8] Wu, K. J. and Austin, D. N. (1992) 'Three-dimensional polyethylene geocells for erosion control and canal linings', *Geotextiles and Geomembranes*, 11(4–6), pp. 611–620.
- [9] Couto, L. et al. (2010) *Técnicas de bioengenharia para revegetação de taludes no Brasil*. Viçosa, MG.
- [10] Presto (2018) 'Geoweb® Cut Slope Stabilization - Steep Roadway Embankment'.
- [11] Terra Erosion Control Ltd. (2010) *Bridge Approach Stabilization using Vegetated Crib Wall Techniques*. Link: <http://www.terraerosion.com/projects/work/riparian-restoration/project1-inonoaklin/restoration-project1.htm>.
- [12] Goldsmith, W., Gray, D. and McCullah, J. (2014) *Bioengineering Case Studies*, Bioengineering Case Studies. New York, NY: Springer New York.
- [13] Tensar (2020) *Coastal and waterway systems - System overview*. Link: <https://www.tensarcorp.com/Systems-and-Products/Triton-Systems/Triton-Gabions-and-Triton-Gabion-Mats>.

*Correspondencia: marta.eng@pucgoias.edu.br

Caracterización Hidro-Mecánica de la Zona Radicular

Autores: Ruiz, Daniel F.^{1*}, Salinas, María I.², Hoyos, Valentina³, Hernández, María I.⁴

¹Profesor e investigador, Área de Territorios y Ciudades, Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia. dfuizr@eafit.edu.co

²Est. Ingeniería Física, Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

³Est. Ingeniería Civil, Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

⁴Profesor e investigador, Área de Sistemas Naturales y Sostenibilidad, Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia.

Palabras clave: Interacción Atmósfera-Planta-Suelo, Zona Radicular, Dimensión Fractal, Resistencia al Corte, Conductividad Hidráulica.

En bioingeniería existen múltiples líneas de investigación aplicadas a la gestión de riesgo de desastres, las cuales sustentan y contribuyen la toma de decisiones enmarcadas en el cambio climático, siendo la interacción Atmósfera-Planta-Suelo (APS) una de ellas. Esta interacción puede definirse como el intercambio de masa y energía a través de la superficie del terreno y depende de distintas variables climáticas (radiación solar, precipitación, viento, temperatura y humedad relativa), el tipo de vegetación y las propiedades termo-hidro-mecánicas del suelo. Entender y tener capacidad predictiva en la interacción APS tiene un papel central en el análisis de movimientos en masa, tasas de infiltración y erosión.

En la interfaz Atmósfera-Suelo, la vegetación desempeña un rol importante interceptando parte de las precipitaciones, limitando la escorrentía, liberando vapor de vuelta a la atmósfera y proporcionando al suelo un refuerzo mecánico debido a su estructura radicular. Sin embargo, la caracterización y visualización de la zona radicular sigue siendo un reto técnico. Este trabajo presenta la caracterización Hidro-Mecánica de la zona de radicular en el contexto de la interacción APS, centrándose en la evolución de los parámetros de resistencia al corte, resistencia a la tracción de las raíces y conductividad hidráulica a diferentes etapas de crecimiento. Dichos parámetros son contrastados con técnicas de visualización, análisis de las zonas foliares y radicales de la vegetación.

El procedimiento experimental consiste en la generación de contenedores de cultivo que fueron analizados a 1, 2 y 3 meses de crecimiento vegetal; obteniendo muestras para ensayos triaxiales y medidas de conductividad hidráulica. Dichas medidas fueron contrastadas con un material de referencia sin vegetación. Se utilizaron dos especies: Vetiver (*Chrysopogon zizanioides*) y Maní Forrajero (*Arachis pintoi*) debido a sus marcadas diferencias en la arquitectura radicular y topología foliar (Figura 1). Adicionalmente, se implementó una metodología de procesamiento semiautomatizado de imágenes espectrales y escaneadas de raíces y zona foliar centrada en un procesamiento morfológico y cuantificación de dimensión fractal como parámetro para estimar el nivel de ramificación.

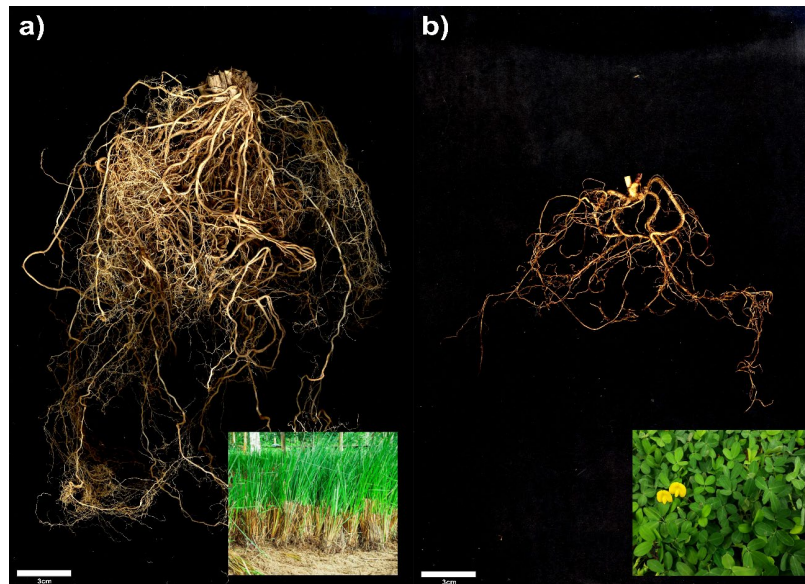


Figura 1. Especies vegetales seleccionadas. a) Vetiver and b) Pinto Peanut.

En la Figura 2 se muestra la evolución radicular de la especie vetiver a diferentes niveles de densidad en el terreno. La marcada diferencia en ramificación (dimensión fractal) y volumen determinan que la efectividad de la siembra de vegetación en terraplenes y taludes para fines de estabilidad será función de los parámetros hidro-mecánicos de la zona radicular y su evolución en función a la densidad del terreno.

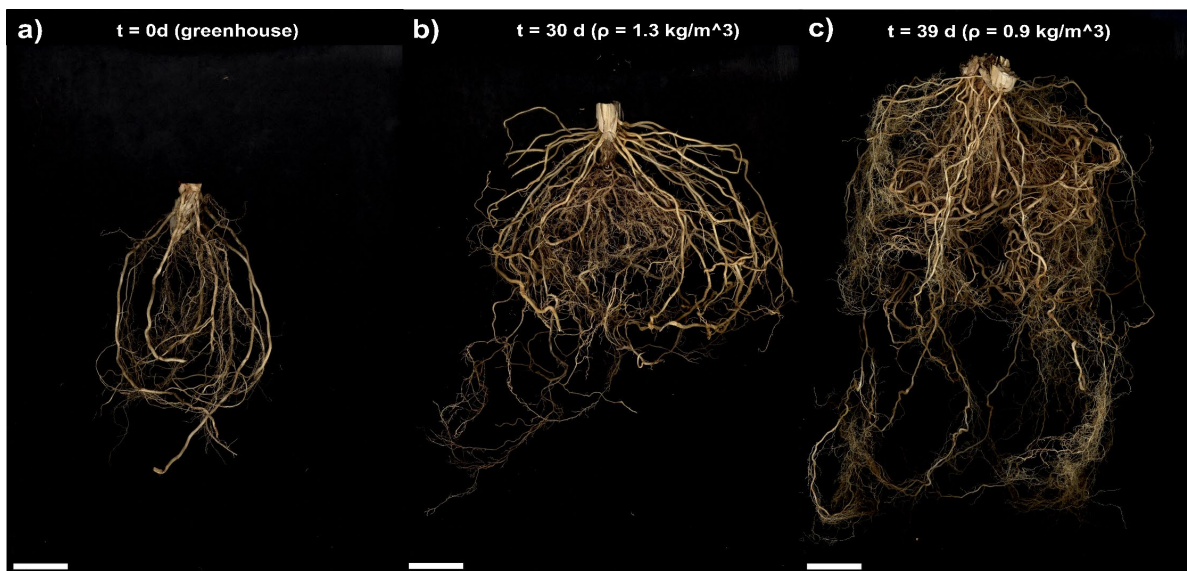


Figura 2. Evolución radicular del Vetiver a diferentes niveles de densidad de terreno

EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO EN COLOMBIA CON ANCLAJES DE ALTA CAPACIDAD: DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y EXPERIENCIA

Autores: Andrea Velandia Torres^{1*}, Raquel Rubiano Murcia²

¹Ingeniera técnica y diseños Senior, Soletanche Bachy Colombia

²Ingeniera técnica y diseños Junior, Soletanche Bachy Colombia

Palabras claves: anclajes de alta capacidad, diseño y construcción de anclajes, ampliación de estructuras, construcción de sótanos, excavación a cielo abierto, riesgos en la mala práctica de anclajes.

El uso de anclajes en Colombia se hace principalmente en suelos competentes para garantizar la transferencia de cargas de tensión de manera eficiente y así mismo mejorar las características de estabilidad y contención en diferentes aplicaciones geotécnicas, permitiendo excavaciones a cielo abierto como excavaciones profundas para sótanos y cimentaciones. Sin embargo, para garantizar dicha estabilidad es necesario un buen diseño y un adecuado proceso constructivo de los mismos, puesto que las malas prácticas de construcción de anclajes, así como la falta de normatividad y la no ejecución pruebas de verificación, han provocado problemáticas en las obras como retrasos en los tiempos de entrega, afectaciones en la estructura definitiva a corto o largo plazo, daños en las estructuras aledañas, etc.

Es necesario exponer una buena forma para diseñar y construir anclajes en Colombia por medio de normatividad internacional y experiencia de grandes constructores como GEO y Soletanche Bachy Colombia, los cuales han construido y diseñado anclajes para proyectos en ciudades principales en Colombia como Cali, Bogotá y Medellín.

De manera general GEO y Soletanche Bachy Colombia han construido un sistema de contención compuesto por anclajes, muros pantallas y en ocasiones pantallas de micropilotes, para proyectos con edificaciones entre 14 y 29 pisos con sótanos desde 2 a 4 niveles y excavaciones de hasta 20 m de profundidad en suelos de diferentes características: desde limos arenosos, gravas con matriz limo arenosa, flujo de lodos y arenas.

Estos diseños fueron basados en la norma internacional TA19 y TA20, adicionalmente los análisis del sistema de contención para validar las deformaciones y solicitaciones estuvieron soportados con modelos en 2D usando software de interacción suelo estructura, y método de elemento finito. Por otro lado, al momento de iniciar la construcción, los anclajes fueron sometidos a pruebas de carga con el fin de verificar si el diseño original siguió siendo adecuado en las condiciones particulares del terreno.

Los anclajes de alta capacidad fueron temporales y/o definitivos tipo IRS diseñados para cargas de bloqueo entre 65t y 120t según cada proyecto, también teniendo en cuenta la profundidad máxima de excavación, los niveles de anclajes variaron de 1 a 4. Por último, las pantallas variaron entre 0.4m y 0.6m de espesor presentando deformaciones máximas de 4cm.

En esta ponencia nos concentraremos en el uso de anclajes para resolver sistemas de contención en zonas urbanas, abordaremos temas relacionados a la normatividad vigente nacional e internacional, mencionaremos aspectos importantes a controlar en el diseño y construcción de muros soportados con anclajes, indicaremos los tipos de prueba de carga que existen. Finalmente mostraremos algunos casos prácticos de excavaciones verticales realizadas en zonas urbanas en diferentes ciudades del país, todas ellas acompañadas de un buen sistema de instrumentación que nos permitió comparar los resultados de los modelos de análisis implementados con el comportamiento real de la estructura de contención medido en campo.

REGISTRO FOTOGRÁFICO DE EXCAVACIONES CON ANCLAJES DE ALTA CAPACIDAD.



Figura 1. Campestre Business and Living. Medellín. Fuente: Soletanche Bachy Colombia (2018).

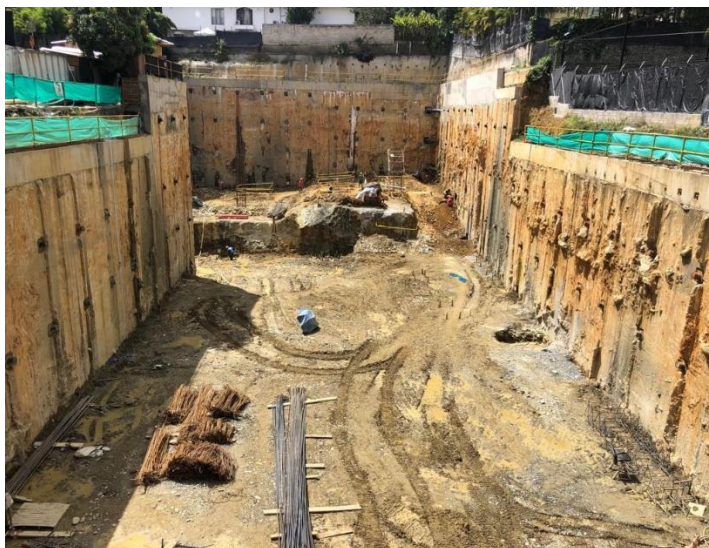


Figura 2. Campestre Business and Living. Medellín. Fuente: Soletanche Bachy Colombia (2018).



Figura 3. Centro comercial Villa del Río. Bogotá.D.C Fuente: Soletanche Bachy Colombia (2017).



Figura 4. Planta Pepsico. Guarne. Fuente: Soletanche Bachy Colombia (2020).



Figura 5. Centro comercial Arkadia. Medellín. Fuente: Soletanche Bachy Colombia (2017).

3.3 Normatividad sismo-geotécnica en Colombia

Propuesta de coeficientes sísmicos de diseño para Colombia

Fernando J. Díaz-Parra^{1*}, Héctor J. Pérez², José J. Álvarez³, Mario C. Torres¹

¹Ingeniero geotécnista, Sociedad Colombiana de Geotecnia

²Ingeniero estructural, Servicio Geológico Colombiano

³Ingeniero estructural, Sociedad Colombiana de Ingenieros

1. INTRODUCCION

Los coeficientes sísmicos de diseño son el conjunto de parámetros que definen la demanda sísmica para el diseño estructural y geotécnico, los coeficientes representan la amenaza sísmica a nivel de roca y los efectos de sitio. Para el caso colombiano los coeficientes sísmicos mínimos de diseño los propuso la comisión AIS-300 y luego fueron adoptados por la CAPRCSR en el Reglamento NSR-10 para edificaciones y otros coeficientes para la norma CCP-14 de puentes. Tras varios años de aplicación en el diseño de los coeficientes sísmicos de NSR-10 y CCP-14 se han evidenciado varias limitaciones de estos coeficientes cuando se requiere realizar estudios de respuesta sísmica local, selección de señales para análisis cronológicos de estructuras, diseño de estructuras diferentes a edificaciones y puentes; así mismo el avance en el conocimiento de la amenaza sísmica y efectos de sitio indican la necesidad de actualizar los coeficientes sísmicos normativos. Por lo anterior, desde finales del año 2020 se conformó una mesa técnica de trabajo con expertos del Servicio Geológico Colombiano (SGC), la Sociedad Colombiana de Ingenieros (SCI) y la Sociedad Colombiana de Geotecnia (SCG), con el objeto de generar una propuesta de metodología única de coeficientes sísmicos de diseño para Colombia que atienda tanto las necesidades del diseño estructural como geotécnico y que esté soportada en un modelo de amenaza sísmica actualizado y público. Esta propuesta ha sido socializada a las entidades y organizaciones que trabajan en las actualizaciones de las normas y se resume a continuación para fines de socialización en el Congreso Colombiano de Geotecnia.

2. COEFICIENTES SÍSMICOS ACTUALES

El primer paso fue realizar un **análisis detallado y objetivo** de los coeficientes sísmicos actuales que están normados para el diseño de edificaciones y puentes en Colombia, identificando los siguientes aspectos a mejorar.

Amenaza sísmica de referencia. De acuerdo con la tendencia mundial, los coeficientes sísmicos son definidos a partir de los mapas oficiales de amenaza sísmica de los países, que sean públicos y con sistemas de consulta en línea. Los resultados de amenaza sísmica deben emplear varios modelos de atenuación y dar los resultados para un nivel de referencia de roca definido. También es indispensable que el modelo de amenaza brinde datos de la desagregación sísmica para análisis específicos de respuesta sísmica del terreno y cronológicos de las estructuras.

Coeficientes de amenaza en roca. Considerar la manera como se dan los resultados la amenaza sísmica (Rod50 o Rod100, percentil o media). Se debe articular los coeficientes sísmicos en roca con los factores de amplificación por efectos de sitio. Reducir el redondeo de los coeficientes a dos decimales, una centésima (0.01g), en vez de los redondeos actuales a cinco centésimas (0.05g). Emplear tres parámetros representativos del espectro sísmico – PGA, Ss y S₁.

Factores de amplificación de efectos de sitio. Emplear un modelo de efectos de sitio reciente y compatible con el modelo de amenaza en roca. Incluir nuevas categorías de perfiles sísmicos de acuerdo con la tendencia mundial. Incluir el factor de amplificación de PGA, indispensable para los análisis geotécnicos.

Categorización de la amenaza sísmica. Usar la categorización de la amenaza en superficie para definir requisitos de diseño, como lo emplean los estándares internacionales ASCE7-16 y AASHTO.

3. PROPUESTA DE NUEVOS COEFICIENTES SÍSMICOS PARA COLOMBIA

Se reconocen varios enfoques para definir los coeficientes sísmicos de diseño de estructuras, se estudiaron los enfoques con base en la amenaza, en el riesgo (daño y colapso), en las pérdidas y en los costos. Los enfoques basados en riesgo, pérdidas y costo son complejos de aplicar en una norma nacional dado que requieren información detallada del sitio (efectos de sitio) y de la estructura, así como de su comportamiento sísmico, por lo cual estos enfoques no son recomendados para una norma nacional por las generalizaciones que implica su aplicación, en opinión de la mesa técnica.

Entonces, el enfoque acordado en la mesa técnica fue el de amenaza dado que es más conocido y se puede implementar en normas de carácter nacional, esté depende de la amenaza sísmica en la superficie del terreno para un periodo de retorno de interés, las características y comportamiento de la estructura se consideran adicionalmente con otros coeficientes o factores que dependerán de la estructura a diseñar, separando de la amenaza aspectos propios del diseño estructural, este factor estructural se puede articular con el factor de importancia I y el coeficiente de disipación de energía R , parámetros propios de las estructuras a diseñar.

3.1. Modelo de amenaza en roca de referencia

El Servicio Geológico Colombiano (SGC) como entidad técnico-científica del gobierno nacional tiene a cargo los estudios de carácter geológico, neotectónico, monitoreo sísmico, geodésico y evaluación de la amenaza sísmica, por lo cual ha elaborado el Modelo Nacional de Amenaza Sísmica para Colombia MNAS (Arcila et al., 2020), acorde a la Ley 1523 de 2012. Este modelo se ha socializado desde el año 2019 y ha sido propuesto como insumo oficial para definir los coeficientes sísmicos de diseño de todo tipo de estructuras en Colombia. Se resalta que el MNAS es totalmente público y dispone de información en el portal <https://amenazasismica.sgc.gov.co/>, el cual además ha sido verificado y acogido tanto por la Sociedad Colombiana de Ingenieros, como por la Sociedad Colombiana de Geotecnia y tiene el carácter de obligatorio en el Manual de Túneles y es referente en los términos de referencia del ANLA para los proyectos de minería en Colombia.

3.2. Coeficientes de amenaza en roca

Se revisaron varias metodologías para obtener los coeficientes de amenaza en roca, donde la propuesta de Luco (2007) fue la referente para la propuesta de la mesa técnica. Entonces, los coeficientes de amenaza en roca $PGAr$, Ssr y $S1r$ se proponen de la siguiente manera:

$$PGAr = PG_{\text{medio del } Tr \text{ de interés}}$$

$$Ssr = 1.1 * Sa(0.2)_{\text{medio del } Tr \text{ de interés}}$$

$$S1r = 1.3 * Sa(1.0)_{p-85 \text{ del } Tr \text{ de interés}}$$

Donde PG_{medio} , $Sa(0.2)_{\text{medio}}$ y $Sa(1.0)_{p-85}$ (percentil 85) se obtienen del MNAS, consultando el espectro de amenaza uniforme EAU en roca ($V_{s30}=760\text{m/s}$) y Periodo de retorno Tr de interés. Los factores de 1.1 y 1.3 que multiplican a las aceleraciones espectrales de 0.2s y 1.0s del EAU respectivamente, son necesarios para tener valores de máxima dirección del movimiento fuerte, toda vez que los EAU del MNAS representan la media geométrica de las dos componentes horizontales.

3.3. Factores de amplificación por efectos de sitio

Tras la revisión de varias clasificaciones se optó por clasificación de perfiles sísmicos de FEMA P-2078 de 2020, la cual es similar a la que actualmente se emplea en las normativas colombianas, pero incluye

perfiles intermedios BC, CD y DE para tener más gradualidad en los Factores de Amplificación FAs. Entonces, los FAs se calcularon a partir de los resultados en superficie del MNAS de todas las capitales de departamento y otros puntos de control, obteniendo así la variación de los FAs con la intensidad sísmica con una función acotada con valores mínimos. En la Tabla 1 se resumen la clasificación de los perfiles sísmicos y las ecuaciones propuestas para calcular los FAs.

Tabla 1. Perfiles sísmicos y Factores de Amplificación propuestos

Perfil	Descripción	Definición	Fpga	Fa	Fv
A	Perfil de roca competente	$V_{s30} \geq 1500$ m/s	0.80	0.80	0.80
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_{s30} \geq 910$ m/s	0.86	0.92	0.81
BC	Perfiles de roca blanda o suelos granulares rígidos.	$910 \text{ m/s} > V_{s30} \geq 640$ m/s	1.0	1.0	1.05
C	Perfiles de rocas blandas o suelos granulares muy densos o de finos muy duros.	$640 \text{ m/s} > V_{s30} \geq 440$ m/s	$1.2-0.1*PGA > 1.1$	$1.2-0.1*S_s > 1.1$	$1.6-0.7*S_1 > 1.3$
CD	Perfiles de suelos granulares densos o finos duros	$440 \text{ m/s} > V_{s30} \geq 300$ m/s	$1.35-0.4*PGA > 1.15$	$1.5-0.4*S_s > 1.15$	$2.2-1.0*S_1 > 1.6$
D	Perfiles de suelos granulares medio densos o finos firmes	$300 \text{ m/s} > V_{s30} \geq 210$ m/s	$1.5-0.6*PGA > 1.15$	$1.65-0.6*S_s > 1.15$	$3.0-1.75*S_1 > 1.9$
DE	Perfiles de suelos granulares sueltos o finos medio firmes	$210 \text{ m/s} > V_{s30} \geq 150$ m/s	$1.7-1.0*PGA > 1.2$	$2.0-1.0*S_s > 1.2$	$4.0-3.0*S_1 > 2.3$
E	Perfil de suelos granulares muy sueltos o finos blandos	$V_{s30} < 150$ m/s	$1.8-1.25*PGA > 1.2$	$2.3-1.25*S_s > 1.2$	$4.8-3.8*S_1 > 2.5$

Fuente: Autores

3.4. Demanda sísmica en superficie

La demanda sísmica en superficie se representa con tres parámetros, PGA, SDS y SD1, que se obtienen del producto de los coeficientes de amenaza en roca por los factores de amplificación de efectos de sitio de la siguiente manera:

$$PGA = PGA_r * F_{pga}$$

$$SDS = S_{sr} * F_a$$

$$SD1 = S_{1r} * F_v$$

Con estos parámetros se construyen los espectros paramétricos de diseño con la forma dada en el ASCE7-16, para el caso de edificaciones se propone mantener el Tr de 475 años para diseño y se establecen niveles de amenaza sísmica en función de las fuerzas sísmicas en superficie así:

Tabla 2. Niveles de amenaza sísmica basados en los coeficientes SDS y SD1

Nivel de amenaza sísmica	SDS	SD1
Baja	$SDS < 0.32$	$SD1 < 0.19$
Intermedia	$0.32 < SDS < 0.60$	$0.19 < SD1 < 0.36$
Alta	$SDS > 0.60$	$SD1 > 0.36$

Fuente: Autores

4. COMPARACIÓN DE COEFICIENTES PROPUESTOS Y VIGENTES

A continuación, se presenta para las capitales de Colombia la comparación de los parámetros del espectro de diseño de edificaciones para un perfil sísmico tipo D, considerando adicionalmente un valor mínimo y máximo el parámetro de diseño en superficie como se resume:

$$PGA_{475} = PGA_r * F_{pga}$$

mín 0.06g - máx 0.6g

$$SDS_{475} = S_{sr} * F_a$$

mín 0.16g - máx 1.5g

$$SD1_{475} = S_{1r} * F_v$$

mín 0.10g - máx 1.0g

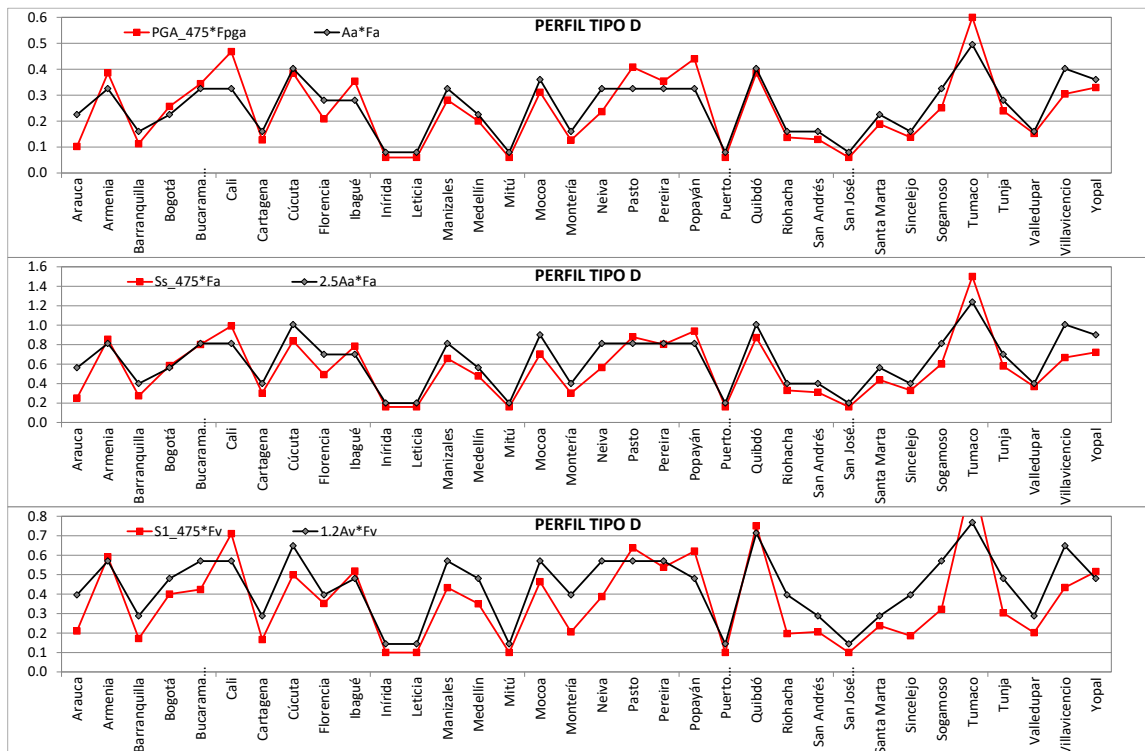


Figura 1. Comparación de parámetros del espectro de diseño de la NSR-10 y Propuesta Tr 475 años Perfil D

Los cambios de los parámetros de los espectros de diseño son en general menores (porcentaje promedio de cambio entre un 80 y 92% para un perfil tipo D), donde se aprecia aumentos en los parámetros para las ciudades del sur occidente del país debido principalmente a la reevaluación de la amenaza por la fuente de subducción del pacífico, y disminuciones de la amenaza en superficie en las ciudades cercanas al borde llanero debido también a la reevaluación de la amenaza de estas fuentes sismogénicas.

