

- ❑ **Caracterización de las variables cinemáticas de la marcha humana bajo el agua en individuos sanos.**
- ❑ **Instrumentación de redes troncales de alcantarillado. Componente hidráulico.**
- ❑ **Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá.**
- ❑ **Primera experiencia colombiana en la construcción de pilas de agregado compactado -Geopier Impact- en un proyecto de vivienda de interés social.**
- ❑ **Mapas de isoaceleración para Colombia utilizando la nueva generación de ecuaciones de atenuación (NGA-2008).**
- ❑ **Evaluación de mezclas asfálticas tibias fabricadas en laboratorio con asfalto espumado, agregados naturales y RAP.**
- ❑ **Uso del piezocono (CPTU) para determinar la caracterización geotécnica de depósitos arcillosos blandos en algunos sitios del departamento de Boyacá.**



## CONSEJO DIRECTIVO DE LA ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

**PRESIDENTE** GERMÁN EDUARDO ACERO RIVEROS

**VOCALES** MYRIAM ASTRID ANGARITA GÓMEZ  
SANDRA XIMENA CAMPAGNOLI MARTÍNEZ  
RICARDO QUINTANA SIGHINOLFI  
HÉCTOR ALFONSO RODRÍGUEZ DÍAZ  
JAIRO ALBERTO ROMERO ROJAS  
GERMÁN RICARDO SANTOS GRANADOS  
EDUARDO SILVA SÁNCHEZ  
JAIRO URIBE ESCAMILLA  
OSWALDO CASTILLO NAVETTY  
(representante de los profesores)  
JAVIER FELIPE CANO SUÁREZ  
(representante de los estudiantes)

**RECTOR** ROBERTO RÍOS MARTÍNEZ

**SECRETARIO** RICARDO ALFREDO LÓPEZ CUALLA

## REVISTA DE LA ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

**DIRECTOR** JAIRO ALBERTO ROMERO ROJAS

**COMITÉ EDITORIAL** GERMÁN EDUARDO ACERO RIVEROS  
CLAUDIA RÍOS REYES  
PAULA XIMENA RÍOS REYES  
HÉCTOR ALFONSO RODRÍGUEZ DÍAZ  
RICARDO SALAZAR FERRO  
GERMÁN RICARDO SANTOS GRANADOS

**DIRECCIÓN EDITORIAL** CRISTINA SALAZAR PERDOMO

**EDICIÓN** **DISEÑO Y DIAGRAMACIÓN**  
JORGE CAÑAS SEPÚLVEDA  
**CORRECCIÓN DE ESTILO**  
ELKIN RIVERA GÓMEZ

**DIRECCIÓN COMERCIAL** EDITORIAL ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

Versión digital disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

AUTOPISTA NORTE AK 45 N.º 205-59  
TEL.: (57-1) 668 3600, EXT. 533  
[revista@escuelaing.edu.co](mailto:revista@escuelaing.edu.co)  
BOGOTÁ, D.C., COLOMBIA

LA ESCUELA Y LA REVISTA NO SON RESPONSABLES DE LAS IDEAS Y CONCEPTOS EMITIDOS POR LOS AUTORES DE LOS TRABAJOS PUBLICADOS. SE AUTORIZA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DE LOS ARTÍCULOS DE LA REVISTA SI SE CITAN LA FUENTE Y EL AUTOR.

# Contenido

## 5 / EDITORIAL

### Una justicia justa

*Jairo Alberto Romero Rojas*

## 7-15

### Caracterización de las variables cinemáticas de la marcha humana bajo el agua en individuos sanos

*Mauricio Hernando Valencia Agudelo - Wilson Alexander Sierra - Luis Eduardo Rodríguez Cheu*

En el presente trabajo se describe la comparación de los resultados en la adquisición de variables biomecánicas mediante un sistema de visión en las piscinas de rehabilitación en la Clínica Universitaria de la Sabana. Se tiene como objetivo caracterizar las variables cinemáticas de la marcha humana bajo el agua mediante un sistema robótico de captura de imágenes subacuáticas que registra los parámetros angulares de la cadera, rodilla y tobillo de individuos sanos en el tanque de marcha de la clínica.

## 17-24

### Instrumentación de redes troncales de alcantarillado.

#### Componente hidráulico

*Héctor Alfonso Rodríguez Díaz - Jenny Nathalia Becerra Melo*

En este artículo se presenta un esquema metodológico para la instrumentación de redes troncales de alcantarillado desde el punto de vista hidráulico. Esta metodología se ha desarrollado con base en la experiencia obtenida en el proyecto de investigación “Modelo de gestión para la rehabilitación de las redes troncales de alcantarillado”, realizado por el Centro de Estudios Hidráulicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería para la Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá ESP.

## 25-34

### Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá

*Jorge Enrique Durán Gutiérrez - Danilo Montaña Sanabria*

El presente estudio se orientó hacia la caracterización avanzada de los parámetros de compresibilidad y resistencia de las arcillas lacustres de la sabana de Bogotá, en un sitio típico del depósito. Para tal efecto, se llevó a cabo una exploración tipo perforación, con muestreo de alta calidad y con ensayos de campo y de laboratorio confiables. De esta manera, se hicieron ensayos de laboratorio de consolidación y de resistencia tipo triaxial, con el fin de establecer esos parámetros y estudiar su sensibilidad a algunas variaciones en los factores de ejecución de los ensayos de compresibilidad.

# Contenido

## 35-43

### **Primera experiencia colombiana en la construcción de pilas de agregado compactado –Geopier Impact– en un proyecto de vivienda de interés social**

*Carlos Arturo Bello Bonilla - Juan Carlos Afanador Caicedo*

Considerando situaciones complejas, como las impuestas por las características de un depósito de suelo heterogéneo, optar por un sistema de cimentación profunda (pilotes) o una placa-pilote no siempre resuelve, de manera eficiente y económica, un modo de fundación para un proyecto habitacional de índole social.

## 45-56

### **Mapas de isoaceleración para Colombia utilizando la nueva generación de ecuaciones de atenuación (NGA-2008)**

*Diana Milena Díaz Hernández - Andrés José Alfaro Castillo*

En este artículo se presentan mapas de isoaceleración de Colombia, para un periodo de retorno de 475 años, evaluados con la metodología probabilística de amenaza sísmica, con un catálogo sísmico de 1960 a 2012, utilizando cinco ecuaciones del “Next Generation of Attenuation Relation Project (NGA)” del año 2008.

## 57-67

### **Evaluación de mezclas asfálticas tibias fabricadas en laboratorio con asfalto espumado, agregados naturales y RAP**

*Deiby Alejandro Camargo Sanabria - Sandra Ximena Campagnoli Martínez*

En este artículo se describen los aspectos generales de la elaboración y la evaluación, en laboratorio, de mezclas asfálticas tibias (WMA, por su sigla en inglés), fabricadas con asfalto espumado, agregados naturales y RAP. Se analizan además las propiedades volumétricas, la estabilidad y el flujo Marshall, la resistencia a la tracción indirecta y la vulnerabilidad al agua, presentada por las mezclas, así como la penetración, el punto de ablandamiento y la viscosidad de los asfaltos recuperados de ellas.

## 69-77

### **Uso del piezocono (CPTU) para determinar la caracterización geotécnica de depósitos arcillosos blandos en algunos sitios del departamento de Boyacá**

*Jorge Enrique Durán Gutiérrez - Libardo Adolfo López Ramírez*

El presente artículo contiene una revisión sobre la prueba de piezocono o CPTU, incluyendo antecedentes históricos y experiencias sobre la prueba, normas, estándares y recomendaciones para la ejecución de la prueba.

## 79 / ALCANCE Y POLÍTICAS

# Editorial

## Una justicia justa

**JAIRO ALBERTO ROMERO ROJAS**

Director de la *Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería*

jairo.romero@escuelaing.edu.co

Jean de la Bruyère decía: “Una cualidad de la justicia es hacerla pronto y sin dilaciones; hacerla esperar es injusticia”.

Vivir una justicia justa es una aspiración necesaria e imprescindible en el quehacer humano. Los ciudadanos del común sentimos que la justicia en Colombia no es justa, no es imparcial, se inicia con retraso y se mantiene dentro de todas las argucias dilatorias de defensores y acusadores para que no haya ni absolución del inocente ni condena del culpable.

El proceso acusatorio nunca termina, tampoco el de la defensa, y la escogencia del mejor abogado determina el fallo en la mayoría de los casos, convirtiendo el juicio en lo que parece ser un juego injusto y deprimente.

En Colombia se requiere una justicia con una clara especificación de la dependencia y subordinación de juzgados, tribunales, consejos y cortes, que permita que un proceso culmine definitivamente y se obtenga un fallo final.

Y es que al no existir un fallo definitivo, nos quedamos siempre en la incertidumbre que gobierna los procesos actuales: nunca sabemos cuándo va a concluir

un proceso, ni si el fallo es definitivo, ni tampoco si la pena asignada corresponde a la magnitud del delito cometido.

Necesitamos jueces justos, que administren justicia con prontitud y no solamente con legalidad, que hagan a un lado sus inclinaciones personales o políticas y recobren para la sociedad el inmenso valor que representa respetar la vida y los bienes ajenos, pues lamentablemente se ha perdido el miedo a delinquir a causa de la impunidad reinante.

Episodios criminales de todo tipo, como los que vivimos a diario, culminan en la impunidad, o cuando los responsables son condenados reciben penas irrisorias que no corresponden a la magnitud y gravedad del delito, ni a la necesidad de recobrar la virtud de saber y de amar solamente lo justo.

Necesitamos una justicia imparcial, igual para todos, que nos remonte a aquellos tiempos en que ser bueno era fácil y estimulante, y que le dé al inocente su recompensa y al culpable su merecido castigo. Además, estoy de acuerdo con lo que quiso expresar Platón en la siguiente frase: “Sólo el justo es feliz y desdichado el injusto”.



# Caracterización de las variables cinemáticas de la marcha humana bajo el agua en individuos sanos

Kinematic variables characterization of underwater human walking in healthy individuals

MAURICIO HERNANDO VALENCIA AGUDELO<sup>1</sup> - WILSON ALEXÁNDER SIERRA<sup>2</sup> - LUIS EDUARDO RODRÍGUEZ CHEU<sup>3</sup>

1. Residente de tercer año de Medicina Física y Rehabilitación en la Universidad de la Sabana.

2. Profesor en la Escuela Colombiana de Ingeniería.

3. Profesor en la Escuela Colombiana de Ingeniería. Doctor de la Universidad Politécnica de Cataluña.

mahevita@hotmail.com - wilson.sierra@escuelaing.edu.co - luis.rodriguez@escuelaing.edu.co

Recibido: 15/10/2013 Aceptado: 25/10/2013

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

## Resumen

En el presente trabajo se describe la comparación de los resultados en la adquisición de variables biomecánicas mediante un sistema de visión en las piscinas de rehabilitación en la Clínica Universidad de la Sabana. Se tiene como objetivo caracterizar las variables cinemáticas de la marcha humana bajo el agua mediante un sistema robótico de captura de imágenes subacuáticas que registra los parámetros angulares de la cadera, rodilla y tobillo de individuos sanos en el tanque de marcha de la clínica.

**Palabras claves:** técnicas de rehabilitación, procesamiento de imágenes, biomecánica.

## Abstract

This paper describes the comparison of the results in the acquisition of biomechanical variables through a vision system in the rehabilitation pools at the Clinic Universidad de la Sabana. It aims at characterizing the kinematic variables of underwater human walking, by means of a robotic sub-aquatic image capture system that records angular parameters of hips, knees and ankles in healthy individuals in the clinic's underwater treadmill.

**Keywords:** rehabilitation techniques, image processing, biomechanics.

## INTRODUCCIÓN

La hidroterapia se emplea en los procesos de rehabilitación de numerosas patologías neurológicas y osteomusculares. La terapia acuática se ha utilizado en los procesos de rehabilitación de personas con trastornos de la marcha desde hace muchos años, y el uso del tanque de marcha es frecuente como herramienta de trabajo; sin embargo, existe poca evidencia documentada sobre la evaluación objetiva de la eficacia que tiene esta terapia en la recuperación de los pacientes.

En Colombia, han sido pocas las investigaciones realizadas sobre el estudio de variables biomecánicas cuantitativas que permitan establecer la eficacia real y sustentada de los tratamientos hechos con hidroterapia. La Clínica Universitaria Teletón cuenta con una moderna infraestructura y equipos de terapia de rehabilitación mediante hidroterapia y ha diseñado, junto con la Escuela Colombiana de Ingeniería, un equipo robótico para captar imágenes subacuáticas que permite medir los parámetros angulares de la cadera, rodilla y tobillo al deambular en el tanque de marcha; por esto se considera necesario cuantificar parámetros angulares y lineales de la marcha humana subacuática, estableciendo un modelo de mediciones y patrones estadísticos que sirva como punto de referencia para futuras investigaciones en el tanque de marcha de la Clínica Universitaria Teletón.

El uso del agua con fines terapéuticos tuvo firmes defensores y propagadores tanto en el campo profesional médico como por parte de carismáticos empíricos [1] y [2]. Pero fue el profesor vienés Wilhelm Winternitz (1835-1917) quien dio a la hidroterapia un rango científico, para incluirla en los planes de enseñanza de las facultades de medicina de su país y luego en toda Europa. Se puede decir que con Winternitz se dan los primeros pasos en la consolidación de la hidroterapia como ciencia médica y como pilar fundamental de la fisioterapia, especialidad que apenas estaba naciendo. La hidroterapia se puede utilizar en conjunto con tratamientos convencionales o alternativos; actualmente se aplica en muchos hospitales y clínicas como parte de tratamiento de diversas patologías [3] y [4].

Todo estímulo térmico sobre la superficie del cuerpo determina una respuesta local en los vasos sanguíneos de la piel y, por vía refleja, de los órganos y tejidos que están relacionados por conexiones nerviosas. El agua tiene efectos hidrotérmicos, que dependen de la tem-

peratura del agua, e hidromecánicos por el principio de Pascal, el principio de Arquímedes y la resistencia del agua (que implica las propiedades del líquido: viscosidad, tensión superficial, turbulencia, entre otros) [5].

La hidroterapia es un método útil en el tratamiento de numerosas enfermedades y tiene muchas ventajas en comparación con otras formas de tratamiento. En primer lugar, el calor del agua ayuda a aliviar el dolor y facilita la relajación. A medida que el dolor disminuye, el paciente es capaz de moverse con mayor comodidad y de incrementar la amplitud del movimiento particular. Como el calor del agua también dilata los vasos superficiales e incrementa el riego sanguíneo de la piel, mejora el estado trófico cutáneo, especialmente en los pacientes con mala circulación periférica. Cuando la sangre alcanza los músculos subyacentes y se eleva su temperatura, se contraen con más facilidad y potencia [6] y [7].

En segundo lugar, la flotación en el agua equilibra el efecto gravitacional; esto ayuda a inducir relajación y disminuir el dolor, pues la sensación de menor peso permite que el paciente se mueva con mayor libertad y menor esfuerzo que en tierra firme. La flotación y la sensación de disminución de peso dan más confianza al paciente y puede posibilitarle caminar en el agua antes de hacerlo en tierra firme [8].

En tercer lugar, puede utilizarse para regular la práctica del ejercicio, usando la flotación para asistir los movimientos, servir a continuación como apoyo y finalmente como resistencia, con la posibilidad de modificarlo empleando flotadores, variando la longitud del brazo de peso de la extremidad en movimiento, cambiando la velocidad o creando turbulencia [9] y [10].

En este artículo se presentan los resultados de las pruebas con el sistema de visión ajustado para determinar los ángulos biomecánicos de la rodilla y el tobillo. También se compara con información adquirida fuera del agua en las mismas articulaciones.

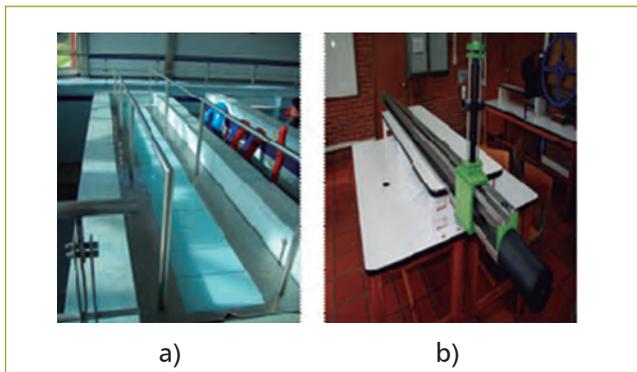
En ponencias internacionales se han presentado resultados previos del eje robótico y del sistema de visión [11], [12]. En este artículo nos concentramos en analizar los resultados obtenidos en un grupo de personas sanas que sirvió como grupo de control.

## ESPECIFICACIONES DEL EJE ROBÓTICO

Para evaluar los ángulos de movimiento se filmará al sujeto en movimiento en el plano sagital, se le pedirá

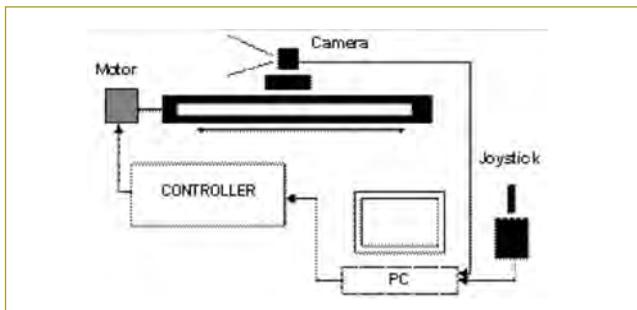
que camine a una velocidad constante y cómoda para él a través del tanque de marcha de la Clínica Universitaria Teletón, donde estará ubicado un eje de robot que permite el movimiento horizontal y vertical de una cámara subacuática adjunta, y que realiza la adquisición de la secuencia de imágenes que posteriormente se analizarán para el cálculo del ángulo de la cadera, rodilla y tobillo y su variación durante las fases y subfases de la marcha subacuática.

El sistema robótico consta de un sistema de cadena y una plataforma móvil en el piso del tanque, que ajusta la posición final de la cámara submarina. A continuación se muestran el tanque de marcha a) y el eje del robot b) (figura 1).



**Figura 1** a) Tanque acuático para análisis de la marcha humana en la Clínica Universitaria de la Sabana. b) Prototipo del robot, basado en banda en el eje horizontal y tornillo en el vertical.

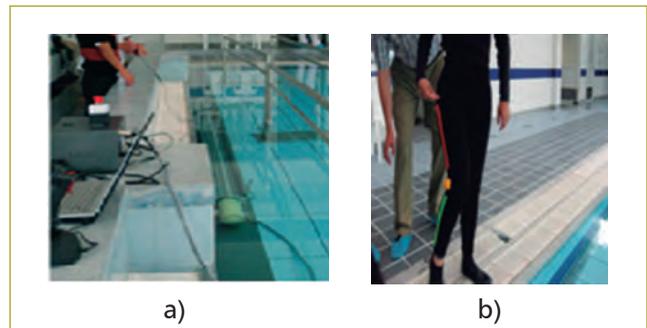
El tanque tiene 6 metros de longitud y un ancho de 1,5 metros, con un espacio de 15 cm de ancho entre la pared de la piscina y barras de soporte lateral; la cámara es compatible con una plataforma sobre el robot. Está ubicado entre la piscina pared y barras de soporte lateral (figura 2).



**Figura 2** Diagrama esquemático y de bloque del sistema robótico.

Para el sistema que mueve la cámara de video se utilizan dos sistemas: el primero consta de un sistema de cadena y de tren que arrastra la cadena en sus enlaces, en tanto que el segundo prototipo consiste en un rodillo de banda de hilo sintético que permite que el motor esté totalmente aislado por una caja especial y un retén mecánico para arrastrar la plataforma que sostiene la cámara. Los dos sistemas se han probado en el área de la piscina de la Clínica Universitaria Teletón.

El sistema es controlado electrónicamente con un *joystick*. El controlador está basado en un microcontrolador comercial y el sistema de visión consiste en un casco cámara analógico submarino, con un objetivo de 2,6 mm, 120 grados de alcance angular óptico y un formato a 560 líneas de resolución en NTSC. La captación y digitalización de la secuencia de imágenes se realiza a través de un importador de tarjeta de video Pinnacle, que transmite la información a un portátil mediante el puerto USB. El almacenamiento de información de video en formato AVI se hace inicialmente en el equipo y, a continuación, en una unidad externa y portátil (figura 3).



**Figura 3** a) Fotografía de las pruebas iniciales de funcionamiento del eje robótico. b) Ubicación de los marcadores utilizando forma y colores.

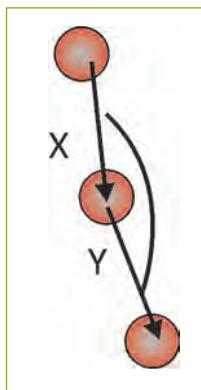
## DISEÑO DEL SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE IMÁGENES

Se diseñó un algoritmo de procesamiento para el protocolo de adquisición de imágenes. Este algoritmo se basa en un método automático para el cálculo de la variación del ángulo de la rodilla y del tobillo, que consiste en una etapa de preprocesamiento de la secuencia de imágenes, otra de segmentación de los marcadores pasivos del eje central de la pierna, seguido del procesamiento basado en morfología matemática y, finalmente, de la etapa de cálculo del ángulo.