REFERENCIA

- Arcila, M., García, J., Montejó, J., Eraso, J., Valcárcel, J., Mora, M., Vigano, D., Pagani, M., Díaz, F. (2020). Modelo Nacional de Amenaza Sísmica para Colombia. Servicio Geológico Colombiano y Fundación Global Earthquake Model. <https://doi.org/10.32685/9789585279469>
- ASCE (2016). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16). Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute.
- FEMA (2020a). Procedures for developing multi-period response spectra at non-conterminous United States sites (FEMA P2078). Preparado por el Applied Technology Council para la Federal Emergency Management Agency. https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-11/fema_p-2078_multi-period-response-spectra_08-01-2020.pdf
- INVIAS (2015). Norma colombiana de diseño de Puentes CCP14. Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. Comité AIS-200.
- Luco, N., Ellingwood, B., Hamburger, R., Hooper, J., Kimball, J., Kircher, C. (2007). Risk-targeted versus current seismic design maps for the Conterminous United States. SEAOC 2007 Convention Proceedings.
- MVCT (2010). Ley 400 de 1997 (Modificada por la ley 1229 de 2008 y el Decreto 019 de 2012), Decreto 926 del 19 de marzo de 2010 por medio del cual se adopta el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá: Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.

*Correspondencia: Correo del autor a quien se le hará llegar la correspondencia

Relevancia de un adecuado uso de los ensayos de laboratorio en el área de Geotecnia

Autores: Sandra Paola Sánchez Millán^{1*}, Edgar Alexander Padilla Gonzalez²

¹Coordinadora de laboratorio y docente, Universidad La Gran Colombia

²Docente, Universidad La Gran Colombia

Como bien conocemos los procesos de meteorización o intemperismo durante periodos geológicos extensos han generado la fragmentación y descomposición de las rocas preexistentes, generando diferentes depósitos de suelos donde su compartimiento este ligado al proceso de sedimentación y estructuras heredadas, en los proyectos de ingeniería es común soportar la superestructura en estos tipos de depósitos. Por tal razón, la ingeniería geotecnia se basa en el análisis y la compresión del comportamiento geomecánico de los suelos. De aquí la importancia de conocer la interacción del material soporte y tipo de estructura, será de gran relevancia para cuantificar las propiedades de resistencia, compresibilidad, permeabilidad y propiedades índices de los diferentes materiales téreos.

Los ensayos requeridos para el área de geotecnia se derivan desde la geología pasando por la mecánica de suelos y finalmente las necesidades específicas en las fundaciones para conocer el comportamiento de los suelos y su interacción con la estructura; todo este se requiere para poder realizar cualquier estudio en este campo; contar con los elemento, equipos y la infraestructura adecuada para la recuperación de muestras y su procesamiento en laboratorio cobra gran relevancia generando conocimiento integral de alta calidad técnica y científica que al final tengan un impacto positivo en los proyectos de infraestructura.

De acuerdo con las investigaciones realizadas en Universidades en Colombia por ejemplo Malagón, A. (2016) pretende realizar una propuesta para las guías de laboratorio de suelos para las prácticas de laboratorio que deben tener un procedimiento y un formato de toma y entrega de resultados, sin descuidar la calidad con la que se deben extraer y transportar a las instalaciones de los laboratorios para evitar alteración de las propiedades, lo que con frecuencia es posible que ocurra. Se puede evidenciar que en muchos laboratorios la implementación de los procedimientos obedece a un proceso de campo experimental y heredado por los técnicos más antiguos en las empresas, aunque no se desconoce la normativa actual donde de indican información mínima para diferentes ensayos y pruebas, la problemática radica en la no estandarización del registro, reporte y la posible de incidir errores en los análisis posteriores en la etapa de diseño, es por esto por lo que se busca resaltar la importante de los ensayos de laboratorio y el adecuado registro de la información que se llevan a cabo en el área de la Ingeniería geotecnia; a continuación, se relacionan los ensayos principales para determinación de propiedades de suelos:

Tabla 1. Ensayos para determinación de propiedades de suelos

Practica de Laboratorio	Norma Aplicable		
	NTP	ASTM	INVIAS
Ensayo contenido de humedad	NTP: 339.127	ASTM: D2216	INV 122-13
Ensayo de gravedad específica	NTP: 339.131	ASTM: D854	INV 128-13
Ensayo de granulometría por tamizado	NTP: 339.128	ASTM: D422	INV 213-13
Ensayo de análisis de distribución de tamaño de granos por hidrómetro	NTP: 339.128	ASTM: D422	INV 123-13
Ensayo para determinación de los límites de consistencia	NTP: 339.129	ASTM: D4318	INV 125-13 / 126-13
Ensayo de compactación de suelos estándar y modificado	NTP: 339.142 / 339.141	ASTM: D698-70 / 1557-70	INV 141-13 / 142 -13
Ensayo de corte directo	NTP: 339.171	ASTM: D2850 D 4767	INV 154-13
Ensayo de resistencia corte triaxial	NTP: 339.164	ASTM: D2850 D4767	INV 153-13
Ensayo de relación de soporte de California (CBR)	NTP: 339.145	ASTM: D1883	INV 148-13
Ensayo de consolidación unidimensional	NTP: 339.154	ASTM: D2435	INV 151-13

Fuente: Alfaro R. & Espinoza A., marzo (2021) Caracterización geotécnica de suelos mediante ensayos de laboratorio.

Estas pruebas se realizan en gran número para la mayoría de los proyectos porque proporcionan un método económico para cuantificar la distribución espacial de los tipos de materiales para la investigación del sitio. (Germaine J. & Germaine A. 2009). La realización de estos ensayos nos da la posibilidad de conocer sus características y así predecir su comportamiento cuando se realiza fundaciones en los suelos; sin estos resultados nuestra incertidumbre sería mucho más alta. Es cierto que en mecánica de suelos nuestras teorías se basan en modelos idealizados de suelos que son: Continuos, Homogéneos, Isotrópicos, Lineal Elástico (CHILE) generando incertidumbre sobre el comportamiento real de nuestros suelos; pero cuando realizamos ensayos parametrizamos el tipo de material y así definimos su posible comportamiento encajándolo en un valor determinístico conocido como el factor de seguridad que nos ayuda a salvaguardar nuestras estructuras y obtener capacidades admisibles lejos del potencial desempeño del mismo.

Es importante tener en cuenta que hoy en día, los avances tecnológicos y científicos nos han permitido contar con equipos avanzados, permitiéndonos realizar ensayos dinámicos en diferentes materiales los cuales permiten conocer la respuesta ante cargas dinámicas y cíclicas como, por ejemplo: su respuesta frente a un sismo que genera vibraciones en el suelo soporte de la infraestructura. Hoy en día Colombia cuenta con el reglamento colombiano de construcción sismo resistente que tiene en cuenta parámetros estáticos y dinámicos dependiendo de la categoría de construcción, para las estructuras las cuales deben ser diseñadas bajo estos parámetros; sin embargo, hace unos años se viene realizando la caracterización del comportamiento dinámicos de los suelos en cuanto estos fenómenos. A continuación, se relaciona los ensayos de laboratorio para definir el comportamiento dinámico:

Tabla 2. Ensayos para determinación de la dinámica de suelos

Practica de Laboratorio	Norma aplicable
	ASTM
Ensayo triaxial dinámico o cíclico	ASTM: D3999-96
Ensayo de Bender Element	ASTM: D2845-08
Ensayo de columna resonante	ASTM: D4015

Fuente: Propia (2024)

Estos ensayos complementan las propiedades índices, resistencia y compresibilidad de los suelos para así poder generar mayor conocimiento y toma de decisiones basados en el comportamiento dinámico; lo cual implica nuevos retos en la geotecnia para analizar e interpretar adecuadamente los diferentes parámetros en este campo.

Finalmente podemos evidenciar la importancia de los laboratorios, el personal de campo y técnicos que interactúan con las diferentes muestras extraída de proyectos de ingeniería y la relevancia de los ensayos para la caracterización geomecánica de los suelos para diseñar con menor incertidumbre cualquier tipo de cimentación requerida y predecir su comportamiento estático como dinámico, de acuerdo de esto poder desarrollar un análisis con mayor confiabilidad y parámetros reales de deformación y esfuerzo o reducir la incertidumbre de los mismos. Es importante tener en cuenta que en la posibilidad de las capacidades económicas se debe realizar todos los ensayos e intentar evitar el uso de correlaciones cuando sea posible; ya que cualquier variación de propiedades índice puede alterar los parámetros físicos y mecánicos que se obtengan por medio de correlaciones empíricas existentes en la literatura.

Referencias

- [1] Alfaro R. & Espinoza A., (2021). Caracterización geotécnica de suelos mediante ensayos de laboratorio (Volumen 1/ página 8)
- [2] Germaine J. & Germaine A., (2009). Geotechnical laboratory measurements for engineers (página 4)
- [3] Malagón A., (2016). Propuesta de guía para el laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería civil de la Universidad La Gran Colombia de <https://acortar.link/5tpyB3>

*Correspondencia: Correo del autor a quien se le hará llegar la correspondencia

INFLUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO Y LA REDUDANCIA EN EL DISEÑO DE PILOTES POR CONFIABILIDAD

Autores: Daniel Arnulfo Aguirre Izaquita^{1*}, Juan Camilo Pineda Sierra², Carlos Eduardo Rodríguez³, Ayda Suárez⁴

1Ingeniero Especialista en Geotecnia, AECOM, daniel.aguirre@aecom.com

2Ingeniero Especialista en Geotecnia, AECOM, juan.pinedasierra@aecom.com

3Geotecnista Senior, AECOM, carloseduardo.rodriguez@aecom.com

4Líder de Geotecnia, AECOM, ayda.suarez@aecom.com

INTRODUCCIÓN:

Se realiza el análisis de la influencia de la redundancia de pilotes y del proceso constructivo el diseño de cimentación profundas siguiendo la metodología por confiabilidad incluyendo la reducción de la resistencia por medio de los factores indicados en la normativa AASHTO 2020.

IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La norma de diseño mediante factores de carga y resistencia aplicable para Colombia CCP-14 (basada en la AASHTO LRFD 2020) presenta factores que se deben considerar en el diseño de cimentaciones profundas tipo pilotes, pero al estar incluidos en la sección de comentarios o estar asociados a temas particulares como procesos constructivos y en caso de grupos de pilotes, el efecto de redundancia, no suelen entenderse y por ende, no utilizarse en el diseño lo que finalmente puede generar diseños subdimensionados.

En este artículo se realizará un análisis de sensibilidad para comprobar el efecto que tienen estos factores, especialmente, en la confiabilidad del diseño obtenido.

MÉTODOLOGÍA

Se realiza un análisis de sensibilidad variando los factores de redundancia y el factor de construcción para un perfil del subsuelo establecido. Se utiliza la metodología de diseño para cimentaciones profundas tipo pilas individuales y para unas dimensiones establecidas, de esta forma se presentan los resultados sin depender de esta variable.

Para cada uno de los casos de perfiles considerados se desarrolla un análisis de confiabilidad variando los factores de construcción y redundancia utilizados. Mediante este proceso se obtiene la variación del índice de confiabilidad y la respectiva probabilidad de falla con respecto a los valores de los factores tomados.

Para obtener el índice de confiabilidad de una pila individual ante capacidad portante, se debe establecer una función de desempeño aplicable, esta es, en la mayoría de los problemas de geotecnia, el factor de seguridad de manera que se define como la probabilidad de falla a la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor a 1.0.

Asumiendo que el factor de seguridad es una variable aleatoria continua desde el punto de vista estadístico, y asumiendo que su función de distribución de probabilidad se acopla a la distribución normal, el índice de confiabilidad se establece fácilmente definiendo los siguientes momentos estadísticos de la función de desempeño: La media, $E(FS)$, y la desviación estándar, σ_{FS} .

Para este análisis se utilizó el método de Montecarlo, el cual establece que se debe evaluar la función de desempeño utilizando valores aleatorios para los correspondientes parámetros de entrada. Para el análisis desarrollado, se utilizaron los parámetros del terreno de forma aleatoria.

Se utiliza una hoja de cálculo para establecer el cálculo de la capacidad portante (función de desempeño) y mediante un conjunto de instrucciones programadas se ejecutó el archivo obteniendo valores del factor de seguridad para varios conjuntos de propiedades del suelo aleatorias.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la Tabla 1 y Tabla 2, se presenta un resumen de los datos estadísticos obtenidos, y en las Figuras 1 y 2 se presenta como el Índice de confiabilidad aumenta cuando se utilizan factores de construcción y redundancia menores que 1. Se observa la necesidad de disminuir estos factores para alcanzar el parámetro beta de 3.

Tabla 1. Resultados análisis de confiabilidad para pila de 25 m, carga 1920 kN.

Longitud (m)	25.00	25.00
Construcción	1.00	1.33
F. Redundancia	1.25	1.25
E(FS)	1.98	2.66
desv (FS)	0.33	0.45
Beta	2.93	3.72
PnoFalla	99.83%	99.99%
Pfalla	0.17%	0.01%

Fuente: Propia (2024)

Tabla 2. Resultados de análisis de confiabilidad para pila de 33 m, carga 5344 kN.

Longitud (metros)	33.00	33.00
Construcción	1.00	1.33
F. Redundancia	1.25	1.25
E(m)	2.63	3.50
desv (m)	0.56	0.75
Beta	2.88	3.34
PnoFalla	99.80%	99.96%
Pfalla	0.20%	0.04%

Fuente: Propia (2024)

Figura 1. Variación Índice Confiabilidad Beta vs Factor de Construcción para varios factores de redundancia, Carga 1920 kN. Fuente Propia (2023).

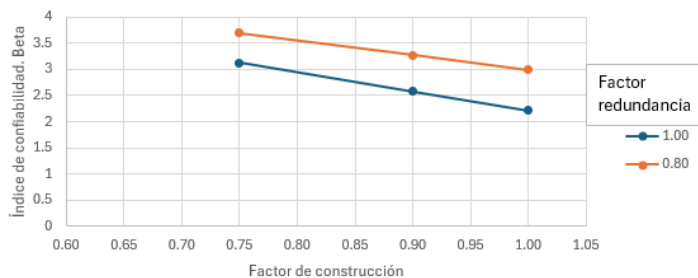
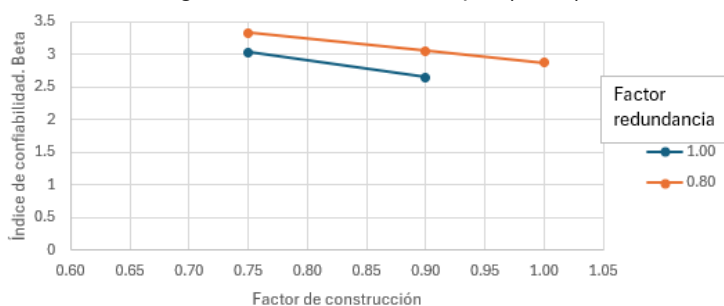
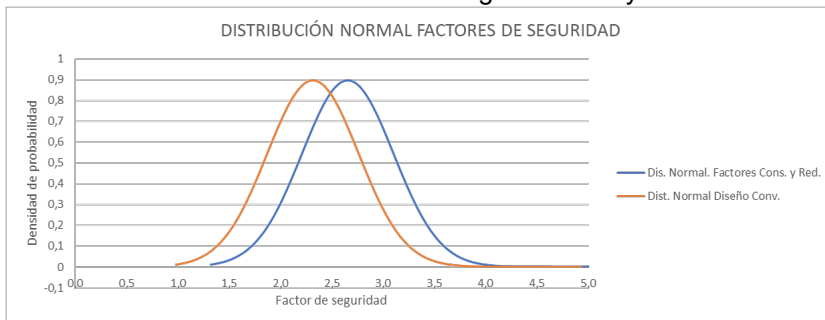


Figura 2. Variación Índice Confiabilidad Beta vs Factor de Construcción para varios factores de redundancia, Carga 5344 kN. Fuente Propia (2023).



En la Figura 3 se presenta el análisis realizado por el método Monte Carlo, en función del Factor de Seguridad, donde se observa el incremento del valor medio del Factor de Seguridad al implementar los factores.

Figura 3. Graficas de distribución normal del Factor de Seguridad con y sin factores. Fuente propia(2023).



CONCLUSIONES

El factor de redundancia considerado junto con el factor de construcción, generan un factor general de reducción de la capacidad portante.

Cuanto mayor sea el valor del factor de redundancia y/o factor de construcción, los diseños de pila obtenidos tendrán un mayor índice de confiabilidad.

Referencias

[1] American Association of State Highway and Transportation Officials, 2022, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.9th ed. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Análisis de vulnerabilidad por resonancia sísmica para edificios en un sector de la localidad de Chapinero, Bogotá

José Joaquín Lozano R.^{1*}, Edgar Eduardo Rodríguez G.²

¹M.Sc. Ingeniería Geotecnia,

²Profesor Asistente Universidad Nacional de Colombia - Gerente Ingeniería y Georriesgos IGR SAS

En la presente investigación se realiza una zonificación de vulnerabilidad por resonancia sísmica para edificaciones en un sector de la localidad de Chapinero, Bogotá D.C, de acuerdo con la investigación de J. Lozano & E. Rodríguez (2021). Con este propósito se realizaron modelos de respuesta de sitio 2D con el software MIDAS GTS NX, el cual, es un programa de elementos finitos que permite analizar la interacción sísmica suelo-estructura usando los sismos representativos de la amenaza sísmica de la zona. El área de estudio está comprendida entre la carrera 7 y la Avenida Caracas, entre la calle 37 y la calle 72 (Figura 1-a). De acuerdo con el inventario de edificaciones realizado, se encontró un total de 7272 viviendas, de las cuales, 2891 tienen entre 3 y 7 pisos (37.9%), se 2389 unidades de un nivel (colocar porcentaje), 1992 unidades con 2 niveles (27.4%) y las estructuras de 3 pisos se encontraron 1083 (14.9%); finalmente, se encontraron 359 () estructuras con más de 7 pisos (Figura 1-b).

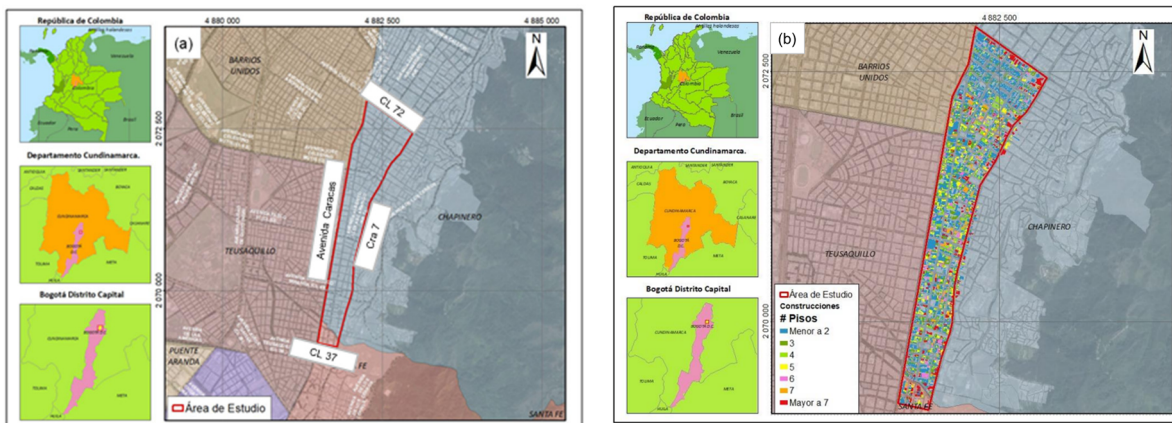


Figura 1. Localización de la zona de estudio. (a) Delimitación área de estudio; (b) Distribución de estructuras a en la zona de estudio

La componente estructural se cubrió con visitas a lo largo de la zona de estudio en conjunto con análisis multitemporales con fotografías aéreas, para definir tipología estructural y edad de las edificaciones. La Figura 2 presenta la edad aproximada de las edificaciones, donde el 35% se construyeron antes de 1984, es decir, sin ningún código sismoresistente, el 44% se hicieron entre 1984 y 1998 (CCCSR-84), el 14% se construyeron entre 1998 y 2010 (NSR-98) y el 7% restante se hicieron después del 2010 (NSR-10). Adicionalmente, la Figura 2 presenta los periodos fundamentales definidas con tres metodologías: NSR-10, Goel y Chopra (1997) y Crowley y Pinho (2004 y 2006), las cuales son válidas para estructuras de concreto y mampostería estructura;obteniendo se tienen periodos entre 0,3 y 1,2 s.

Se definieron 5 secciones representativas para los modelos numéricos de respuesta sísmica local. Las secciones se escogieron en dirección E-W, debido a que la Falla Frontal de la Cordillera Oriental va en dirección N-S y los sismos son predominantemente en dirección E-W.

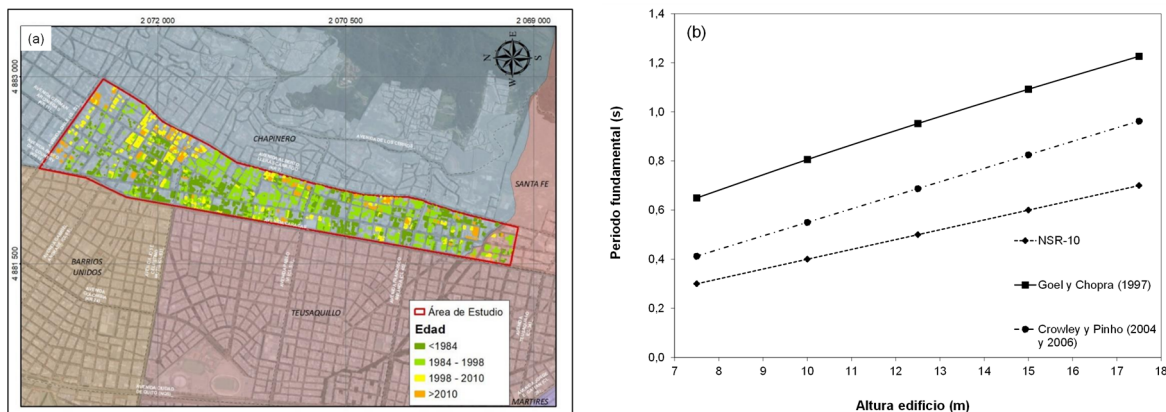


Figura 2. Características de las edificaciones que componen la zona de estudio. (a) Edad; (b) Variación periodo fundamental

La Figura 3 muestra la localización de las secciones planteadas, en conjunto con la exploración geotécnica empleada y la Zonificación Geotécnica del estudio Microzonificación sísmica de Bogotá, 2010 (MZSB-10), destacando que cada sección atraviesa 4 zonas geotécnicas: Cerros, Piedemonte, Aluvial y Lacustre.

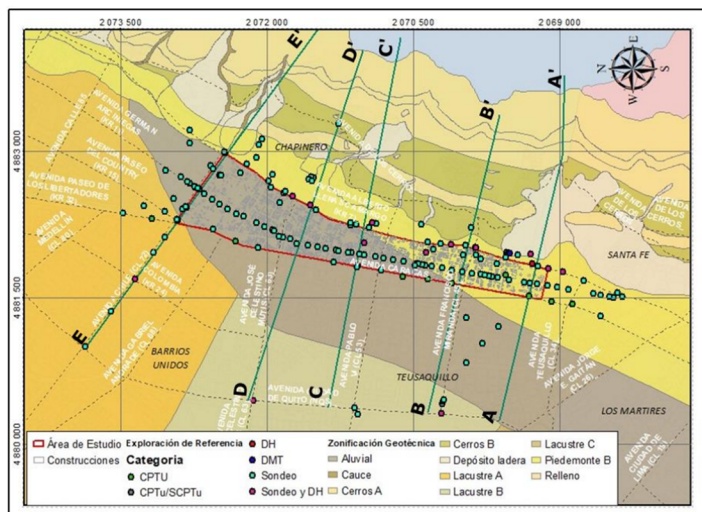


Figura 3. Secciones para análisis geotécnico

Se ejecutaron modelos numéricos de elementos finitos 2D con el software MIDAS GTS NX para determinar la aceleración en superficie y los periodos de vibración a lo largo de cada una de las secciones representativas. Los acelerogramas de diseño empleados se tomaron de la base de datos del estudio de MZSB-10. La Figura 4 muestra el mapa de aceleración en superficie, destacando que varía entre 0,12 y 0,5 g, siendo más alta hacia la calle 72, debido a la presencia de los materiales aluviales; así mismo, se presenta los rangos de periodo fundamental del suelo, donde gobiernan los periodos menores a 0,5 s.

Como conclusión del estudio de campo libre se encontró que las fuentes intermedias controlan la respuesta sísmica en la zona de estudio, lo cual, se debe al espesor de los depósitos de suelo, y la presencia de materiales de plasticidad media a baja, intercalados con arenas de compacidad media.

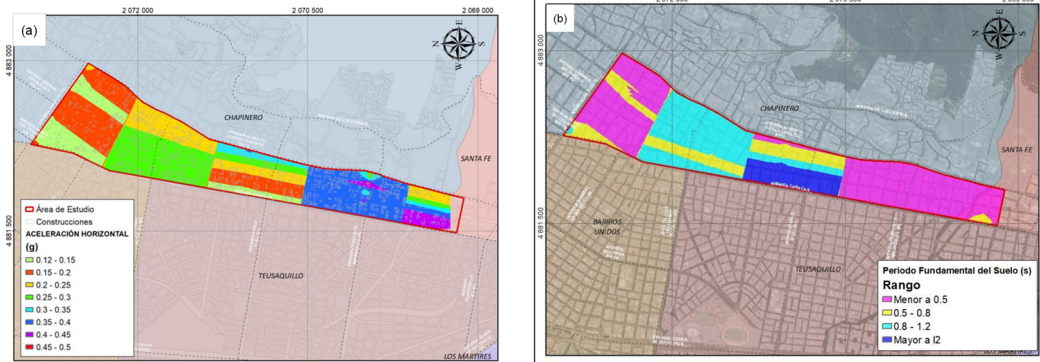
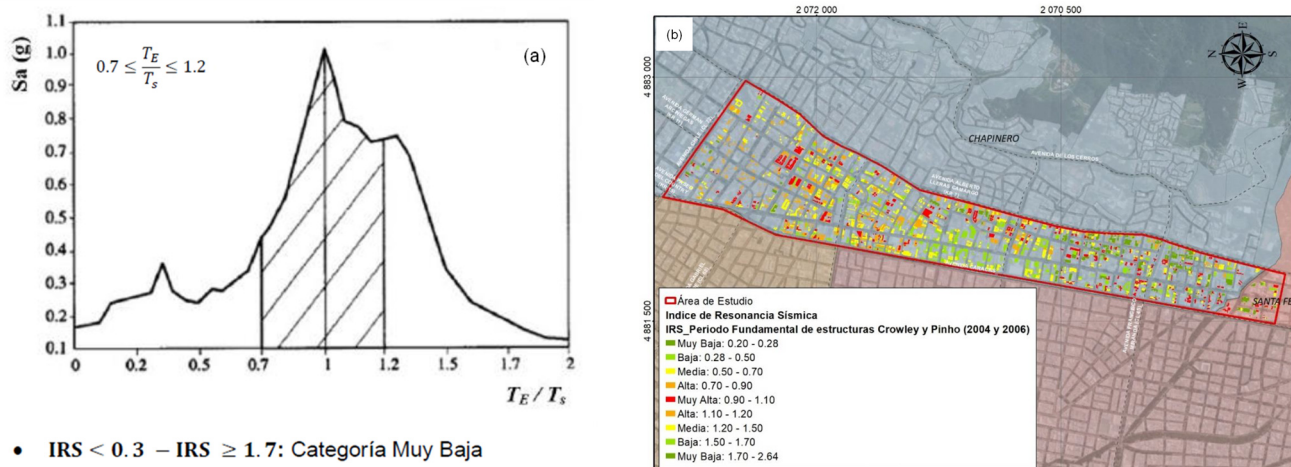


Figura 4. Resultados modelo campo libre. (a) Mapa de aceleración; (b) Mapa de Periodo fundamental.

Los análisis de campo libre permitieron definir el Índice de Resonancia sísmica (IRS) definido de acuerdo al criterio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de México (RCDF-2004), el cual, relaciona el periodo fundamental del edificio y el suelo (ver Figura 5); se aprecia que la mayor parte del área de análisis tiene un IRS medio a muy alto.



- $IRS < 0.3 - IRS \geq 1.7$: Categoría Muy Baja
- $0.3 \leq IRS < 0.5 - 1.5 \leq IRS < 1.7$: Categoría Baja
- $0.5 \leq IRS < 0.7 - 1.2 \leq IRS < 1.5$: Categoría Media
- $0.7 \leq IRS < 0.9 - 1.1 \leq IRS < 1.2$: Categoría Alta
- $0.9 \leq IRS < 1.1$: Categoría Muy Alta

Figura 5. Resultados - análisis IRS. (a) Evaluación del IRS; (b) Mapa de IRS.

Para la fuente predominante, se realizaron modelos no lineales, tiempo-historia, donde se modeló la respuesta sísmica del suelo, en conjunto con los elementos estructurales de los edificios (columnas para sistemas aporticados y muros de carga para estructuras de mampostería). La Figura 6 presenta los mapas de esfuerzo cortante y desplazamiento horizontal sobre los elementos estructurales; se observan esfuerzos entre 0,3 y 3,1 MPa, obteniendo los mayores esfuerzos entre las carreras 7 y 9 con calles 37 y 40, mientras que, los menores esfuerzos se encuentran entre las carreras 7 y avenida Caracas con calle 66 y 72, evidenciando la importancia del espesor del depósito. Los desplazamientos varían entre 5 y 19

cm, teniendo los mayores valores entre las calles 45 y 57, identificando como principal riesgo la poca o nula separación entre edificaciones, siendo posible el proceso de golpeteo entre edificios.

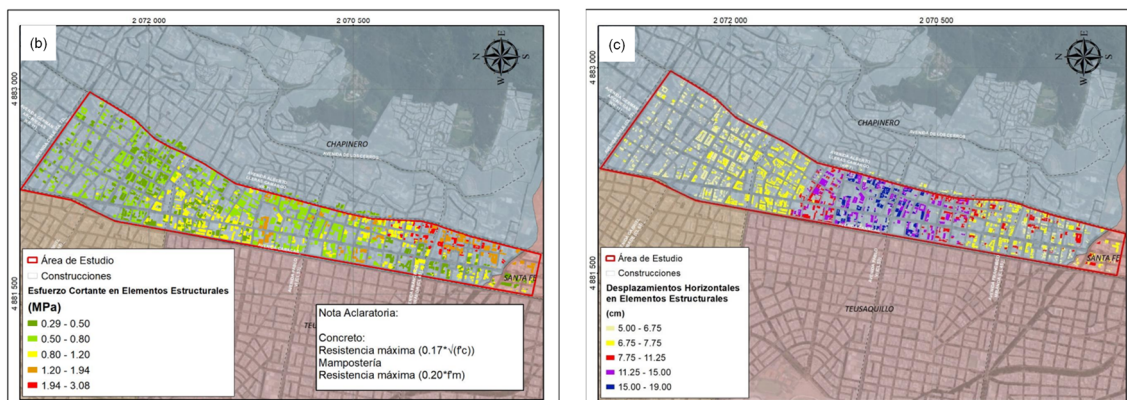


Figura 6. Resultados sobre elementos estructurales. (a) esfuerzos cortantes; (b) desplazamientos horizontales

Con base en lo anterior, se propuso la siguiente ecuación para calcular la vulnerabilidad por resonancia sísmica (VRS), la cual está en función del índice de resonancia sísmica (IRS), la relación de esfuerzo cortante máxima ($\tau_{\square}/\tau_{max}$), la edad (Edad) de las edificaciones y la relación de deriva máxima ($\Delta_{\square}/\Delta_{max}$):

$$VRS = (0,30 \times IRS) + \left(0,30 \times \frac{\tau}{\tau_{max}}\right) + (0,20 \times \text{Edad}) + \left(0,20 \times \frac{\Delta}{\Delta_{max}}\right)$$

La Figura 7 presenta el mapa de vulnerabilidad por resonancia sísmica. El nivel de vulnerabilidad predominante es Alto con un porcentaje de estructuras que varían entre el 33% y el 37%, mientras que el nivel de vulnerabilidad muy alto oscila entre el 1.4% y el 5.1%; así mismo, el nivel de vulnerabilidad medio varía entre 41% y 48% de las estructuras, lo cual, indica que cerca del 80% de las estructuras de la zona de estudio tienen un nivel de vulnerabilidad por resonancia sísmica media a muy alto. La zona más crítica se identificó en un tramo entre las calles 58 y 65, entre la carrera 12 y Av. Caracas, que está conformado por estructuras antiguas cuya fecha de construcción data antes del CCCSR-84, en conjunto con un índice de resonancia sísmico alto y una nula separación entre las estructuras, que representa un alto riesgo de golpeteo, deformaciones excesivas en los elementos estructurales, y debido a la presencia de suelos más plásticos, un aumento en el esfuerzo cortante transmitido a los elementos estructurales.

Conclusiones

1. La zona de estudio se compone de una porción considerable de edificaciones construidas sin un marco normativo sismoresistente (cerca del 35%), cimentados en suelos con períodos fundamentales coincidentes con los sismos que se pueden generar en la zona, lo cual, representa una elevada vulnerabilidad por resonancia sísmica, en especial entre las calles 58 y 65, entre la carrera 12 y Av. Caracas donde la vulnerabilidad es muy alta.
2. La poca, o en algunos casos, nula separación entre las edificaciones favorece el fenómeno de golpeteo entre edificios de altura media respecto a un edificio de mayor altura (más de 7 pisos), lo cual, puede afectar la integridad de los edificios más altos que tienden a tener una menor afectación por los sismos.
3. Se recomienda continuar con esta investigación para demás zonas de la ciudad, toda vez que se pueda generar un mapa de VRS más completo, y pueda integrarse dentro de los diseños sismoresistentes el análisis de resonancia sísmica.

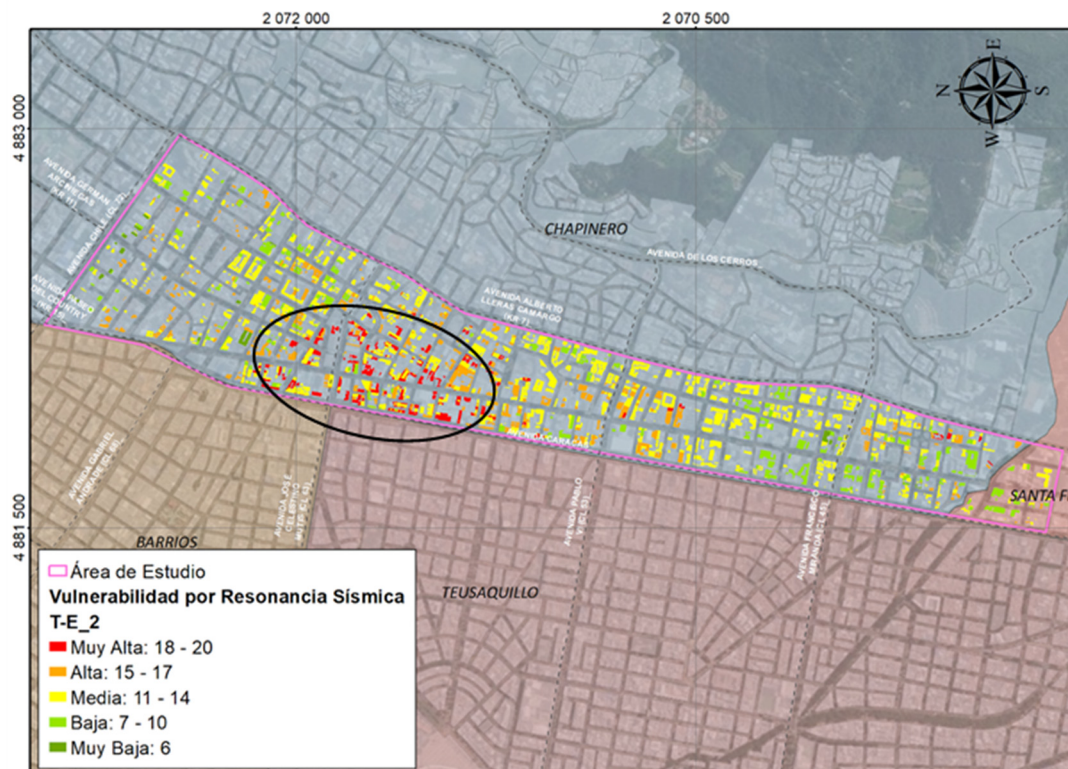


Figura 7. Mapa Vulnerabilidad por resonancia sísmica (VRS)

Referencias

- [1] Colombia. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10: Decreto 926 de marzo 19 de 2010.
- [2] Erden, A., & Özgenç, B. (2018). The investigation of soil – structure resonance of historical buildings using seismic refraction and ambient vibrations HVSR measurements: a case study from Trabzon in Turkey. Acta Geophysica: Correspondence: Correo del autor a quien se le hará llegar la correspondencia.
- [3] Juan, C. & Santos, N., (2017). Vulnerabilidad de edificios ante resonancia sísmica en Guadalajara y Zapopan por el sismo del 11 de mayo de 2016 MW = 4.9.
- [4] Karahan, N. (2012). Non-linear finite element analysis for prediction of seismic response of buildings considering soil-structure interaction.
- [5] López-Almansa, F., & Montaña, M. A., (2014). Numerical seismic vulnerability analysis of mid-height steel buildings in Bogotá, Colombia. JCSR, 92, 1–14.
- [6] Lozano, J. & Rodríguez E. (2021) Análisis de vulnerabilidad por resonancia sísmica para edificios de 3 y 7 pisos en un sector de chapinero, Bogotá.

3.4 Geotecnia en los sistemas férreos de Colombia

Mejoramiento del suelo en la zona del Patio Taller de la Primera Línea del Metro de Bogotá (PLMB)

Autores: Pablo Garzón¹, Felipe Lis^{2*}

¹Especialista en Geotecnia, WSP

²Especialista en Geotecnia, WSP

Se presenta el proceso de análisis y los resultados que permitieron establecer el tipo y la cantidad del mejoramiento del suelo en la zona del Patio Taller de la PLMB. Se presenta el Modelo Geológico – Geotécnico considerado en los análisis. Posteriormente, se mencionan las alternativas evaluadas para la conformación del terraplén y mejoramiento del suelo y se muestran los aspectos más relevantes del proceso de análisis. Se finaliza con las recomendaciones geotécnicas para la construcción del Patio Taller.

Descripción de las obras que conforman el Patio Taller

El área del Patio Taller se encuentra en el suroeste de la ciudad de Bogotá, en el predio "El Corzo" que ha sido utilizado para la disposición de materiales de la planta de tratamiento de aguas residuales (lodos) de la PTAR Salitre. En la FIGURA 1 se presenta la localización general del patio taller y la distribución de las edificaciones y facilidades proyectadas.

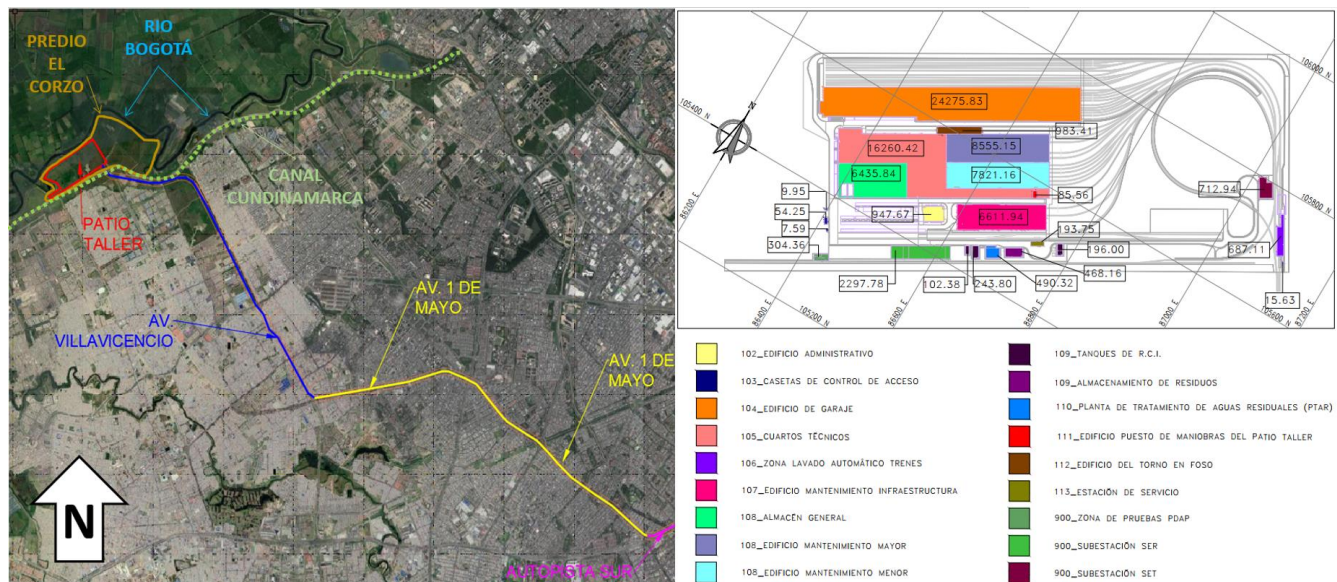


FIGURA 1 Localización general de patio taller y distribución de las zonas que lo conforman. Fuente: WSP (2022).

El Patio Taller se proyecta en una área de 34.5 Ha y debe ser acondicionar mediante un terraplén de 4.6 m de altura promedio para alcanzar una cota rasante de 2544.1 msnm.

Investigación del subsuelo

La exploración del subsuelo comprendió la ejecución de 55 Perforaciones mecánicas (profundidades entre 35m a 200m); 18 CPTu; 4 SCPTu y 1 DMT; y, además, exploración geofísica (8 SPAC, 1 MASW y 18 Nakamura). Por otra parte, fueron ejecutados cerca de 6600 ensayos de laboratorio de clasificación, resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad.

Modelo Geológico – Geotécnico (MGG)

A partir de los resultados de la campaña de investigación del subsuelo, se definió un MGG compuesto por 14 estratos (ver FIGURA 2). El perfil está conformado por rellenos antrópicos superficiales, seguidos de secuencias de arcillas y arenas de las Formación Chía (sedimentos recientes) y Sabana. En algunos estratos se identificó presencia de materia orgánica. Algunos estratos arenosos corresponden a acuíferos, lo cual fue verificado con las perforaciones. De acuerdo con el ensayo Nakamura, se estableció que el macizo rocoso se ubica a 270 m.

Profundidad (m)	Profundidad inicial (m)	Profundidad final (m)	Estrato	Material	UCSC
2.5	0.0	3.4	1	Relleno Antrópico	CH
5.0	3.4	7.3	2	Arcilla 1	CH
7.5	7.3	11.3	3	Arena limosa 1	SM
10.0	11.3	12.7	4	Arcilla 2	CH
12.5	11.3	16.1	5	Arcilla con materia orgánica	PT
15.0					
17.5					
20.0					
22.5					
25.0					
27.5					
30.0					
32.5					
35.0					
37.5					
40.0					
42.5					
45.0					
47.5	16.1	74	4	Arcilla 2	CH
50.0					
52.5					
55.0					
57.5					
60.0					
62.5					
65.0					
67.5					
70.0					
72.5					
75.0					
77.5	74	77	11	Arena arcillosa	SC
80.0					
82.5					
85.0	77	87.6	6	Arena limosa 2	SM
87.5					
90.0					
92.5					
95.0	87.6	99.9	7	Arcilla 3	CH
97.5					
100.0					

FIGURA 2 Estratigrafía típica en la zona del Patio Taller. Fuente: WSP (2022).

Alternativas consideradas para conformación del terraplén y mejoramiento del terreno

Con el propósito de construir un terraplén estable y que se deforme de manera controlada dentro de los umbrales requeridos por el diseño ferroviario y de edificaciones, se consideraron cinco alternativas para el relleno y seis para el mejoramiento del terreno (ver Tabla 1).

Tabla 1 Alternativas consideradas para conformar el relleno y para mejorar el suelo de fundación.

#	Conformación del terraplén	#	Mejoramiento del terreno
1	Relleno Convencional	1	No mejorar el suelo
2	Relleno con gradación particular	2	Consolidación convencional (precarga)
3	Geobloques – Poliestireno	3	Consolidación con vacío
4	Ceniza Volante	4	Pilotes convencionales
5	Estructura aligerada tipo Box	5	Pilotes DCM (Deep Cement Mixing)
		6	Inclusiones rígidas (Columnas de Módulo Controlado, CMC)

Fuente: Elaboración propia (2021).

Con base en los resultados de la evaluación, se recomendaron las alternativas de relleno convencional e inclusiones rígidas de 0.3 m de diámetro y $f'_c=14$ MPa.

Análisis geotécnicos y recomendaciones

Los análisis de las inclusiones rígidas incluyeron la definición de su longitud y espaciamiento, y adicionalmente, el espesor de la capa de transferencia entre el mejoramiento y el relleno del terraplén (compuesta por capas de material granular con geomallas).

Se realizaron análisis de asentamientos mediante modelos de elemento finitos para 5 secciones y con ayuda del software MIDAS GTS NX. En la FIGURA 3 se incluyen los resultados de la Sección Longitudinal 1-1'; se resalta que los análisis buscaron la disminución del asentamiento total y la minimización del asentamiento diferencial, siendo la distorsión angular el principal criterio de diseño ($l/1000$).

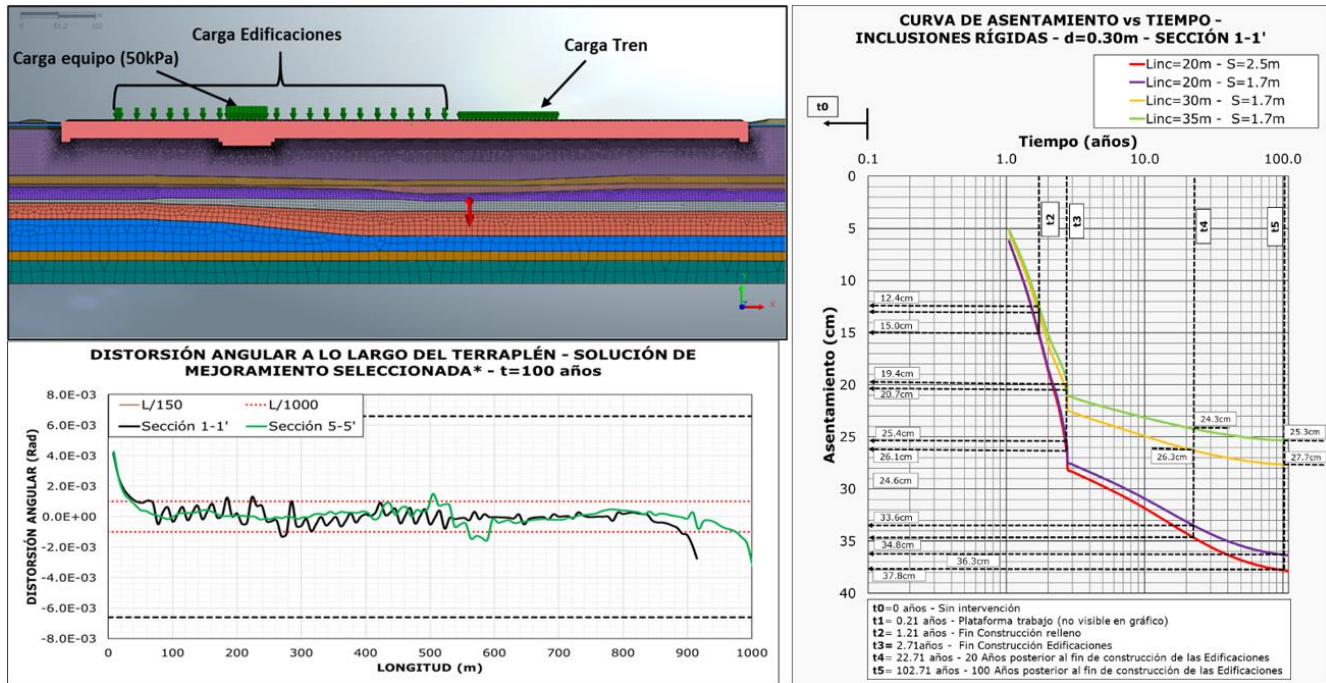


FIGURA 3 Resultados Modelación FEM – Sección 1-1'. Fuente: WSP (2022).

La solución adoptada incluye una mezcla de inclusiones rígidas de 0.3 m de diámetro y de diferentes longitudes (20, 25 y 30 m) con separaciones entre 1.7 y 2.5 m (ver Figura 4).

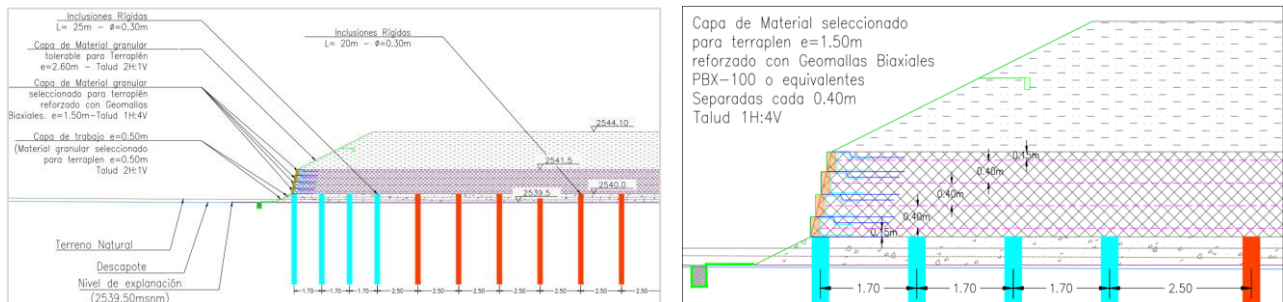


FIGURA 4 Detalles del mejoramiento del terreno y terraplén. Fuente: WSP (2022).

Referencias

[1] WSP (2022). Diseño geotécnico del Patio Taller – Adecuación del terreno – Conformación de la plataforma.

[2] Federal Highway Administration Design. (2017). Ground Modification Methods Reference Manual. Chapter 6. Column Supported Embankments. Volume II (FHWA-NHI-16-028).

*Correspondencia: felipe.lis@wsp.com / pablo.garzon@wsp.com

3.5 La inteligencia artificial en la geotecnia

Gestión de Riesgos en el ciclo de vida de infraestructura vial en Colombia. El potencial transformador de la Ingeniería 4.0 y la Inteligencia Artificial.

Autores: Fredy Wilson Lovera Mancera (1), Héctor Salazar Bonilla (2)

(1) Magister en Geotecnia Vías y transporte (e), Universidad Militar Nueva Granada

(2) Gerente General, Grupo Geoandina.

Resumen

Este estudio investiga las necesidades y desafíos de la gestión de riesgos durante el ciclo de vida de la infraestructura vial en Colombia, centrándose en los riesgos asociados al componente de la infraestructura subterránea. Se analiza la implementación de la Ingeniería 4.0 y el uso de la inteligencia artificial (IA) para mejorar la toma de decisiones y la gestión de riesgos. Se utilizó una recopilación de datos web, incluidos sensores remotos y técnicas avanzadas de instrumentación, evaluando casos específicos en el país. Los resultados destacan mejoras en educación, control de calidad y productividad en la planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de vías, así como sesgos cognitivos en la discusión académica sobre la inestabilidad de laderas.

Planteamiento del problema

El desarrollo de infraestructura vial, especialmente la subterránea, en Colombia enfrenta desafíos significativos debido a los riesgos inherentes a las condiciones especiales del país en diferentes aspectos de su geografía, geología, geotecnia, clima, sismicidad, efectos de cambio climático, etc. Estos riesgos pueden aumentar costos y plazos de los proyectos, lo que requiere soluciones innovadoras. En el contexto de la Ingeniería 4.0, surge el desafío de tomar decisiones objetivas, informadas, en tiempo real y fundamentadas en todas las etapas del ciclo de vida como el diseño, construcción y operación de vías, especialmente en la evaluación y gestión de riesgos en el desarrollo de infraestructura subterránea. Ante este panorama, surge la pregunta: ¿Cómo puede aprovecharse el potencial de nuevas tecnologías, especialmente la inteligencia artificial para mejorar la evaluación de riesgos en proyectos viales y el desarrollo de infraestructura subterránea en Colombia, asegurando una toma de decisiones eficiente y basada en datos en el contexto de la Ingeniería 4.0?