Preprocesamiento de la secuencia de imágenes (sistema de medición):

**Modo automático**

1. Se determina el color del filtro para hacer el umbral.
2. Se filtra por umbral de color. Es decir, en la imagen todo lo del color se mantiene en blanco y lo que no sea de ese color se vuelve negro, generando una colección de puntos candidatos.
3. Entre los puntos candidatos más grandes se busca la forma (círculo) y a éste se le determina el centroide de masa (centro del círculo).
4. Se trazan dos vectores entre estos puntos, tomando como 0 el punto central, ya sea rodilla o tobillo.
5. Por definición del producto escalar en vectores, se determina el ángulo entre éstos:



**Figura 4** Diagrama geométrico para calcular el ángulo de la articulación de la rodilla o el tobillo.

$$\vec{X} \cdot \vec{Y} = |\vec{X}| \cdot |\vec{Y}| \cdot \cos(\Theta) \tag{1}$$

$$\frac{\vec{X} \cdot \vec{Y}}{|\vec{X}| \cdot |\vec{Y}|} = \cos(\Theta) \tag{2}$$

$$\cos^{-1} \left( \frac{\vec{X} \cdot \vec{Y}}{|\vec{X}| \cdot |\vec{Y}|} \right) = \Theta \tag{3}$$

En el caso de la medición sobre rodilla y tobillo, se hace el ángulo real en gráfica como el 180 menos el ángulo  $\theta$  obtenido para normalizar a 0:

**Modo manual**

1. Se determinan los tres puntos en cada cuadro mediante clics sobre los marcadores
2. Se trazan dos vectores entre estos puntos, tomando como 0, el punto central ya sea rodilla o tobillo.
3. Por definición del producto escalar en vectores, se determina el ángulo entre éstos:

**PRESENTACIÓN DE RESULTADOS**

Con el objetivo de validar la posibilidad de cuantificar las variables cinemáticas de la marcha humana, en individuos sanos, usando videofotogrametría como sistema computarizado de captación de imágenes subacuáticas; a continuación, se describen los resultados de la caracterización de las variables para rodilla y tobillo derecho, con registro en plano sagital.

Se filma la marcha subacuática de cuatro individuos sanos con participación voluntaria por sexo (50 % femenino, 50 % masculino), con media y desviación estándar para edad  $29 \pm 7$  años, talla  $1,71 \pm 0,03$  M, peso  $69 \pm 10$  kg, índice de masa corporal  $24 \pm 2,8$  kg/m<sup>2</sup>, frecuencia cardiaca  $75 \pm 4,5$  pulsaciones por minuto, y frecuencia respiratoria  $17 \pm 1,2$  ciclos por minuto. Con evaluación previa de los rangos de movilidad articular por goniometría de cadera, rodilla, tobillo y *ballux*, para ambos hemisferios.

Se evalúan diez ciclos de marcha sobre la banda por persona como número de ciclos válidos, sumergidos hasta el nivel del apéndice xifoides, y cinco captaciones por sesión y movimiento para cada uno; con recorrido de cuatro metros, durante diez segundos, con velocidad de paso determinada por condiciones de “comodidad” otorgadas por cada individuo para las cinco pruebas; con desentrelazado de 30 fotogramas por segundo, logrando la digitalización de marcadores superficiales con mayor precisión por medio del sistema utilizado; con exportación de datos cinemáticos (duración del paso, rangos de movimiento por segmentos corporales) en proyección sobre el plano sagital para tres pasos con longitud completa, para ser tratados matemáticamente, utilizando como herramientas razonadas los programas Microsoft Excel y Minitab Statistical Software.

Se entiende como longitud de paso completo la distancia lineal entre los sucesivos puntos de contacto del talón del mismo pie [4,23]; la duración de paso se entenderá, entonces, como el tiempo que tarde el individuo en ejecutar esta acción.

Se toma como muestra la duración de paso completa (DPC) de tres recorridos en cinco pruebas, con criterio de velocidad “comodidad” otorgada por cada sujeto; el tiempo se mide en segundos (cuadro 1):

**Cuadro 1**

Determinación de duración de paso completa (DPC) en tiempo en segundos, en los cuatro sujetos en cada prueba

Sexo Sujeto		Femenino		Masculino		
		1	2	3	4	
Prueba	1	DPC.P1	2,24	4,52	3,2	1,96
		DPC.P2	2,24	3,24	1,24	2,52
		DPC.P3	1,32	5,36	2,32	2,32
	2	DPC.P1	0,96	2,92	0,96	1,24
		DPC.P2	2,56	2,24	2	2,56
		DPC.P3	0,32	2,28	2,4	3
	3	DPC.P1	1,44	3,88	2,8	2,08
		DPC.P2	1,84	3,72	2,96	3
		DPC.P3	2,4	4,12	2,4	2,54
	4	DPC.P1	1,84	4,16	2,72	0,92
		DPC.P2	2,4	4,04	3,04	2,48
		DPC.P3	2,24	5,08	2,56	2,32
	5	DPC.P1	0,72	4,68	2,16	1,76
		DPC.P2	2,56	4,28	3,12	2,12
		DPC.P3	2,16	3,52	2,64	2,84

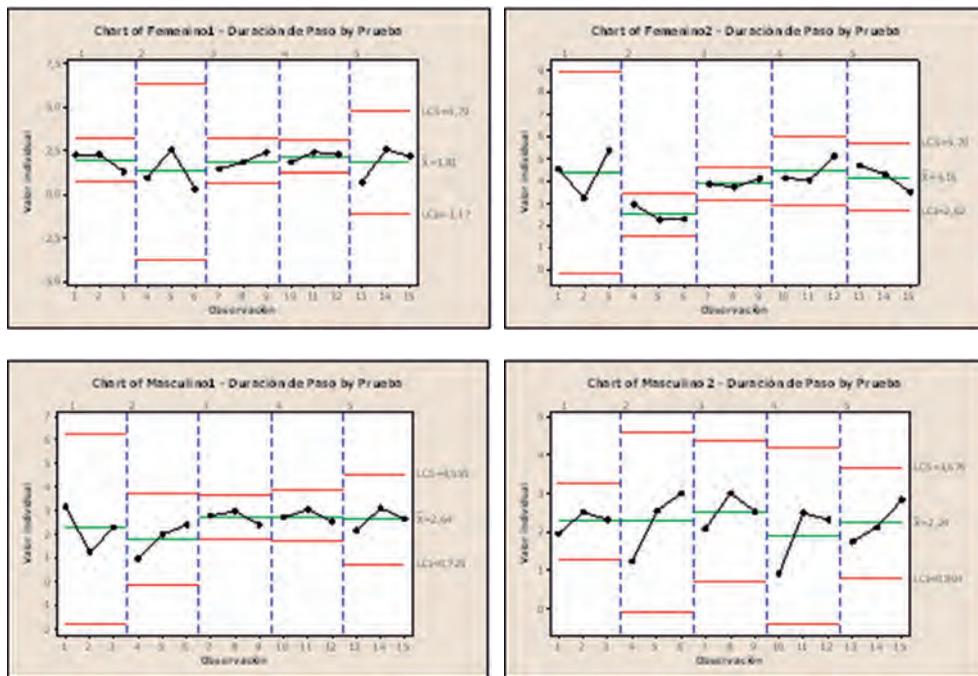
Para estas condiciones, se encuentran duraciones de paso en segundos con valores mínimos (media 1,81) y máximos (media 4,16) en el sexo femenino para realizar un paso completo en condiciones subacuáticas; por otra parte, se hallan valores medianos “aproximados” en el masculino (media 2,64 - 2,24).

En este artículo sólo revisaremos los resultados del ángulo de la rodilla para analizar los movimientos de los segmentos corporales. Para ello se tendrá en cuenta el comportamiento de la rodilla en individuo femenino 1 – ángulo filtrado y con datos estadísticamente confiables: *P-value* < 0,05.

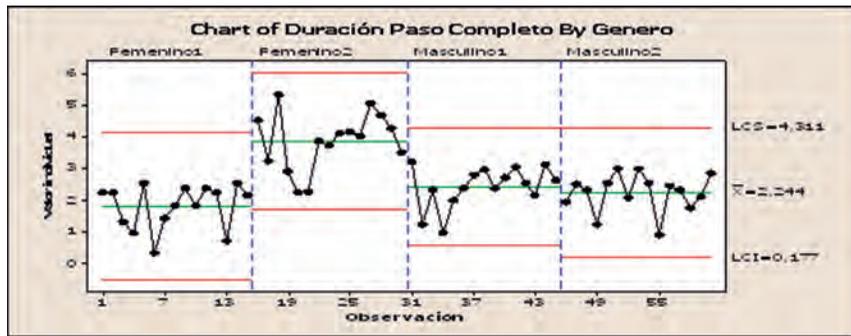
Femenino 1 – Ángulo filtrado rodilla – Prueba 1 a 5

Según datos recogidos en el análisis dinámico, se puede inferir que el primer paso difiere de los subsiguientes, con registros inferiores al segundo y al tercero, con hipótesis de variables externas influyentes (acomodación, potencia, resistencia, entre otras); además, el comportamiento del segundo y tercer paso es similar para cada una de las pruebas.

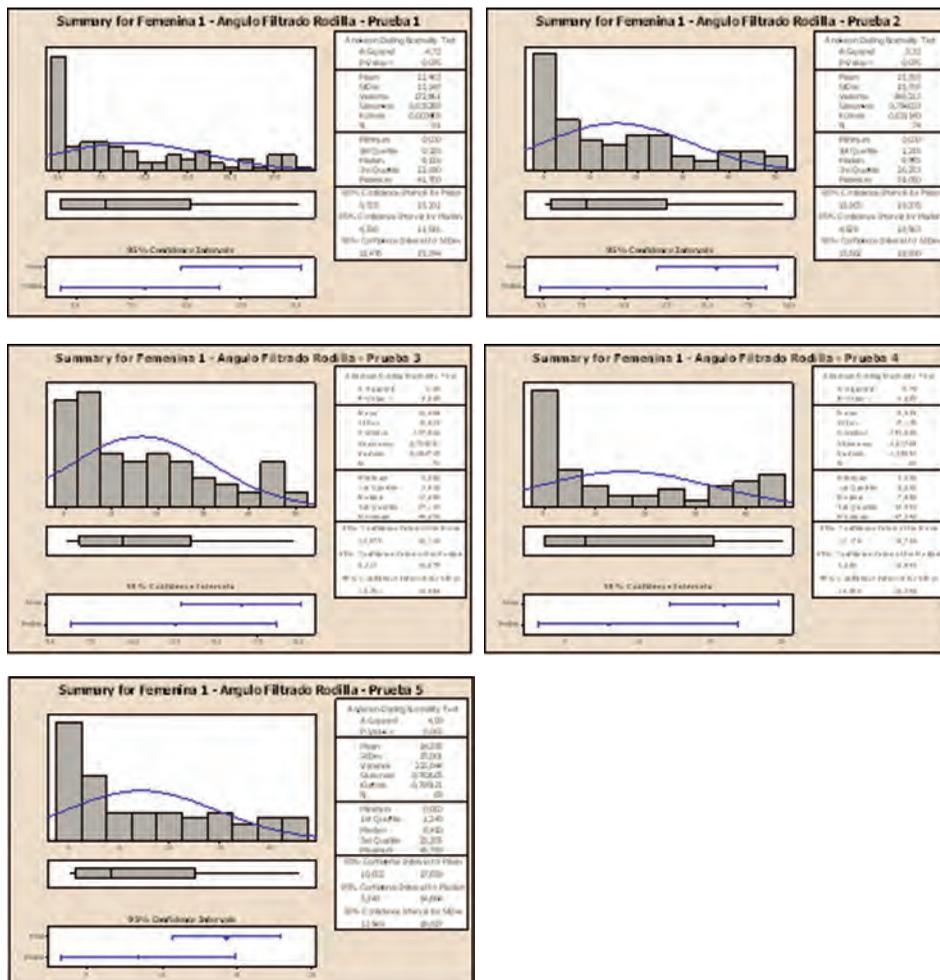
El rango de movimiento para la flexión de rodilla de ángulo filtrado en la fase de balanceo en grados cuenta con una media de 37,66, con valor mínimo de 24,32 en prueba 5 paso 1 y máximo de 51,64 en prueba 2 paso 3. Existe un patrón predominante entre pasos 1 y 3, que



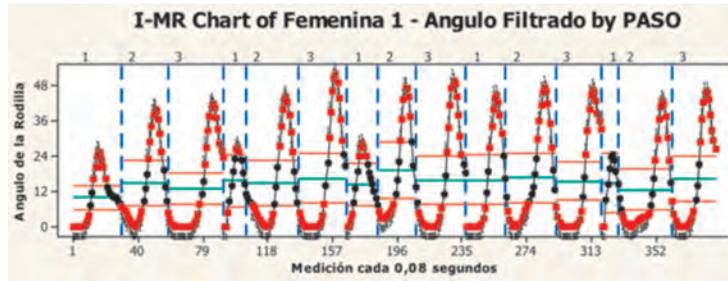
**Figura 5** Gráficas estadísticas de la duración de paso por prueba de cada sujeto femenino y masculino.



**Figura 6** Gráfica de la tendencia y comparación del paso completo por sexo en todas las observaciones.



**Figura 7** Diagrama estadístico de sujeto femenino 1 del ángulo filtrado de la rodilla en las cinco pruebas.



**Figura 8** Figura del ángulo de la rodilla en el plano sagital en el sujeto femenino 1, donde se detectan diez pasos.

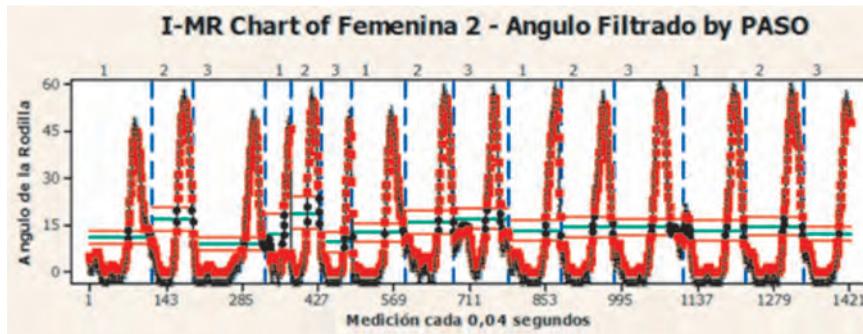
señala flexiones mínimas del ángulo de la rodilla en el paso 1 frente a los pasos 2 y 3.

Comportamiento de la rodilla individuo femenino 2 – ángulo filtrado, con datos estadísticamente confiables:  $P\text{-value} < 0,05$ , Femenino 2 – Ángulo filtrado rodilla – Prueba 1 a 5.

Según datos recogidos en el análisis dinámico, se puede inferir que el primer paso difiere de los subsiguientes, con registros inferiores al segundo y al tercero, con hipótesis de variables externas influyentes (acomodación, potencia, resistencia, entre otras); además, el comportamiento del segundo y tercer paso es similar para cada una de las pruebas.



**Figura 9** Diagrama estadístico de sujeto femenino 2 del ángulo filtrado de la rodilla en las cinco pruebas.



**Figura 10** Figura del ángulo de la rodilla en el plano sagital en el sujeto femenino 1, donde se detectan diez pasos.

El rango de movimiento para la flexión de rodilla de ángulo filtrado en fase de balanceo en grados, cuenta con una media de 56,45, con valor mínimo de 42,77 en prueba 4 paso 1 y máximo de 57,33 en prueba 4 paso 2. Existe un patrón predominante entre pasos 1 y 3, señalando flexiones mínimas del ángulo de la rodilla en el paso 1 frente a los pasos 2 y 3.

El rango de movimiento para la flexión de rodilla de ángulo filtrado en fase de apoyo en grados cuenta con una media de 0,17, con valor mínimo de 0 y máximo de 5,83 en prueba 5 paso 2. Existe un patrón predominante a la extensión completa del ángulo de la rodilla en la mayoría de las pruebas.

## CONCLUSIONES

Según los resultados obtenidos, se puede validar la posibilidad de cuantificar las variables cinemáticas de la marcha humana, en individuos sanos, usando videofotogrametría como sistema computarizado de captación de imágenes subacuáticas en el tanque de marcha de la Clínica Universidad de la Sabana.

El sistema robótico y el *software* utilizados son especiales para cuantificar las variables cinemáticas de la marcha humana, en individuos sanos, a diferentes velocidades de paso completo, en el tanque de marcha de la Clínica Universidad de la Sabana.

Se cuantifican las variables cinemáticas de la marcha humana, de los parámetros angulares de rodilla y tobillo y la duración de paso completo en el tanque de marcha de la Clínica Universitaria de la Sabana, encontrando que desde el análisis:

El 100 % de los datos obtenidos para rodilla cuentan con confiabilidad estadística representada con  $P\text{-value} < 0,05$ .

El primer paso difiere de los subsiguientes, con registros inferiores al segundo y al tercero, con hipótesis de variables externas influyentes (acomodación, potencia, resistencia, entre otras); además, el comportamiento del segundo y tercer paso es similar para cada una de las pruebas.

Se hallan duraciones de paso en segundos con valores mínimos y máximos en el sexo femenino para realizar un paso completo en condiciones subacuáticas, con valores medianos “aproximados” en el masculino. La media global por sexo muestra “menor” duración de paso completo en el sexo masculino ( $4,1 \pm 0,8$ ) sobre el femenino ( $5,4 \pm 0,8$ ).

El ángulo filtrado de flexión de la rodilla durante la fase de balanceo en el ciclo de marcha subacuática es mayor en el sexo masculino ( $52,2 \pm 9,7$ ) que en el femenino ( $45,6 \pm 7,0$ ).

El ángulo filtrado de flexión de la rodilla durante la fase de apoyo en el ciclo de marcha subacuática es mayor en el sexo masculino ( $1,6 \pm 1,5$ ) que en el femenino ( $0,1 \pm 0,01$ ).

## BIBLIOGRAFÍA

1. Schütz, G.R., Hauptenthal, A., & Roesler H. (2005, octubre). Estudio dinamométrico de la marcha humana en el medio acuático. *Revista Digital*. 2005:81. <http://www.efdeportes.com/> Acceso em Outubro, 2005.
2. Duarte M. (2005, octubre). Princípios físicos da interação entre ser humano e ambiente aquático. Acesso em Outubro, 2005.
3. Bates, A. & Hanson, N. (1998). *Exercícios aquáticos terapêuticos*. 1.ª edição. São Paulo: Manole.

4. Champion, M.R. (2000). *Hidroterapia: principios e práctica*. São Paulo: Manole.
5. Alonso, V.K., Okaji, S.S., Pinheiro, M.T., Ribeiro, C.M., Souza, H.P. & Santos, S.S., et al. (2002). Análise cinemática da marcha em pacientes hemiparéticos. *Revista Fisio Brasil*, 55:16-23.
6. Rose, J. & Gamble, J.G. (1994). *Human walking*, 2nd ed. Baltimore: Williams & Wilkins.
7. Alencar, J.F., Marino, L.F., Lucena, B.A., Gomes, J. & Medeiros, M.L. (1999). Análise cinemática da marcha em pacientes hemiparéticos tratados no serviço da fisioterapia da UFPB. Anais do VIII Congresso de Biomecânica, pp. 197-202.
8. Sutherland, D.H., Kaufman, K.R. & Moitza, J.R. (1994). Kinematics of normal human walking. In J. Rose, J.G. Gamble (eds.). *Human walking*, 2nd. Baltimore: Williams & Wilkins, pp. 23-44.
9. Campos, M.H. (2001). Aspectos biomecânicos do andar e do correr em meio aquático. Monografia (Bacharel em Esportes). São Paulo: Universidade de São Paulo.
10. Griffin, T.M., Tolani, T.M. & Kram, R. (1999). Walking in simulated reduced gravity: mechanical energy fluctuations and exchange. *J Appl Physiol*. 86:383-390.
11. Rodríguez Cheu, L.E. et al. (2008). Uso del tanque de marcha en pacientes en proceso de rehabilitación en la Clínica Universitaria Teletón como herramienta de evaluación de resultados. Cartagena: Iberdiscap.
12. Rodríguez Cheu, L.E. et al. (2010). Development of robotic system with artificial vision for the evaluation of Rehabilitation in Underwater Gait therapy. Proceeding 2010 Biorob. Japón.

### Agradecimientos

Los autores agradecen la colaboración de los coinvestigadores y doctores Juan Guillermo Ortiz, director general de la Clínica Universitaria de la Sabana; Catalina Gómez, directora del proyecto de grado de la maestría en Rehabilitación, y al ingeniero Francisco Beltrán, por su apoyo en la parte técnica y en el desarrollo de las aplicaciones informáticas necesarias para la realización de este proyecto.



# Instrumentación de redes troncales de alcantarillado. Componente hidráulico

## Instrumentation of sewage backbone networks. Hydraulic component

HÉCTOR ALFONSO RODRÍGUEZ DÍAZ<sup>1</sup> - JENNY NATHALIA BECERRA MELO<sup>2</sup>

1. Profesor titular de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

2. M.sc. en Ingeniería Civil con énfasis en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

alfonso.rodriguez@escuelaing.edu.co - jennynta@hotmail.com

Recibido: 22/10/2013 Aceptado: 10/11/2013

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

Los modelos de gestión para la rehabilitación de redes troncales de alcantarillado tienen un apoyo fundamental en su instrumentación.

En este artículo se presenta un esquema metodológico para la instrumentación de redes troncales de alcantarillado desde el punto de vista hidráulico. Esta metodología se ha desarrollado con base en la experiencia obtenida en el proyecto de investigación “Modelo de gestión para la rehabilitación de las redes troncales de alcantarillado”, realizado por el Centro de Estudios Hidráulicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería para la Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá ESP.

**Palabras claves:** instrumentación, redes troncales de alcantarillado, mantenimiento y rehabilitación de alcantarillado troncal.

### Abstract

Management models for rehabilitating sewage backbone networks have key support in their instrumentation.

This article presents a methodological framework for the instrumentation of sewage backbone networks from the hydraulic point of view. This methodology has been developed based on the experience gained in the research project “Management model for rehabilitating sewage backbone networks”, developed by the *Centro de Estudios Hidráulicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería* for the *Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá ESP*.

**Keywords:** instrumentation, sewage backbone networks, sewer backbone maintenance and rehabilitation.

## INTRODUCCIÓN

Una red de alcantarillado corresponde a un sistema de recolección que transporta y evacúa aguas lluvias y servidas de manera separada o combinada; las aguas lluvias son el resultado de la escorrentía derivada de la precipitación atmosférica, en tanto que las aguas servidas corresponden al transporte de los residuos sólidos y líquidos que produce una comunidad.

Las redes de alcantarillado son sistemas dinámicos, debido a que con el crecimiento de la población se presentan cambios en los usos del suelo y, por lo tanto, se generan solicitudes diferentes de las que se previeron inicialmente. Además, se aumenta la impermeabilidad de los suelos y, en consecuencia, se disminuye la infiltración y se incrementa el escurrimiento. Considerando las características de estos sistemas, se deben operar, controlar, mantener y rehabilitar de manera permanente; por consiguiente, es necesario conocer las redes, es decir, los caudales, los niveles y las estructuras de control.

Si bien la tecnología dispone de numerosos aparatos para medir niveles y caudales, el trabajo de instalación, ubicación, disposición y mantenimiento se debe realizar para condiciones particulares, teniendo en cuenta los objetivos de la instrumentación.

La instrumentación de redes troncales de alcantarillado es fundamental para su mantenimiento y rehabilitación, operación y control, gracias a los dispositivos electrónicos de medida y a los sistemas de captura de datos en tiempo real.

Por último, la calidad de la información, su procesamiento y los análisis están directamente relacionados con la calidad de la instrumentación del sistema, donde hay que considerar los criterios de selección de sitios de medición, de dispositivos o aparatos de medición, instalación, operación y mantenimiento de equipos de medición y puntos de instalación. En este trabajo se propone un esquema para la instrumentación de redes troncales de alcantarillado, que permita monitorear, verificar y calibrar, simular eventos, controlar y operar la red espacial y temporalmente.

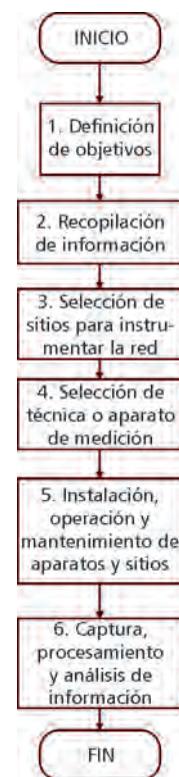
## INSTRUMENTACIÓN DE REDES TRONCALES DE ALCANTARILLADO

La medición de variables hidráulicas como el nivel y el caudal es esencial para proyectar o evaluar condiciones de un determinado sistema de alcantarillado.

En la instrumentación de una red se deben precisar los sitios y las técnicas de medición, si la instalación de los dispositivos de medición se hará en forma temporal o fija, si el registro de información se realizará de manera continua o discontinua y cómo se dispondrá y almacenará la información registrada. Más adelante se presenta el procedimiento general para la instrumentación de una red troncal de alcantarillado. Componente hidráulico (figura 1).

La instrumentación debe involucrar los aspectos hidráulicos, estructurales, geotécnicos, ambientales y económicos. En el caso particular de la instrumentación para la evaluación de los parámetros hidráulicos, ésta tiene los siguientes objetivos:

- Monitorear la red.
- Verificar o calibrar el sistema de alcantarillado.
- Simular eventos.
- Hacer control y operación predictiva del sistema.
- Establecer programas de mantenimiento o rehabilitación del sistema.



Fuente: El autor.

**Figura 1.** Esquema general para la instrumentación de una red troncal de alcantarillado. Componente hidráulico.

- Definir nuevas obras y la expansión de la red de alcantarillado.
- Verificar o calibrar los aparatos y dispositivos.

### Monitoreo de la red

El conocimiento del comportamiento de una red de alcantarillado exige conformar y disponer una base de datos histórica, obtenida a partir de las mediciones de campo.

El monitoreo consiste en registrar el comportamiento del flujo mediante captura de datos, como niveles y caudales en diferentes puntos de la red; además, permite identificar áreas que necesitan atención y, a partir de ello, establecer prioridades.

### Verificación o calibración del sistema de alcantarillado

La modelación hidráulica es la representación de fenómenos observables, como el transporte de aguas lluvias y aguas residuales. Esta modelación puede ser física o matemática, pero la matemática es totalmente dependiente de la física.

Los modelos matemáticos hidráulicos permiten analizar sistemas de transporte de fluidos. En el caso de los sistemas de alcantarillado, cuando se utilizan los modelos numéricos, generalmente se cuenta con los caudales y las características geométricas del sistema (diámetros, pendientes) y el modelo genera profundidades de lámina de agua. En esta modelación es posible hacer modificaciones sobre los parámetros geométricos.

Cabe anotar que en sistemas de alcantarillado la modelación física se hace a escala 1 a 1, con la toma de datos en campo, y permite realizar la calibración del modelo matemático. La calibración del modelo numérico se efectúa ajustando algunos parámetros, como la rugosidad y los coeficientes de descarga, con base en las mediciones de campo, de modo que con el modelo matemático se reproduzcan las características del modelo físico.

### Simulación de eventos

Con base en el modelo numérico, que se encuentra disponible mediante su correspondiente aplicativo (*software*), y hecha la calibración de los tramos que se van a analizar, con fines predictivos, es posible simular

diferentes escenarios para evaluar el comportamiento de la red ante la presencia de eventos extraordinarios.

Los resultados de esta modelación permiten confirmar las condiciones del sistema y establecer las acciones pertinentes para su control y operación o en su defecto, para definir un programa de mantenimiento o rehabilitación, nuevas obras o expansión de la red de alcantarillado.

### Control y operación predictiva del sistema

Una red de alcantarillado se puede controlar y operar mediante dispositivos de control para aprovechar la capacidad del sistema, con el fin de optimizar el funcionamiento diario de la red existente y reducir el riesgo de inundaciones ante la presencia de eventos extraordinarios.

El control y la operación hidráulica del sistema contemplan la medición de variables (caudales y niveles) en distintos puntos de la red, adquisición y envío de datos a un centro de control, proceso y análisis de datos, modelación matemática y, finalmente, la decisión de la acción que se debe ejecutar.

### Programa de mantenimiento o rehabilitación del sistema

El seguimiento, monitoreo y simulación hidráulica de las redes de alcantarillado permite establecer las condiciones de funcionamiento hidráulico del sistema. Con base en el análisis de esta información, y de acuerdo con las necesidades de transporte actuales y proyectadas, deben plantearse opciones de mejoramiento de su desempeño, es decir, definirse el programa de mantenimiento o rehabilitación del sistema.

### Definición de nuevas obras y expansión de la red de alcantarillado

Las redes de alcantarillado son sistemas dinámicos, ya que con el crecimiento de la población se presentan cambios en los usos del suelo y, por lo tanto, se generan solicitudes diferentes de las que se previeron inicialmente. La evaluación presente y futura de estas condiciones y el análisis del funcionamiento de la red para las nuevas solicitudes permiten el planteamiento y diseño de nuevas obras y la expansión de la red, lo que asegurará su funcionamiento adecuado en el futuro.

### Verificación o calibración de aparatos y dispositivos

Parte del éxito de las mediciones está en la verificación o calibración de los aparatos y dispositivos usados para la instrumentación de la red troncal. Puede realizarse la verificación empleando equipos que permitan corroborar las medidas.

Por otro lado, cuando se va a dar inicio a una determinada medición pueden instalarse temporalmente aparatos que permitan dar un indicativo de las especificaciones técnicas y de funcionamiento de un dispositivo que va a instalarse permanentemente en un punto.

### CRITERIOS DE SELECCIÓN DE SITIOS QUE HAY QUE INSTRUMENTAR

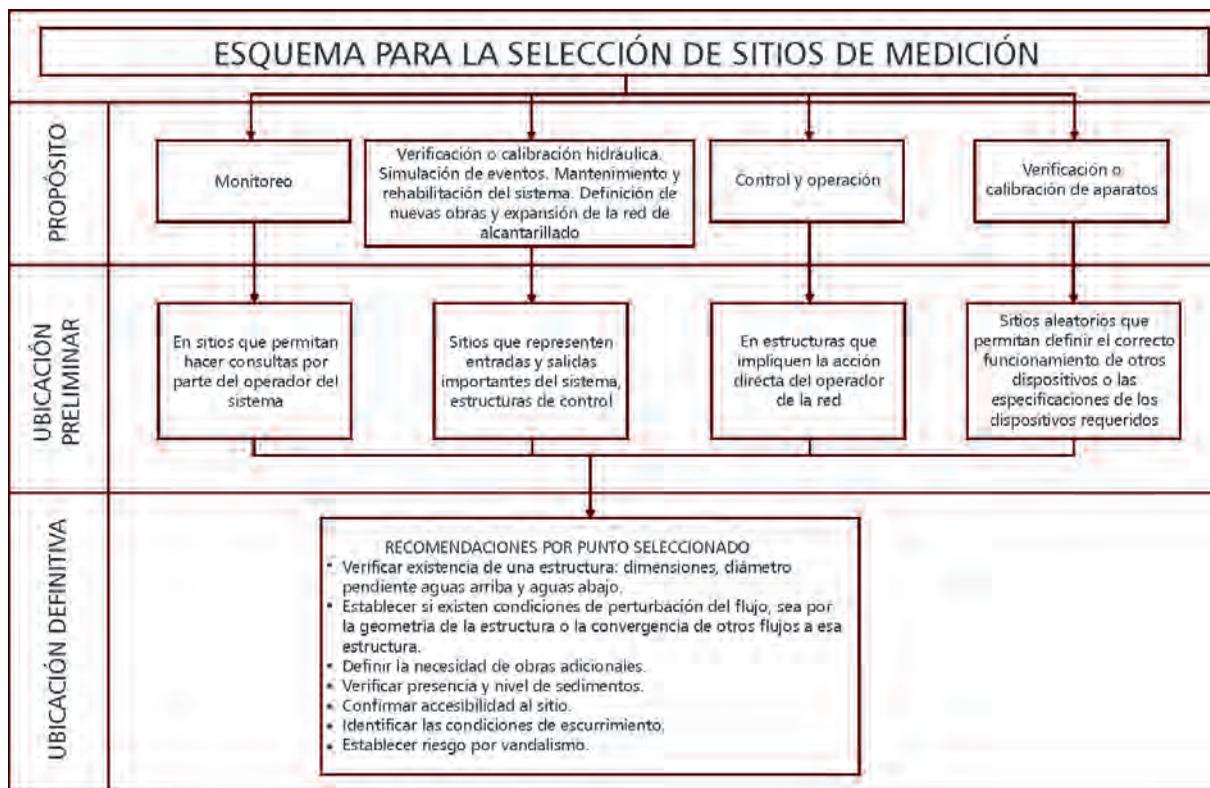
La selección de sitios se hace básicamente en dos etapas: ubicación preliminar y ubicación definitiva. En la primera se seleccionan sitios sobre una planimetría general considerando los objetivos de la instrumentación y en la segunda se corroboran las características de los sitios

seleccionados en forma preliminar. Posteriormente, se presenta el esquema para selección de sitios de medición (figura 2).

### CRITERIOS DE SELECCIÓN DE DISPOSITIVOS O APARATOS

A causa de la variedad de tecnologías disponibles y a los factores que intervienen en su elección, el éxito obedece a la determinación previa de parámetros de medida y de aplicación (objetivo de la medición). Para la selección del dispositivo de medición se deben tener en cuenta, como mínimo, las propiedades del fluido, los requisitos de funcionamiento, la precisión, el tipo de instalación (fija o móvil), el registro de la información (eventual, continuo a corto plazo o continuo a largo plazo), los costos de adquisición e instalación y la probabilidad de vandalismo.

Una vez analizados los factores que intervienen en la selección de los dispositivos de medición, ésta se puede realizar como sigue:



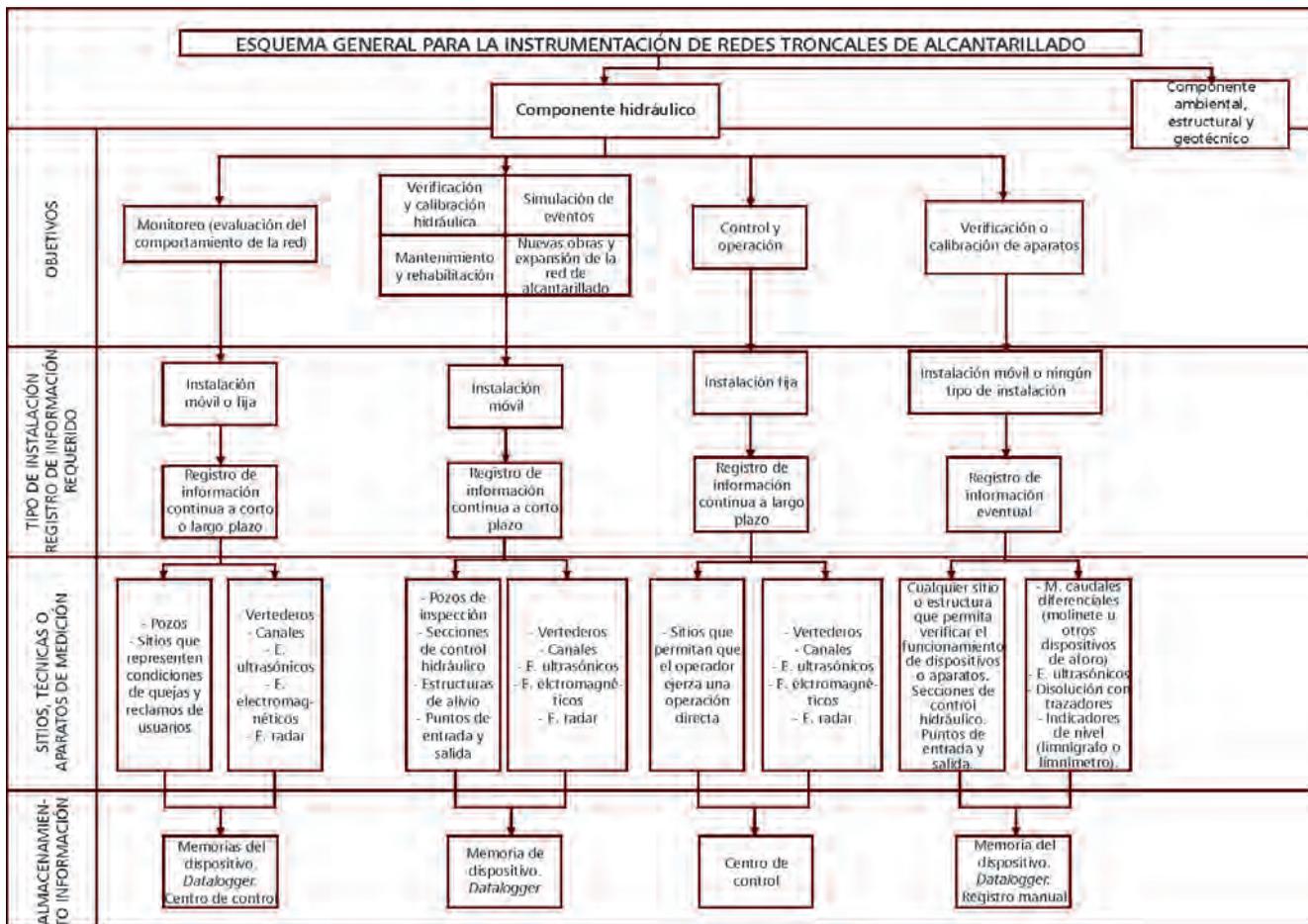
Fuente: El autor.

Figura 2. Esquema general para la selección de sitios de medición.

- Cuando en el diseño y construcción de una red de alcantarillado se ha establecido una sección de control hidráulico puede medirse únicamente el nivel para determinar el caudal. En este caso, para hacer mediciones de tipo manual los dispositivos que más se utilizan son el indicador de nivel (limnómetro) y el flotador mecánico (limnógrafo). En cuanto a tecnologías automáticas, los dispositivos más comunes son el sensor ultrasónico, el transductor de presión y los *bubblers*.
- Cuando la instrumentación no se puede realizar en una sección de control hidráulico o el objetivo exige que la localización del sitio de medición no sea una sección de control, hay dos posibilidades: efectuar la medición de caudal por métodos directos o por métodos indirectos. La primera posibilidad requiere que se cree una sección de control por medio de estructuras, como vertederos y canales que, una

vez calibrados y las condiciones particulares del sitio así lo permitan, se pueden hacer mediciones de nivel para obtener los valores de caudal. La segunda posibilidad exige que el caudal se determine a partir de la medición de dos variables hidráulicas: nivel y velocidad. Entre los métodos indirectos más comunes para determinar el caudal se encuentran el método de caudales diferenciales, la medición con equipos electromagnéticos, la medición con equipos ultrasónicos, la medición con tecnología de radar y el método de disolución con trazadores.

Mencionados los aspectos que se deben considerar para seleccionar los dispositivos de medición, a continuación se presenta un esquema en el que se relacionan objetivos de la instrumentación, tipo de instalación, registro de información, sitios y técnicas de medición y tipo de almacenamiento de información requerido (figura 3).



Fuente: El autor.

Figura 3. Esquema detallado para la instrumentación de redes troncales de alcantarillado.

## RECOMENDACIONES DE INSTALACIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE EQUIPOS DE MEDICIÓN Y SITIOS DE INSTALACIÓN

Una vez determinada la ubicación del punto de medición, se procede a instalar y a operar los instrumentos para obtener los datos requeridos. Debido a que una red de alcantarillado se proyecta para un funcionamiento a superficie libre, el conocimiento de la profundidad de la lámina de agua dentro del conducto permitirá evaluar el área mojada y, posteriormente, calcular el caudal.

Es importante tener en cuenta las condiciones de funcionamiento de la red de alcantarillado aguas arriba y aguas abajo del punto de medición, ya que pueden afectar el resultado de la medición. Por ejemplo, si aguas abajo del punto de medición el interceptor presenta una estructura de control o éste vierte sus efluentes a otro interceptor que normalmente opera en carga, la medición se verá afectada.

Cuando la medición de caudal y nivel se realiza con equipos de tipo automático, antes, durante y después de la instalación de los dispositivos se deben considerar las siguientes recomendaciones, ya que de éstas depende la efectividad de la información obtenida:

- Verificar las dimensiones internas del conducto que se va a medir, tanto al ingreso como a la salida del pozo, y medir la altura de la lámina líquida del efluente.
- Efectuar una inspección visual para verificar la existencia o no de sedimentos en el sitio. Esto resulta de suma importancia porque la existencia de sedimentos modifica el área útil de paso del efluente y, consecuentemente, su velocidad. En caso de detectarse sedimentos, es recomendable realizar inspección con CCTV si el conducto se encuentra operando a superficie libre o bien pasar el sonar si se encuentra operando en carga, para determinar el nivel de sedimentos existente y definir las medidas que se deben implementar para hacer la medición.
- Verificar las condiciones de funcionamiento que presenta el conducto, indicando si se observa un escurrimiento a superficie libre o en carga. En este punto es clave tomar nota sobre marcas dentro del pozo, que pueden indicar niveles máximos alcanzados por el líquido dentro de éste.
- Es recomendable realizar una medición puntual de la velocidad, garantizando que el sensor del instru-

mento se coloque lo más adentro posible del interior del conducto y en diferentes posiciones sobre una misma línea perpendicular al escurrimiento, para obtener un perfil de velocidades aproximado del sector. Esta medición se debe hacer para control y conocimiento inicial del funcionamiento del sistema.

- Una vez conocido el funcionamiento del sitio que se va a instrumentar, se procede a instalar un instrumento de medición de caudal del tipo área - velocidad. Este instrumento mide velocidad del efluente y altura de la lámina líquida, los que en conjunto con el dato del diámetro interior del conducto permitirán conocer el caudal de escurrimiento durante el tiempo que se requiera, de acuerdo con el objetivo de la medición.
- Hay que tener en cuenta que el sensor del instrumento debe colocarse en el interior del conducto, lo más adentro posible, evitando la interferencia que puede provocar la estructura abierta del pozo.
- Puesto en funcionamiento el equipo, se debe verificar que la altura de la lámina líquida se encuentre en el entorno que la medida manualmente y que la velocidad sea del orden de la obtenida con el perfil de velocidades realizado. En caso contrario, deberán hacerse las correcciones pertinentes sobre el instrumento hasta lograr la aproximación deseada.
- Si es posible encontrar una estructura de control de flujo en la red, puede instalarse un sensor de medición de nivel en el punto de medición. Si tal estructura está calibrada permitirá hallar el caudal asociado a un determinado nivel; de lo contrario, dicha estructura se deberá calibrar.

En general, la frecuencia del mantenimiento se debe determinar considerando dos aspectos: el primero es el conocimiento sobre cómo funciona el dispositivo de medición, y el segundo, corresponde a las particularidades del sitio. Este conocimiento puede gestionarse mediante un registro que permita establecer rutinas para el personal encargado de la operación y mantenimiento de los dispositivos. Con esta información empírica obtenida en campo se pueden ajustar los intervalos de mantenimiento, con el fin de prescindir de ciertos procedimientos y, de esta manera, optimizar la relación costo-mantenimiento.

Si se hace poco mantenimiento pueden resultar costos altos a largo plazo, pues se puede comprometer la

integridad del dispositivo y la confiabilidad de la información obtenida, en cuanto a caudales y niveles, además de extender mediciones temporales. Sin embargo, si se hace mucho mantenimiento se pueden incrementar los costos operativos de la instrumentación, ya que posiblemente se empleará más personal del requerido y se efectuarán cambios de dispositivos y piezas que tal vez no eran necesarios.