Esta revisión se justifica por el avance de las tecnologías de la Industria 4.0, que aplicadas a la Ingeniería de proyectos de infraestructura vial se consolida como Ingeniería 4.0 emergiendo como una solución lógica y prometedora para abordar estos desafíos. La implementación de inteligencia artificial (IA), sensores remotos y técnicas automatizadas de instrumentación y monitoreo permiten una digitalización de la información relevante, mejor recolección y análisis de datos en tiempo real, mejorando la toma de decisiones informadas y la gestión de riesgos en proyectos de infraestructura.

Objetivo General

El objetivo general de esta investigación es explorar y demostrar el potencial de los elementos de la Ingeniería 4.0, en especial de la inteligencia artificial en la mejora de la evaluación de riesgos en el ciclo de vida de proyectos de infraestructura vial y especialmente en el desarrollo de obras subterráneas en Colombia. A través de estudios de caso, se resalta la razón por la cual Colombia debe desarrollar una infraestructura subterránea de mayor envergadura y cómo el desarrollo de la Ingeniería 4.0, con componentes de la Industria 4.0, proporciona un marco metodológico sólido que permite la toma de decisiones objetivas, en tiempo real y eficientes en la planeación, diseño, construcción y operación de infraestructura vial en el contexto colombiano. Se toman como referencia diferentes casos nacionales e internacionales, discutiendo los roles del diseñador, del constructor y del Estado ante fenómenos generadores de riesgos y la participación de empresas que implementan inteligencia artificial.

Objetivos Específicos

1. Analizar el estado actual de la gestión de riesgos en el país.
2. Identificar desafíos y oportunidades en la evaluación de riesgos en el ciclo de vida de proyectos de infraestructura vial en el contexto de la Ingeniería 4.0.
3. Seleccionar estudios de caso que permitan visualizar la importancia de la implementación de la Ingeniería 4.0 en la evaluación y gestión de riesgos.
4. Seleccionar técnicas y tecnologías adecuadas de monitoreo, procesamiento, análisis y modelamiento de información de forma predictiva y en tiempo real.
5. Desarrollar un marco metodológico para la integración efectiva de la inteligencia artificial en la evaluación de riesgos en proyectos viales, especialmente en de infraestructura subterránea.

Metodología

La investigación utiliza una metodología mixta que integra enfoques cualitativos y cuantitativos. Se comienza con una revisión exhaustiva de la literatura sobre identificación y evaluación de riesgos asociados al ciclo de vida de los proyectos a través de la Ingeniería 4.0, inteligencia artificial aplicada al desarrollo de infraestructura vial y el génesis de la Geotecnia 4.0. Se recopilan estudios, artículos y documentos relevantes mediante un levantamiento de archivos y bases de datos académicas y recursos en línea, sintetizando y analizando críticamente la literatura para identificar tendencias, vacíos en la investigación y posibles áreas de interés.

En términos cualitativos, se realizan entrevistas semiestructuradas con expertos en geotecnia, ingeniería de vías e inteligencia artificial. Estas entrevistas proporcionan información valiosa sobre percepciones, desafíos y oportunidades en la aplicación de inteligencia artificial en la evaluación y gestión de riesgos.

En el análisis cuantitativo, se recopilan datos sobre proyectos de infraestructura vial, evaluaciones y gestión de riesgos de fuentes como bases de datos gubernamentales, informes de proyectos y registros nacionales e internacionales. Se utilizan técnicas de modelado y análisis estadístico para evaluar la eficacia de la inteligencia artificial en la predicción, mitigación y gestión de riesgos. Se analizarán modelos predictivos utilizando algoritmos de inteligencia artificial, como aprendizaje automático y redes neuronales, para predecir la ocurrencia y magnitud de riesgos en diferentes escenarios de construcción.

La integración de datos y análisis de los hallazgos cualitativos y cuantitativos permite desarrollar un marco metodológico integral para la aplicación de inteligencia artificial en la evaluación y gestión de riesgos en el ciclo de vida de proyectos de infraestructura vial. Se busca la complementariedad entre los hallazgos cualitativos y cuantitativos para abordar integralmente los diferentes aspectos del problema de investigación y obtener una comprensión más completa de cómo la inteligencia artificial puede mejorar el desarrollo de infraestructura vial en el país a través de una evaluación y gestión de riesgos en la era de la Ingeniería 4.0.

Referencias

- [1] Lianbaichao Liu, Zhanping Song, Xu Li, (2024). Artificial intelligence in tunnel construction: A comprehensive review of hotspots and frontier topics
- [2] Wengang Zhang - Zhongqiang Liu, (2022). 35 Years of (AI) in Geotechnical Engineering: State of the Art
- [3] Zhen-yu YIN, (2020). Practice of artificial intelligence in geotechnical engineering.
- [4] Shakti Suman - S. Z. Khan - S. K. Das - S. K. Chand, (2016) Slope stability analysis using artificial intelligence techniques

*Correspondencia: est.fredy.lovera@unimilitar.edu.co hsalazar@geoandina.net juan.ruge@unimilitar.edu.co

INCLUSIONES RÍGIDAS PARA ESTABILIDAD DE TALUDES POR MEDIO DE PLÁSTICO RECICLADO

Autores: Catalina Alvear Rivas¹, Sergio Andrés Aristizábal Salazar², Jessica Viviana Giraldo Palacio³, Laura Natalia Ramírez Parra⁴, Juanita Trujillo López⁵, Cristhian Camilo Mendoza Bolaños⁶, Álvaro Uriel Achury⁷

¹²³⁴⁵ Estudiante de Ingeniería Civil, Departamento de ingeniería civil, Universidad Nacional de Colombia sede Manizales.

⁶ PhD. en Geotecnia, Departamento de ingeniería civil, Universidad Nacional de Colombia sede Manizales.

⁷ Ingeniero de instrumentación, Departamento de ingeniería mecánica, Universidad de los Andes.

El enfoque de investigación realizado en una escala pequeña ofrece una solución flexible y económica para el estudio de la interacción entre el material granular y las figuras impresas en 3D, aportando desarrollo en áreas como el diseño de estructuras de contención y la estabilidad de taludes. Además, esta técnica tiene un impacto positivo significativo en el medio ambiente, ya que permite reciclar y reutilizar grandes cantidades de plástico, material que de otra manera podría terminar como desecho contaminante.

La impresión 3D de inclusiones rígidas de plástico reciclado no solo brinda una alternativa sostenible para la estabilización de taludes, sino que también abre nuevas oportunidades para optimizar el uso del espacio y mejorar las posibilidades de estabilización en terrenos desafiantes, ya que estas inclusiones pueden moldearse para ajustarse a las condiciones específicas del terreno, maximizando su efectividad y minimizando la necesidad de ocupar grandes áreas con estructuras de contención convencionales.

En la geotecnia, el ángulo de reposo es un parámetro esencial que determina la inclinación máxima que puede mantener un material granular (como la arena de Ottawa) antes de que ocurra un deslizamiento, este ángulo depende de las características del material como el tamaño y la forma, además de las interacciones con otros elementos presentes y las condiciones ambientales. Muchos estudios afirman que el valor del ángulo de fricción interna residual o ángulo de reposo para la arena de Ottawa es 28,5° [1].

De esta manera, para este proyecto de investigación, se desarrolla un dispositivo que permite determinar el ángulo de reposo [2] que tiene la arena de Ottawa incorporada con figuras impresas en 3D de material en PLA (ácido poliláctico) [3,4,5] a una escala pequeña y en un entorno controlado de laboratorio. Estas figuras influyen en el comportamiento del material granular y a su vez, en el ángulo de reposo resultante.

El dispositivo para llevar a cabo esta investigación consiste en una cabina cúbica con una compuerta asistida por una polea y un sistema de contrapesos, lo que permite llenar su interior con capas combinadas de arena de Ottawa y figuras impresas en 3D en posiciones específicas.

Para esta investigación, se construyó una cabina cúbica en acrílico con longitudes de 50 cm, con una compuerta que se eleva de forma manual-mecánica gracias a una polea accionada por contrapesos en la cual se dispone de 3 placas de peso, una de 1 kg y dos de 1,5 kg, suficientes para accionar el mecanismo. En la cabina se depositan 5 capas de arena de Ottawa de 3 cm de altura cada una y entre ella se colocan 4 capas de figuras idénticas: pirámides, cubos, esferas y estrellas (Ver figura 1) de 1,5 cm en diferentes distribuciones: 114, 80 y 52 unidades respectivamente por capa en cada ensayo (Ver figura 2) y separaciones (1, 1,5 y 2 cm entre ellas), para una altura total de 21 cm en un compartimento de la cabina de 15 cm x 50 cm (Ver figura 3), con el objetivo de medir el ángulo de reposo de forma manual y computarizada de cada ensayo.

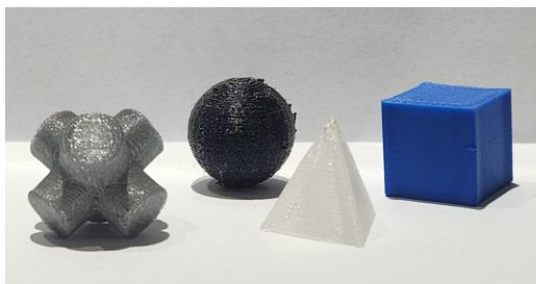


Figura 1. Inclusiones rígidas



Figura 2. Distribución figuras



Figura 3. Sistema de ensayo

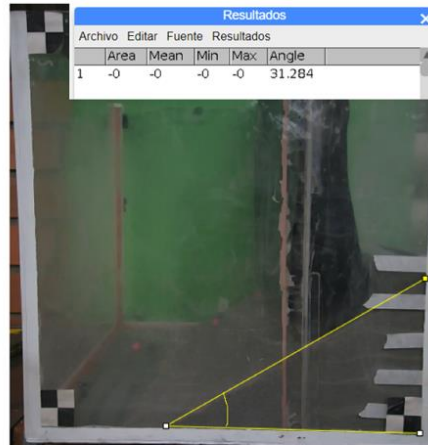


Figura 4. Toma de ángulo sistematizado

La medida se obtiene luego de dejar que el suelo con las inclusiones rígidas en PLA (ácido poliláctico) fluya al elevar la compuerta y se estabilice, mostrando el ángulo máximo crítico. En el caso de inclusiones rígidas, se investiga cómo afectan el ángulo de reposo y la resistencia del suelo circundante. Estos estudios ayudan a comprender cómo las inclusiones afectan la compactación, la resistencia y la estabilidad del suelo, y se busca demostrar cómo estas inclusiones sí podrían jugar un papel importante a la hora de restaurar, mejorar o adaptar un suelo.

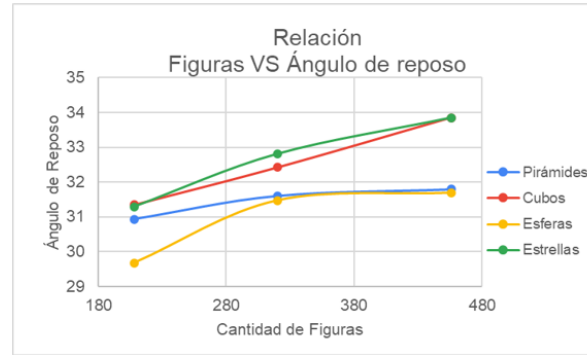


Figura 4. Figuras VS Ángulo de reposo

Es posible inferir como premisa que la forma y la separación entre las inclusiones rígidas en combinación con la arena de Ottawa tiene un efecto positivo en su comportamiento físico. Este ensayo permite descartar algunas de las inclusiones evaluadas, se demuestra que entre más irregular sea la figura y menor separación exista entre ellas, se logran ángulos de reposo más óptimos para mejorar las características del material granular. La tabla 1 referencia el tipo y cantidad de figuras por ensayo y los ángulos de reposo encontrados, se resalta lo que a opinión del grupo de investigación y según resultados obtenidos son las figuras con mayor impacto positivo:

Tabla 1. Figuras VS Ángulo de reposo

Figura/Cantidad	Ángulos de reposo			
	Pirámides	Cubos	Esferas	Estrellas
456	31,79	33,85	31,69	33,85
320	31,6	32,42	31,469	32,806
208	30,932	31,347	29,671	31,284

Fuente: Propia (2024)

Agradecimientos al grupo de investigación en cimentaciones profundas, comportamiento de suelos y geotecnia vial, al laboratorio de hidráulica, al operario José Wilmar Aguirre Gómez y al aula stem fablab de la Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales.

Referencias

[1]

Rustam Effendi, (2011). Interface Friction of Smooth Geomembranes and Ottawa Sand.

[2] David Train, (1958). Some Aspects of the Property of Angle of Repose of Powders.

[3] Gurumurthy B. Ramaiah, Kidu Gebrecheros Weldeanenia, Asmamaw Tegegne, Bahiru Melese, Daniel Asfaw, (2023). Analysis of 3-D Printing Technologies, Materials, and its Medical Application Aspects.

[4] Karola Dierichs, Achim Menges, (2012). Material and Machine Computation of Designed Granular Substances.

[5] Athanasios G. Athanassiadis, Marc Z. Miskin, Paul Kaplan, Nicholas Rodenberg, Seung Hwan Lee, Jason Merritt, Eric Brown, John Amend, Hod Lipson, Heinrich M. Jaeger, (2014). Particle Shape Effects on the Stress Response of Granular Packings.

*Correspondencia: jvgiraldop@unal.edu.co

Modelo de Simulación por Elementos Discretos del Ensayo de Tensión Indirecta para caracterización mecánica de Mezclas Asfálticas

Autores: Diego Felipe Guerrero Torres ^{1*}, Lucio G. Cruz V.²

¹ Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres, Universidad del Cauca

² Grupo GEPAV, Departamento de Geotecnia, Universidad del Cauca

Las solicitaciones climáticas extremas, en conjunto con el incremento de los volúmenes de tráfico y de las cargas vehiculares, aunado a la necesidad de mitigación ambiental asociada a las actividades de construcción, son los nuevos desafíos técnicos a enfrentar por parte de los ingenieros en los proyectos de infraestructura vial. Bajo el marco anterior, el presente estudio buscó planificar, desarrollar, programar y validar un algoritmo o modelo numérico computacional, de naturaleza viscoelástica, con un patrón de plastificación y de agrietamiento, fundamentado en el método numérico de los Elementos Discretos, tal que simule o represente bajo condiciones de parámetros mecánicos específicos y en entorno bidimensional, el ensayo de tensión indirecta ejecutado sobre probetas cilíndricas de mezclas de concreto asfáltico. En correspondencia con lo anterior, el modelo computacional pretendió evaluar y predecir el desempeño y el comportamiento mecánico de este tipo de materiales asfálticos de manera preliminar, como posible beneficio técnico para la ejecución de los proyectos de diseño y de construcción de las estructuras de pavimentos flexibles.

El programa asociado al modelo computacional propuesto, desde el punto de vista lógico y dadas las ventajas computacionales que esto implica, fue escrito y desarrollado empleando para ello el entorno asociado al lenguaje de programación Visual Basic.net, buscando generar el código fuente y el ambiente de ejecución agradables al usuario y de fácil entendimiento para que cualquier interesado pueda estudiarlo, mejorarlo o replicarlo en un tema complementario. En concordancia a todo lo referido, se pretendió aproximar la Resistencia a la Tracción Indirecta de mezclas asfálticas a partir de relaciones obtenidas de fuerza de compresión y deformación diametral del espécimen, siguiendo para ello los requerimientos técnicos establecidos para la ejecución del ensayo de laboratorio, estipulados para Colombia por la normativa del Instituto Nacional de Vías [1]. La figura 1 expone de manera general, los componentes fundamentales de la interface principal del programa computacional desarrollado para la ejecución del modelo numérico propuesto.

Se procedió a adelantar la validación respectiva del modelo numérico y computacional generado, a partir del desarrollo de un proceso de comparación de los resultados obtenidos por el software implementado, con los resultados referidos de datos experimentales característicos para diferentes materiales de concreto asfáltico fabricados e instalados en la infraestructura vial del sur occidente del país y regulados por las especificaciones técnicas nacionales [2]. Las mezclas asfálticas consideradas para el proceso de validación del modelo computacional fueron: mezclas asfálticas de alto módulo (MAM25), mezclas asfálticas densas elaboradas con asfaltos convencionales (MDC19) y mezclas asfálticas semidensas elaboradas con asfaltos modificados con polímeros (MSC19mod).

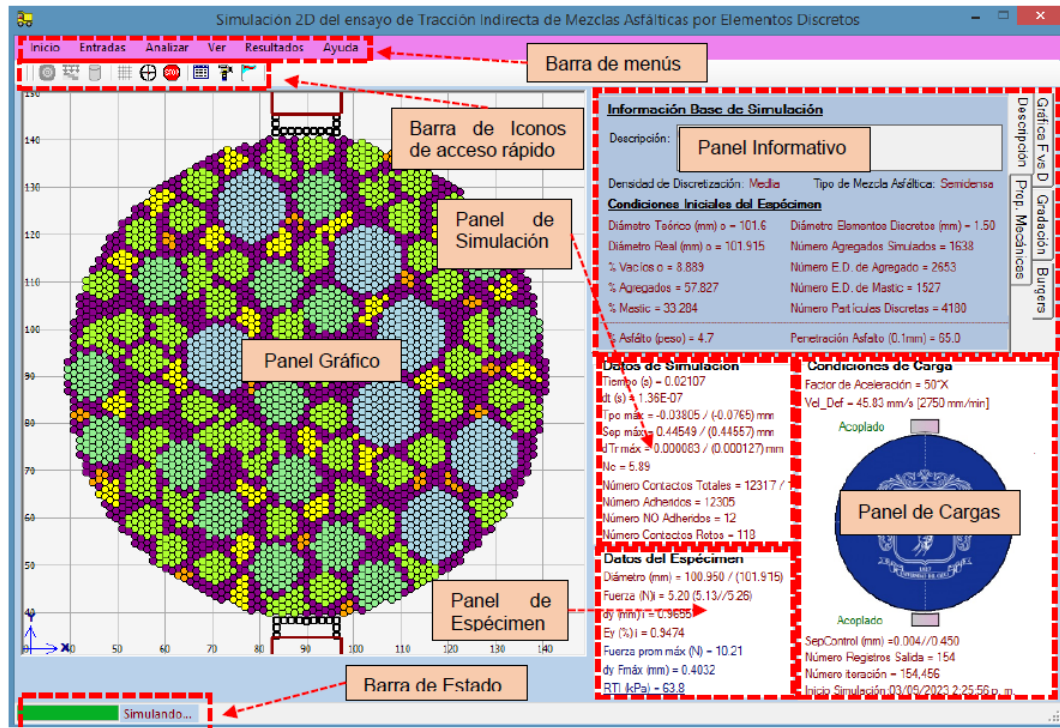


Figura 1. Interface principal del programa computacional asociado al modelo mecánico propuesto, para la simulación del ensayo de tracción indirecta de mezclas asfálticas. Fuente: Autores (2023).

A manera de ejemplo, la figura 2 muestra el estado instantáneo de un espécimen numérico posterior a una simulación del ensayo de tracción indirecta ejecutada durante el proceso de validación del modelo computacional asociado.

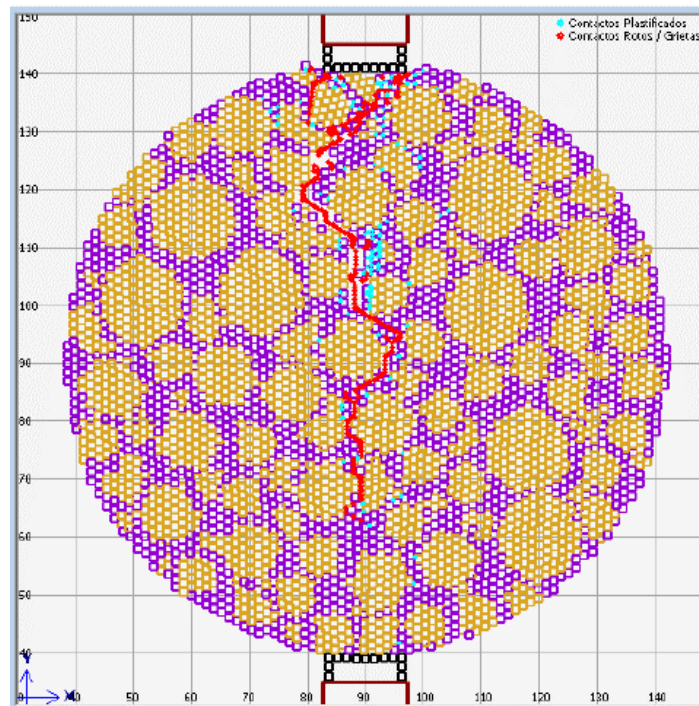


Figura 2. Ejemplo típico de Espécimen posterior al proceso de simulación. Fuente: Autores (2023).

Nótese en el figura 2, la plastificación de algunos de los contactos entre partículas de elementos discretos, en conjunto con el desarrollo de fisuras y la trayectoria de agrietamiento sobre el elemento de material asfáltico acaecido durante la simulación correspondiente.

Como resultado del proceso de validación del modelo mecánico propuesto y del programa computacional desarrollado para el presente estudio, y tal como se presenta en la figura 3, se obtuvo que los valores de Resistencia a Tracción Indirecta simulados se encuentran dentro del orden numérico y de tendencia de los resultados experimentales consultados para los diferentes materiales asfálticos considerados, permitiendo inferir por tanto que el modelo matemático y computacional implementado, se acerca de manera razonable a los datos de laboratorio correspondientes, en consistencia con los datos de entrada de los diferentes modelos mecánicos asumidos para cada tipo de mezcla asfáltica considerada dentro del proceso de validación.

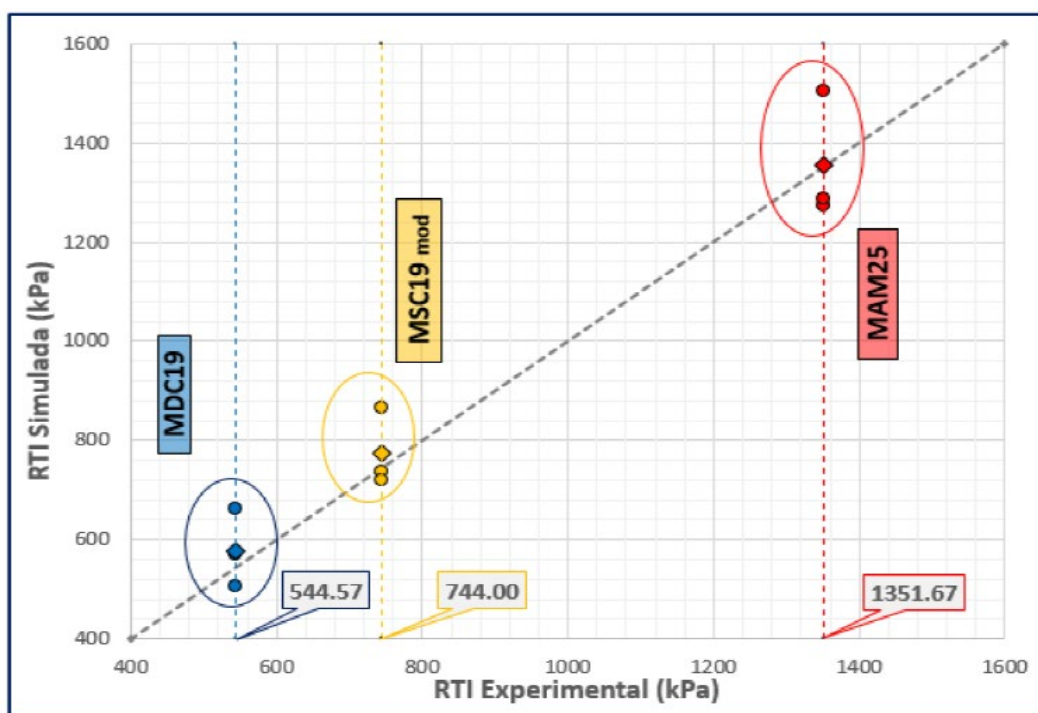


Figura 3. Gráfica de Dispersión de la RTI Simulada Vs RTI Experimental, para los materiales asfálticos considerados en el proceso de validación del modelo computacional propuesto. Fuente: Autores (2023).

Referencias

- [1] Mintransporte & Invias, (2013). Normas de Ensayos de Materiales.
- [2] Mintransporte & Invias, (2022). Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras.

* lucruz@unicauca.edu.co [Correo del autor a quien se le hará llegar la correspondencia].

Modificación del ángulo de reposo natural por medio de diatomeas

Autores: Juan José Gómez Castrillón¹, Juanita Trujillo López², Cristhian Camilo Mendoza Bolaños³, Alvaro Uriel Achury⁴.

^{1,2} Estudiante, Depto. de Ing. Civil Universidad Nacional de Colombia sede Manizales.

³ Ph.D. en Geotecnia, Depto. de Ing. Civil, Universidad Nacional de Colombia sede Manizales.

⁴ Ingeniero de instrumentación, Depto. de Ingeniería Mecánica en Universidad de los Andes.

Inicialmente, se recuerda que las diatomeas son algas microscópicas con un esqueleto llamado frústula, formado principalmente de sílice, que se encuentran en casi todos los ambientes acuáticos y condiciones climáticas [1]. Existen más de 100.000 especies de diatomeas, entre las cuales 4 familias fueron escogidas por su formas representativas, alargadas, aplanadas, tubulares y circulares (ver Figura 1). Además, de su presencia en el territorio colombiano. Las especies seleccionadas son: Nitzschia y Navicula, caracterizadas por su forma alargada y aplanada, encontrándose con gran frecuencia en los ecosistemas acuáticos colombianos [2]. También las especies Aulacoseira y Lindavia, caracterizadas por su geometría cilíndrica, circular, y por estar presente en el continente americano [3].

Los suelos con diatomeas pueden tener altas resistencias al corte con altas superficies específicas. Estas características originan a su vez valores elevados del ángulo de fricción efectivo (ϕ) [1], pero con límites líquidos altos. Shiwakoti y Col. [4] demuestra que la presencia de diatomeas en el suelo tiene una influencia significativa en los índices de consistencia y propiedades mecánicas. Estas características también han sido observadas en los suelos de la ciudad de Bogotá (Colombia), los cuales en algunas capas pueden tener contenidos de agua alrededor de 300 % con ángulos de fricción cercanos a 40° [5].

Esta investigación busca entender el aumento del ángulo de reposo con la presencia de diatomeas en el suelo. Lo anterior se estudió usando diferentes especies de diatomeas impresas en una impresora 3D y mezclándolas con suelo. Se encontraron resultados significativos, en cuanto a la relación con la cantidad y geometría de dichas diatomeas y su influencia en el ángulo de reposo del suelo con diatomeas.

Además, se analiza el potencial uso de los resultados obtenidos con el propósito de aumentar con las diatomeas el ángulo de reposo de taludes antrópicos. Esto permitirá desarrollar una mayor expansión urbana en terrenos débiles ganando terreno competente, de una manera natural y completamente amigable con el medio ambiente.