Para establecer la frecuencia del mantenimiento se debe tener en cuenta lo siguiente:

- *Edad, condiciones y valores.* Los dispositivos más antiguos son los que necesitan más servicios de mantenimiento.
- *Requerimientos de seguridad.* Los dispositivos con un alto potencial de riesgo de accidentes requieren altas frecuencias de inspección.
- *Susceptibilidad al desgaste.* Es necesario considerar la exposición a sedimentos y basura, fricción y corrosión. Una vez evaluados estos factores, se debe estimar el tiempo de vida útil.

## CAPTURA, PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

La captura de la información depende de los aparatos o dispositivos utilizados, y entendiendo que ésta puede ser manual o automática, aquí se hace referencia al manejo de la información, cuando los dispositivos electrónicos permiten la automatización de los procesos.

Considerando el tipo de tecnología que se utilice, los equipos automáticos pueden comunicarse de manera directa con un centro de control, para lo cual deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Adquisición de datos.
- Transmisión de datos y sistemas de comunicación.
- Almacenamiento de datos.

Una vez capturada y almacenada la información, se debe procesar y analizar, considerando las siguientes recomendaciones:

- Los expertos en el transporte y almacenamiento de los datos deben tener como premisa no descartar ningún dato *a priori*. Luego, debe depurarse la in-

formación correspondiente para la interpretación de los resultados.

- La información se puede depurar con métodos manuales, estadísticos o con un *software* especializado, dependiendo de la cantidad de datos captados y de los recursos con los que se cuente. La depuración y el análisis inmediato de la información captada permiten hallar inconsistencias en las mediciones realizadas con dispositivos automáticos, para tomar los correctivos necesarios.
- Una vez depurada la información obtenida de las mediciones, es posible iniciar la simulación hidráulica de las redes de alcantarillado para establecer las condiciones de funcionamiento hidráulico del sistema. Con base en el análisis de esta información, y de acuerdo con las necesidades de transporte actuales y proyectadas, se podrá definir el programa de mantenimiento o rehabilitación del sistema.
- Así mismo, la evaluación y el análisis del funcionamiento de la red para nuevas solicitudes permitirán el planteamiento y el diseño de nuevas obras, así como la expansión de la red que asegure su funcionamiento adecuado en el futuro.

## CONCLUSIONES

En el esquema metodológico propuesto se plantean parámetros esenciales para la concepción e implementación de la instrumentación de redes troncales de alcantarillado. Además, se pueden establecer físicamente las variables hidráulicas (caudales y niveles) en el tiempo y en el espacio, con el propósito de monitorear la red, verificar o calibrar el sistema de alcantarillado, simular eventos, hacer control y operación predictiva del sistema, establecer programas de mantenimiento o rehabilitación del sistema, definir nuevas obras, expandir la red de alcantarillado y, finalmente, verificar o calibrar los aparatos y dispositivos de medición.

La instrumentación de redes troncales de alcantarillado, en general, es compleja por los inconvenientes que se presentan en campo durante la instalación, mantenimiento, operación, limpieza y remplazo de los dispositivos o aparatos. La medición de variables del flujo en condiciones no permanentes exige que la supervisión de la instrumentación se realice durante periodos de tiempo prolongados.

La electrónica ha revolucionado el concepto de las mediciones y el uso de dispositivos electrónicos permite

captar gran cantidad de datos en tiempo real. Sin embargo, sobre una red troncal de alcantarillado se tienen variables (obstrucción por sedimentos, accesibilidad al sitio, vandalismo, características físico-químicas del fluido) que hacen difícil la ejecución de las mediciones y asegurar la calidad de sus datos. Estas condiciones exigen adicionalmente mediciones directas, que a partir de la inspección y la observación sobre las redes permiten verificar y confirmar la calidad de la información capturada con los dispositivos electrónicos. Por tal razón, las mediciones directas seguirán siendo útiles.

El mantenimiento de los dispositivos de medición de nivel y caudal puede ser correctivo y preventivo para hacer seguimiento continuo a la vida útil del dispositivo, garantizando una operación permanente y confiable.

En la actualidad, para la adquisición, transmisión y almacenamiento de datos se cuenta con dispositivos y aparatos de medición electrónicos de múltiples tecnologías; no obstante, la depuración y el análisis inmediato de la información capturada permiten encontrar inconsistencias en las mediciones realizadas con dispositivos automáticos, para tomar los correctivos necesarios en cuanto a sitios y dispositivos seleccionados.

## REFERENCIAS

- Altendorf, M. et al. (2005). *Medición de caudal*. Barcelona: Endress + Hauser.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (Acodal) (2013). *Hidrometría en sistemas de acueducto y alcantarillado: micromedición y macromedición*. Memorias del seminario. Bogotá, D.C.
- Baker, R.C. (2000). *Flow measurement handbook*. R.U.: Cambridge University Press.
- Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito (2011). *Consultoría para la investigación, estudios y diseños de ingeniería básica para la rehabilitación de las redes troncales en los sectores de expansión y redensificación-subcuenca San Francisco*. Subproducto 3.1. Capítulo I y II. Bogotá, D.C.
- Glasgow, D.L. et al. (1983). *Existing sewer evaluation & rehabilitation*. Lancaster: American Society of Civil Engineers and Water Pollution Control Federation.
- Lipták, B.G. (2003). *Instrument engineer's handbook. Process measurement and analysis* (4.ª ed., vol. I). Washington, D. C.: CRC Press.
- Metcalf & Eddy (1995). *Ingeniería de aguas residuales. Redes de alcantarillado y bombeo* (2.ª ed.). Madrid: McGraw Hill.
- Ministerio de Desarrollo Económico (2000). *Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. RAS-2000. Título D*. Bogotá, D.C.
- Thel-Mar Company (s.f.). Recuperado el 28 de noviembre de 2012, del sitio web de Thel-Mar Company: [http://www.thel-mar.com/Page\\_2\\_CRMU.html](http://www.thel-mar.com/Page_2_CRMU.html).

# Características de compresibilidad y resistencia de arcillas típicas del depósito lacustre de Bogotá

Compressibility and resistance characteristics of typical clay from Bogotá lacustrine deposit

JORGE ENRIQUE DURÁN G.<sup>1</sup> - DANILO MONTAÑA SANABRIA<sup>2</sup>

1. Profesor de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

2. Msc. en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

jorge.duran@escuelaing.edu.co - danilomont@hotmail.com

Recibido: 25/10/2013 Aceptado: 15/11/2013

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

## Resumen

El presente estudio se orientó hacia la caracterización avanzada de los parámetros de compresibilidad y resistencia de las arcillas lacustres de la sabana de Bogotá, en un sitio típico del depósito. Para tal efecto, se llevó a cabo una exploración tipo perforación, con muestreo de alta calidad y con ensayos de campo y de laboratorio confiables. De esta manera, se hicieron ensayos de laboratorio de consolidación y de resistencia tipo triaxial, con el fin establecer esos parámetros y estudiar su sensibilidad a algunas variaciones en los factores de ejecución de los ensayos de compresibilidad.

Además, se encontraron correlaciones entre los ensayos de campo y los obtenidos en el laboratorio, con un determinado grado de confiabilidad, y se estableció la aplicabilidad de las correlaciones obtenidas y sus limitaciones.

**Palabras claves:** arcilla típica Bogotá, compresibilidad, resistencia al corte, ensayos de campo, ensayos de laboratorio, correlaciones.

## Abstract

This paper was led towards the advanced characterization of compressibility and resistance parameters of lacustrine clay from the Bogotá savannah in a typical deposit site. To achieve this, a perforation-style exploration with high quality sampling and reliable field and lab tests was performed. In this way, tri-axial consolidation and resistance lab tests were performed in order to establish such parameters and study their sensibility to some variations in the execution factors of the compressibility trials. Additionally, correlations between the results in field and lab tests were found, with a certain degree of reliability, and their applicability and limitations were established.

**Keywords:** Bogotá typical clay, compressibility, shear strength, field tests, laboratory tests, correlations.

## INTRODUCCIÓN

La sabana de Bogotá está constituida por un gran depósito de suelos –predominantemente arcillas y limos– de origen lacustre, formados durante la última era.

La ciudad de Bogotá y algunas poblaciones circunvecinas, como Chía, Cota, Funza, Mosquera, Cajicá, se encuentran construidas sobre un gran depósito de materiales térreos –predominantemente arcillosos–, originados a partir de partículas depositadas en zonas inundadas, tipo laguna o pantanos, que existieron en este territorio.

La formación de la sabana de Bogotá presenta características especiales de los suelos subyacentes a diferentes profundidades, en cuanto a resistencia y compresibilidad.

Las arcillas del depósito lacustre se han catalogado como problemáticas para la construcción de cimentaciones o para llevar a cabo proyectos de excavación o rellenos, especialmente por tener poca estabilidad, baja resistencia y alto grado de compresibilidad.

Para determinar las posibles deformaciones que se presentan en el suelo a causa de las cargas externas, que luego se manifiestan en asentamientos por consolidación, intervienen muchas variables, entre las cuales se pueden considerar las siguientes:

- Magnitud de las cargas en la cimentación.
- Calidad del proceso exploratorio.
- Precisión en la ubicación de los niveles piezométricos.
- Calidad de los especímenes extraídos del subsuelo.
- Confiabilidad de los ensayos realizados (operarios, equipos, condiciones ambientales, metodologías de ensayo).
- Propiedades reológicas del depósito.
- Propiedades de consolidación (relación de vacíos inicial y final  $e_p$ , esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_{vo}$ , esfuerzo de preconsolidación  $\sigma'_p$ , índice de compresión  $C_c$ , índice de recompresión  $C_r$ , índice de expansión  $C_s$ , coeficiente de consolidación  $c_v$ ).
- Propiedades de índices: contenido de humedad  $\omega$ , límites de consistencia LL, LP, LC, peso unitario  $\gamma_t$ , gravedad específica  $G_s$ .

De lo anterior es clave establecer que la determinación del esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_{vo}$  y el esfuerzo de preconsolidación  $\sigma'_p$  son parámetros relevantes en

las propiedades reológicas de consolidación, las cuales pueden ser inexactas debido a varias causas, entre las que se destacan:

- Grado de alteración (remoldeo) de las muestras ensayadas.
- Variación en la metodología de ensayo de consolidación (lento, ensayo estándar con incremento de carga cada 24 horas o ensayo rápido con incremento de cargas cuando se alcance el valor de  $t_{100}$ ).
- Ensayo estándar con relación de incrementos de carga  $LIR=1,0 \Delta\sigma/\sigma=1,0$ .
- Ensayo especial con relación de incremento de carga  $LIR<1,0 \Delta\sigma/\sigma<1,0$ , en las proximidades de la preconsolidación  $\sigma'_p$ .

La importancia de determinar con cierta precisión los valores de los esfuerzos de preconsolidación  $\sigma'_p$  corresponde a que de este valor depende la estimación de asentamientos por consolidación, a la vez que define si el suelo es normalmente consolidado, preconsolidado o fuertemente sobreconsolidado.

## OBJETIVOS DEL ESTUDIO

A continuación se presentan el objetivo general y los objetivos específicos planteados para el desarrollo del trabajo.

### Objetivo general

El objetivo de este trabajo es establecer mediante pruebas de campo y laboratorio, las propiedades del suelo en cuanto a consolidación y resistencia al corte no drenado, en un sitio de la ciudad de Bogotá. Se determinarán las propiedades a profundidades que estén entre la superficie y 30 m de profundidad. Se establecerán además las relaciones que existen entre los factores de compresibilidad y resistencia del suelo.

### Objetivos específicos

- Hacer una perforación en cercanías de la pista sur del aeropuerto El Dorado, en la ciudad de Bogotá, hasta 30 m de profundidad, de la cual se extraerán muestras inalteradas para ensayarlas en el laboratorio. Se medirá la posición del nivel freático y se harán pruebas de resistencia con la veleta de campo para obtener  $S_u$ .

- Hacer ensayos básicos de caracterización y clasificación de los suelos que se sometan a ensayos de consolidación.
- A las muestras se les harán ensayos de compresión triaxial en condición no consolidada no drenada para obtener  $S_u$ .
- Realizar ensayos de consolidación para tres condiciones de carga a la misma muestra. Ensayo de consolidación con LIR = 1,0 y tiempo de carga cada 24 horas, LIR = 1,0 y tiempo de carga cada que se alcance  $t_{100}$  y LIR = 0,5 en las proximidades de la presión de preconsolidación y tiempo de carga cada que se alcance  $t_{100}$ . Luego hacer la comparación y análisis de los resultados obtenidos en gráficos  $e_0$  vs  $\log \sigma'_v$ .
- Determinar para cada uno de los casos el valor de  $C_c$ ,  $C_r$ ,  $\sigma'_p$  y relación de sobreconsolidación RSC.
- Establecer la relación entre las propiedades de sobreconsolidación y la resistencia cortante no drenada, medida con veleta de campo y ensayo triaxial  $UU$ ,  $TX(UU)$ .

**LOCALIZACIÓN DEL DEPÓSITO**

Se realizó una perforación a 30 m de profundidad en inmediaciones de la pista sur del aeropuerto El Dorado (costado sur), perteneciente a la localidad 9 de Fontibón, barrio Brisas Aldea Fontibón.

**EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO PARA EL ESTUDIO**

La exploración del suelo se desarrolló con equipo mecánico de percusión y lavado. La exploración la hizo la empresa Suelos y Pavimentos Gregorio Rojas & Cía. Ltda.

Se obtuvieron seis muestras a diferentes profundidades, tal como se describen a continuación (cuadro 1).

**Cuadro 1**  
Número y profundidad de muestras

Muestra No.	Tipo de muestra	Profundidad de extracción (m)
1	Shelby	2,5 – 3,0
2	Shelby	5,0 – 5,5
3	Shelby	7,0 – 7,5
4	Shelby	11,0 – 11,5
5	Shelby	17,5 – 18,0
6	Shelby	27,0 – 27,5

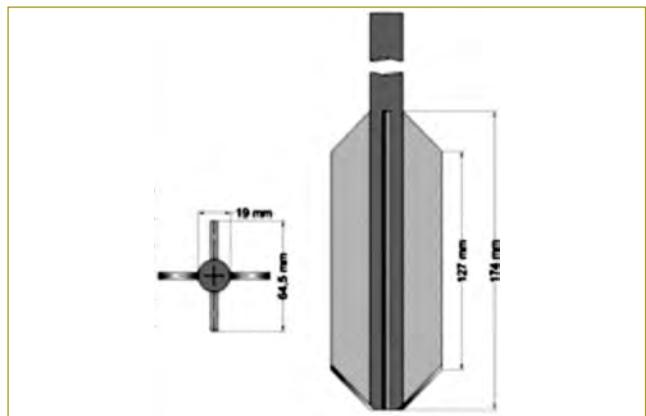


**Fotografía 1.** Equipo mecánico de percusión y lavado.

**Ensayos de campo**

Durante el proceso de exploración se llevó a cabo el ensayo de veleta de campo para determinar la resistencia al corte directamente *in situ*.

Se tomaron trece mediciones a diferentes profundidades, cada una con un set de tres hincas cada 20 cm. En el proceso se determinó la lectura del momento de giro  $T$  (lb-ft) en estado inalterado, y posteriormente se dieron en promedio tres vueltas al varillaje para romper el suelo y dejarlo en estado alterado. Luego de dos minutos, en promedio, se procedió a efectuar de nuevo el ensayo para determinar  $T$  en estado inalterado. A renglón seguido se representa la geometría de la veleta utilizada (figura 1).



**Fuente:** Figura creada por el autor de este trabajo (DMS).

**Figura 1.** Geometría de la veleta cónica de campo utilizada.

Con la geometría de la veleta y el momento de giro, se dedujo la ecuación con la que se puede determinar la resistencia al corte  $S_u$  (kPa).

## ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de tener resultados confiables, se cumplieron los parámetros de las siguientes metodologías estandarizadas, para la ejecución de ensayos en muestras de suelo en el laboratorio:

- Determinación en el laboratorio del contenido de humedad (INV E 122-07, ASTM D2216, NTC 1495).
- Determinación del límite líquido, plástico e índice de plasticidad de los suelos (INV E-125, 126, ASTM D-4318, AASHTO T-89).
- Determinación de la gravedad específica de los suelos y del llenante mineral (INV E128, ASTM D-854, AASHTO T-100).
- Consolidación unidimensional de los suelos (INV E-151, ASTM D-2435, AASHTO T2160).
- Parámetros de resistencia del suelo mediante compresión triaxial (INV E-153, ASTM D-2850-4767, AASHTO T-234-297).

A continuación se presenta la ejecución de ensayos de compresión triaxial en UU, en los equipos de la Fundación Universitaria Agraria de Colombia (fotografías 2 y 3).



**Fotografía 2.** Proceso de falla de muestra 4 en equipo triaxial de Uniagraria.



**Fotografía 3.** Falla en las muestras 3, 4, 5 y 6.

Seguidamente se presenta la ejecución de ensayos de consolidación unidimensional en Uniagraria y en Suelos y Pavimentos Gregorio Rojas & Cía. Ltda.



**Fotografía 4.** Consolidómetros de Uniagraria. (En la fotografía DMS, tomando lecturas en el proceso de ensayo de consolidación).



**Fotografía 5.** Consolidómetros de Suelos y Pavimentos Gregorio Rojas & Cía. Ltda. (En la fotografía, Gregorio Rojas toma lecturas en el proceso de ensayo de consolidación).

En cada una de las muestras se hicieron tres ensayos de consolidación. Uno con LIR=1,0 y  $t_f=t_{100}$  y rebote intermedio. Otra con LIR=0,5 en las proximidades de la presión de preconsolidación y  $t_f=t_{100}$ . Finalmente, otra con LIR=1,0 y  $t_f=t_{100}$ .

En cada una de las curvas de compresibilidad se implementó la metodología de Casagrande para determinar las siguientes características de compresibilidad del suelo:

$\sigma'_p$  = presión de preconsolidación

$\sigma'_{vo}$  = esfuerzo efectivo vertical

$C_c$  = índice de compresión

$C_r$  = índice de recompresión

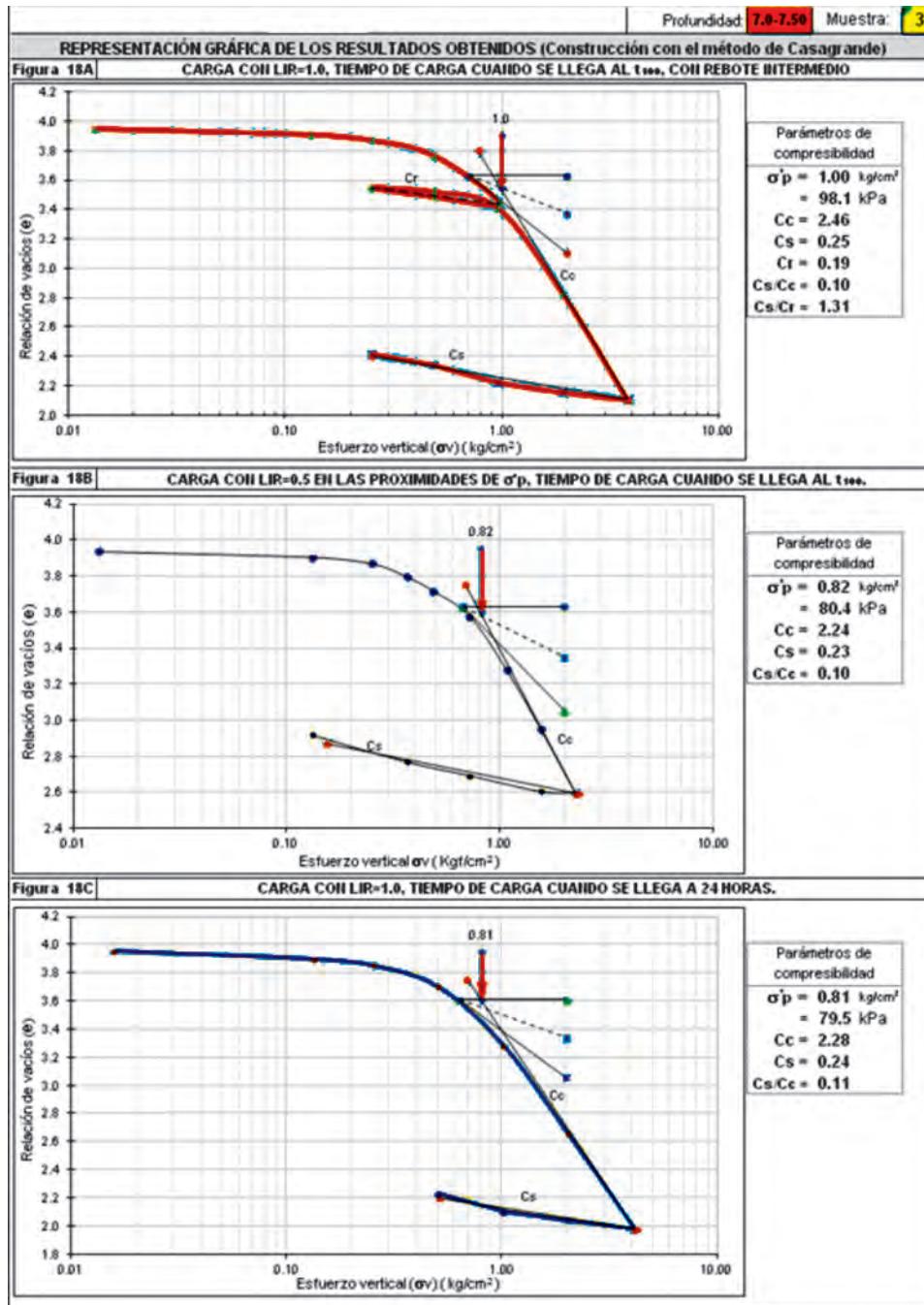
$C_s$  = índice de expansión

OCR o RSC = relación de sobreconsolidación

**RESULTADOS**

Tomando en cuenta la información obtenida en campo y en el laboratorio, se consiguieron resultados relacionados con los valores de las propiedades índice, características de resistencia en condiciones no drenadas y características de compresibilidad.