Esta novedosa estrategia de impresión 3D permite mayor facilidad investigativa de las estructuras complejas del suelo, replicando de forma precisa la geometría de las mismas a diferentes escalas [6]. Los modelos utilizados se encuentran en una escala de 2200:1, debido a que originalmente miden entre los 12 y 200 μm de diámetro o longitud (según la especie) [3] y fueron manipulados mediante el software “MeshMixer”.



Figura 1. Modelos 3D Nitzschia, Navicula, Aulacoseira, Lindavia. Fuente: Propia (2024).

Para realizar una comparación del cambio del ángulo de reposo en el suelo en función de las especies estudiadas. Primero, se desarrolló un ensayo para medir el ángulo de reposo usando arena de Ottawa en conjunto con las diatomeas impresas en la impresora 3D, posteriormente, se cambiaron los porcentajes de diatomeas en volumen, para así poder determinar la influencia de estas en el ángulo de reposo.

Los porcentajes de volumen reemplazados en el suelo fueron 25%, 30%, 35% y 40%, fundamentado en que “si el contenido de frústulas es inferior al 10%, no tendrá influencia en el comportamiento del suelo” [7].

El ensayo fue realizado a partir de un embudo de descarga con una altura de 45 cm y diámetro de boquilla de 16 cm, garantizando una escala mayor a 1:5. El embudo permite que la mezcla de arena y diatomeas, fluya libremente a medida que este deposite. La velocidad de deposición es constante gracias a la tensión en las cuerdas que lo sostienen y la polea manual constituida por 2 balineras y una barra [8].

Cuando el material se encuentra depositado y toma su respectivo ángulo de reposo, se obtiene una imagen de este. Posteriormente, la imagen se analiza mediante visión artificial para determinar el ángulo de reposo formado por la mezcla de suelo y diatomeas, como se muestra en la Figura 2.

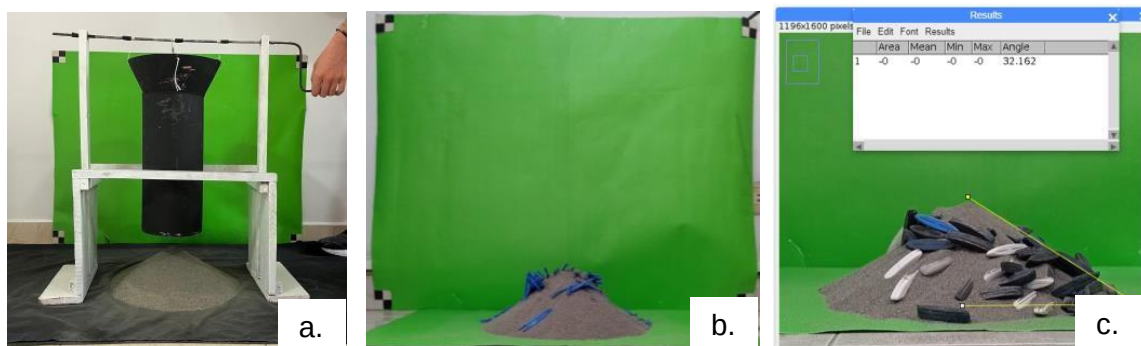


Figura 2. a. Montaje de embudo de ensayo; b. Fotografía ángulo de reposo; c. Procesamiento de datos. Fuente: Propia (2024).

Se trabajó con un valor teórico de 30° de ángulo de reposo para la arena de Ottawa (verificado) [9], el cual mejora proporcionalmente en todos los casos con el aumento de cualquier tipo de diatomea. En la Figura 3 se muestra el incremento del ángulo de reposo con el aumento del porcentaje de diatomeas en el suelo:

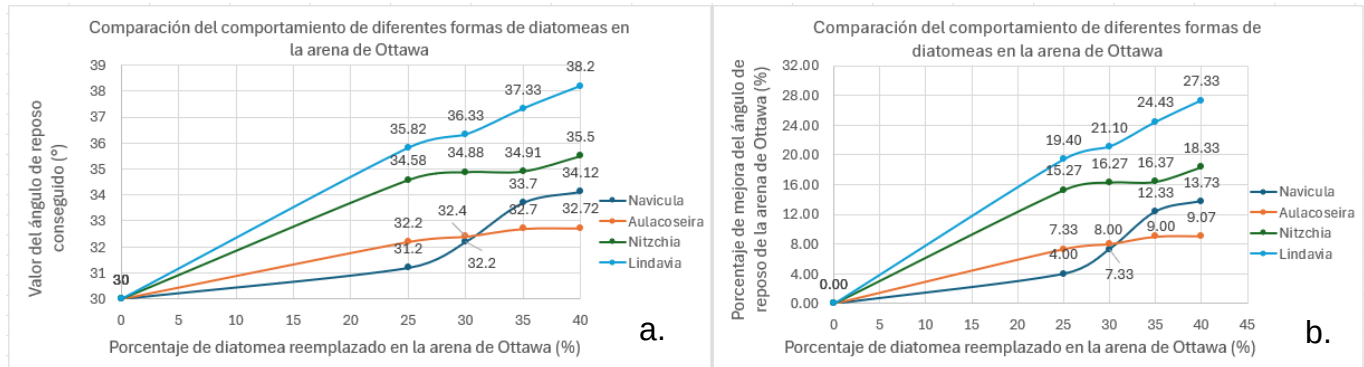


Figura 3. a. Aumento del ángulo de reposo en la arena de Ottawa con diatomeas; b. Porcentaje de aumento del ángulo de reposo. Fuente: Propia (2024).

En conclusión, la especie *Lindavia* genera un incremento mayor del ángulo de reposo, seguido de la especie *Nitzschia*, *Navicula* y por último la especie *Aulacoseira* genera el menor incremento. De estos resultados, se puede observar viable una posible mezcla artificial de suelos naturales y diatomeas para aumentar el ángulo de reposo de un suelo. Esto puede ser extrapolado a taludes antrópicos con pendientes mayores, generando un área útil mayor en diferentes obras geotécnicas.

Los autores agradecen al grupo de investigación en cimentaciones profundas, comportamiento de suelos y geotecnia vial, al laboratorio de hidráulica, al operario José Wilmar Aguirre Gómez y al aula STEM FabLab de la Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales.

Referencias

- [1] Zuluaga et al., (2023). "Diatomaceous Soils and Advances in Geotechnical Engineering—Part I".
- [2] Garzón et al., (2011). "Diversidad y distribución de diatomeas en un arroyo de montaña de los andes colombianos"
- [3] Spaulding et al., (2021). diatoms.org
- [4] D. R. Shiwakoti et al., (2002). "Influences of diatom microfossils on engineering properties of soils "
- [5] Caicedo et al., (2018). "Behavior of diatomaceous soil in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia"
- [6] Arrieta-Escobar et al., 2023. "3D printing: An emerging opportunity for soil science"
- [7] Zahajská et al., (2020). "What is diatomite?"
- [8] Solaque D. P. et al, (2008). "Ángulo de fricción crítico y de reposo de la arena del Guamo".
- [9] Rustam Effendi, (2011). Interface Friction of Smooth Geomembranes and Ottawa Sand.

Correspondencia: jgomezcas@unal.edu.co

3.6 Gestión del riesgo y cambio climático

Vulnerabilidad de los Edificios a los Movimientos en Masa: Aplicación Mampostería No Confinada, No Reforzada

Autores: Jorge A. Prieto Salazar¹, Alfer L. Silva Cerón^{2*}

¹ Profesor, Universidad EAFIT

² Estudiante de Doctorado, Universidad EAFIT

Resumen:

A pesar del incremento en las últimas décadas de los daños y pérdidas en edificios relacionados con movimientos en masa [1]–[6], que están vinculados al cambio climático y a los procesos de urbanización, especialmente en las regiones montañosas, la investigación en este campo no ha evolucionado al mismo ritmo que en la ingeniería sísmica tradicional. Este vacío está asociado tanto a la falta de conocimiento de los parámetros adecuados de intensidad de la amenaza como a la ausencia de funciones de vulnerabilidad. Por ejemplo, los estudios de vulnerabilidad física de los edificios afectados por movimientos de masa se han centrado en las relaciones empíricas entre la magnitud del peligro y el grado de pérdida causada por un evento [7]–[10] (relaciones entre intensidad de la amenaza y pérdidas económicas) más, que en funciones de fragilidad de los edificios (probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daños). Por lo tanto, la mayoría de los métodos actuales no tienen en cuenta el desempeño estructural de los edificios [11]–[13]. Sólo recientemente se ha propuesto incluir los daños estructurales en el análisis de los riesgos debidos a los movimientos en masa [13]–[15]. Teniendo en cuenta que más del 70% de edificaciones en Colombia son construcciones en mampostería no confinada no reforzada (URM) [16]–[20], en este trabajo se presenta un procedimiento, de bajo costo computacional y fácil uso, para el cálculo de la fragilidad física por movimientos en masa en edificaciones tipo URM. Umbrales de daño con su respectiva incertidumbre son puestos a consideración con el fin de facilitar el cálculo de la vulnerabilidad y el riesgo por movimientos en masa, especialmente en zonas críticas donde el acceso e información es limitado.

Referencias

- [1] E. Aristizábal and O. Sánchez, "Spatial and temporal patterns and the socioeconomic impacts of landslides in the tropical and mountainous Colombian Andes," *Disasters*, vol. 44, no. 3, pp. 596–618, 2020, doi: 10.1111/disa.12391.
- [2] L. M. Highland and P. Bobrowsky, "The landslide Handbook - A guide to understanding landslides," in *U.S. Geological Survey Circular*, 2008, p. 129. doi: 10.3133/cir1325.
- [3] P. M. Santi, K. Hewitt, D. F. VanDine, and E. B. Cruz, "Debris-flow impact, vulnerability, and response," *Nat. Hazards*, vol. 56, no. 1, pp. 371–402, 2011, doi: 10.1007/s11069-010-9576-8.
- [4] Y. Huang *et al.*, "How Spatial Resolution of Remote Sensing Image Affects Earthquake Triggered Landslide Detection: An Example from 2022 Luding Earthquake, Sichuan, China," *Land*, vol. 12, no. 3, 2023, doi: 10.3390/land12030681.
- [5] E. Aristizábal, E. García, and C. Martínez, "Susceptibility assessment of shallow landslides triggered by rainfall in tropical basins and mountainous terrains," *Nat. Hazards*, vol. 78, no. 1, pp. 621–634, 2015, doi: 10.1007/s11069-015-1736-4.
- [6] D. Gomez, E. Aristizabal, and E. F. Garcia, "Influence of antecedent rainfall on landslides in the Colombian Andes," no. September, 2023, [Online]. Available: www.geologica.org.ar
- [7] B. Mazzorana, S. Simoni, C. Scherer, B. Gems, S. Fuchs, and M. Keiler, "A physical approach on flood risk vulnerability of buildings," *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, vol. 18, no. 9, pp. 3817–3836, 2014, doi: 10.5194/hess-18-3817-2014.
- [8] M. Papathoma-Köhle, B. Gems, M. Sturm, and S. Fuchs, "Matrices, curves and indicators: A review of approaches to assess physical vulnerability to debris flows," *Earth-Science Rev.*, vol. 171, pp. 272–288, 2017, doi: 10.1016/j.earscirev.2017.06.007.
- [9] K. H. Hu, P. Cui, and J. Q. Zhang, "Characteristics of damage to buildings by debris flows on 7 August 2010 in Zhouqu, Western China," *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, vol. 12, no. 7, pp. 2209–2217, 2012, doi: 10.5194/nhess-12-2209-2012.
- [10] H. Y. Luo, L. L. Zhang, and L. M. Zhang, "Progressive failure of buildings under landslide impact," *Landslides*, vol. 16, pp. 1327–1340, 2019, doi: 10.1007/s10346-019-01164-0.
- [11] F. Parisi and G. Sabella, "Flow-type landslide fragility of reinforced concrete framed buildings," *Eng. Struct.*, vol. 131, pp. 28–43, 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.10.013.
- [12] S. Fuchs, M. Keiler, R. Ortlepp, R. Schinke, and M. Papathoma-Köhle, "Recent advances in vulnerability assessment for the built environment exposed to torrential hazards: Challenges and the way forward," *J. Hydrol.*, vol. 575, pp. 587–595, 2019, doi: 10.1016/j.jhydrol.2019.05.067.
- [13] H. Y. Luo, L. M. Zhang, L. L. Zhang, J. He, and K. S. Yin, "Vulnerability of buildings to landslides: The state of the art and future needs," *Earth-Science Rev.*, vol. 238, p.

104329, 2023, doi: 10.1016/j.earscrev.2023.104329.

- [14] J. A. Prieto, M. Journeay, A. B. Acevedo, J. D. Arbelaez, and M. Ulmi, "Development of structural debris flow fragility curves (debris flow buildings resistance) using momentum flux rate as a hazard parameter," *Eng. Geol.*, 2018, doi: 10.1016/j.enggeo.2018.03.014.
- [15] J. W. Kean *et al.*, "Inundation, flow dynamics, and damage in the 9 January 2018 Montecito debris-flow event, California, USA: Opportunities and challenges for post-wildfire risk assessment," *Geosphere*, 2019, doi: 10.1130/GES02048.1.
- [16] A. B. Acevedo, J. D. Jaramillo, C. Yepes, V. Silva, F. A. Osorio, and M. Villar, "Evaluation of the seismic risk of the unreinforced masonry building stock in Antioquia, Colombia," *Nat. Hazards*, vol. 86, pp. 31–54, 2017, doi: 10.1007/s11069-016-2647-8.
- [17] A. Zeballos-Cabrera, *Information for disaster risk management. Case studies from five countries: México*. 2007. [Online]. Available: http://www.cepal.org/colombia/noticias/documentosdetrabajo/4/42314/colombia_case_study.pdf
- [18] C. Yepes-Estrada *et al.*, "Modeling the Residential Building Inventory in South America for Seismic Risk Assessment," *Earthq. Spectra*, vol. 33, no. 1, pp. 299–322, 2017, doi: 10.1193/101915EQS155DP.
- [19] M. Villar-Vega *et al.*, "Development of a fragility model for the residential building stock in South America," *Earthq. Spectra*, vol. 33, no. 2, pp. 581–604, 2017, doi: 10.1193/010716EQS005M.
- [20] R. I. Fernández, R. Gonzalez, A. Garcia, and L. E. Yamin, "Funciones de Vulnerabilidad Sísmica para Mampostería No Reforzada," *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, no. March. 2019. [Online]. Available: https://www.researchgate.net/publication/335609397_Funciones_de_Vulnerabilidad_Sismica_para_Mamposteria_No_Reforzada

*Correspondencia: alsilvac@eafit.edu.co

Desarrollos para la Gestión de Riesgos por Movimientos en Masa en el Proyecto SIATA

Autores: Álvarez, Juliana¹, Gómez, Federico², Sánchez, Oscar², Ospina, Alejandro², Ruiz, Daniel F.³

¹Líder de Geotecnia, Área Metropolitana del Valle de Aburrá, Proyecto Sistema de Alerta Temprana de Medellín y el Valle de Aburrá (SIATA), Medellín, Colombia

²Analista de Geotecnia, Área Metropolitana del Valle de Aburrá, Proyecto Sistema de Alerta Temprana de Medellín y el Valle de Aburrá (SIATA), Medellín, Colombia

³Profesor Asistente, Área de Territorios y Ciudades, Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

Autor correspondiente: jalvarez@eafit.edu.co

Palabras clave: Sistemas de alerta temprana, Geología, Geotecnia, Gestión del riesgo, Movimientos en masa, monitoreo.

El Sistema de Alerta Temprana de Medellín y el Valle de Aburrá (SIATA), es un proyecto estratégico del Área Metropolitana del Valle de Aburrá esencial para la gestión ambiental y la prevención de riesgos en la región. El proyecto se sustenta en la integración del conocimiento científico, el desarrollo tecnológico, la innovación y la apropiación social del conocimiento, para identificar y predecir eventos naturales y de tipo antrópico que alteren el equilibrio ambiental de la zona o pongan en peligro a la ciudadanía.

Dentro de este marco, el equipo especializado en el estudio de movimientos en masa investiga y desarrolla metodologías para el análisis y monitoreo de las laderas en el Valle de Aburrá. Sin embargo, los movimientos en masa y su predicción presentan desafíos considerables debido a la complejidad intrínseca de estos fenómenos naturales, la falta de datos históricos detallados y las interacciones entre factores geológicos, geotécnicos, topográficos, climáticos y antrópicos (Chen, 2024). Por tanto, la creación y desarrollo de metodologías que aborden el estudio de los movimientos en masa para la gestión del riesgo y la generación de productos precisos para los tomadores de decisiones adquiere un valor crucial, especialmente porque estos eventos son comunes en la región.

En este sentido, el equipo encargado del monitoreo y análisis de movimientos en masa del proyecto SIATA se ha estructurado en tres pilares fundamentales de trabajo: el componente de monitoreo; el componente de investigación, enfocado en la generación y mejora de herramientas de monitoreo, predicción y modelación; y el componente integrador. Cada pilar contribuye a la misión y visión del equipo, centrada en establecer una base sólida para la generación futura de alertas tempranas por movimientos en masa y la emisión de información oportuna y relevante desde una perspectiva geológica y geotécnica para las autoridades y responsables de la gestión de riesgos.

A través del componente de monitoreo, se han implementado sistemas que permiten la vigilancia en tiempo real para escenarios críticos por movimientos en masa en el Valle de Aburrá. Este monitoreo se centra en zonas con elementos expuestos donde el riesgo puede materializarse. La instalación y uso de sensores en tierra han sido fundamentales para este objetivo; se debe destacar, sin embargo, que esta estrategia presenta limitaciones espaciales y predictivas (Huang, 2023), lo que resalta la necesidad de fortalecer líneas de investigación que mejoren la efectividad del monitoreo.

Para abordar estas limitaciones, se han desarrollado nuevas líneas de investigación que han permitido la integración de productos para la toma de decisiones. Estas investigaciones buscan innovar en la recolección y análisis de datos, utilizando tecnologías y métodos que faciliten la conformación de un sistema integrado, orientado a la priorización de zonas susceptibles y la toma de decisiones informadas.

En particular, estas investigaciones se centran en varios aspectos clave. Por un lado, se está trabajando en la integración de diferentes escalas de análisis mediante técnicas de teledetección, lo que facilita el acceso a áreas complejas donde los sensores en tierra enfrentan limitaciones logísticas (Chaminé, 2021). Además, se están explorando posibles conexiones directas entre los patrones de lluvia y la ocurrencia de movimientos en masa. Otra área de enfoque es la incorporación de variables que ofrezcan una comprensión más profunda del comportamiento del suelo, evaluando su humedad y cómo esta influye en los movimientos en masa (Hemmati, 2012). Asimismo, se están realizando análisis detallados sobre la estabilidad de diferentes zonas del Valle de Aburrá.

Sin embargo, sólo a través de la integración de las líneas de investigación (y sus productos derivados) con el monitoreo es posible profundizar en el entendimiento de los movimientos en masa. Esto sugiere la necesidad de desarrollar herramientas efectivas e innovadoras en la gestión del riesgo de desastres, que ayuden al monitoreo de zonas de interés, apoyen la toma de decisiones y la implementación de medidas preventivas frente a situaciones de riesgo.

El proyecto SIATA ha enfocado también sus esfuerzos en el desarrollo de SIAMMO (Sistema Integrado de Alertas y Monitoreo de Movimientos en Masa). Esta plataforma integra el monitoreo en tiempo real de movimientos en masa con los resultados de las investigaciones en curso. Utilizando diversos recursos, como gráficos, series temporales, estado de sensores y cámaras. SIAMMO logra identificar y monitorear cambios en las condiciones hidrometeorológicas y del terreno. La consolidación operativa de esta información permitirá apoyar a diversas entidades en el monitoreo de emergencias por movimientos en masa en el Valle de Aburrá, ofreciendo un soporte invaluable para la mitigación y la toma de decisiones informadas ante los riesgos geotécnicos en la región.

De esta manera, la gestión del riesgo de desastres en el Valle de Aburrá depende de una colaboración continua y efectiva entre SIATA, el Área Metropolitana del Valle de Aburrá (AMVA) y otras entidades encargadas de la gestión del riesgo. La implementación de herramientas avanzadas como SIAMMO y la integración de diversas metodologías de monitoreo e investigación fortalecen la capacidad de respuesta ante eventos adversos. Este enfoque integral y colaborativo no solo mejora la preparación y mitigación de riesgos, sino que también

promueve una cultura de resiliencia en la comunidad, asegurando un futuro más seguro y sostenible para la región.

Bibliografía

Chaminé, H. I. (2021). Remote sensing and GIS applications in earth and environmental systems sciences. *SN Applied Sciences*.

Chen, L. a. (2024). Improving Landslide Prediction: Innovative Modeling and Evaluation of Landslide Scenario with Knowledge Graph Embedding. *Remote Sensing*, 145.

Hemmati, S. G.-J. (2012). Thermo-hydro-mechanical modelling of soil settlements induced by soil-vegetation-atmosphere interactions. *Engineering Geology*, 1-16.

Huang, G. D. (2023). GNSS techniques for real-time monitoring of landslides: a review. *Satellite Navigation*.

AVANCES EN LA METODOLOGÍA DE TALUDES NATURALES PARA EVALUACIÓN DE AMENAZA POR MOVIMIENTO/TRANSPORTE DE MASA, BASES FÍSICAS

Autores: Jorge Alonso Prieto Salazar^{1*}, Jorge Wilson Badillo Palacios²

¹Profesor, Universidad EAFIT

²Estudiante de Doctorado, Universidad EAFIT

La Metodología de los Taludes Naturales (MTN) propuesta por Tomás Shuk [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], en la década de los 90s, es una herramienta que permite deducir diversos parámetros geomecánicos, e.g. ángulos de fricción básicos, pesos unitarios, porosidad etc., en materiales de laderas naturales utilizando, únicamente, información geológica básica y datos topográficos. Por tanto, el potencial de aplicación para la determinación de mapas de susceptibilidad frente a la amenaza por movimiento y transporte de masa y, naturalmente, en modelos de evaluación de riesgo frente a estos eventos es enorme. Sin embargo, tanto las bases físicas de la MTN, como los posibles modelos que pueden estar implícitos en la misma, no son claros. En la presentación se muestran resultados de investigación que contribuyen a:

1. Explicar cómo los procesos geomorfológicos de levantamiento, meteorización y transporte, en las laderas, pueden representarse, de forma global, con un modelo de evolución del paisaje específico (diferente de los modelos tradicionales), con claras bases físicas, i.e. con asiento en conservación de energía, masa y momento y representado por ecuaciones matemáticas.
2. Utilizando elementos de la mecánica aplicada para relacionar las formas del terreno con los esfuerzos en el límite de los geomateriales, i.e. resistencia al corte. Para probar el enfoque del modelo se utilizaron laderas de macizos rocosos ígneos, metamórficos y depósitos de flujo de escombros en los Andes del Norte, Valle de Aburrá, Colombia, usando mediciones a partir de un modelo de elevación digital.

Referencias

- [1] T. Shuk, 1998. "Site characterization by means of the natural slope methodology (NSM)," in *Geotechnical site characterization*, pp. 315–320.
- [2] T. Shuk, 1994. "Quantitative Geomechanical Differentiation and Characterization of Geological Materials Derived from a Single Parental Rock by Means of the Natural Slope Methodology," in *Memorias del Cuarto Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas*, pp. 243–254.
- [3] T. Shuk, 1994. "Key elements and applications of the natural slope methodology (NSM) with some emphasis on slope stability aspects," in *Proceedings of the 4th South American congress on rock mechanics*, pp. 955–960.

- [4] T. Shuk, 1999. "XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica Conferencia Principal , Sesión de Especialidad No . 7 , " Estabilidad de Taludes y Terraplenes " Foz de Iguassú , Brasil," in *ZONIFICACION GEOTECNICA CUANTITATIVA POR MEDIO DE LA METODOLOGIA DE TALUDES NATURALES (MTN)*.
- [5] T. Shuk, 1995. "Estado Actual de la Metodología de Taludes Naturales (MTN) y de sus Resultados y Aplicaciones."
- [6] T. Shuk and E. E. Hernández, 1996. "Quantitative safety factor mapping by means of the Natural Slope Methodology (NSM)," in *Landslides*, pp. 387–392.
- [7] B. McMahon, 1975. "Probability of Failure and Expected Volume of Failure in High Rock Slopes," *Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*, pp. 308-313.

*Correspondencia: jprieto7@eafit.edu.co; jwbadillo@eafit.edu.co

Susceptibilidad por movimientos en masa en el municipio de Palmira como insumo para la implementación de mallas retenedoras de caudal sólido como medida de reducción de riesgo por avenidas torrenciales

Autor: Sergio Hernando Sánchez Ospina^{1*}

¹Geólogo, Geotecnista – hidráulico, Consultoría GGH

La actualidad de la gestión del riesgo de desastres se encuentra inmersa en la tormenta de las posibilidades y medidas de mitigación y prevención dentro de lo cual las ciencias geológicas, la ingeniería civil y la geotecnia encabezan la carrera en los avances en materia de zonificación y propuestas para la reducción del riesgo amigables con el territorio y la economía. El municipio de Palmira valle del Cauca se ubica en el flanco occidental de la cordillera central, conformada por escarpadas laderas y relieves que van desde los 900 hasta 4000 msnm aproximadamente, donde geoformas de origen estructural y denudacional dominan la forma de la superficie de las montañas.

La geografía y la geometría de la cordillera de los andes intrínsecamente ya configura una condición de susceptibilidad a la generación de movimientos en masa, que ocasionalmente pueden desencadenar avenidas torrenciales (AvT) por medio de cuencas con numerosos inventarios de movimientos en masa (mm) que finalmente lograrían encañonar y represar zonas de cuenca media a alta. En la actualidad existen diferentes métodos de zonificación de susceptibilidad, sin embargo, el presente trabajo tiene como objetivo principal la zonificación de la susceptibilidad por mm en el municipio de Palmira utilizando 2 metodologías, los pesos de evidencia o (Wofe) y el análisis jerárquico multicriterio (AHP), con lo cual, a partir de los resultados de zonificación se proyecta priorizar las zonas o cuencas con mayor probabilidad de aporte de detritos o material deslizado y sea en dichas áreas donde se adelanten trabajos detallados que permitan la disminución de la condición de riesgo por AvT implementando barreras o mallas de retención de caudal sólido.

Durante el proceso de zonificación se analizan a detalle diferentes capas temáticas que a criterio profesional y a partir de información recopilada de campo, se determinan los factores condicionantes con mayor impacto en la susceptibilidad por mm llevando a cabo una zonificación particular de cada uno de los factores [1]. Para el municipio de Palmira, se determinó que las pendientes, la geomorfología, geología, cobertura y usos del suelo, corresponden a los factores con principal inherencia en el rol de los procesos de remoción en masa [2].