Seguidamente se presenta la metodología utilizada en cada una de las muestras para determinar las características de compresibilidad de la arcilla (figura 2), así como los resultados obtenidos (cuadros 3-8).



**Figura 2.** Curvas de compresibilidad para cada tipo de carga, muestra 3.

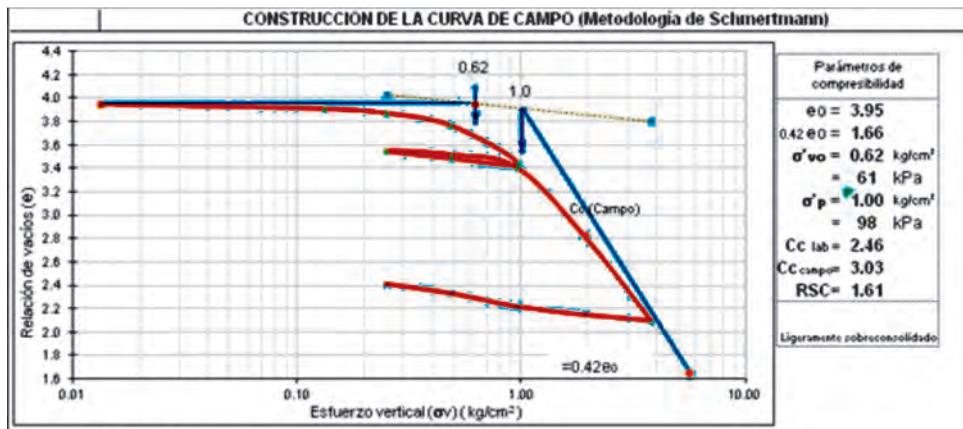


Figura 18E | A LAS TRES CONDICIONES DE CARGA.

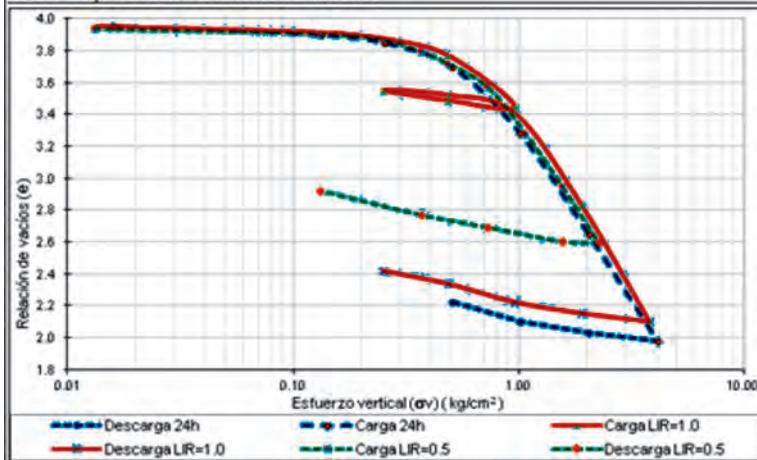


Figura 18F | VARIACIÓN DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN  $c_v$

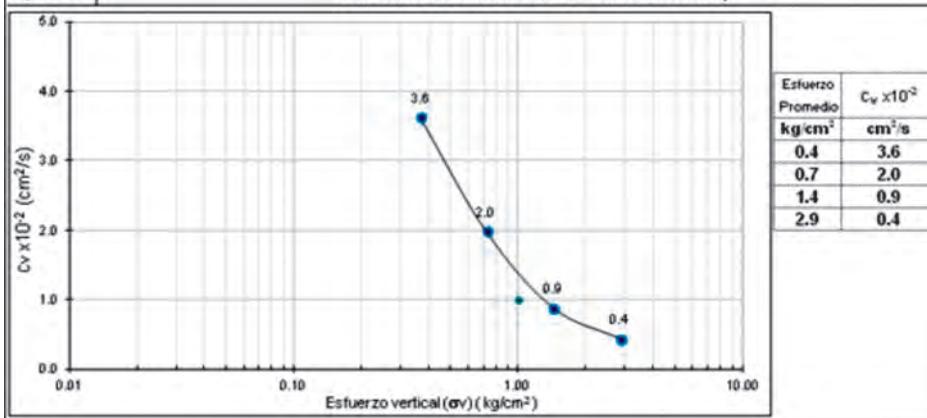


Figura 2 (cont.). Curvas de compresibilidad para cada tipo de carga, muestra 3.

**Cuadro 2**  
Resultados de las propiedades índice

Muestra No.	Prof (m)	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	IC	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	S (%)	eo	SUCS
1	2,75	82,8	170	47	123	0,293	0,707	14,2	93,6	2,37	CH
2	5,25	112,3	163	37	126	0,598	0,402	14,0	99,5	3,08	CH
3	7,25	143,2	166	53	113	0,799	0,201	13,0	98,0	3,96	CH
4	11,25	154,5	196	47	149	0,723	0,276	12,8	98,3	4,19	CH
5	17,75	129,1	179	50	129	0,613	0,387	13,4	98,8	3,49	CH
6	27,25	141,7	143	44	99	0,983	0,017	12,9	96,8	3,88	CH

**Cuadro 3**  
Resultados de Su con ensayos triaxiales

Muestra No.	Profundidad (m)	Presión de cámara $\sigma_3$ (kPa)	Esfuerzo desviador $\sigma_d$ (kPa)	Esfuerzo principal mayor $\sigma_1$ (kPa)	Su (TX) (kPa)
1	2,75	27,5	102,5	130,0	51,3
2	5,25	34,3	49,6	83,9	24,6
3	7,25	39,8	51,1	90,9	25,6
4	11,25	49,0	64,3	113,3	32,1
5	17,75	57,9	84,7	142,6	42,4
6	27,25	92,2	74,6	166,8	37,3

**Cuadro 4**  
Resultados de los índices de compresibilidad

Muestra	Prof. (m)	Cc(lab) LIR=1,0 tf=t100	Cc(lab) LIR=0,5 (prox. $\sigma'_p$ ) tf=t100	Cc(lab) LIR=1,0 tf=t24 h	Cr LIR=1,0 tf=t100	Cs LIR=1,0 tf=t100	Cs LIR=0,5 (prox. $\sigma'_p$ ) tf=t100	Cs LIR=1,0 tf=t24 h
1	2,75	1,09	1,06	1,10	0,07	0,15	0,12	0,08
2	5,25	1,38	1,65	1,46	0,11	0,15	0,21	0,15
3	7,25	2,46	2,24	2,28	0,19	0,25	0,23	0,24
4	11,25	2,31	2,53	2,38	0,19	0,27	0,30	0,09
5	17,75	1,87	1,85	2,11	0,10	0,22	0,22	0,22
6	27,25	2,42	2,04	2,29	0,22	0,29	0,21	0,31

**Cuadro 5**  
Resultados de presión de preconsolidación y esfuerzos efectivos

Muestra	Prof. (m)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_p$ LIR=1,0 tf=t100 (kPa)	$\sigma'_p$ LIR=0,5 (prox. $\sigma'_p$ ) tf=t100 (kPa)	$\sigma'_p$ LIR=1,0 tf=t24 h (kPa)
1	2,75	39,2	315,0	314,0	314,0
2	5,25	50,4	68,7	78,5	69,7
3	7,25	60,9	98,1	80,4	79,5
4	11,25	74,6	98,1	98,1	84,4
5	17,75	95,7	108,0	123,0	104,0
6	27,25	126,0	203,0	184,0	157,0

**Cuadro 6**  
Resultados de relación de sobreconsolidación

Muestra	Prof. (m)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_p$ LIR=1,0 tf=t100 (kPa)	RSC	Clasificación de sobreconsolidación
1	2,75	39,2	315,0	8,0	Fuertemente sobreconsolidada
2	5,25	50,4	68,7	1,36	Ligeramente sobreconsolidadas
3	7,25	60,9	98,1	1,61	Ligeramente sobreconsolidadas
4	11,25	74,6	98,1	1,32	Ligeramente sobreconsolidadas
5	17,75	95,7	108,0	1,13	Ligeramente sobreconsolidadas
6	27,25	126,0	203,0	1,61	Ligeramente sobreconsolidadas

**Cuadro 7**  
Resumen de resultados obtenidos de ensayos de resistencia  $S_u$

Muestra	$S_u$ (TX) (kPa)	$S_u$ (veleta) Corregida (kPa)	$S_u$ (veleta) Sin Corregir (kPa)	$\frac{S_u(TX)}{S_u(vel) corr.}$	$\frac{S_u(TX)}{S_u(vel) sin corr.}$
1	51,3	41,4	71,6	1,24	0,72
2	24,6	30,8	52,0	0,80	0,47
3	25,6	19,8	32,4	1,30	0,79
4	32,1	18,1	35,3	1,77	0,90
5	42,4	24,4	46,1	1,73	0,91
6	37,3	24,8	39,2	1,50	0,95

## CONCLUSIONES

De acuerdo con el trabajo realizado, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La estratigrafía del sitio estudiado corresponde a una sucesión de capas de arcillas de origen lacustre, de color variable desde habano y gris claro hasta gris verdoso y gris café, a mayor profundidad. En todos los casos, el suelo pasa el tamiz 200 en 100 % y clasifican como CH según el Sistema Unificado de Suelos.
- Todos los estratos por debajo del nivel freático se encuentran en un estado de esfuerzos ligeramente sobreconsolidados  $1 < RSC < 2$ .
- Se logró determinar la resistencia *in situ* mediante el uso de la veleta de campo y la resistencia en el laboratorio por medio de ensayos triaxiales, los cuales presentaron resultados variables. Los resultados obtenidos con ensayos triaxiales son mayores que los resultados obtenidos con veleta de campo. De acuerdo con los análisis realizados, se concluye que el valor de  $S_u$ , determinada con ensayos triaxia-

les, es de 1,30 a 1,77 veces mayor que el obtenido con veleta de campo corregida por plasticidad. Se evidencia que, según los estudios de Jamiolkowski, los valores obtenidos en pruebas triaxiales tienden a ser mayores.

Los valores de  $S_u$ , determinados con ensayos triaxiales, son de 0,79 a 0,95 veces mayores que el obtenido con veleta de campo sin corregir por plasticidad. En todos los casos, se encontró resistencia al corte  $S_u$  de arcillas de consistencia media.

- En 1985, Jamiolkowski encontró que la relación  $S_u/\sigma'_{vo}$  es aproximadamente igual que la presentada por Bjerrum en 1972; recomendó que en lo posible, para determinar  $S_u$ , se hicieran pruebas de compresión triaxial, extensión triaxial o corte simple en muestras de suelo de muy buena calidad. No obstante, hay que considerar que los ensayos de compresión triaxial dan resultados mayores que los valores obtenidos en otros ensayos y los obtenidos con veleta en campo. Si no es posible realizar ensayos triaxiales o de corte simple, Jamiolkowski recomienda realizar ensayos

de consolidación en muestras de buena calidad y obtener **RSC** y  $\sigma'_p$ , con estos valores se puede utilizar la siguiente ecuación para obtener **Su**/ $\sigma'_{vo}$ , independiente de la plasticidad. Conocida cualquiera de las dos variables es posible construir un perfil de esfuerzos o de resistencia completo.

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = (0,23 \pm 0,04)(RSC)^{0,8}$$

En el estudio efectuado se estableció que esta relación se cumple en 4 de los resultados conseguidos. Sin embargo, se encontró una relación para los suelos de Bogotá, en el sector de Fontibón, en suelos arcillosos ligeramente sobreconsolidados. Conociendo la posición del nivel freático y el peso unitario de cada uno de los estratos, se puede determinar el esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_{vo}$  y usar la siguiente ecuación para determinar la resistencia al corte no drenada **Su**.

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = 0,25 \pm 0,04 \Rightarrow Su = (0,25 \pm 0,04)\sigma'_{vo}$$

(Se recomienda ver el capítulo de análisis y discusión de resultados)

La anterior expresión corresponde a la determinación de la resistencia *in situ* tomada con veleta de campo y corregida por plasticidad, motivo por el que ensayos de otro tipo tienden a dar mayores.

- Mesri concluyó en 1989, que la relación **Su**/ $\sigma'_p$  es independiente del índice de plasticidad y que es constante en 0,22.

Según Mesri, a partir de perfiles de  $\sigma'_p$  es posible obtener los valores de resistencia al corte del suelo con la siguiente ecuación:

$$\frac{Su}{\sigma'_p} = 0,22 \Rightarrow Su = 0,22\sigma'_p$$

De acuerdo con los análisis y discusión de resultados, se encontró en este trabajo que dicha relación se cumple; no obstante, para el suelo arcilloso del sitio de estudio se halló la siguiente relación con un 81 % de confiabilidad.

$$\frac{Su}{\sigma'_p} = 0,18 \pm 0,02 \Rightarrow Su = (0,18 \pm 0,02)\sigma'_p$$

(Se recomienda ver el capítulo de análisis y discusión de resultados)

- Se logró establecer que en ninguno de los tipos de ensayos de consolidación es posible obtener el esfuerzo de preconsolidación  $\sigma'_p$  directamente. Siempre es necesario acudir a alguno de los métodos conocidos, como la construcción de Casagrande para determinar dicho parámetro del suelo.
- En todos los casos se observa que el valor de  $\sigma'_p$  es menor en los ensayos proyectados con incrementos de carga cuando se cumplan  $t_f=24$  horas. Para arcillas ligeramente sobreconsolidadas, el valor de  $\sigma'_p$  obtenido con ensayos de consolidación con incrementos de carga a las 24 horas es del orden de  $0,9 \sigma'_p$  del obtenido con ensayos de consolidación con incrementos de carga cuando se llega al  $t_f=t_{100}$ . Del estudio se pudo establecer que para obtener el esfuerzo de preconsolidación con incrementos de carga cada 24 horas, se pueden desarrollar ensayos con LIR=1,0 e incrementos de carga cuando se llegue al  $t_{100}$ , y utilizar la siguiente relación:

$$\sigma'_p (\text{carga 24 horas}) = 0,9 \sigma'_p (\text{carga en } t_{100})$$

- Se determinó el valor del índice de compresión virgen **Cc** en todos los ensayos de consolidación, de los cuales se encontró que el valor mayor se obtiene en los ensayos de consolidación proyectados con incrementos de carga cada 24 horas, mientras que el valor menor se consigue en los ensayos con LIR=1,0 y tiempo de carga en  $t_{100}$ . Se halló que el índice de compresión virgen de los ensayos de consolidación realizados con incrementos de carga cada 24 horas es aproximadamente 5,0 % mayor que el índice de compresión determinado en ensayos con incrementos de carga en  $t_{100}$ . Como alternativa para obtener el índice de compresión virgen en ensayos con incrementos de carga cada 24 horas, se pueden hacer ensayos normales y utilizar la siguiente relación:

$$C_c (t_f=24 \text{ horas}) = 1,05 C_c (t_f=t_{100})$$

- En lo referente al índice de recompresión y el índice de expansión se encontró la siguiente relación:

$$C_r = 0,74 C_s$$

- La relación **Cs**/**Cc**(campo) tiende a 0,10, de lo cual se puede ver que:

$$\frac{C_s}{C_{c(\text{campo})}} = 0,10 = \frac{1}{10}$$

$$\frac{C_{c(\text{campo})}}{C_{c(\text{lab})}} = 1,15 \Rightarrow C_{c(\text{campo})} = 1,15 C_{c(\text{lab})}$$

La literatura indica valores entre 1/5 y 1/10.

- La relación entre el índice de recompresión y el índice de compresión de campo,  $C_r/C_c$  (campo), se estimó en:

$$\frac{C_r}{C_{c(\text{campo})}} = 0,06 = \frac{1}{16}$$

- La relación entre el índice de compresión de campo y el índice de compresión de laboratorio,  $C_c$  (campo)/ $C_c$  (laboratorio), se estimó en:

- Entre las características más importantes que se obtienen en los ensayos de consolidación está la determinación de la presión de preconsolidación, el índice de compresión y los índices de recompresión y expansión. Teniendo en cuenta los análisis y discusiones hechas en el capítulo 9, a continuación se presenta una serie de correlaciones obtenidas en este trabajo.

Correlación obtenida por D. Montaña	¿Cumple con otras conocidas?	Grado de confiabilidad	Limitantes
$C_c = 0,0116 (LL - 10)$	Sí	70 %	Límite líquido entre 130 y 220 %
$C_c = 0,0207 (\omega_n - 34,95)$	Sí	90 %	Contenido de humedad entre 80 y 160 %
$C_c = 0,8144 (e_o - 1,16)$	Sí	92 %	Relación de vacíos entre 2,3 y 4,0
$C_s = 0,0028 (LL - 97)$	No	70 %	Límite líquido entre 130 y 220 %
$C_s = 0,0021 (\omega_n - 19)$	Sí	80 %	Contenido de humedad entre 80 y 160 %
$C_s = 0,0807 (e_o - 0,75)$	Sí	82 %	Relación de vacíos entre 2,3 y 4,0
$C_c = 0,0099 (LL + 12,2)$	Sí	70 %	Correlación promedio de la obtenida y algunas conocidas

## REFERENCIAS

- Holtz, R.D. & Kovacs, W.D. (2011). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
- Bowles, J.E. (1982). *Foundation Analysis and Design*, 3rd. ed. McGraw-Hill Book Company.
- Das, B.M. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*, 4.ª ed., International Thomson Editores.
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (2006). *Mecánica de suelos*, Limusa Noriega Editores.
- Delgado Vargas, M. (2008). *Ingeniería de fundaciones. Fundamentos e introducción al análisis geotécnico*. Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Juárez, E. & Rico, A. (s.f.). *Mecánica de suelos*, 3.ª ed. Fundamentos de la mecánica de suelos, t. 1. Editorial Limusa.
- Instituto Nacional de Vías (2007). *Normas de ensayo para materiales para carreteras*.
- Pachón, F.A. (2009). Características de compresibilidad del depósito lacustre de la Escuela Colombiana de Ingeniería. Trabajo de grado. Biblioteca Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Instituto Nacional de Vías (2007). *Normas de ensayo de materiales para carreteras*.
- Normas de ensayo NTC, Normas Técnicas Colombianas.

# Primera experiencia colombiana en la construcción de pilas de agregado compactado –*Geopier Impact*– en un proyecto de vivienda de interés social

## First Colombian Experience in the Construction of Rammed Aggregate Piers - Geopier Impact - In a Social Housing Project

CARLOS ARTURO BELLO BONILLA<sup>1</sup> – JUAN CARLOS AFANADOR CAICEDO<sup>2</sup>

1. Magíster en Ingeniería Civil, énfasis en Geotecnia, de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

2. Ingeniero civil. Magíster en Ingeniería Civil. Consultor en Geotecnia y Pavimentos. Docente universitario. Gerente de Geotecnia y Cimentaciones Ltda.

carlosabellobonilla@gmail.com - juan.afanador@cimentar.net

Recibido: 26/10/2013 Aceptado: 28/11/2013

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

Considerando situaciones complejas, como las impuestas por las características de un depósito de suelo heterogéneo, optar por un sistema de cimentación profunda (pilotes) o una placa-pilote no siempre resuelve, de manera eficiente y económica, un modo de fundación para un proyecto habitacional de índole social. Como resultado de un evento dinámico es de esperar fenómenos de licuación que van en detrimento de la fundación y que ésta, por sí misma, no puede asumir. Aunque la magnitud de los asentamientos es baja, resulta viable su reducción por la mejora que se le brinda al suelo. Ante un panorama complejo se decide emplear la técnica desarrollada por Geopier Foundation Company, consistente en la construcción de pilas de agregado compacto de alta densidad y gran resistencia, cuyo propósito es reforzar suelos blandos altamente compresibles, densificar suelos arenosos sensibles a licuación por sismo y proveer sustento a cimentaciones superficiales, como placas de cimentación. En este reporte se presentan los resultados de las evaluaciones del comportamiento, en términos de módulo de rigidez, mediante curva esfuerzo vs. deformación y control de asentamientos, con el fin de hacer un cotejo entre lo diseñado y lo construido, obteniendo resultados muy favorables. Se incluyen una descripción del proceso constructivo, los parámetros de diseño de la cimentación y las conclusiones producto de los resultados.

**Palabras claves:** pilas de agregado compactado, licuación, asentamientos, módulo de reacción, resistencia a la compresión y a la tracción.

### Abstract

Considering complex situations, imposed by the characteristics of a heterogeneous soil deposit, deciding on a system of deep foundation (piles) or plate-pile does not always solve, in an efficient and cheap way, a means of foundation for a housing project of social nature. As a result of a dynamic event, liquefaction phenomena are expected to affect the foundations, a situation that, by itself, cannot be afforded. Despite the low magnitude of the settlements, its reduction is viable due to the improvement provided to the soil. In view of such a complex situation it is decided to use the technique developed by Geopier Foundation Company, that consists in the construction of piers of highly resistant high-density Rammed Aggregate Piers, whose purposes is to reinforce highly compressible soft soils, to densify sandy soils susceptible to seismic liquefaction, and to provide support to shallow foundations such as foundation plates. This report presents the results of behavioral evaluations, in terms of modulus of rigidity, by means of effort curve versus deformation and settlement control, all of this to make a comparison between the designs and the construction, obtaining very favorable results. A description of the building process is included, as well as the parameters of design of foundations and the resulting conclusions.