Con el fin de lograr resultados de mejor calidad acompañado de los avances tecnológicos de los sistemas de información geográfica, se aplican algunas metodologías de zonificación, sin embargo, se recomiendan aquellos enfoques estadísticos que permiten la estimación de un

valor indicador de éxito con el cual se trabaja como línea base y durante los procesos de conocimiento se puedan mejorar insumos que aumenten estos porcentajes de éxito. Así, en el presente trabajo, se realizó la comparación de 2 métodos; uno estadístico bivariado y otro multicriterio Figura 1. Ambos cuentan con metodologías de corroboración de éxito del modelo, por lo cual se presentan y posteriormente con verificación visual se complementa la resolución del modelo de susceptibilidad.

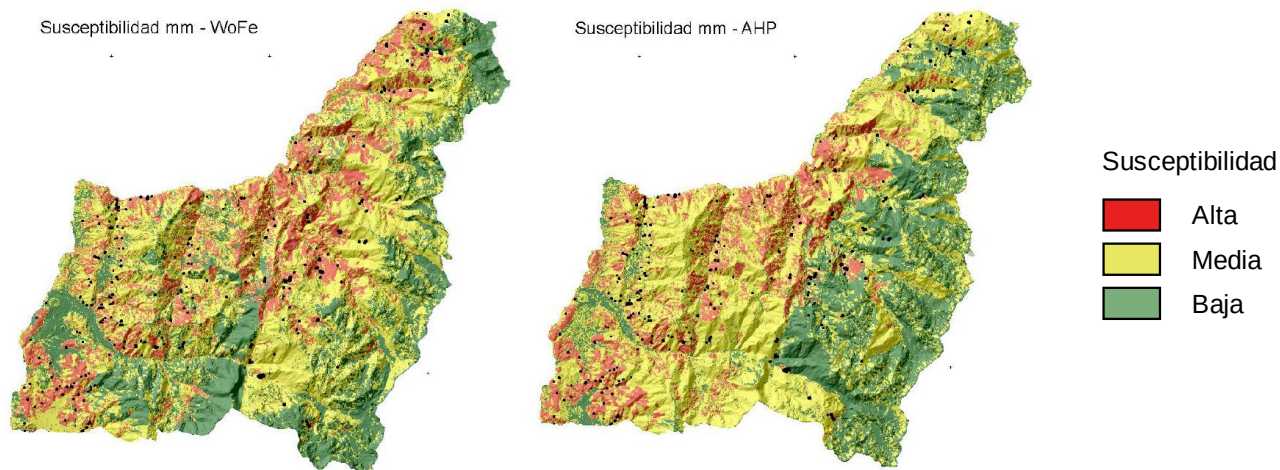


Figura 1 Susceptibilidad por mm con las metodologías mencionadas y el inventario de mm. Fuente: Autor (2024)

En síntesis, la zonificación Figura 1 y la directriz propuesta en este trabajo puede utilizarse como insumo para la toma de decisiones en los instrumentos de planificación y proponer estudios de detalle con los cuales se adelanten procesos para la implementación de estas obras de mitigación contra las avenidas torrenciales. Como alternativa de mitigación existe las barreras dinámicas UX y VX de la empresa [3] ofreciendo una solución estructural para contener y disipar la energía de los flujos de detritos.

Del mapa de zonificación, procede el análisis y priorización de zonas donde deben realizarse los estudios detallados que establece a partir de la forma del cauce, el tipo de sedimento y mm que barreras son las más apropiadas resaltando las labores sociales que permitan la viabilidad del proyecto.

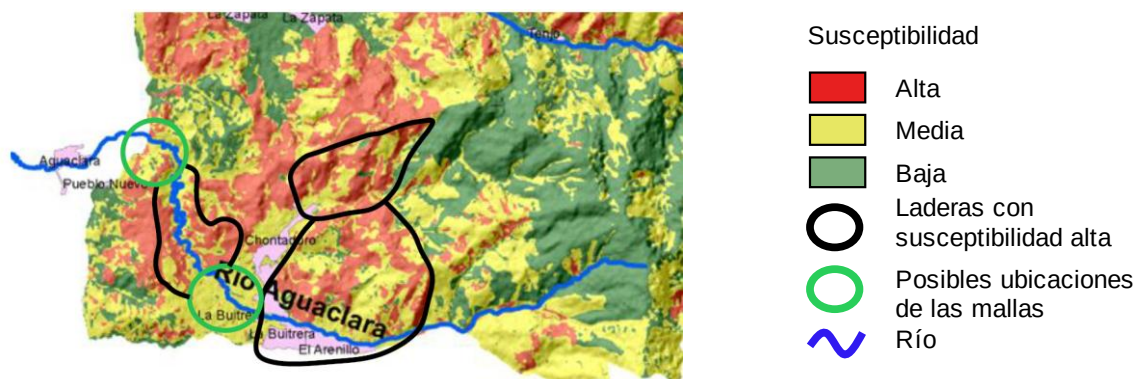


Figura 2 Priorización zonas objeto de estudios detallados

De esta manera, se seleccionaron los sectores donde inicialmente pueden priorizarse los estudios previos teniendo en cuenta las laderas con mayor susceptibilidad y su capacidad torrencial por posibles represamientos, así, se configuran 2 zonas en color verde, mientras en color negro se encuentran los polígonos correspondientes a las secciones de la cuenca y laderas con mayores índices de susceptibilidad donde puede encañonarse un posible flujo torrencial con alto contenido de escombros Figura 2.

Las barreras dinámicas están compuestas por una red de anillos de acero de alta resistencia, que absorben el impacto y lo transmiten a cables con disipadores de carga para liberar tensión según sea necesario. Estas barreras se fijan con anclajes de hasta 15 metros de profundidad, y en secciones transversales mayores a 15 metros se emplean postes de acero galvanizado para garantizar la altura efectiva.

Las barreras (UX, VX y Super VX) se diseñan según la sección del cauce, con mayor altura en pendientes pronunciadas para retener más detritos. El estudio geotécnico debe considerar la erodabilidad y adherencia del suelo para el diseño de la cimentación.

Las estructuras tienen forma de U o V en la parte superior, con aletas que encauzan el flujo hacia el centro. Para su instalación, se eleva el cable superior dos metros por encima de la altura de la barrera. El artículo examina las condiciones técnicas para implementar estas barreras y ofrece una guía para caracterizar amenazas y proponer alternativas de mitigación contra avenidas torrenciales

Referencias

- [1] MINMINAS and SGC, (2017). *Guía metodológica para la zonificación de amenaza por movimientos en masa a escala 1:25.000*.
- [2] S. Benchelha *et al.*, (2019). "Landslide Susceptibility Mapping: A Comparison between Logistic Regression and Multivariate Adaptive Regression Spline Models in the Municipality of Oudka, Northern of Morocco," doi: 10.5281/ZENODO.3298803.
- [3] GEOBRUGG, (2023). "LA SOLUCIÓN ECONÓMICA CONTRA LOS FLUJOS DE ESCOMBROS," *Barreras de red de anillos de alambre de acero de alta resistencia a la tracción*, Romanshorn.

*ssanchezos@unal.edu.co

Ingeniería de Valor en la Gestión de Riesgos Geotécnicos: Estrategias y Beneficios

Autores: Juan C. Viviescas^{1*}

¹ Jefe de Diseño Geotécnico, Double C Designs by Conconcreto.

La creciente complejidad de los proyectos de ingeniería requiere un nuevo enfoque para la gestión de riesgos. Identificar, evaluar y mitigar riesgos geotécnicos únicamente no es suficiente para maximizar los beneficios de los proyectos. Por lo tanto, aplicar principios de ingeniería de valor (IV) durante la gestión del riesgo permite optimizar recursos y mejorar la relación costo-beneficio sin comprometer la calidad y seguridad del proyecto. En la ingeniería geotécnica, la IV es crucial para gestionar riesgos e incertidumbres que puedan afectar en alguna fase de los proyectos. La IV permite cuestionar metodologías de diseño, revisar proyectos de acuerdo con el requerimiento de estos y explorar alternativas innovadoras, evaluando el impacto de condiciones geológicas y propiedades del suelo. La práctica de la IV no contrasta a la gestión del riesgo debido a que esta promueve la implementación de estudios más detallados y análisis sofisticados, lo cual apunta a suplir uno de los pilares de la gestión del riesgo: la cuantificación de la incertidumbre geotécnica. Por lo tanto, la interacción entre la IV y la gestión del riesgo ayuda a identificar medidas de ahorro de costos sin comprometer la calidad, fomentando un enfoque colaborativo y desarrollando estrategias de mitigación sólidas. Este artículo presenta las estrategias y beneficios de esta interacción para diferentes proyectos de alto impacto urbano desde el punto de vista geotécnico.

Referencias

- [1] Kumaraswamy, M. M. (1997). Appropriate appraisal and apportionment of megaproject risks. *Journal of Professional Issues in Engineering Education and Practice*, 123(2), 51-56.
- [2] Shelote, K., Agrawal, R., Gupta, S., & Ralegaonkar, R. (2018, August). Application of Value Engineering for Sustainable Construction: A Study. In *International Conference on Urban Sustainability: Emerging Trends, Themes, Concepts & Practices (ICUS)*.
- [3] Omigbodun, A. (2001). Value engineering and optimal building projects. *Journal of architectural engineering*, 7(2), 40-43.
- [4] May, Moufida, Dlala, Mahmoud and Bedday, Aouicha. "Engineering-geological and geotechnical investigation for risk assessment" *Open Geosciences*, vol. 3, no. 3, 2011, pp. 260-270. <https://doi.org/10.2478/s13533-011-0028-0>
- [5] Fenton, G. A., & Griffiths, D. V. (2008). *Risk assessment in geotechnical engineering* (Vol. 461). New York: John Wiley & Sons.

- [6] Phoon, K. K., & Ching, J. (Eds.). (2015). Risk and reliability in geotechnical engineering (Vol. 651). Boca Raton, FL, USA: CRC Press.
- [7] Lacasse, S., & Nadim, F. (1998). Risk and reliability in geotechnical engineering.
- [8] Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2005). Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley & Sons.

*Correspondencia: jviviescasr@conconcreto.com

Identificación de controles geológicos estructurales en deslizamientos usando diagramas de Fry. Caso de estudio: Pisba, Boyacá, Colombia

Autores: Oscar García-Cabrejo^{1*}, Anderson Mora-Mora²

¹Profesor, Escuela de Ingeniería Geológica, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia

²Profesor, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Boyacá

Introducción

Las ubicaciones de los deslizamientos pueden ser analizadas a través de un diagrama en el cual la distancia y dirección desde un punto dado a los otros puntos del conjunto de datos son registrados. Este diagrama se conoce como el diagrama de Fry y es usado ampliamente en geología estructural para estudiar la deformación en rocas. Desde un punto de vista estadístico este diagrama permite cuantificar la distribución espacial de un conjunto de puntos. En Geología estos diagramas se han aplicado en estudios de mineralizaciones, manantiales y geotermia. Sin embargo estos diagramas no se han utilizado para estudiar la distribución espacial de los deslizamientos.

En este trabajo se emplean los diagramas de Fry para establecer las direcciones predominantes en la distribución espacial de deslizamientos, los cuales puedan estar relacionados con características estructurales del área de estudio como fallas o sistemas de fracturas regionales. Esta metodología se aplica al inventario de movimientos en masa del municipio de Pisba, Boyacá y un conjunto de variables relacionadas.

Área de Estudio

Pisba es un municipio del Departamento de Boyacá. Se encuentra aproximadamente a 180 km de la ciudad de Tunja, capital del departamento (Ver Figura 1). Este municipio se caracteriza por presentar gran número de movimientos en masa, los cuales han afectado de manera significativa a la población y la infraestructura. En total se tienen 1250 movimientos en masa.

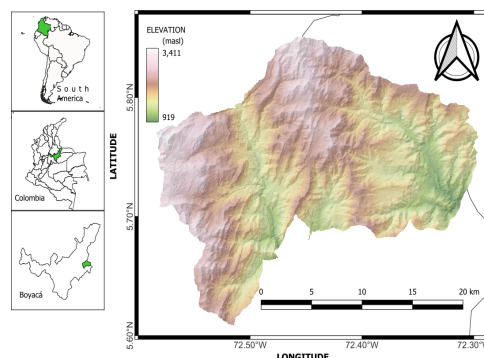


Figura 1. Ubicación del municipio de Pisba, Boyacá.

Metodología

Los diagramas de Fry se aplican a variables que están descritas como patrones puntuales como los deslizamientos. De este diagrama se obtienen las direcciones entre las líneas que unen los diferentes puntos y de este se obtiene un diagrama rosa. Este procedimiento se repite para otras variables puntuales y si los diagramas rosa de estas tienen las mismas direcciones preferenciales de los deslizamientos entonces esta variable tiene el mismo patrón de variación espacial y por lo tanto están relacionadas. Esto implica que estas variables tienen un mismo control estructural que se puede identificar con estas direcciones y que generalmente corresponden a fallas y/o fracturas.

Las variables consideradas en este caso son los knickpoints, los lineamientos, los segmentos de las redes de drenaje y los sismos (ver Fig. 2). Los knickpoints son puntos del canal de los ríos en donde hay un cambio abrupto en la pendiente, como una cascada. Estos puntos reflejan cambios de litología, presencia de fracturas o fallas (ver fig. 2b). Los lineamientos se obtuvieron en este caso a partir de diferentes imágenes sombreadas del DEM y están relacionadas con fallas, sistemas de fracturas y crestas de colinas/montañas (ver Fig. 2c). Las redes de drenaje en muchos sectores presentan un control por parte de fallas y sistemas de fracturas (ver Fig. 2d). Las direcciones obtenidas de los diagramas de Fry de los sismos generalmente indican la dirección principal de fracturamiento que ocurre a diferentes profundidades (ver Fig. 2e).

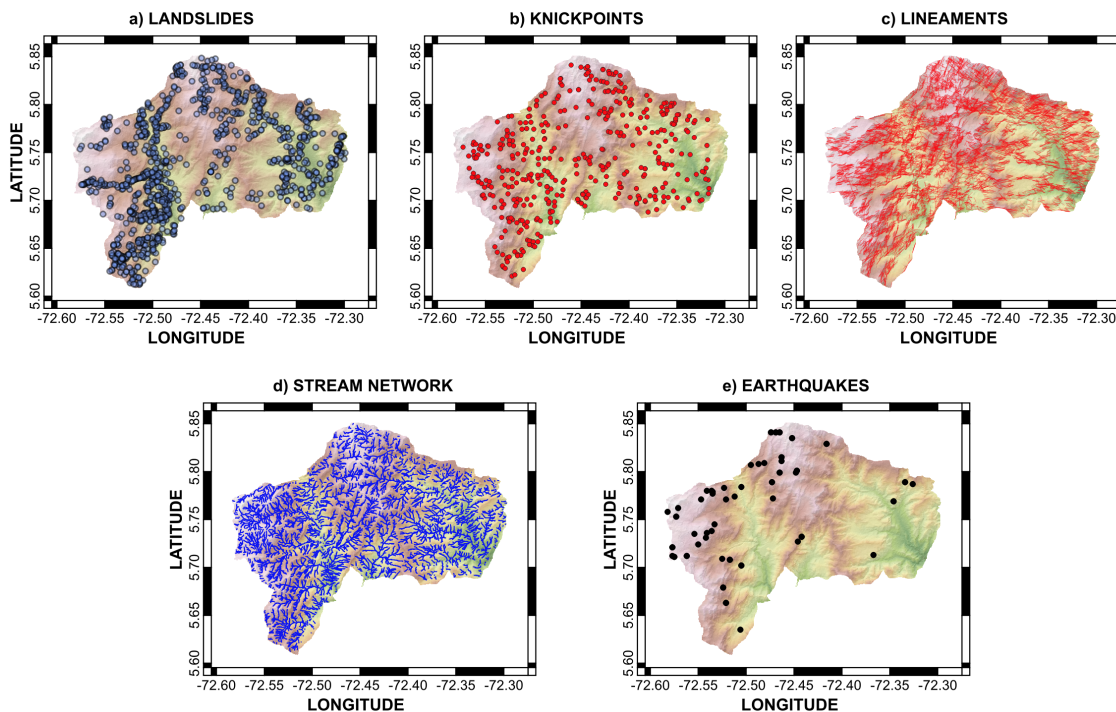


Figura 2. Variables usadas en el análisis de Fry. a) Deslizamientos, b) Knickpoints, c) Lineamientos, d) Red de drenaje, e) Sismos

Resultados

Los diagramas rosas obtenidos de los diagramas de Fry de las variables consideradas en este estudio aparecen en la Figura 3. La direcciones predominantes del diagrama rosa obtenido del análisis de Fry para todos los deslizamientos y los deslizamientos cuya distancia de separación es mayor a 1.5 km son N60E como se aprecia en la Figura 3a y 3c, respectivamente. Esta misma dirección predominante aparece en los knickpoints separados menos de 10 km y para todos los lineamientos (ver Figs. 3f y 3h, respectivamente). Esto indica que los deslizamientos se encuentran relacionados con los knickpoints y lineamientos presentes en la zona de estudio. La ubicación de estos knickpoints está relacionada con cambios litológicos así como fracturas y fallas. Los lineamientos estan relacionados con fracturas y fallas, drenajes (controlados estructuralmente), y crestas de montañas. Estos resultados indican que la distribución espacial de los deslizamientos en Pisba (Boyacá) está controlada en parte por la ocurrencia de rasgos estructurales como fallas y fracturas

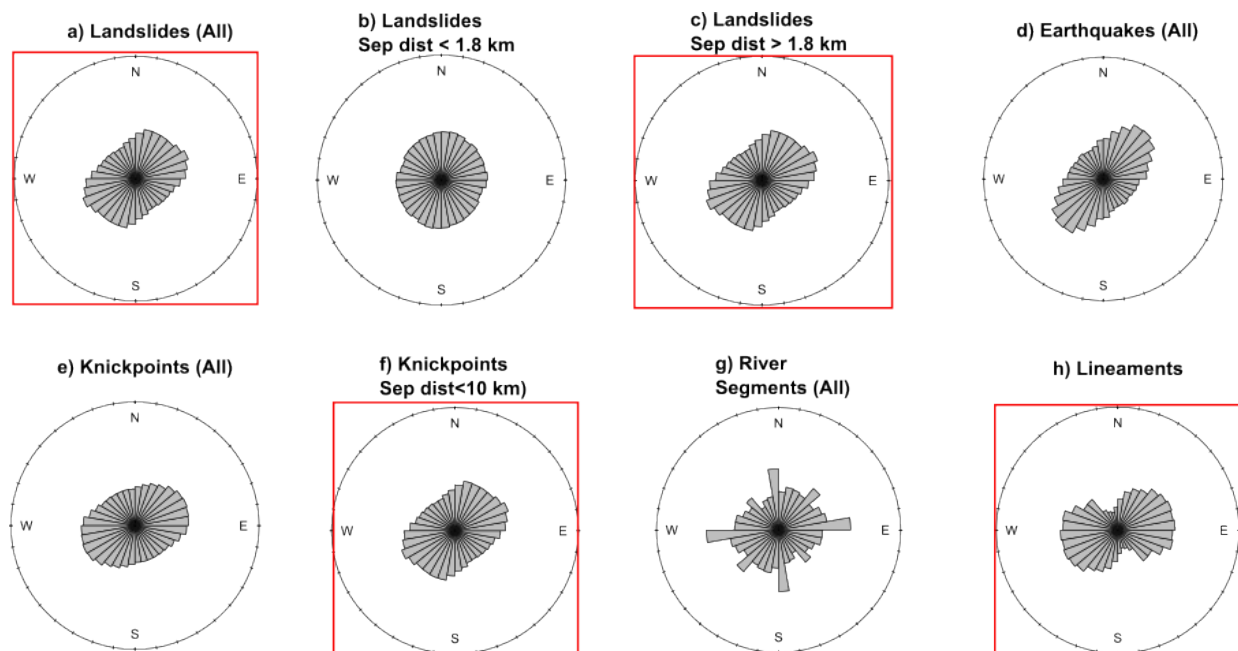


Figura 3. Diagramas rosa para las direcciones obtenidas del diagrama de Fry para diferente variables. a) Deslizamientos, b) Deslizamientos con separaciones menores a 1.8 km, c) Deslizamientos con separaciones mayores a 1.8 km, d) Sismos, e) Knickpoints (todos), f) Knickpoints con una distancia de separación menor a 10 km, g) Segmentos de rios, h) Lineamientos.

*Correspondencia: oscar.garcia04@uptc.edu.co

Modelación de la generación y propagación de deslizamientos detonados por lluvia – enfoque de pequeñas a grandes deformaciones

Autores: Rodríguez Díaz Andres Camilo ^{1*}, Ruiz, Daniel F. ²

¹Ingeniero civil, Esp. Mecánica de suelos y cimentaciones, Est. Maestría en Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

²Profesor e investigador, Área de Territorios y Ciudades, Escuela de Ciencias Aplicadas e Ingeniería, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia

Actualmente la modelación numérica para estabilidad de taludes se ejecuta principalmente por métodos de equilibrio limite y métodos de esfuerzo-deformación a través del método de los elementos finitos, sin embargo, dichos métodos cuentan con una gran limitación cuando se trata de la modelación de fenómenos con grandes deformaciones. Por ejemplo, el método de los elementos finitos se ve limitado cuando se generan oscilaciones entre los esfuerzos de tensión y compresión, adicionalmente los elementos en los que se ha discretizado la masa de suelos deberán permanecer unidos o el análisis no encontrara convergencia. Esta característica ha sido un limitante para proyectar las distancias de propagación de masas de terreno inestables. En esta investigación se propone la modelación de la generación y propagación de movimientos en, para esto se propone la modelación en dos etapas: i) Modelación de una etapa transitoria de lluvia e infiltración a través del método de los elementos finitos (FEM) usando el software CODE_BRIGHT, hasta generar unas condiciones de no convergencia debido a la detonación de la falla y ii) Modelación de la propagación de la masa inestable por medio del método de punto material (MPM), permitiendo reproducir grandes deformaciones a partir de las condiciones de presión de poros y saturación alcanzados en la etapa de falla.

Palabras clave: Movimientos en masa, Análisis FEM, Análisis MPM, Estabilidad de taludes.

Fundamentos y antecedentes

Después de los bastante conocidos métodos de equilibrio limite o métodos de dovelas, un desarrollo importante corresponde a los métodos de análisis con la inclusión de esfuerzos y deformaciones en modelos numéricos, tema que se asocia principalmente a los métodos de elementos finitos, que, si bien no es el único existente, se ha generalizado en gran manera para los análisis de estabilidad de taludes por lo menos desde la década de los años 60 [1]. Una de las primeras ventajas identificadas de este método de análisis con respecto al ya mencionado análisis de equilibrio limite es que no es necesario suponer o conocer la forma de superficie de falla, dado que esta se genera en las zonas donde la resistencia es superada [2]. El método de los elementos finitos se ha vuelto una manera potencial de resolver problemas de estabilidad de taludes con respecto a las metodologías tradicionales. Este método se ha desarrollado desde varios enfoques, uno de ellos son los métodos de reducción

(SMR o SRF), otro enfoque es el de aumento de la gravedad (GIM), con resultados numéricos bastante similares al mencionado inicialmente, y un tercer enfoque correspondiente a análisis límite de elementos finitos (FELA) [3]. A pesar de las ventajas, desarrollos y amplia documentación que tiene actualmente el método de los elementos finitos, este no es capaz de reproducir el comportamiento cuando una masa de suelos se somete a altas deformaciones [4], adicionalmente, los elementos deberán permanecer unidos, y resultan complejos los cálculos cuando las deformaciones son irregulares, para superar dicha problemática han surgido desarrollos en torno al método del punto material (MPM), el cual también cuenta con la generación de un mallado de discretización y se calculan los esfuerzos en los puntos de gauss, ya sea elásticos o plásticos para obtener deformaciones y desplazamientos en el medio como tal. Hasta el punto donde se calculan esfuerzos y deformaciones en los nodos, el método del punto material (MPM) no difiere en sobremedida del método de elementos finitos (FEM), sin embargo, para MPM la malla vuelve a su posición original posterior a la deformación, mientras que los puntos materiales ocupan una nueva posición. Adicionalmente se podría modelar distancias recorridas por una masa de suelo a partir de una geoforma o superficie determinada, y sea en 2D o 3D.

Modelaciones realizadas

Para la generación de modelos con el método de elementos finitos (FEM) se ha utilizado el Software Code_Bright, un programa para la realización de análisis termo-hidro-mecánicos en medios geológicos, desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC). Para modelaciones con el método del punto material (MPM) se ha utilizado el software de código abierto Anura3D, correspondiente a un programa para la modelación numérica de grandes deformaciones e interacciones suelo-agua-estructura.

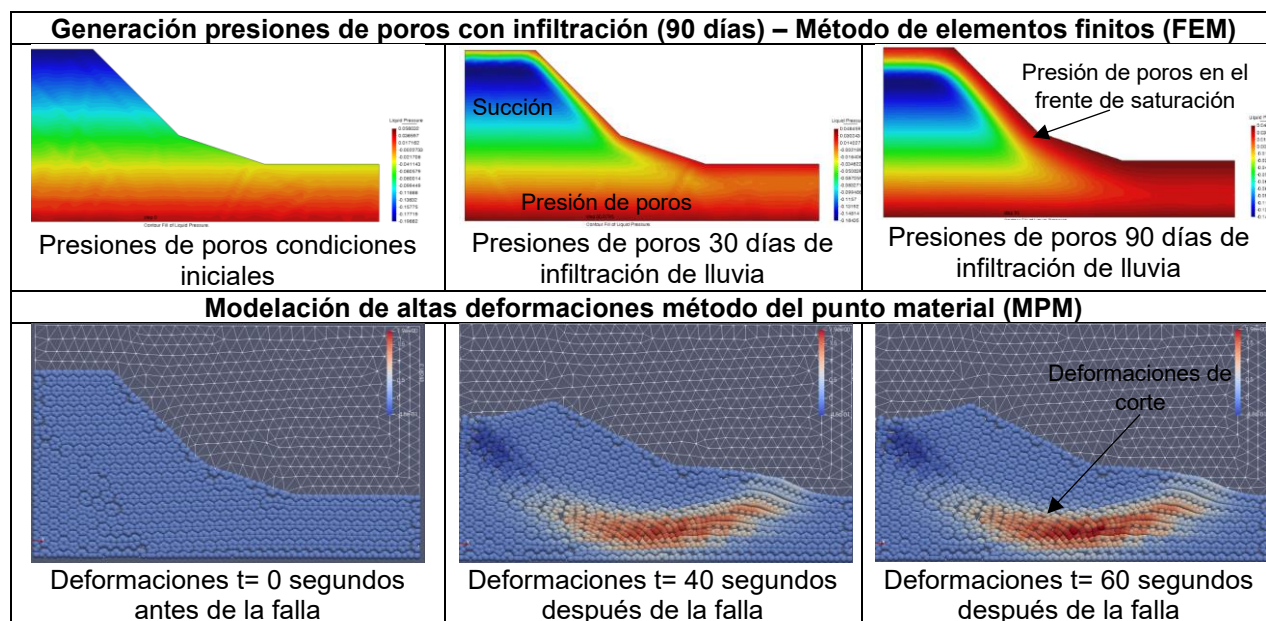


Figura 1. Modelaciones a través de software de elementos finitos (FEM) y puntos materiales (MPM). Fuente: Elaboración propia (2024).

La modelación mostrada en la Figura 1 corresponde a la evaluación de generación de presiones de poros causada por la infiltración de lluvia y la posterior rotura y propagación de la masa de suelo. La modelación se realiza para escenarios de precipitación e infiltración registradas por el Sistema de Alerta Temprana del Valle de Aburrá (SIATA), de lo cual se toma información de lluvia de un umbral generado para el Valle de Aburrá, 90 días de lluvia antecedente y 7 días de lluvia detonante. La geometría y parámetros asociados al geo material modelado se pueden considerar genéricos y asociados a un material equivalente al horizonte de meteorización del Stock de Altavista (Kda).

Conclusiones

Con la modelación de eventos transitorios como es el caso de la infiltración por lluvia es posible estimar el comportamiento de la masa de suelo de forma acoplada (flujo-deformación). A través de métodos de esfuerzo-deformación como el de los elementos finitos es posible estimar la respuesta transitoria de taludes en periodos de tiempo relativamente largos con una buena eficiencia computacional, así las cosas, se aprovecha la velocidad de calculo que puede brindar el método de los elementos finitos y se modela la rotura y propagación con puntos materiales. La modelación de la rotura y propagación de masas de terreno es necesaria para escenarios realistas de amenaza riesgo en la gestión de territorios, adicionalmente, se convierte en una metodología adecuada para evaluar escenarios establecidos en herramientas de gestión del riesgo como los umbrales de lluvia, cuyas herramientas se constituyen como métodos de menor costo con respecto a la ejecución convencional de instrumentación de taludes (piezómetros e inclinómetros).

Referencias

- [1] J. M. Duncan, "State of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes", J. Geotech. Engrg., vol. 122, p. 577-596, jul. 1996.
- [2] D. V. Griffiths y P. A. Lane, "Slope stability analysis by finite elements", Géotechnique, vol. 51, n.o 7, pp. 653-654, sep. 2001, doi: 10.1680/geot.51.7.653.51390.
- [3] D. A. Bouzid, "Finite element analysis of slope stability by expanding the mobilized principal stress Mohr's circles – Development, encoding and validation", J. Rock Mech. Geotech. Eng., vol. 14, n.o 4, pp. 1165-1179, ago. 2022, doi: 10.1016/j.jrmge.2022.01.016.
- [4] J. L. González Acosta, P. J. Vardon, y M. A. Hicks, "Study of landslides and soil-structure interaction problems using the implicit material point method", Eng Geol, vol. 285, may 2021, doi: 10.1016/j.enggeo.2021.106043.

*Correspondencia: acrodriud@eafit.edu.co - dfuizr@eafit.edu.co

Propuestas metodológicas para la zonificación de geoamenazas de sistemas de transporte por ductos de hidrocarburos

Fernando J. Díaz-Parra^{1*}, Alexander Rincón², Adriana Beltrán³

¹Ingeniero geotécnista, Estudios Geotécnicos Especializados

²Ingeniero geotécnista, Ingeciencia - Signum Ingeniería

³Ingeniera geotécnista, Ingeciencia - Signum Ingeniería

1. INTRODUCCION

Los sistemas de transporte por ductos de hidrocarburos son redes extensas con derechos de vía para los ductos que están expuestas a movimientos en masa, sismos, inundaciones, socavaciones, avenidas torrenciales. Con el objeto de realizar una gestión integral de los riesgos asociados a las geomenazas, particularmente las geotécnicas, se requiere conocer con detalle las condiciones de amenaza sísmica y amenaza por movimientos en masa a las que están expuestos los derechos de vía.

El presente documento sintetiza las propuestas metodologías para zonificar la respuesta sísmica y la amenaza por movimientos en masa de los derechos de vía de un sistema de transporte por ductos de hidrocarburos. Estas metodologías fueron aplicadas a los estudios de Microzonificación Sísmica y Zonificación Amenaza Movimientos en Masa de 170 km de derechos de vía que hacen parte de un sistema de transporte por ductos de hidrocarburos.

2. ZONIFICACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA

El estudio de Zonificación de Respuesta Sísmica o Microzonificación Sísmica fue motivado por la necesidad de conocer las demandas sísmicas para los análisis de estabilidad de los derechos de vía, toda vez que los parámetros sísmicos de las normas de diseño sismo resistente son generales y con énfasis en el diseño y construcción de edificación. Para lograr el objetivo del estudio se desarrolló y aplicó la metodología presentada en la **Figura 1**, la cual está basada en la metodologías de microzonificación de ciudades propuesta por Díaz-Parra (2018).

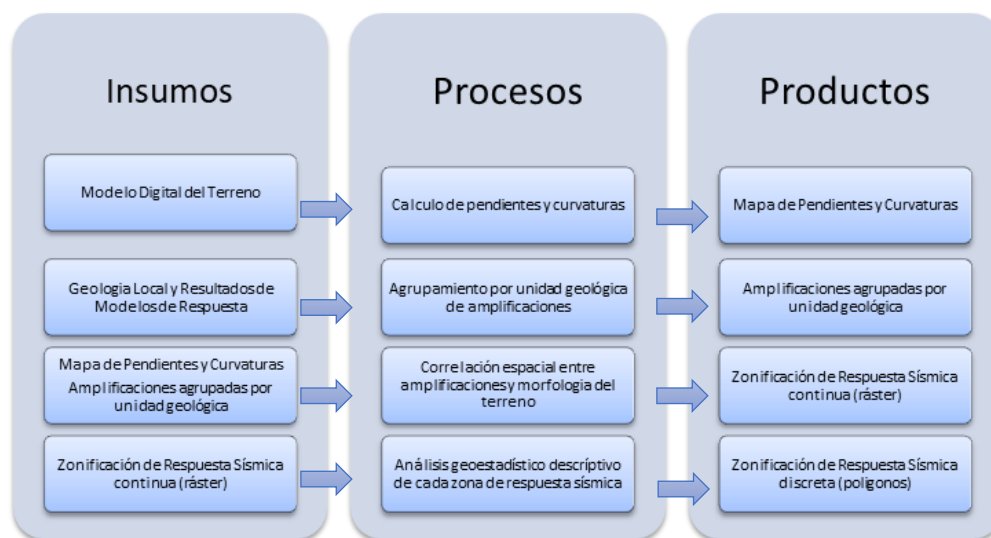


Figura 1 Metodología de zonificación de respuesta sísmica desarrollada. Fuente Autores

Se destaca de la metodología la manera de espacializar los resultados de amplificación, donde se encontró una relación espacial esta entre la morfología del terreno y la amplificación, obteniendo una

correlación múltiple entre un valor base de amplificación de cada unidad geológica (C1), la variación por la curvatura (C2) y la variación por la pendiente (C3). Entonces, $F_{pga} = C1 + C2 * Curvatura + C3 * Pendiente$, donde el coeficiente C1 se definió teniendo en cuenta el promedio de los resultados de respuesta sísmica modelados por unidad geológica, los coeficientes C2 y C3 se calcularon con la ayuda de las herramientas de Excel (solver), buscando la menor dispersión entre los resultados de amplificación de los sitios modelos y los calculados con la correlación.

Como producto principal de la metodología se obtuvo la zonificación de respuesta sísmica continua (ráster), que presenta la distribución espacial de los coeficientes sísmicos de amplificación de PGA (F_{pga}) que cuantifica el efecto de la amplificación o deamplificación de la aceleración en roca, debido paso del registro sísmico a través de la estratigrafía superficial del terreno, para obtener la aceleración pico del terreno en superficie (PGA_{sup}) como el producto del coeficiente sísmico de amplificación (F_{pga}) por la aceleración en roca (PGA_{roca}). Los resultados espacializados de forma continua son un insumo para zonificar la amenaza por movimientos en masa o para análisis de riesgo sísmico del derecho de vía. Por otro lado, para fines de diseño y construcción de obras de estabilidad en los derechos de vía se generó una zonificación de respuesta sísmica agrupando por cada unidad geológica, donde los coeficientes sísmicos de cada zona son definidos a partir de la geoestadística de los valores de F_{pga} y PGA_{sup} .

3. ZONIFICACIÓN DE AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

El estudio de Zonificación de Amenaza por Movimientos en Masa surge de la necesidad de identificar las zonas de los derechos de vía inestables o potencialmente inestables por las lluvias y/o por movimientos sísmicos, con el objeto de gestionar el riesgo asociado de manera preventiva. Adicionalmente se evaluó la estabilidad de terreno por métodos analíticos para varios escenarios de lluvia y sismo con el objeto de identificar las zonas inestables en cada escenario, resultados que son útiles en la gestión operativa.

Para evaluar la amenaza (probabilística) y la estabilidad del terreno (escenarios determinísticos) de movimientos en masa detonados por lluvia y sismo se desarrolló la metodología propuesta en la **Figura 2**, la cual es una adaptación de las metodologías propuesta por el Servicio Geológico Colombiano para estudios regionales de amenaza a escala 1:25.000 (SGC, 2017) y para estudios locales de estabilidad a escala 1:5.000 (SGC, 2016).

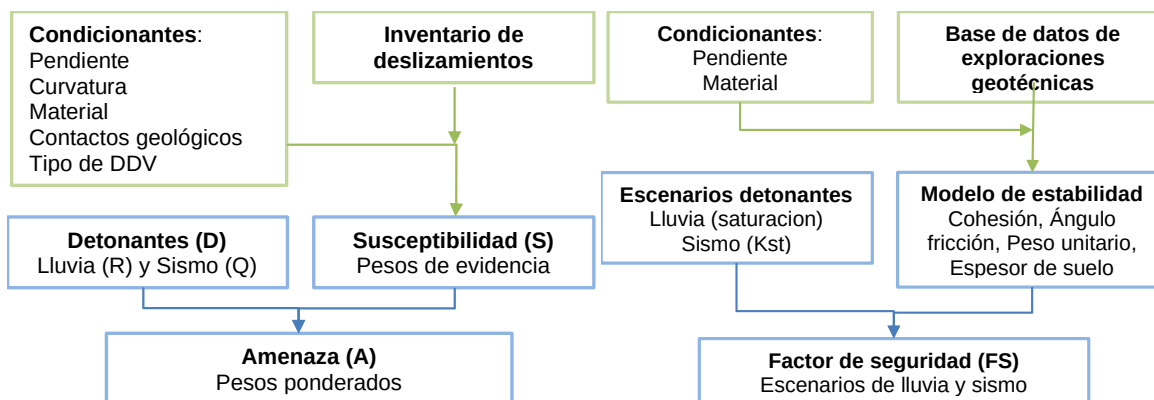


Figura 2 Metodologías de zonificación de amenaza y estabilidad (FS) por movimientos en masa. Fuente Autores

El primer paso para zonificar la amenaza es calcular la susceptibilidad del terreno a movimientos en masa, para lo cual aplica el método de pesos de evidencia donde se correlaciona la importancia o peso

de cada condicionante con el inventario de movimientos en masa, dando mayor peso a las características del terreno que han presentado deslizamientos o más susceptibles y menor peso a las características menos susceptibles a los deslizamientos. Una vez calculados los pesos de evidencia (W_f) de los factores condicionantes con el inventario se procede a calcular la Susceptibilidad del terreno ($LSI = W_f \text{Pendiente} + W_f \text{Curvatura} + W_f \text{Material} + W_f \text{Contacto} + W_f \text{TipoDDV}$) y el índice de susceptibilidad (S) normalizando LSI entre los valores mínimos y máximos. El segundo paso es evaluar los detonantes identificando su variación espacial y probabilidad de ocurrencia de las precipitaciones medias anuales y aceleraciones pico en superficie, cada detonante se convierte en índices relativos a los valores máximos y mínimos de cada variable y se agregan de manera proporcional a la recurrencia de cada detonante. Entonces el Índice detonante (D) se calcula como la suma ponderada de los Índices de Lluvia (R) y Sismo (Q) por los pesos W_r y W_q respectivamente, los pesos son calculados a partir de los periodos de retorno de la lluvia de 10 años y del sismo de 100 años, obteniendo un W_r de 0.91 y de W_q de 0.09. Finalmente, la amenaza (A) se calcula como la suma ponderada de la Susceptibilidad y los Detonantes, se optó para este caso usar pesos iguales ($A = 0.5 \cdot S + 0.5 \cdot D$).

Para evaluar la estabilidad por el método de talud infinito o también denominado método de bloque deslizante de Newmark se requiere un mapa de pendientes (en grados o radianes), una zonificación de materiales que en este estudio se correlacionó con los suelos residuales de las formaciones sedimentarias y suelos aluviales de los depósitos cuaternarios. Paralelamente se debe tener una base de datos de exploraciones geotécnicas que permitan caracterizar los materiales en términos de sus parámetros de resistencia (c y ϕ), pesos unitarios y espesores de la capa de suelo susceptible a deslizarse, lo cual se consolida en un modelo de estabilidad. Por parte de los detonantes se considera la saturación del terreno como parámetro representativo de las lluvias y el coeficiente pseudo estático de aceleración K representa la acción sísmica. Finalmente, se evalúa la estabilidad en términos del Factor de Seguridad FS para varios escenarios de saturación y sismo mediante la expresión propuesta por SGC (2016) para calcular la estabilidad espacialmente en SIG.

4. CONCLUSIONES

Se pueden evaluar condiciones de amenaza sísmica y amenaza por movimientos en masa a las que están expuestos los derechos de vía del sistema de transporte por ducto de hidrocarburos mediante la adaptación de las metodologías concebidas originalmente para planeamiento territorial para su aplicación en sistemas de transporte por ductos de hidrocarburos. Los resultados son útiles para identificar las zonas más propensas a sufrir deslizamientos y de este modo priorizar acciones de monitoreo y/o obras de estabilización del derecho de vía.

Los resultados de los estudios de microzonificación sísmica y de amenaza por movimientos en masa son insumos para una fase posterior enfocada a un sistema de seguimiento y gestión de geoamenazas, el cual permita identificar la probabilidades de deslizamiento por la lluvia y sismo concurrente de manera que permita alertar a los operadores del sistema tomar acciones operativas de manera preventiva.

5. REFERENCIA

- Díaz-Parra F. Mora M., Eraso J., Valcárcel J., Arcila M., Montejó J. (2018). Propuesta metodológica de microzonificación sísmica. XVI Congreso Colombiano de Geotécnica. Colombia.
- SGC (2016). Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. Servicio Geológico Colombiano.
- SGC (2017). Guía metodológica para zonificación de amenaza por movimientos en masa escala 1:25.000. Servicio Geológico Colombiano.

*Correspondencia: fjdiaz40@hotmail.com

Monitoreo robotizado de desplazamientos en deslizamientos. Experiencias en Colombia.

Autores: Victor Restrepo^{1*}, Héctor Salazar²

¹Gerente Técnico, Geoandina i SAS.

²CEO, Grupo Geoandina.

1. Introducción.

En el seguimiento de desplazamientos en laderas con deslizamientos activos, tradicionalmente la instalación de inclinómetros puntuales a diferentes profundidades ha sido la práctica más extendida en Colombia. Con el avance de tecnologías de monitoreo automatizados como sistemas Lidar robotizados y sistemas radar SAR, es posible hacer seguimiento con altas frecuencias para puntos de interés superficiales en diferentes sectores de deslizamientos. El presente, artículo presenta los casos de dos deslizamientos de interés nacional que requirieron el seguimiento de tendencias de desplazamientos con sistemas robotizados de seguimiento de prismas y rápida evaluación de cambios de tendencias de desplazamientos para toma de decisiones.

2. Descripción del sistema Lidar Robotizado.

Se implementaron en ambos deslizamientos estaciones robotizadas con posibilidad de monitoreo de prismas y puntos virtuales (puntos de precisión) sobre superficies de adecuada reflectividad. Los prismas permiten mayor precisión y su escaneo se puede realizar hasta distancias de 1500km en buenas condiciones climáticas y de visibilidad. El equipo permite ángulos de escaneo con azimut de 360 grados, elevación de 45 grados hacia arriba y 55 grados hacia abajo. La precisión especificada es de +/- 2mm + 2ppm que está sujeta a las condiciones ambientales y de visibilidad. Dependiendo del número de puntos es posible obtener lecturas de puntos con frecuencias menores a 1 hora.

Adicional a la estación con láser EDM se cuenta con una unidad de procesamiento de datos, control y fuente de poder; un software especializado para visualización inmediata de los desplazamientos y otros parámetros técnicos como vectores y velocidades de desplazamiento.

En la siguiente imagen se detalla el sistema implementado el cual tiene comunicación vía internet para seguimiento remoto 24/7 por profesionales especializados.



Figura 1. Ejemplo de Implementación de sistema y prismas en ladera. Fuente Geoandina i SAS.

3. Monitoreo robotizado en ladera y portal de Túnel Cristales – Vía La Línea.

En diciembre de 2020 durante la construcción de la calzada y Túnel Cristales del corredor Cajamarca – Calarcá a la altura del K38+900 se activó un deslizamiento en un portal del Túnel Cristales en el K38+900 a pocos metros de la calzada en operación que ponía en riesgo su transitabilidad y seguridad de los usuarios.

El INVIAS autorizó el monitoreo de rápida respuesta con el fin de evaluar cambios en el nivel de riesgo e informar si se registraban desplazamientos progresivos (incremento de velocidades) que tuvieran el potencial de generar colapsos sobre la vía que seguía en operación y debía monitorearse 24/7 mientras se hacían las labores de estabilización y reconformación del talud.

En las siguientes imágenes se presentan algunos resultados de mediciones de desplazamientos y puntos considerados para sectorización en la ladera.



Figura 2. Despliegue de estación Lidar láser automatizada y prismas reales y virtuales.

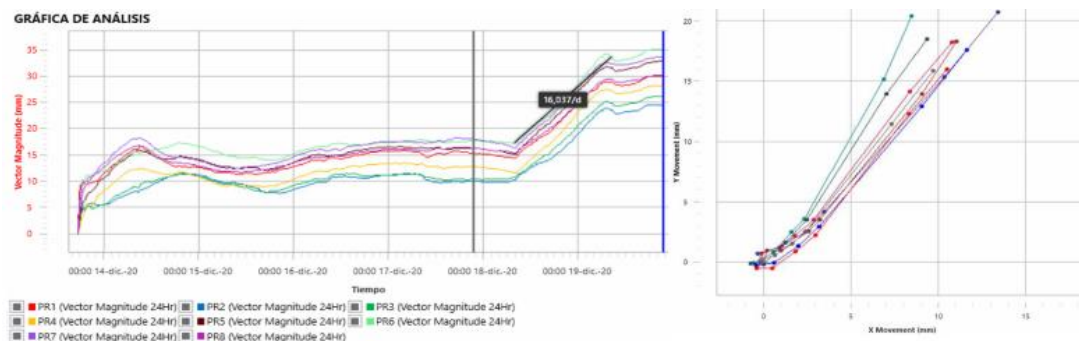


Figura 3. Desplazamientos progresivo con caída de roca/suelo sobre la vía.

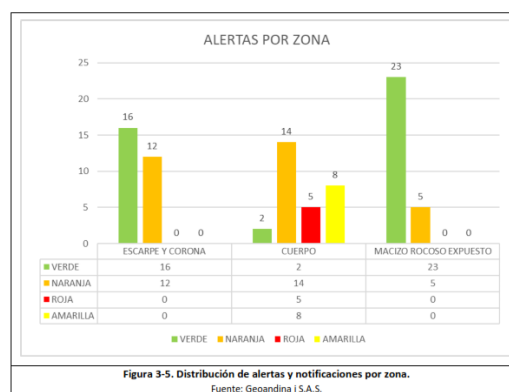


Figura 4. Resumen de alertas por zona de acuerdo a tipo de tendencia de desplazamientos.

4. Monitoreo robotizado en laderas y puentes Los Grillos, Puente Nuevo y Chorro Blanco.

La vía que comunica Sogamoso y Aguazul, comúnmente llamada Transversal de Cusiana cuenta con unas condiciones geológicas complejas por la presencia de lutitas de la Formación Macanal que han presentado evidencias de grandes y profundos movimientos en masa que históricamente han afectado la vía y han llevado al colapso puentes y otras estructuras de contención. El pasado domingo 20 de agosto unos días después de los terremotos reportados con epicentro en el municipio de El Calvario (Meta) con magnitudes de hasta 6,1 grados en la escala de Richter, el puente Los Grillos ubicado en el K81 del corredor, colapsó dramáticamente e interrumpió el libre tránsito de la vía.

A partir de ese momento y hasta la fecha, la ladera ha venido presentando evidencias de movimientos y reptaciones que han afectado los puentes Puente Nuevo y Chorro Blanco que hacen parte del paso del sector y que están contiguos al puente Los Grillos colapsado.

Por decisión del INVIAS desde el mes de julio de 2024 se implementó el sistema de seguimiento automatizado mediante la estación robotizada para seguimiento del progreso de desplazamientos en puntos en las laderas y puentes y evaluación de posibles cambios de tendencias para toma de decisiones de operación de la vía.

En las siguientes imágenes se presentan algunas tendencias de desplazamientos en algunos de los puntos a los que se les hace seguimiento.

Se observan desplazamientos acumulados de hasta 70mm en prismas ubicados en la ladera y hasta 25mm para prismas ubicados en las estructuras de los puentes para las primeras semanas de monitoreo.



Figura 5. Ubicación de prismas en laderas y puentes. Chorro Blanco a la izquierda y Los Grillos a la derecha.

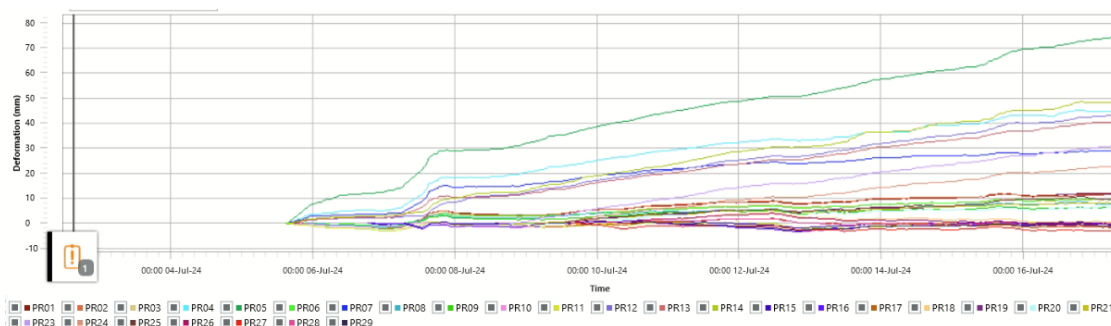


Figura 6. Desplazamientos con tendencia lineal en primeras semanas de monitoreo.

5. Conclusiones.

Se han presentado dos casos, en donde el monitoreo robotizado automatizado con seguimiento de prismas y determinación de cambios de desplazamientos vectoriales; en diferentes puntos de interés en deslizamientos activos, ha permitido obtener información prioritaria y oportuna con frecuencias menores a 1 hora, para determinar incrementos o desaceleraciones de sectores de interés.

Las tasas de desplazamiento máximas obtenidas para el caso del deslizamiento en el Talud Buenavista en el portal del Túnel Cristales fueron de hasta 50mm/día y en los casos donde se generaron alarmas por incrementos súbitos de desplazamientos se logró tener información oportuna para la toma de decisiones de suspensión o continuidad del tráfico en una de las vías con mayor volumen de carga del país.

Las tasas de desplazamiento en condición de reptación o movimiento lento para el caso de las laderas de los puentes de la Transversal de Cusiana a la altura del K81 han tenido valores de hasta 5mm/día en un poco más de 1 mes que se inició el monitoreo automatizado.

6. Bibliografía.

Fukuzono, T., *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, 1985.

McHugh, E., et.al, *Applications of ground-based radar to mine slope monitoring*, Report of investigations 9666, NIOSH, Publication No. 2006-116, 2006.

Restrepo, V. et.al, Automated Geotechnical Instrumentation and monitoring for linear projects: Application examples in Colombia. International Pipeline Geotechnical Conference, November 2023 Bogotá – Colombia.

Correspondencia: vrestrepo@geoandina.net

EVENTOS SOCIEDAD COLOMBIANA DE GEOTECNIA 2024 - 2025

EDUCANDO EDUCADORES



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Bogotá

Facultad de Ingeniería

| VIGILADA MINEDUCACIÓN |

Jueves 12 de Junio 2025

8:30 am	Inauguración
9:00 am	Introducción a los geosintéticos
10:00 am	Refuerzo con geosintéticos
11:00 am	Caso histórico 1
12:00 m	Almuerzo
2:00 pm	Hidráulica con geosintéticos
3:30 pm	Obras viales con geosintéticos
4:00 pm	Caso histórico 2

Viernes 13 de Junio 2025

9:00 am	Muros y taludes reforzados
10:00 am	Muros y taludes reforzados
11:00 am	Caso histórico 3
12:00 m	Almuerzo
2:00 pm	Estabilización de estructuras de pavimentos
3:30 pm	Rellenos sanitarios y reservorios
4:00 pm	Caso histórico 2
4:30 pm	Visita al laboratorio de suelos

El próximo 12 y 13 de junio se dictará el curso Educando a Educadores de la IGS Internacional con el auspicio de la Sociedad Colombiana de Geotecnia, comisión de Geosintéticos y Mejoramiento de Geomateriales, el cual se realizará de manera presencial en Bogotá en el campus de la Pontificia Universidad Javeriana.

El curso está dirigido únicamente a profesores universitarios del campo de la ingeniería relacionados con la geotecnia y afines.

Contará con la presencia de:

**JORGE
ZORNBERG**



Profesor en el programa de Ingeniería Geotécnica de la Universidad de Texas en Austin. Tiene más de 30 años de experiencia en Ingeniería Geotécnica y Geoambiental. Es uno de los pioneros de los geosintéticos. Zornberg participó en el diseño de muros de contención, instalaciones de transporte, sistemas de revestimiento minero e instalaciones de contención de aguas peligrosas como ingeniero consultor.

**AUGUSTO
ALZA**



Ingeniero Civil Egresado de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Magister en Administración Estratégica de Empresas de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Especialista en Gestión Integral de Residuos Sólidos de la Universidad Nacional Agraria La Molina.

**VICTOR
PIMENTEL**



Ingeniero civil y Magister en Geotecnia por la Universidad de São Paulo (EESC-USP, Brasil). Ex miembro del Consejo Internacional de la "Sociedad Internacional de Geosintéticos" - IGS de 2008 a 2016. Ex presidente de la Asociación Brasileña de Geosintéticos - IGS Brasil (2019-2023). Miembro actual del Comité de Sostenibilidad del IGS.