**Keywords:** rammed aggregate piers; liquefaction; settlement; reaction module; compression strength; tensile strength.

## INTRODUCCIÓN

En el año 2011 se dio inicio a la construcción de un proyecto de vivienda de interés social denominado Torres de Lucerna, en la localidad de Bosa, en Bogotá. Se trata de un proyecto de vivienda de interés social, en conjunto cerrado, integrado por catorce torres de apartamentos, cada una de ellas de doce pisos y una zona social de tres niveles. Son en total 668 apartamentos, cuatro por cada piso. El área construida es de 38.966 m<sup>2</sup>, el sistema estructural es de muros portantes en concreto reforzado, en tanto que el método constructivo es industrializado, del tipo *outinord*.

Inicialmente se consideró apoyar las torres sobre pilotes de fricción de 30 m de longitud y 0,50 m de diámetro, pero por la presencia de arenas saturadas de baja compacidad no era factible generar la suficiente fricción lateral en los primeros 9 m de profundidad. Se optó por una losa de cimentación apoyada también sobre pilotes, de la misma geometría que el caso inicial, pero los asentamientos eran mayores de 7 cm y ocurría el mismo fenómeno, aunado a probables efectos nocivos de licuación por sismo.

Por lo anterior, en asocio con el costo de la cimentación, se acudió a emplear una losa de cimentación sobre pilas de agregado compactado, para mejorar el suelo en términos de incremento de compacidad y densidad relativa y aumento de la resistencia y, por ende, reducir la magnitud de los asentamientos.

Se efectuaron pruebas de control de calidad y verificación del comportamiento de las pilas, además de un ensayo de carga y de módulo de rigidez para medir las deformaciones de ésta como respuesta a los esfuerzos aplicados. Del mismo modo, se llevaron a cabo medi-

ciones de asentamientos y se encontraron resultados muy favorables.

Más adelante se muestra la implantación del proyecto (figura 1). El presente artículo se ocupa de dos sectores o zonas específicas, toda vez que son las que corresponden a las etapas construidas y sobre las cuales se tiene información de diseño, construcción y resultados de ensayos de campo.

## ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

De acuerdo con el mapa geológico de Bogotá, de junio de 1997, el sector donde se implanta el proyecto de vivienda Torres de Lucerna es un depósito de llanura de inundación (Qlla) que constituye depósitos aluviales jóvenes de los ríos Bogotá y Tunjuelito y sus afluentes, constituidos por arcillas y limos. También allí hay depósitos de complejos de Conos (Qcc), que son depósitos de flujos torrenciales del piedemonte oriental y conos del río Tunjuelo y de Terreros. El depósito más representativo, según la investigación subsolar que lo reportó, es el denominado depósito fluviolacustre de terraza baja (Qtb), caracterizado por depósitos de los ríos Bogotá, Tunjuelito y sus afluentes, con geoformas planas a ligeramente onduladas de composición limoarcillosa.

Se trata de geomateriales propios de un depósito de origen aluvial. El nivel freático se localizó a una profundidad de 1,50 m.

Se realizaron 17 perforaciones, de las cuales 1 llegó hasta 50 m de profundidad, 7 a 25 m y 9 a 6 m, debidamente distribuidas en el predio. El método empleado es el de percusión por lavado que se complementó con el ensayo de penetración estándar (SPT, por su sigla



**Figura 1.** Torres de apartamentos que constituyen el proyecto habitacional, proyectadas y construidas.

en inglés). La toma de muestras inalteradas se realizó mediante el empleo de tubo Shelby.

El proyecto se ha zonificado en cuatro partes, definidas como zonas A, X, Y y Z. La zona A está conformada por dos torres, la X la conforman cuatro torres, la Y la componen tres torres y la Z cinco torres (figura 2).

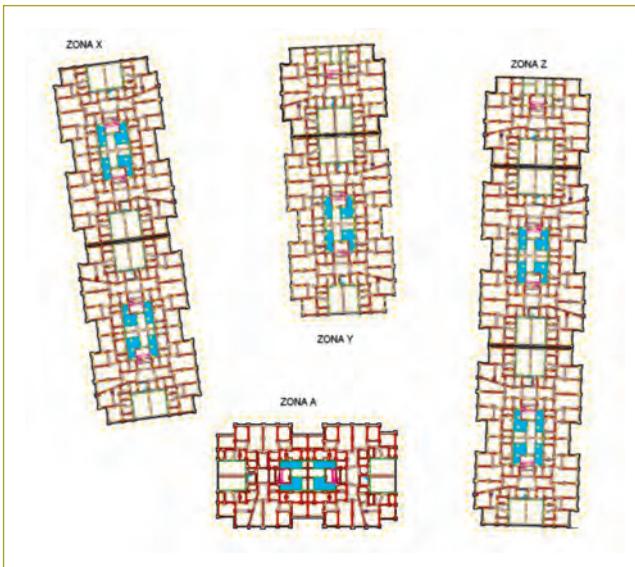


Figura 2. Planta y zonificación del proyecto.

Más adelante se puede ver el perfil estratigráfico de diseño, en el que además se presentan los resultados de la caracterización en laboratorio y en campo, estos últimos en función del SPT (figura 3).

A continuación se presenta un perfil unificado de resistencia, de acuerdo con cada sondeo, en términos del número de golpes/pie del ensayo de penetración estándar, de una zona, la Z. Se aprecia la variabilidad de la resistencia con la profundidad, encontrándose suelos de compacidad suelta ( $N \leq 10$  golpes/pie), media ( $10 \text{ golpes/pie} < N \leq 30 \text{ golpes/pie}$ ) y densa ( $N > 30 \text{ golpes/pie}$ ) (figura 4).

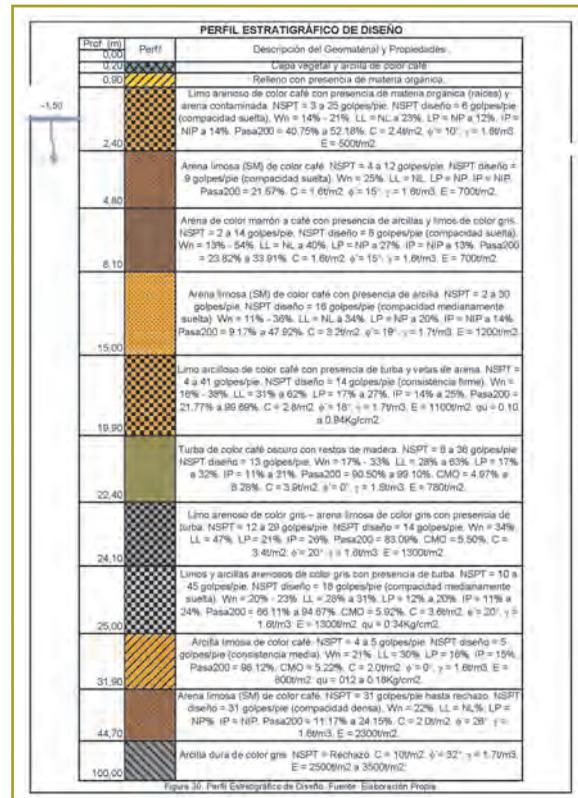


Figura 3. Perfil estratigráfico de diseño y caracterización de los geomateriales del depósito.

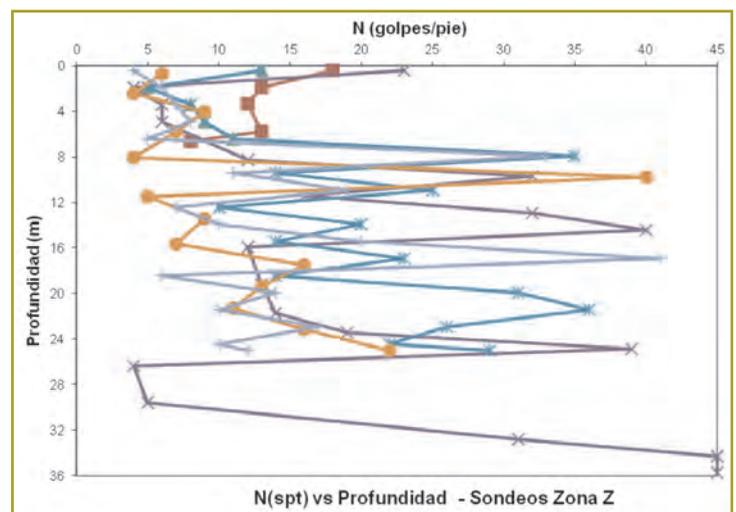


Figura 4. Perfil unificado de resistencia – N (golpes/pie) en función de la profundidad (m).

## DISEÑO GEOTÉCNICO

La metodología utilizada para el diseño de las pilas de agregado compactado consiste fundamentalmente en tres etapas:

### Primera etapa

Por tratarse de muros de carga, sistema *outinord*, que transmiten las cargas de los edificios a la cimentación en su dirección más corta, se analizó el empleo de una losa de cimentación apoyada sobre pilas de agregado compactado. Los parámetros de diseño para estimar la capacidad de carga de las pilas y el suelo circundante se obtuvieron mediante el empleo de expresiones que permiten correlacionar el número de golpes de acuerdo con los resultados de las pruebas de penetración estándar, que permiten hallar el módulo de rigidez del suelo, una variable de una importancia preponderante.

### Segunda etapa

Cálculo de asentamientos, que es la suma del asentamiento en la zona de suelo reforzado (zona superior) y el asentamiento de la zona bajo el fondo de las pilas (zona inferior). El fundamento de ello está en consonancia con la analogía de los resortes elásticos - lineales de Winkler. La hipótesis es que la losa es rígida en relación con el suelo de apoyo. El esfuerzo aplicado en el tope de las pilas ( $q_g$ ) está dado por la ecuación 1, depende del esfuerzo de contacto promedio de la losa ( $q$ ), la relación de rigidez entre las pilas de agregado y el suelo ( $R_s$ ), y la relación entre el área de la sección transversal de las pilas y el área aferente de la losa ( $R_a$ ):

$$q_g = q [R_s / (R_a * R_s - R_a + 1)] \quad (1)$$

La relación de rigidez  $R_s$  (ecuación 2) se define como la relación entre el módulo de rigidez de las pilas de agregado compactado ( $K_g$ ) y el módulo de rigidez del suelo ( $K_m$ ). A su vez, el módulo de rigidez se define como el cociente del esfuerzo aplicado al tope de la pila y la deformación vertical resultante. El asentamiento de la zona superior ( $\delta_{uz}$ ) es determinado al dividir el esfuerzo aplicado en el tope de la pila entre el módulo de rigidez de ésta (ecuación 3).

$$R_s = K_g / K_m \quad (2)$$

$$\delta_{uz} = q_g / K_g \quad (3)$$

Los asentamientos en la zona inferior de las pilas, es decir aquella bajo la zona reforzada, se calculan empleando la teorías convencionales de elasticidad de Terzaghi y Peck, con valores de módulo de elasticidad hallados en pruebas de campo o laboratorio, o mediante ensayos de consolidación.

A continuación se enuncian los parámetros de diseño para las zonas A y Z, toda vez que son las torres de éstas de las que se posee datos, además de que ya están construidas.

- Ancho efectivo (B) = 82 ft (25 m).
- Presión de contacto = 1680 psf (8,2 T/m<sup>2</sup>).
- Posición del nivel freático = 3,3 ft (1,0 m).
- Peso específico del suelo  $\gamma = 120$  pcf (1,92 T/m<sup>3</sup>).
- Módulo de rigidez de los elementos Geopier ( $K_g$ ) = 275 pci (7612 T/m<sup>2</sup>/m).
- Módulo de elasticidad de los elementos Geopier ( $E_g$ ) = 1900,8 ksf (9280 T/m<sup>2</sup>).
- Módulo de rigidez del suelo ( $K_m$ ) = 27,5 pci (761 T/m<sup>2</sup>/m).
- Módulo de elasticidad del suelo ( $E_m$ ) = 100 ksf (448 T/m<sup>2</sup>).
- Longitud de las pilas a compresión y licuación: 7,5 m.
- Longitud de las pilas a tensión: 5,0 m.
- Diámetro de los elementos Geopier = 1,67 ft (0,50 m).
- Área de la sección transversal de los elementos Geopier = 2,19 ft<sup>2</sup> (0,203 m<sup>2</sup>).
- Para la zona superior: Q = 90 Kips (90000 lb), q = 5 ksf (34,72 psi), kg = 275 pci, km = 27,5 pci, qg = 20 ksf (138,9 psi).
- El agregado para construir las pilas es triturado limpio de gradación abierta y de tamaño máximo 3/4" (19,05 mm).
- Para la zona inferior:  $\phi' = 26^\circ$ ,  $\gamma = 120$  pcf.
- El asentamiento total es:  $S_{uz} + S_{lz} = 1,2'' + 0,88'' = 2,08'' = 5,2$  cm.

### Tercera etapa

Se establece la cantidad y separación de las pilas. Para determinar el número de pilas ( $N_p$ ) y así reducir la magnitud de los asentamientos, se empleó la siguiente expresión:

**Cuadro 1**  
Resumen del número, tipología y distribución de las pilas en las zonas Z y A

Zona	Número de pilas según la tipología	Ubicación	Distribución	Separación entre centros (vertical) (m)	Separación entre centros (horizontal) (m)	
Z	Compresión 	708	En todo el interior de la zona, en los costados occidental y oriental, alternadas con las de tensión.	En filas	1,69	1,46
	Tensión 	64	En los bordes externos de los costados oriental y occidental, alternadas con las de compresión.	En una sola fila	No aplica	De 2,84, 2,72 y 2,24 m.
	Licucción 	144	En los cuatro costados.	Al tres-bolillo	De 1,20, 1,50 y 3,00 m.	De 1,20, 1,50 y 3,00 m.
A	Compresión 	288	En todo el interior de la zona, en los costados occidental y oriental alternadas con las de tensión.	En filas	1,69	1,49
	Tensión 	26	En los bordes externos de los costados oriental y occidental alternadas con las de compresión.	En una sola fila	No aplica	De 2,88, 2,535 y 2,72 m.
	Licucción 	77	En tres costados.	Al tresbolillo	De 1,84, 1,20 y 3,00 m.	De 3,00, 2,40 y 2,70 m.

$$N_r = P / Q_{cell} \quad (4)$$

Donde  $P$  es la carga total y  $Q_{cell}$  es la capacidad de carga de las pilas. La separación entre pilas se determina mediante la siguiente expresión:

$$S_g = Q_{cell} / w \quad (5)$$

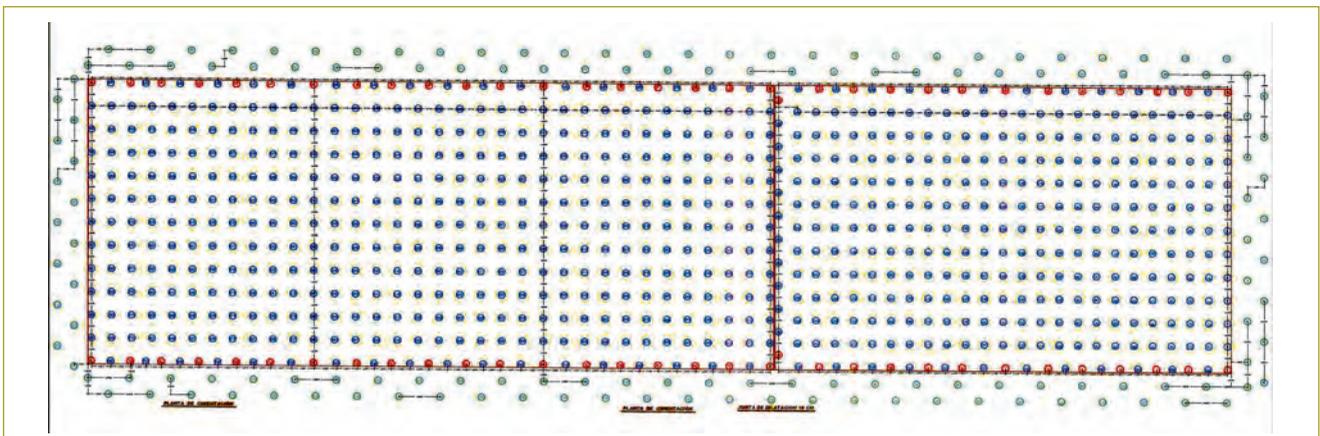
Siendo  $w$  la carga uniformemente repartida. La distribución superficial de las pilas en planta se sintetiza en el cuadro anterior (cuadro 1).

Así mismo, se puede apreciar la distribución de las pilas y su tipología en la planta en las zonas A y Z, bajo la losa de cimentación y los muros de carga que a ella llegan (figuras 5 y 6).

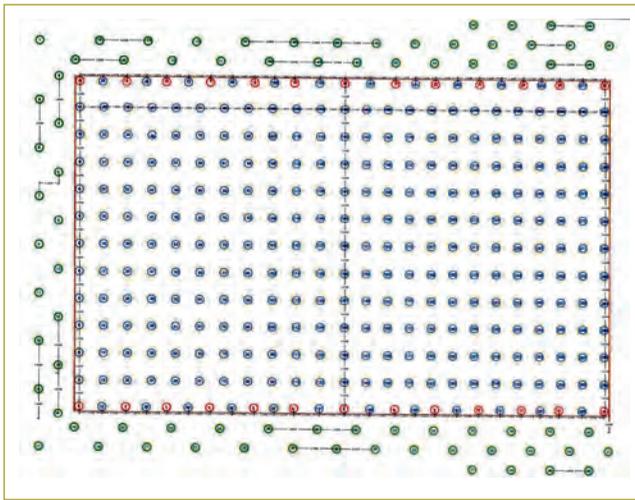
### PROCESO CONSTRUCTIVO

A continuación se describe el procedimiento constructivo secuencialmente:

- Luego de realizar las labores de desmote y limpieza y hallar un suelo aceptable, se extiende el material granular de base –similar a una subbase granular–, se conforma y compacta a la densidad mínima establecida (95 % del P.M.) para establecer la capa en el espesor de diseño.
- Sobre la capa nivelada se cimbran los ejes y bordes de cada torre, y en función de la separación entre pilas, se lleva a cabo la perforación hasta la profundidad requerida, introduciendo el vástago y sus accesorios



**Figura 5.** Distribución de elementos en planta bajo la losa de cimentación en la zona Z.



**Figura 6.** Distribución de elementos en planta bajo la losa de cimentación en la zona A.

por vibrado, accionado por una máquina retroexcavadora acondicionada para tal fin. No hay desalajo de suelo natural.

- La máquina iza un cangilón que vierte el material a una tolva acoplada al vástago, el que a su vez transporta el agregado o triturado. En el extremo inferior del vástago hay un balde, dotado de un pisón biselado a 45°, que aloja el volumen preciso; una vez vertido, se cierra y se acciona el pisón, que transfiere una alta energía de compactación al agregado y así se configuran bulbos que constituyen el cuerpo de la pila. Se compacta una primera capa de agregado en el fondo de la excavación para conformar la primera sección de la pila.
- Se disponen y compactan capas sucesivas de material granular hasta llegar a la superficie. El agregado se dispone en capas de espesor pequeño, del orden

de 0,50 m, y se compacta con energía suministrada por el apisonador. El efecto de la compactación es la alta densificación del agregado que produce un elemento de alta resistencia y rigidez. El diámetro de la pila oscila entre 0,40 y 0,60 m, en tanto que la longitud de la pila está en función de las necesidades del proyecto en cuanto a las cargas que hay que disipar en profundidad.

- El efecto de la compactación del agregado en cada capa obliga a que el suelo se repliegue lateralmente y, por ende, mejora su densidad relativa, su resistencia, su capacidad de carga y sus características de deformabilidad. El efecto logrado es la interacción suelo-agregado.
- En el caso de las pilas solicitadas a tensión, sobre el primer bulbo de éstas se instalan dos barras de acero de 1" de diámetro en toda la longitud de la pila, unidas por una platina de acero de 1" de espesor, dejando en superficie la longitud de traslapeo necesaria para su integración con el refuerzo principal de la losa de piso.

Seguidamente se sintetiza el proceso de construcción de las pilas (figura 7).

En relación con la maquinaria y el equipo de instalación, aparte del equipo de vertido y compactación (retroexcavadora) también se requiere el empleo de minicargadores para el cargue y vertido del agregado dentro de la perforación o en la tolva adosada a la retroexcavadora. El uso de volquetas es solamente para el transporte del agregado pétreo desde la planta de trituración hasta la obra.

Los rendimientos diarios se estimaron en 80 ml de pila, es decir, diez pilas por jornada de trabajo.

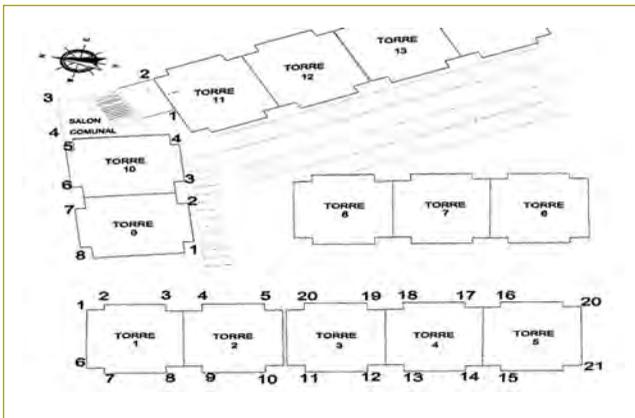


**Figura 7.** Proceso constructivo de una pila de agregado compactado. Nótese el elemento de refuerzo para su desempeño a tensión.