Para su inscripción por favor llenar el formulario adjunto. La aceptación al curso se notificará oportunamente vía email. **El plazo máximo para inscripción vence el 12 de mayo.** El cupo es limitado

Información adicional: <https://www.scg.org.co>

Costo: Gratuito

Formulario de inscripción:

<https://forms.gle/2T5XCbER9wC8fadh6>



I SEMINARIO **INTERNACIONAL** DE **GEOTECNIA**

TENDENCIAS Y AVANCES DE **MICROPILOTES**
Y ESTABILIZACIÓN DE **TALUDES**

1 DE ABRIL
BOGOTÁ



Universidad Escuela Colombiana
de Ingeniería Julio Garavito

3 DE ABRIL
MEDELLÍN



Universidad de Medellín

COMITÉ ORGANIZADOR:



Más información en la descripción



53
años
1971-2024

ASAMBLEA GENERAL ORDINARIA SOCIEDAD COLOMBIANA DE GEOTECNIA MARZO 20 DE 2025

SOCIEDAD COLOMBIANA DE GEOTECNIA
Transversal 28B No.37-47
Tel: (601)2694260 - (601)2442073

<https://www.scg.org.co/>
Correo: socolgeotecnia@gmail.com



SANTIAGO DE CALI

XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia

Riesgos Geotécnicos asociados a Amenazas Geológicas en
los Proyectos de Infraestructura y las Edificaciones

VII Conferencia Regional de Geotecnia/Valle del Cauca

El Cambio Climático y la Geotecnia en el Suroccidente Colombiano



NOVIEMBRE 05, 06, 07, 08 Y 09 2024

Sedes de los eventos



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali



¡Ya está disponible la página oficial de los eventos!

En la Página oficial del XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia y la VII Conferencia Regional de Geotecnia Valle del Cauca, podrás encontrar toda la información relacionada con los eventos, los formatos y links para el envío de resúmenes, póster y presentaciones, las opciones de patrocinio y muchas cosas más.

Página oficial:

<https://scg18ccg2024.wixsite.com/eventosscg>

Temas Principales

XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia

- a. Sismicidad & Vulcanismo
- b. La Práctica Geotécnica en Colombia y la Región Latinoamericana
- c. Normatividad Sismo – Geotécnica en Colombia
- d. Geotecnia en los Sistemas Férreos de Colombia
- e. La Inteligencia Artificial en la Geotecnia

VII Conferencia Regional de Geotecnia/ Valle del Cauca

- a. Infraestructura para Proyectos Ferroviarios de pasajeros, carga y/o mixtos
- b. Amenaza Sismo – Geotécnica en el Valle del Cauca
- c. Microzonificación Sísmica del Área Metropolitana de Santiago de Cali
- d. Excavaciones profundas, casos de estudio y modelación
- e. Estabilidad de taludes y Mejoramiento de Suelos
- f. Modelación Numérica Geotécnica
- g. Aspectos Geológicos del Valle del Cauca

Fechas Límite

22 abril 2024: Convocatoria de Resúmenes (XVIIIICCG) y Póster (VIICRG-V. del Cauca)

16 septiembre 2024: Entrega de Resúmenes (XVIIIICCG) y Póster (VIICRG-V. del Cauca)

26 septiembre 2024: Aceptación preliminar de Resúmenes (XVIIIICCG) y Póster (VIICRG-V. del Cauca)

04 octubre 2024: Entrega final de Resúmenes (XVIIIICCG) y Póster (VIICRG-V. del Cauca)

18 octubre 2024: Entrega última de Presentaciones (XVIIIICCG)

Los links y los formatos correspondientes para entrega de resúmenes, póster y presentaciones se encuentran en la [página web oficial de los eventos](#)

Tarifas

PROFESIONALES NO SOCIOS

\$1'100.000 COP

PROFESIONALES SOCIOS

\$900.000 COP

(SCG, ISSMGE, ISRM, IAEG, IGS, SCI, SGC)

PROFESORES UNIVERSITARIOS

\$750.000 COP

ESTUDIANTES PRE Y POSGRADO

\$150.000 COP

para grupos de 10 estudiantes

\$75.000 COP c/u

PASOS PARA INSCRIBIRTE:

1. Realiza el pago por medio de consignación / transferencia o por medio de pago en línea
2. Completa el formulario para finalizar tu inscripción

1. PAGO POR CONSIGNACIÓN / TRANSFERENCIA

Bancolombia Cuenta Corriente No. 18063466104

Banco AV Villas Cuenta Ahorros No. 03402131-1

Pagos a nombre de la Sociedad Colombiana de Geotecnia Nit. 860.049.814-0

2. FORMULARIO DE INSCRIPCIÓN

<https://forms.gle/zWDDj2NQDUDwfwXh7>

¡Por inscribirte al XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia, tienes derecho a participar en uno de los Cursos Cortos de forma gratuita!

Cursos Cortos

AMENAZA SÍSMICA Y EFECTOS DE SITIO

CUPOS DISPONIBLES: 0

1 cupo Gratis por inscribirte al XVIII Congreso
Colombiano de Geotecnia 2024

Duración: 4 horas

Ing. Fernando Javier Díaz

Ubicación: Universidad del Valle

Más información

RELAVES FILTRADOS

CUPOS DISPONIBLES: 21

1 cupo Gratis por inscribirte al XVIII Congreso
Colombiano de Geotecnia 2024

Duración: 4 horas

Ing. Diego Cobos, Ana María Ariza, Jaime Castro, Alejandro Calvo

Ubicación: Universidad del Valle

Más información

ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN

CUPOS DISPONIBLES: 15

1 cupo Gratis por inscribirte al XVIII Congreso
Colombiano de Geotecnia 2024

Duración: 4 horas

Ing. Ana María Parra

Ubicación: Universidad Santiago de Cali

Más información

MEJORAMIENTO DE SUELOS

CUPOS DISPONIBLES: 0

1 cupo Gratis por inscribirte al XVIII Congreso
Colombiano de Geotecnia 2024

Duración: 4 horas

ing. Cesar Davin

Ubicación: Universidad Santiago de Cali

Más información

GEOSINTÉTICOS PARA REFUERZO Y MEJORAMIENTO DE SUELOS / IGS Colombia

CUPOS DISPONIBLES: 0

1 cupo Gratis por inscribirte al XVIII Congreso
Colombiano de Geotecnia 2024

Duración: 4 horas

Ing. Mario Ramírez

Ubicación: Universidad del Valle

Más información

Resúmenes y Póster

Ya finalizó la convocatoria de Resúmenes y Póster, si tu resumen fue aprobado, puedes descargar el formato de presentación y enviar la presentación en la [página web oficial](#), en la sección Resúmenes y Póster

Patrocinadores

PATROCINADORES ESPECIAL



PATROCINADORES VIP



PATROCINADORES EXCLUSIVE



OTROS PATROCINADORES



Cronograma General

Es importante resaltar que este cronograma es preliminar y está sujeto a cambios



05 Noviembre 2024

VII Conferencia Regional de Geotecnia - Valle del Cauca

Pontificia Universidad Javeriana

Mañana

7:00 – 9:00 a.m.

Inscripción y registro VIICRG-VC



9:00 – 9:30 a.m.

Apertura de la VII Conferencia Regional de Geotecnia-Valle del Cauca



9:30 – 10:30 a.m.

1ra Conferencia Manuel García López
Conferencista: Dr. Manuel García López.



10:30 – 10:45 a.m.

Coffee Break



10:45 – 11:30 a.m.

Geología del departamento del Valle del Cauca-
evolución y características

Conferencista: Geó. Gabriel París



11:30 a.m. – 12:15 p.m.

Excavaciones Profundas en Santiago de Cali
Conferencista: Dra. Ana María Parra



12:15 – 1:00 p.m.

Conferencia Patrocinador
WARCO



Tarde

1:00 – 3:00 p.m.

Almuerzo libre



3:00 – 3:45 p.m.

Propuesta de coeficientes sísmicos de diseño para
Colombia

Conferencista: Ing. Fernando Díaz Parra



3:45 – 4:30 p.m.

Conferencista: Ing. Mónica Bedoya



4:30 – 5:15 p.m.

Conferencista: Ing. Iván Otálvaro



5:15 – 5:45 p.m.

Coffee Break



5:45 – 7:30 p.m.

Sesión de póster



7:30 – 9:00 p.m.

Clausura VIICRG-VC





06 Noviembre 2024

XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia

Pontificia Universidad Javeriana

Mañana

7:00 – 9:00 a.m.

Inscripción y registro XVIII CCG



9:00 – 9:30 a.m.

Apertura del XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia



9:30 – 10:30 a.m.

5ta Conferencia Juan Montero Olarte
Importancia de la Geología para Ingeniería en la Geotecnia

Conferencista: Ing. Mario Camilo Torres



10:30 – 11:15 a.m.

Presentación patrocinador
PREMIUM 1



11:15 – 11:30 a.m.

Coffee Break



11:30 a.m. – 12:30 p.m.

Licucción de suelos de grava y su impacto crítico en infraestructuras

Conferencista: Ph.D. Adda Zekkos



Tarde

12:30 – 2:00 p.m.

Almuerzo libre



2:00 – 3:30 p.m.

Sesiones paralelas 1



3:30 – 4:00 a.m.

Coffee Break



4:00 – 5:00 p.m.

Influence of Crushing in the Behavior of Sands

Conferencista: Ph.D. Juan Pestana



5:00 – 8:00 p.m.

II Encuentro Internacional de Mujeres en Geotecnia





07 Noviembre 2024

XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia

Pontificia Universidad Javeriana

Mañana

7:00 – 8:00 a.m.

Inscripción y registro XVIII CCG



8:00 – 10:30 a.m.

I Foro sobre la Enseñanza en la Geotecnia

8:00 a.m. – 9:00 a.m.

Charla de introducción al foro

Conferencista: Ing. Édgar Rodríguez G.



9:00 a.m. - 10:30 a.m. I Foro de Enseñanza en la Geotecnia

Coordinado por: Dr. Ing. Mario Camilo Torres



10:30 – 11:00 a.m.

Menard, Especialista en mejoramiento de suelos

Conferencista: César Davin



11:00 – 11:30 a.m.

Coffee Break



11:30 a.m. – 12:00 m.

Conferencista: Por confirmar



12:00 m. – 12:30 p.m.

Concepto de estado límite de servicio aplicado a estructuras de contención y revisión de aspectos sobre control de caída de rocas.

Conferencista: Ing. Daniel A. Cortes T.



12:30 p.m. – 1:30 p.m.

Conferencista: Ph.D. Gilson Gitirana



Tarde

1:30 – 3:00 p.m.

Almuerzo libre



3:00 – 4:30 p.m.

Sesiones paralelas 2



4:30 – 5:00 p.m.

Coffee Break



5:00 p.m. – 6:00 p.m.

Geosintéticos y Sostenibilidad - una efectiva generación de valor

Conferencista: Ph.D. Víctor Pimentel



6:00 – 6:20 p.m.

Tendencias en la construcción de muros en tierra mecánicamente estabilizados con Geosintéticos en Colombia.

Ing. Natalia Carvajal Patiño



6:20 – 6:40 p.m.

Presentación patrocinador VIP 2



6:40 – 7:20 p.m.

Optimización en diseño y construcción de cimentaciones y uso de Geopier + App

Conferencista: Ing. Juan P. Rodríguez



7:30 – 8:00 p.m.

Clausura y Cóctel de cierre XVIII CCG



08 Noviembre 2024

Cursos Cortos (I, II, III y IV)

Universidad del Valle



8:00 – 9:00 a.m.

Inscripción y registro Cursos Cortos



9:00 – 11:00 a.m.

Sesión 1

Curso Corto I: Amenaza sísmica y efectos de sitio

Conferencista: Ing. Fernando Díaz Parra



Curso Corto II: Relaves filtrados

Conferencista: Ing. Diego Cobos



Curso Corto IGS: Geosintéticos para

Refuerzo y Mejoramiento de Suelos

Conferencista: Ing. Mario Ramírez



11:00 – 11:30 a.m.

Coffee Break



11:30 a.m. – 1:30 p.m.

Sesión 2

Curso Corto I: Amenaza sísmica y efectos de sitio

Conferencista: Ing. Fernando Díaz Parra



Curso Corto II: Relaves filtrados

Conferencista: Ing. Diego Cobos



Curso Corto IGS: Geosintéticos para

Refuerzo y Mejoramiento de

Suelos Conferencista: Ing. Mario Ramírez



1:30 – 3:00 p.m.

Almuerzo libre



Universidad Santiago de Cali



8:00 – 9:00 a.m.

Inscripción y registro Cursos Cortos



9:00 – 11:00 a.m.

Sesión 1

Curso Corto III: Análisis de potencial de licuación

Conferencista: Dra. Ana María Parra



Curso Corto II: Mejoramiento de suelos

Conferencista: Ing. Cesar Davin



11:00 – 11:30 a.m.

Coffee Break



11:30 a.m. – 1:30 p.m.

Sesión 2

Curso Corto III: Análisis de potencial de licuación

Conferencista: Dra. Ana María Parra



Curso Corto II: Mejoramiento de suelos

Conferencista: Ing. Cesar Davin



1:30 – 3:00 p.m.

Almuerzo libre



08 Noviembre 2024



Pontificia Universidad Javeriana



3:00 p.m. – 7:00 p.m.
Foro Especial sobre Normativa en la Geotecnia



7:30 p.m. – 11:00 p.m.
Evento de Clausura (Hotel Pance 122)



09 Noviembre 2024

XVIII Congreso Colombiano de Geotecnia

Universidad del Valle

9:00 a.m. – 12:00 p.m.
Visita guiada a laboratorio de suelos de la
Universidad del Valle



Comités

O

Comité
Organizador

T

Comité
Técnico
Científico

A

Comité
de Apoyo
Institucional

L

Comité
Logístico y
Financiero

Comité Organizador

Delegados de la Junta Directiva-SCG

Presidente: Ing. Mónica Fernanda Bedoya Martínez

Vicepresidente y Tesorero: Ing. Guillermo Pabón Gutiérrez

Director de los eventos: Ing. Mario Camilo Torres Suárez

Coordinador y Secretario de las Comisiones Técnicas Permanentes

Normatividad Geotécnica:

Ing. Ana María Parra Bastidas

Fundaciones y otras Estructuras Geotécnicas:

Ing. Guillermo Pabón Gutiérrez,
Ing. Néstor Castro Villamarín

Amenazas y Riesgos Geotécnicos:

Ing. Carlos Héctor Cantillo Rueda,
Ing. Silvana Montoya Noguera

Geosintéticos y Mejoramiento de Geomateriales:

Ing. Omar Leonardo Torres P.,
Ing. Mario Hernán Ramírez C.

Delegados Académicos de las Universidades

Pontificia Universidad Javeriana de Cali:

Ing. Iván F. Otálvaro Calle
Ing. Orlando Cundumí



Universidad del Valle:

Ing. Albert Ortíz
Ing. Hugo Coral



Universidad Santiago de Cali:

Ing. Andrés Álvarez



Representantes de las Asociaciones y Gremios Profesionales



Sociedad Colombiana de Ingenieros Comisión Técnica Permanente Geotecnia:

Ing. Sandra Celis



CVC Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca:

Ing. Alejandra Gómez



Cámara Colombiana de la Infraestructura Seccional Occidente

Representantes de la Industria de la Geotecnia a Nivel Regional y Local

Geopier® - Centra:

Ing. Carlos Regalado
Ing. Andrés Rodríguez



Carlos H. Parra & Asoc.:

Ing. Ana María Parra



Pavco-Wavin Regional Occidente:

Ing. Cristian Calvache

Comité Técnico Científico



Coordinador:

Ing. Luis Felipe Prada (Aarhus University, Dinamarca)

Miembros:

Ing. Silvana Montoya Noguera (EAFIT)
Ing. César Hidalgo (Universidad de Medellín)
Ing. Ana María Parra (Universidad de Medellín)
Ing. Esteban Alarcón (Universidad de Antioquia)
Ing. Guillermo Ávila (UNAL Bogotá)
Ing. Johan Manuel Larrahondo (PUJ)
Ing. Nicolás Estrada (Universidad de los Andes)
Ing. Víctor Restrepo (Grupo GeoAndina)



Subcomité de revisión (UniValle):

Ing. Manolo Adolfo Galván
Ing. Eimar Andrés Sandoval
Ing. Lina Ospina
Ing. Daniel Faud Farfán
Ing. Francisco Javier Giraldo
Ing. Diego Duque
Ing. Emilio Carrillo

Comité de Logística y Financiero

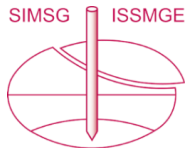
Ing. Guillermo Pabón Gutiérrez
Ing. Mónica Fernanda Bedoya Martínez
Ing. Mario Camilo Torres Suárez
Ing. Iván Fernando Otálvaro Calle
Ing. Ana María Parra Bastidas
Ing. Sebastián Lobo-Guerrero

Comité de Apoyo Institucional

Entidades invitadas a ser parte del comité:

Servicio Geológico Colombiano (SGC)
Ministerio de Transporte
Ministerio de Vivienda-Ciudad y Territorio
Instituto Nacional de Vías (INVÍAS)
Agencia Nacional de Infraestructura (ANI)
Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM)
Ministerio de Agricultura y Desarrollo Rural (MinAgricultura)
Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible (MinAmbiente)
Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres (UNGRD)
Instituto Distrital de Gestión de Riesgos y Cambio Climático (IDIGER)
Pontificia Universidad Javeriana-Bogotá
Universidad de los Andes
Universidad de Medellín
Universidad del Cauca
Universidad EAFIT
Universidad Industrial de Santander
Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia (UPTC-Tunja)
Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia (UPTC-Sogamoso)
Universidad Nacional de Colombia (UNAL-Bogotá)
Universidad Nacional de Colombia (UNAL-Medellín)
Universidad Nacional de Colombia (UNAL-Manizales)

En asocio con:



International Society of Soil
Mechanics and
Geotechnical Engineering



International
Society for Rock
Mechanics and
Rock Engineering



The International
Association For
Engineering
Geology and the
Environment



International Geosynthetics Society



Federation of International
Geo-Engineering Societies



International
Geosynthetics Society –
Chapter Colombia



Deep Foundations
Institute®

Contacto



Correo
scg18ccg.2024@gmail.com

Teléfono
(57+601)2694260
(57+601)2440273
Cel. 320 381 0404

Transversal 28 B No. 37-47
Bogotá Colombia



TOUR LECTURE LATIN AMERICA BOGOTÁ COLOMBIA

CONFERENCIAS PREVIAS AL “XVII CONGRESO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA GEOTÉCNICA DE CHILE 2024”

14 de agosto de 2024, de 8:00 AM a 12:00 M

Auditorio Sociedad Colombiana de Ingenieros

Sede Norte – Cra. 14 # 99-33, Edificio REM, Segundo Piso

Inscripción Libre Presencial: <https://forms.gle/8noFfLPUGmnnoVnv6>

Inscripción Libre Virtual: <https://us02web.zoom.us/meeting/register/tZlqfumsrjksEt0-zUiczzJb1tFhpkkvuzP>

PROGRAMA GENERAL

1. DEL PELIGRO SÍSMICO A LA INGENIERÍA CIVIL: UNA MIRADA AL IMPACTO DE LA GEOTECNIA Y LA GEOFÍSICA
(DR.-ING. GONZALO MONTALVA) (8:00 AM – 9:45 AM)
2. INVITACIÓN AL XVIII CCG Y VII CRG
(ING. MÓNICA BEDOYA MARTÍNEZ) (9:45 AM – 10:00 AM)
- RECESO (10:00 AM – 10:15 AM)
3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS SUELOS BLANDOS DE BOGOTÁ USANDO ESTRATIGRAFÍA DETALLADA
(Ph.D. ING. JORGE ALBERTO RODRÍGUEZ O.) (10:15 AM – 11:00 AM)
4. MODELACIÓN RESPUESTA SÍSMICA LOCAL Y DEFINICIÓN DE SEÑALES SÍSMICAS EN SUPERFICIE PARA ANÁLISIS CRONOLÓGICOS DE EDIFICACIÓN DE 28 PISOS
(ING. FERNANDO DÍAZ PARRA) (11:00 AM – 11:30 AM)
5. ACTUALIZACIÓN ESPECIFICACIONES INVÍAS EN EL DISEÑO DE ANCLAJES ACTIVOS
(NICOLÁS JIMÉNEZ BOHÓRQUEZ) (11:30 AM – 12:00 AM)



INSTRUCCIONES PARA LOS AUTORES DEL BCG - SCG

El BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA –BCG– es el Órgano de Divulgación de la Sociedad Colombiana de Geotecnia –SCG–, el cual se caracteriza por informar a la Comunidad Geotécnica local, nacional y regional diferentes avances y trabajos técnico-científicos realizados en nuestro ámbito y fuera del país.

Actualmente este instrumento se perfila como el órgano de divulgación de mayor importancia nacional y de trascendencia internacional, que con respecto a los conocimientos y la práctica de la geotecnia, cuenta Colombia y por ende ha decidido entrar en la tónica de su indexación con miras a proyectarse como el principal medio local en el tema. Debido a esto solicitamos a nuestros usuarios cumplir cabalmente con los requisitos que el Comité Editorial ha decidido estipular y sugerirnos acciones que promuevan la excelencia en los trabajos presentados y una edición impecable de nuestro BCG, en sus sucesivas ediciones. Las Instrucciones para los autores interesados en publicar sus contribuciones en el BCG son:

1. El autor o autores asumen la responsabilidad jurídica por el contenido de sus artículos. Bajo ninguna circunstancia la SOCIEDAD COLOMBIANA DE GEOTECNIA asumirá todo o parte de esta responsabilidad, a menos que lo manifieste explícitamente en el texto del artículo.
2. Los textos propuestos para ser publicados en el BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA deben ser inéditos.
3. Cuando se realice la entrega de artículos al Comité Editorial del BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA, el autor(es) se abstendrá(n) de presentarlo en forma simultánea a otra publicación, por un tiempo mínimo de 12 meses, a no ser que sea rechazado.
4. Cada autor deberá entregar el material en el formato establecido para el efecto por el Comité Editorial y que se puede bajar del sitio www.scg.org.co, en el enlace respectivo
5. Los artículos que se presenten al Comité Editorial deberán observar, en general, los siguientes aspectos:

(a) Estructurales

- Título, que especifique con claridad el tema tratado.
- Subtítulo o epígrafe, si se requiere.
- Información del autor (iniciales de nombres, primer y segundo apellidos, formación académica, dirección electrónica, campo de desempeño profesional, filiación, nacionalidad).
- Resumen y palabras clave en español.
- Resumen y palabras clave en inglés.
- Notas al pie, sólo para aclaraciones o comentarios adicionales.

(b) Gramaticales

- La redacción será en tercera persona del impersonal.
- Se sugieren oraciones coordinadas en lugar de subordinadas.

- Todo documento estará estructurado así: estructura inicial, introducción, desarrollo, conclusiones, agradecimientos y referencias.
- La extensión estimada de los textos es de 15 a 20 páginas, sin detrimento de que en casos especiales se autorice una mayor extensión.

(c) Presentación

- Los artículos deben ser enviados al Editor del Boletín en la siguiente dirección electrónica: camilogeotecnia@gmail.com (c.c socolgeotecnia@gmail.com) elaborados en Word.
- Las fotografías, imágenes, mapas y figuras incluidas en el texto se deben enviar por separado en formatos BMP o EPS con alta resolución (mínimo 300 dpi). Su impresión será en tonos de grises.

(d) Referencias

- Libros: nombre y apellidos del autor, título y subtítulo, ciudad, editorial, ISBN, año de publicación.
- Revistas: nombre y apellidos del autor, título de la revista, número, ISSN, año de publicación.
- Páginas de Internet: nombre y apellidos, título, dirección de la página Web, fecha de la consulta.

6. El Comité Editorial decidirá cuales artículos son pertinentes para publicación y los someterá a la revisión de dos expertos en el área.
7. El Comité Editorial informará del resultado de la revisión en un lapso máximo de tres meses, contados a partir de la fecha de recibo.
8. En caso de que un artículo publicable no pueda ser publicado en alguno de los tres números siguientes, el Comité Editorial informará al autor(es) para que decida(n) si lo retira(n) o no.
9. En próximas ediciones, el BOLETÍN COLOMBIANO DE GEOTECNIA buscará tramitar su indexación por entidades técnico-científicas, lo cual implica la alta calidad que en adelante se exigirá a los artículos y ponencias que se deseen publicar en este medio, relacionados con el avance y la práctica de la geotecnia nacional e internacional.

En ediciones especiales o extraordinarias del Boletín, el Comité Editorial decidirá los términos y formatos que se pueden utilizar para dicha edición.

COMENTARIOS GENERALES SOBRE EL FORMATO PARA ELABORACIÓN DE LOS ARTÍCULOS PARA EVENTOS DE LA SCG (SEMINARIO Y CONGRESO COLOMBIANOS DE GEOTECNIA)

- Todos los documentos deben ser preparados con el mismo formato y siguiendo en forma precisa las instrucciones que allí aparecen, con el propósito de lograr una uniformidad en las memorias de los eventos.
- El Editor de las memorias reducirá los documentos a un 75% del tamaño original y en caso de que se decidan imprimir los volúmenes, ésta impresión será a blanco y negro.
- Los artículos tendrán un título en Times New Roman 18 minúsculas, autores en 14 comenzando por las iniciales de los nombres y sus apellidos, según la afiliación de cada uno la cual irá en 12 itálica.
- Deberán llevar un RESUMEN en español seguido de su correspondiente traducción al inglés – ABSTRACT, en donde se describa los aspectos más relevantes que se incluyen en el artículo, en tamaño 12.
- La idea es copiar de un archivo de Word© anterior en el que se haya escrito el artículo al formato suministrado a los autores de los artículos.
- Considérense las instrucciones y formatos especiales para las tablas, figuras, referencias, notas y conclusiones, de conformidad con lo expuesto en el formato adjunto.
- Las fotografías y figuras deben ser en blanco y negro (no use escala de grises ni color, a menos que sea absolutamente indispensable).
- Las ecuaciones deben ir enumeradas consecutivamente entre paréntesis a la derecha, y deben ser escritas con el editor de ecuaciones de MS-Word.
- Preferiblemente se deben utilizar unidades del sistema internacional (SI) con abreviaturas y notaciones como está descrito en el formato adjunto.
- El documento se escribirá a dos columnas de conformidad con las dimensiones que tiene el formato adjunto, sin necesidad de cambiarlas ni ajustarlas de ninguna manera.
- La longitud máxima de los artículos será de ocho (8) páginas y debe contener en forma general los siguientes puntos: Introducción, Antecedentes, Metodología, Desarrollos, Resultados y Análisis, Conclusiones y Comentarios, Referencias.
- Se debe respetar la fecha de entrega establecida por el Comité Técnico so pena de rechazar el trabajo, debido a que hay gran cantidad de artículos propuestos para estos eventos y los tiempos son muy ajustados.