## ASENTAMIENTOS

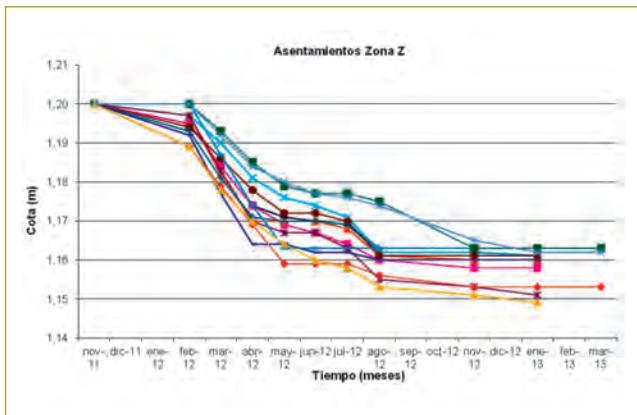
En la zona Z (torres 1, 2, 3, 4 y 5) se analizaron trece puntos (1, 3, 4, 6, 9, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17 y 18), toda vez que son los que poseen los registros de asentamiento más consistentes y completos desde el inicio del seguimiento a partir de noviembre de 2011 y hasta marzo de 2013. En el sistema de medición topográfico se emplean nivel de precisión y mira.

A continuación se aprecia la localización de los puntos de control en las torres del sector Z (figura 8).



**Figura 8.** Localización de puntos perimetrales para seguimiento y control de los asentamientos.

Los resultados de las mediciones se muestran en la siguiente gráfica, en la que se puede apreciar cómo al integrar todas las curvas (asentamiento vs. tiempo) de cada punto analizado en la zona Z, es posible determinar que el asentamiento mínimo es 3,7 cm, el máximo es 5,2 cm y el asentamiento medio es 4,2 cm (figura 9).



**Figura 9.** Comportamiento integrado de los asentamientos en la zona Z.

Es notoria la tendencia de las curvas a partir del tercer mes (febrero de 2012), donde la pendiente es mayor, la cual se reduce desde el noveno mes de medición (agosto de 2013); a partir de este mes, la pendiente se reduce a un nivel tal de horizontalidad que deja entrever la cesación de los asentamientos.

Lo anterior denota que el comportamiento observado en las torres que integran esta zona ha sido satisfactorio, de acuerdo con el diseño geotécnico.

## PRUEBA DE MÓDULO

Se llevó a cabo una prueba de carga en una de las pilas de la zona A, a efectos de verificar el comportamiento y el valor de rigidez asumido en el diseño de las pilas. El esfuerzo de diseño es de 10.200 psf (70,83 psi). El montaje para el ensayo es el que se emplea para los mismos propósitos en el caso de pilotes de concreto reforzado.



**Figura 10.** Montaje para la prueba de carga sobre una pila en la zona A.

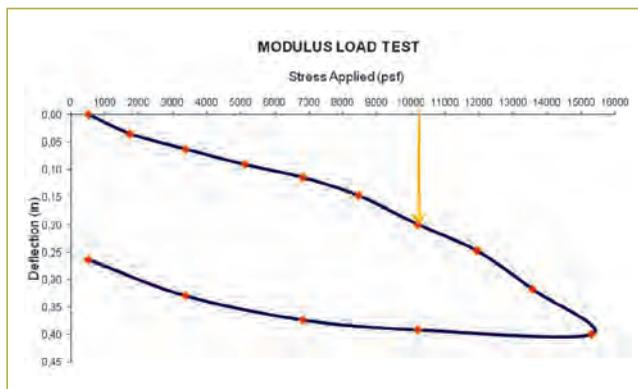
El ensayo se hizo de conformidad con lo rezado en la norma ASTM D-1143, según la cual la carga debe incrementarse gradualmente entre el 10 y 15 % del esfuerzo de diseño calculado en el tope de las pilas. La prueba se realizó hasta alcanzar un esfuerzo máximo en el tope de los elementos hasta el 150 % de la carga de diseño y luego ésta decrece (proceso de descarga). Para cada valor de carga se registra su deformación correspondiente. En función del esfuerzo aplicado y la deformación causada, se mide el módulo de reacción de la pila.

Al graficar los valores *Stress Applied* (esfuerzo aplicado) versus *Deflection* (deflexión) en las etapas de carga y descarga, la curva esfuerzo-deformación obtenida es similar a una de consolidación, hecho que demuestra el comportamiento elastoplástico de las pilas de agregado compacto.

Una pila de agregado compacto de 20" (50,8 cm) de diámetro y 24,61 pies (7,50 m) de longitud, según el diseño, deberá soportar una presión de contacto de 10.200 psf (70,83 psi) y una carga puntual de 22.252 lb (10,1 ton); se evidencia con esta prueba que puede soportar una presión de 15.300 psf (106,25 si) y una carga puntual de 33.379 lb (15,14 ton).

En relación con las deformaciones, éstas muestran un material que acumula deformación directamente proporcional a la carga impuesta, pero cuando esta carga decrece el material se recupera, aunque no por la misma ruta; por tanto, su comportamiento es plástico. Para el 100 % del esfuerzo de diseño, las deformaciones son del orden de 0,20" (5,0 mm).

Por otra parte, al analizar lo ocuriente con el módulo de reacción de la pila, según el diseño, éste es de 275 pci, pero en función del esfuerzo máximo aplicado y su correspondiente deformación, éste es de 266 pci. Es claro que interesa conocer cuál es el módulo de reacción real para las condiciones de carga mínima, que es de 10.200 psf, y este valor es de 356 pci, que es 129,5 % más que el de diseño.



**Figura 11.** Curva esfuerzo-deformación producto de la prueba de carga y de módulo.

## CONCLUSIONES

- Las pilas de agregado compacto, como sistema de cimentación profunda, poseen ventajas muy sobresalientes en comparación con sistemas ídem de uso común, en materia de economía: mayor rendimiento en el proceso constructivo, reducción de asentamientos y desempeño estructural.
- Las pilas de agregado compacto, como método de mejoramiento masivo de suelos, ofrecen mejores resultados en términos de incremento de la rigidez del suelo circundante, aumento en la densidad relativa en arenas saturadas y mitigación del fenómeno de licuación por sismo, en comparación con su similar, las columnas de grava.
- La tecnología tiene su sustento ingenieril producto de la aplicación específica de los preceptos de la geotecnia aplicada y por la permanente realización de pruebas de campo a gran escala, para el refinamiento de los diseños y la teoría.
- El estudio de un caso específico, como el proyecto Torres de Lucerna, evidencia las bondades del empleo de las pilas de agregado compacto, para atender dos situaciones en particular: servir como soporte a una losa de piso para cimentar torres de doce pisos y mitigar la inminente licuación por sismo del suelo finogranular subyacente.
- Los resultados de las pruebas de campo efectuadas, tanto de carga y deformación como el seguimiento topográfico a los asentamientos, evidencian comportamientos satisfactorios en comparación con lo previsto en el diseño, con lo cual se puede asegurar que las hipótesis de diseño se han cumplido cabalmente.
- El óptimo desempeño de las pilas es gracias a la fricción que se causa entre su perímetro y el suelo, es decir, que trabajan mejor por fuste que por punta.
- Son evidentes las ventajas que tienen las pilas de agregado compacto en comparación con los pilotes preexcavados, toda vez que la obra es más limpia, no se requieren lodos bentoníticos ni poliméricos, no hay extracción de suelo que amerite su acopio, cargue, transporte y disposición, los asentamientos son mucho menores, sí hay contribución para contrarrestar fenómenos altamente nocivos como la licuación, no se necesitan equipos sofisticados y la economía es apreciable por la reducción de costos y los altos rendimientos.

- Construir una pila de agregado compacto demanda en promedio una hora, en tanto que para construir un pilote, guardadas las proporciones de longitud se necesita un poco más de tres horas, sin contar con las actividades posteriores, como el descabece y alistamiento para la incorporación del refuerzo a la losa o dado.

## REFERENCIAS

Geopier Foundation Company (s.f.). Behavior of Geopier Supported Foundation Systems During Seismic Events. *Technical Bulletin* N.º 1.

Geopier Foundation Company (s.f.). Bearing Capacity of Geopier Supported Foundation Systems. *Technical Bulletin* N.º 2.

Geopier Foundation Company (s.f.). Geopier Uplift Resistance. *Technical Bulletin* N.º 3.

Geopier Foundation Company (s.f.) Geopier Lateral Resistance. *Technical Bulletin* N.º 4.

Geopier Foundation Company (s.f.). Geopier Shear Reinforcement for Global Stability and Slope Stability. *Technical Bulletin* N.º 5.

Geopier Foundation Company (s.f.). Geopier Settlement Control for Embankments and Transportation – Related Structures Using Geopier Soil Reinforcement. *Technical Bulletin* N.º 6.

Geopier Foundation Company (s.f.). Seismic Site Classifications. *Technical Bulletin* N.º 7.

Geopier Foundation Company (s.f.). Structural Considerations for Uniformly – Loaded Floor Slabs Supported by Rammed Aggregate Piers. *Technical Bulletin* N.º 10.



# Mapas de isoaceleración para Colombia utilizando la nueva generación de ecuaciones de atenuación (NGA-2008)

## Isoacceleration maps for Colombia using Next Generation Attenuation Models (NGA-2008)

DIANA MILENA DÍAZ HERNÁNDEZ<sup>1</sup> - ANDRÉS JOSÉ ALFARO CASTILLO<sup>2</sup>

1. Ingeniera civil de la Pontificia Universidad Javeriana. Magíster en Ingeniería Civil de la Escuela Colombiana de Ingeniería. Ingeniera Tipiel S.A.

2. Ingeniero civil de la Pontificia Universidad Javeriana. Máster en Ingeniería Sísmica de la Universidad Politécnica de Cataluña. Posgrado en Sismología del International Institute on Seismology and Earthquake Engineering, Japón. Investigador del CIEES.

DiDiaz@tipiel.com.co - Alfaro@ciees.org

Recibido: 01/11/2013 Aceptado: 29/11/2013

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

En este artículo se presentan mapas de isoaceleración de Colombia, para un periodo de retorno de 475 años, evaluados con la metodología probabilística de amenaza sísmica, con un catálogo sísmico de 1960 a 2012, utilizando cinco ecuaciones del “Next Generation of Attenuation Relation Project (NGA)” del año 2008.

Los valores obtenidos para las ciudades de Cali, Ibagué, Medellín, Pasto, Pereira, Popayán y Quibdó son mayores que los de la norma sismorresistente vigente.

**Palabras claves:** amenaza sísmica, NGA, Colombia, atenuación.

### Abstract

This paper presents isoacceleration maps for Colombia for a 475 years return period. Values were assessed through probabilistic seismic hazard method, using an earthquake database from 1960 to 2012. Authors used five equations from “Next Generation of Attenuation Relation Project” – NGA (2008).

Obtained results for the following cities: Cali, Ibagué, Medellín, Pasto, Pereira, Popayán and Quibdó are larger than the current Colombian earthquake-resistant building code.

**Keywords:** seismic hazard; NGA; Colombia; attenuation.

## INTRODUCCIÓN

Colombia está situada en una zona propensa a los sismos (Ramírez, 1933, 1971, 1975; Goberna, 1988; Salcedo, 1992), con una compleja tectónica debido a la interacción de cuatro placas (Suramérica, Caribe, Nazca y Cocos) que han formado el relieve del territorio. En este artículo se presenta una evaluación probabilística de la amenaza sísmica del territorio colombiano, usando las ecuaciones de atenuación correspondientes al NGA (2008), como Abrahamson & Silva (2008), Boore & Atkinson (2008), Campbell & Bozorgnia (2008), Chiou & Youngs (2008), e Idriss (2008), respectivamente.

El objetivo principal es hacer un estudio probabilístico de la amenaza sísmica de Colombia utilizando las ecuaciones de atenuación del “Next Generation of Attenuation Relations Project”, cuya primera fase terminó en el año 2008, y comparar los valores obtenidos con las normas NSR-84, NSR-98 y NSR-10.

## ANTECEDENTES

En materia de amenaza sísmica para todo el territorio colombiano se han realizado los estudios de Estrada & Ramírez (1977); de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) (1984); Salcedo (1992, 1993); AIS (1996); Ceresis (1996); Aguiar & Haro (2000); Gallego (2000), AIS (2009), Alfaro (2011, 2012), en los cuales Estrada & Ramírez (1974), al igual que Salcedo (1992), registran valores de magnitudes esperadas, en tanto que los restantes presentan aceleraciones pico esperadas y espectros de diseño.

Los estudios de la AIS (1984, 1996) se sustentaron en modelos de línea fuente, asignándoles a ciertas fallas una sismicidad en un corredor de 60 km de ancho; de esta manera se caracterizaron las fuentes sismogénicas. En el caso de la AIS (1984), se analizaron tres ventanas de tiempo, a saber: 1566-1984, 1922-1984 y 1957-1984, determinando los parámetros de recurrencia para cada falla. La caracterización presenta un inconveniente debido a la gran escasez de datos. Por ejemplo, la falla de Boconó se caracterizó con nueve sismos; la Bolívar, con cuatro; la Bucaramanga-Santa Marta, con veintitrés; Cauca, con seis; Cimitarra, con seis; Cuiza, con cuatro; Espíritu Santo, con seis; Frontal de la cordillera Oriental, con sólo veintidós; Nátaga, con cinco; Oca, con cuatro; Palestina, con cinco; Romeral, con nueve; Salinas, con

cuatro, y Sinú, con tres. Por su parte, Felzer (2006) dice que se requieren más de 2000 sismos de buena calidad para caracterizar una fuente.

La ventaja del estudio de Salcedo (1992, 1993) es que se incluyen otros parámetros geofísicos y no se limita a los sismos registrados. Dichos parámetros son los siguientes: tipo de corteza terrestre (continental, oceánica o de transición); fallas geológicas según su morfología y cinemática (inversas, normales, transcurrentes); módulo del gradiente de las anomalías de Bouguer; Anomalía de la gravedad en la reducción de Bouguer y valores de la altura de la superficie terrestre.

En el mapa de Salcedo (1992, 1993) se puede apreciar que los posibles sismos más fuertes con  $M_{\max} > 7,5$  se esperarían en la región del Chocó. Valores de la  $M_{\max} > 7,0$  se esperarían al este de la zona del Chocó, en la cordillera Occidental, en la región de Nariño y en la zona norte de la Sierra Nevada de Santa Marta. Además, con el valor  $M_{\max} > 6,0$  Salcedo (1993) lo toma como el nivel de fondo de sismicidad fuerte a largo plazo en todo el territorio de Colombia. Sin embargo, el mapa no muestra las altas magnitudes que ya se han presentado en la zona de Tumaco y en la frontera con Ecuador, con magnitudes  $M_w$  de hasta 8,6 en 1906. También existe el mapa probabilístico para Suramérica realizado por Ceresis (1996), cuyos valores son en general mayores que los de la NSR 10.

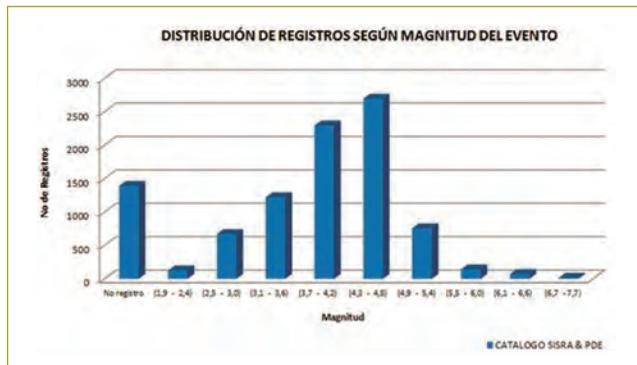
La recomendación de Stein et al. (2011), de dar una mirada retrospectiva y comparar el mapa de aceleraciones de pronóstico con las aceleraciones registradas, tiene básicamente dos problemas en el caso de Colombia: baja instrumentación de movimiento fuerte y que la mayoría de los acelerógrafos están colocados en suelo, sin que tengan estación de referencia en roca. Los dos sismos fuertes con registros de aceleración mayores a 100 gales han sido el del 25 de enero de 1999 en el Eje Cafetero y el del 24 de mayo del 2008 en Quetame (Cundinamarca) (Ramírez, 2010).

En el sismo del 25 de enero de 1999 se registraron aceleraciones en suelo de 518 gales a 13 km del epicentro (Sugito & Taniguchi, 1999), por lo que se hicieron estimaciones de la aceleración en roca y se obtuvo el valor de 217 gales.

## SISMOS EN COLOMBIA

### Sismicidad instrumental

El primer sismógrafo en territorio colombiano se puso en funcionamiento en el año 1922, lo que dio inicio a una red sismográfica que, con el paso del tiempo, se ha ido mejorando y se ha vuelto más densa. Solamente hasta el año de 1993 se puso en funcionamiento la Red Sismológica Nacional, que cuenta ahora con 18 estaciones de corto periodo y 13 de banda ancha operadas por el Servicio Geológico Colombiano (antes Ingeominas). El catálogo sísmico utilizado en esta investigación corresponde a eventos del USGS (2012), que incluye datos de Sisra y PDE, del Sisra de 1960 a 1981 y del PDE de 1981 a 2012. En el catálogo del PDE se incluyen datos de la Red Sísmica Nacional de Colombia, operada por el Servicio Geológico Colombiano, así como las siguientes variantes:



**Figura 1.** Magnitud vs. número de registros, catálogos Sisra y PDE (Díaz-Hernández, 2013).

Como se puede apreciar (figura 1), el mayor número de registros se ubica entre eventos de magnitudes de 3,7 a 4,8. Esto significa que en el territorio colombiano se presentan sismos menores y ligeros, perceptibles pero con daños poco probables a seres vivos y edificaciones.

A continuación se muestra el número de sismos para los catálogos compilados entre 1960 y 2012, al igual que los valores promedio de la sismicidad en Colombia durante este periodo (figuras 2 y 3). Los datos más representativos son 406 sismos en el año 1979, con magnitudes entre 2 y 7,7; 464 sismos en el año 1991 con magnitudes entre 1,9 y 7,2; 101 sismos con magnitudes iguales o superiores a 6,0; 1 sismo de magnitud igual o superior a 7,5 ocurrido el 12 de diciembre de 1979, con una magnitud de 7,7.



**Figura 2.** Año vs. número de registros, catálogo Sisra (Díaz-Hernández, 2013).



**Figura 3.** Año vs. número de registros, catálogo PDE (Díaz-Hernández, 2013).

Así mismo, se muestra un comportamiento constante de eventos por año, con excepción de 1979 y 1991, ya que tuvieron 406 y 464 registros, respectivamente (figuras 2 y 3).



**Figura 4.** Año vs. profundidad de registros, catálogo Sisra (Díaz-Hernández, 2013).



**Figura 5.** Año vs. profundidad de registros, catálogo PDE (1981-1996).



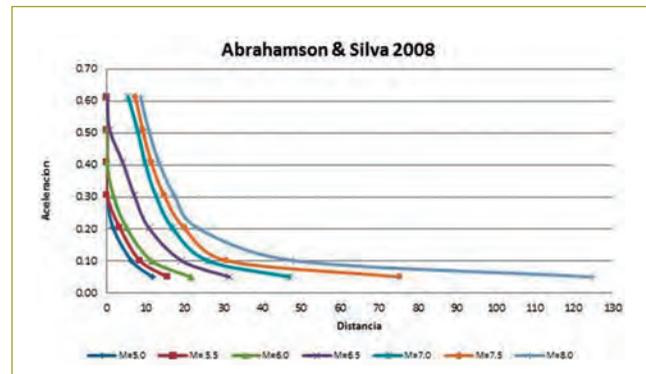
**Figura 6.** Año vs. profundidad de registros, catálogo PDE (1997-2012) (Díaz-Hernández, 2013).

## ECUACIONES DE ATENUACIÓN

Es la capacidad del terreno para amortiguar el movimiento generado por las ondas sísmicas conforme éstas se alejan del foco sísmico. Cuando se produce un sismo, mientras más lejos se está del epicentro la intensidad del movimiento disminuye, lo que se denomina atenuación del movimiento del suelo, en tanto que mientras más grande sea la distancia hipocentral (sismos profundos), la amplitud del movimiento sísmico decaerá. Las leyes de atenuación sísmica se construyen para estimar  $A_{máx}$  en función principalmente de la magnitud y distancia, lo que implica el cálculo de un conjunto de coeficientes a través de métodos de regresiones. Recientemente se elaboró un proyecto denominado “Next Generation of Attenuation (NGA)” y como parte de éste varios autores desarrollaron ecuaciones de atenuación en términos de la velocidad: Abrahamson & Silva (2008), Campbell & Bozorgnia (2008), Chiou & Youngs (2008), Idriss (2008), Boore & Akinson (2008). Parte de los cálculos se hizo con los programas de Al Atik (2009).

### Modelo Abrahamson & Silva (2008)

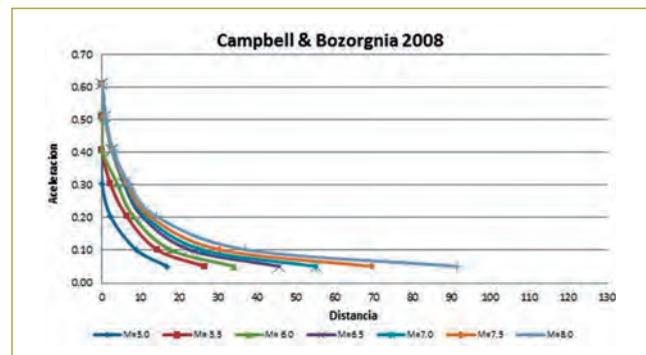
Este modelo empírico se aplica en sismos que tengan magnitud de 5 a 8,5, distancias entre 0 y 200 km y periodos espectrales de 0-10 s. El sitio se parametriza con la velocidad de corte a 30 m de profundidad ( $V_{s30}$ ) y la profundidad de la roca a una  $V_s$  de 1000 m/s.



**Figura 7.** Ecuación de atenuación de Abrahamson & Silva (2008) (Díaz-Hernández, 2013).

### Modelo de Campbell & Bozorgnia (2008)

La generación de este modelo se fundamentó en una base de datos mundial de registro de movimientos fuertes.

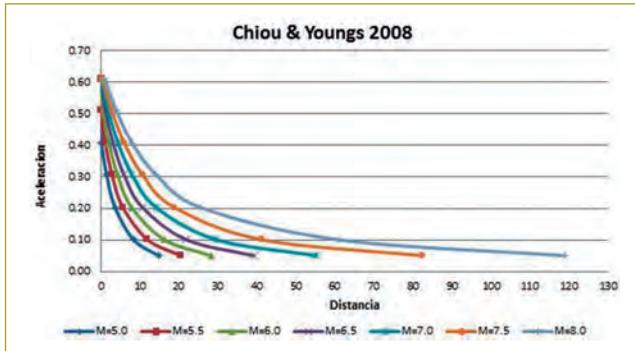


**Figura 8.** Ecuación de atenuación de Campbell y Bozorgnia (2008) (Díaz-Hernández, 2013).

### Modelo Chiou & Youngs (2008)

Este modelo empírico provee aceleraciones pico, velocidad pico y 5 % de amortiguamiento para periodos espectrales de 0,01 a 10 segundos. La magnitud debe estar comprendida entre 5 y 8,5 para sismos generados

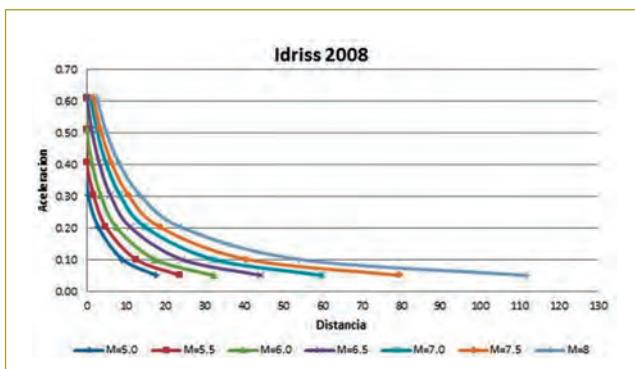
en fallas transcurrentes. La  $V_{s30}$  debe estar comprendida entre 150 y 1500 m/s, y la distancia a la zona de ruptura debe ser menor de 200 kilómetros.



**Figura 9.** Ecuación de atenuación de Chiou & Youngs (2008) (Díaz-Hernández, 2013).

### Modelo Idriss (2008)

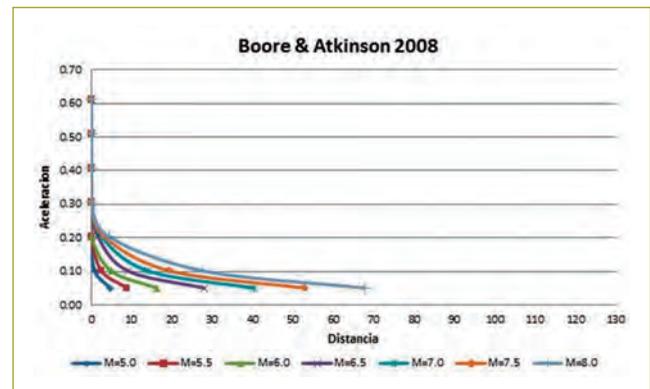
Este modelo empírico usado en roca se basa en estimar la aceleración pico horizontal promedio (PGA, por su sigla en inglés) y los valores horizontales promedio de la pseudoabsoluta aceleración para periodos de 0,02; 0,03; 0,04; 0,2; 1 y 3 s. El objetivo de estas curvas NGA es derivar dichos estimados para periodos de 0,01 a 10 s. Este modelo, que toma en cuenta  $V_{s30}$  en el rango de 450-900 m/s y profundidades en roca, se basa en la aceleración pico promedio y valores medios horizontales para periodos espectrales de 0,01 a 10 segundos. La  $V_{s30}$  debe estar comprendida entre 450 y 900 m/s.



**Figura 10.** Ecuación de atenuación de Idriss (2008) (Díaz-Hernández, 2013).

### Boore & Atkinson (2008)

Estas ecuaciones se desarrollaron por un análisis de regresión del conjunto de datos PEER-NGA, que contiene datos recopilados por sismos fuertes someros en regiones tectónicamente activas en todo el mundo. Los datos de movimientos fuertes son relativamente escasos para eventos con magnitud  $< 5,5$ . El estudio por separado de las relaciones de movimientos de suelo que ocurren en las zonas de subducción es importante debido a la alta actividad.



**Figura 11.** Ecuación de atenuación de Boore & Atkinson (2008) (Díaz-Hernández, 2013).

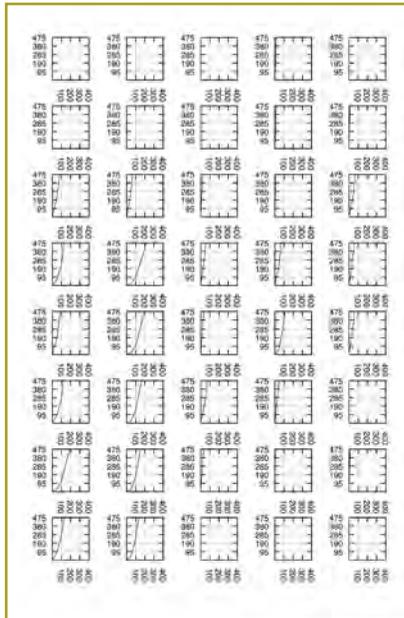
Para curvas de atenuación de los autores para una misma magnitud de sismo, se observan diferencias en cuanto a valores de aceleración en los primeros 10 km de distancia a partir del epicentro. Los resultados obtenidos por Boore & Atkinson (2008) se alejan de los otros modelos.

Se presenta mayor atenuación sísmica en los modelos presentados por Campbell & Bozorgnia (2008) e Idriss (2008), a medida que aumenta la magnitud del sismo. Por el contrario, el modelo de Boore & Atkinson (2008) presenta una mayor disipación de energía para cortas distancias, lo que implica que este modelo tiene una tendencia menos conservadora.

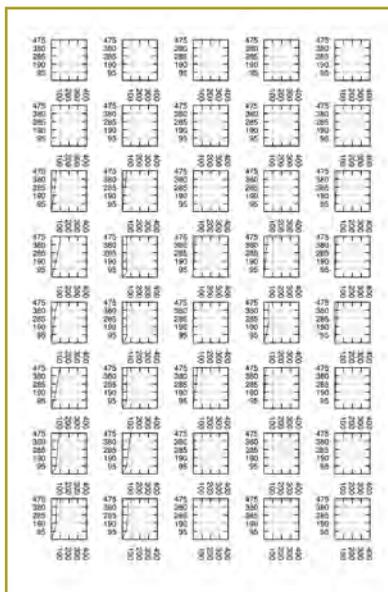
### CURVAS DE AMENAZA

Usando las ecuaciones de atenuación se puede estimar la distancia a la cual se pueden producir aceleraciones dadas para magnitudes dadas. Para determinar la curva de amenaza sísmica se procede a combinar la tasa anual de ocurrencia de sismos con una magnitud dada por

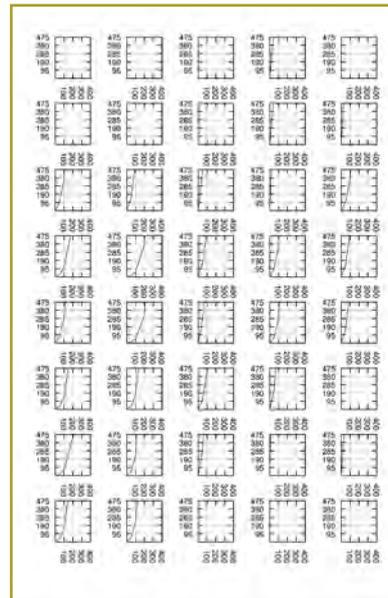
unidad de área. Finalmente, el total de la tasa media anual de ocurrencia del movimiento sísmico mayor que una aceleración  $a$  dada es la sumatoria de las contribuciones de las diferentes magnitudes (Hanks & Cornell, 1994). Las figuras siguientes son del periodo 1960-2012 (figuras 12 a 17). En las abscisas la aceleración es en gales, en las ordenadas periodo de retorno en años y elaboración propia a través del *software* Gnuplot (Williams & Kelley, 2007).



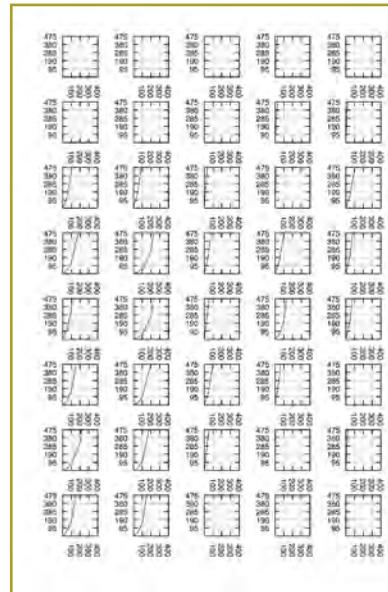
**Figura 12.** Curva de amenaza sísmica para Colombia, modelo AS08 (Díaz-Hernández, 2013).



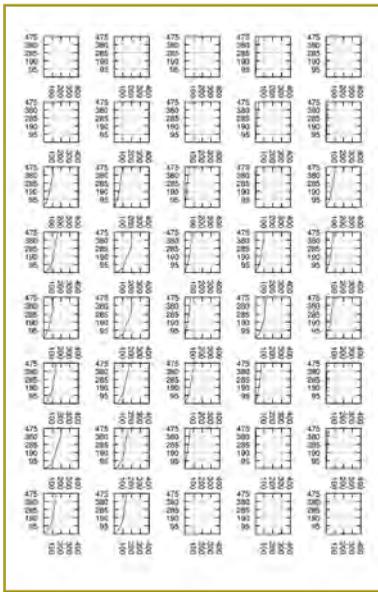
**Figura 13.** Curva de amenaza sísmica para Colombia, modelo BA08 (Díaz-Hernández, 2013).



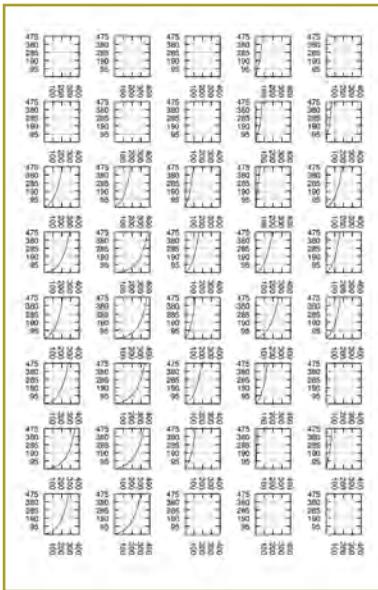
**Figura 14.** Curva de amenaza sísmica para Colombia, modelo CB08 (Díaz-Hernández, 2013).



**Figura 15.** Curva de amenaza sísmica para Colombia, modelo CY08 (Díaz-Hernández, 2013).



**Figura 16.** Curva de amenaza sísmica para Colombia, modelo IO8 (Díaz-Hernández, 2013).



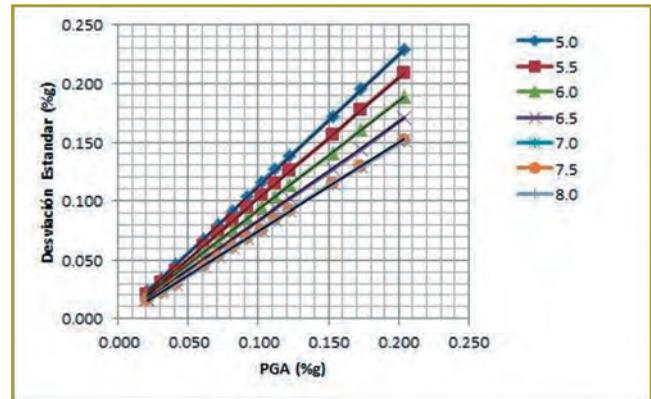
**Figura 17.** Curva de amenaza sísmica para Colombia, modelo FT 1990 (Díaz-Hernández, 2013).

### DETERMINACIÓN DE LAS PGA

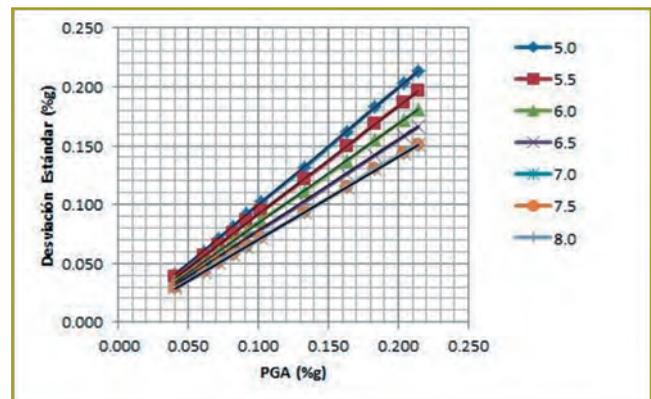
La aceleración máxima del terreno es una medida de la aceleración del suelo y un parámetro de entrada importante para la ingeniería sísmica.

### Desviación estándar

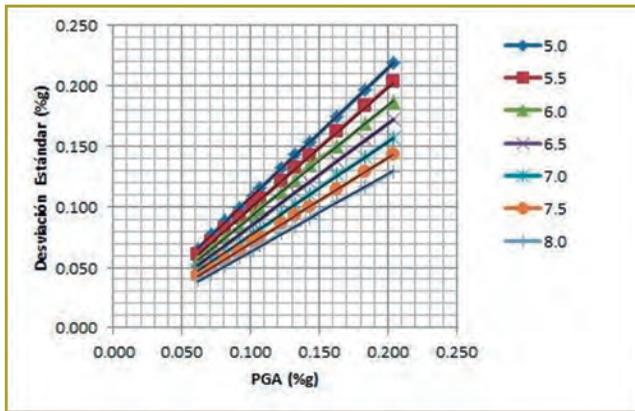
La evaluación de la PGA incluye generalmente la evaluación del valor medio más una desviación estándar. Por lo tanto, en este estudio se evaluaron las desviaciones estándar para las ecuaciones de Abrahamson & Silva (2008), Chiou & Youngs (2008) e Idriss (2008). En los casos de Boore & Atkinson (2008) y Campbell & Bozorgnia (2008) no es necesario hacerla, ya que la desviación estándar es independiente de la magnitud. Los cálculos se realizaron con los programas desarrollados por Al Atik (2009). A continuación se muestra la variación de la desviación estándar como función de la PGA, de la magnitud y de la distancia (figuras 18-20) (Díaz-Hernández, 2013).



**Figura 18.** Variación de la desviación estándar como función de la PGA, de la magnitud y de la distancia, AS08 (Díaz-Hernández, 2013).



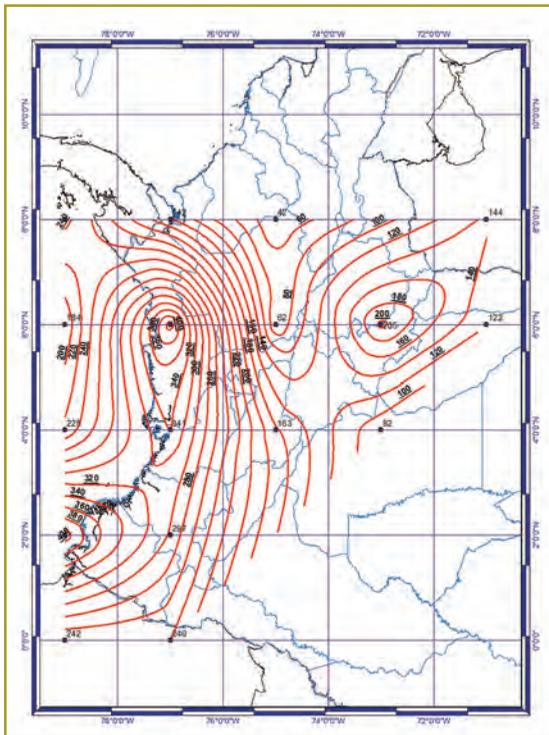
**Figura 19.** Variación de la desviación estándar como función de la PGA, de la magnitud y de la distancia, CY08 (Díaz-Hernández, 2013).



**Figura 20.** Variación de la desviación estándar como función de la PGA, de la magnitud y de la distancia, 108 (Díaz-Hernández, 2013).

### Curvas de isoaceleración

A renglón seguido se muestran los valores de isoaceleración para un periodo de retorno de 475 años, alcanzados teniendo en cuenta el valor medio de PGA más una desviación estándar. Hay zonas a las que, desde el punto de vista probabilístico, no se les puede asignar ningún



**Figura 21.** Curvas de isoaceleración para Colombia, modelo AS08 (Díaz-Hernández, 2013).

valor, dado que el número de datos es bajo o nulo. Los resultados en cada uno de los nodos representan valores promedios de las aceleraciones predichas por el modelo de sismicidad y las leyes de atenuación aplicadas en cada zona sísmica, considerando los valores de la media más una desviación estándar (figuras 21 a 25).

Así mismo se muestra la distribución de las aceleraciones máximas obtenidas en el modelo de AS08 (figura 21). En el mapa es posible observar dos puntos de aceleración máxima:

- *Chocó.* La aceleración máxima presentada es de 400 gales.
- *Boyacá.* La aceleración máxima presentada es de 205 gales.

En esta figura se puede apreciar la distribución de las aceleraciones máximas obtenidas en el modelo de BA08, elaborado a través del *software* GMT (Wessel & Smith, 2004), en un periodo entre 1960 y 2010 (figura 22). Es posible observar que el punto de aceleración máxima es de 280 gal en el oeste, atenuándose hacia el este de Colombia y afectando específicamente al departamento de Chocó. Las aceleraciones son mayores en el occidente, hasta el punto de que se presentan valores de 281 gales.

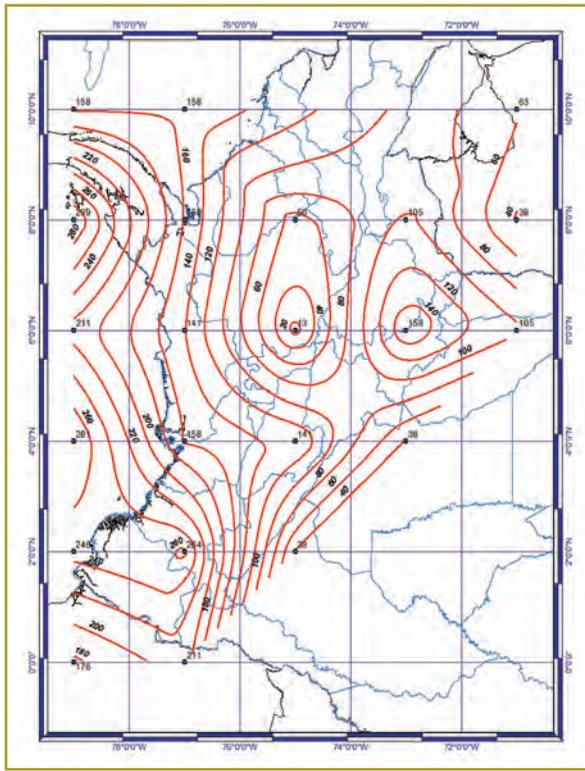
En Nariño, ubicado en el extremo suroeste de Colombia, se registra una aceleración de 250 gales.

En Cauca, localizado hacia el suroccidente de Colombia, la curva de isoaceleración tiene un valor de 220 gales.

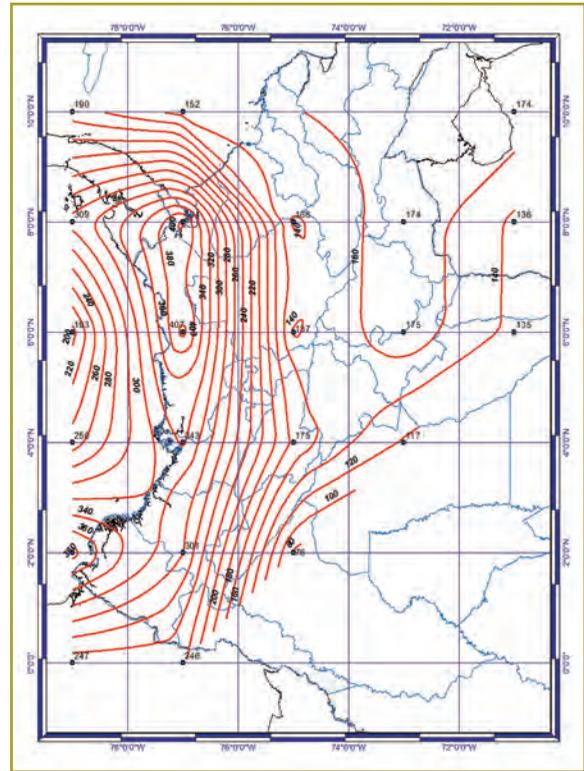
Las curvas de isoaceleración generadas por el modelo de CB08 presenta valores inferiores o iguales a 320 gales, ubicados en la zona oeste de Colombia (Chocó) y disminuyendo hacia el centro del País (figura 23).

Seguidamente se muestra la distribución de las aceleraciones máximas obtenidas en el modelo de CY08. El mayor valor de aceleración está ubicado en el departamento del Chocó con un valor de 400 gales (figura 24).

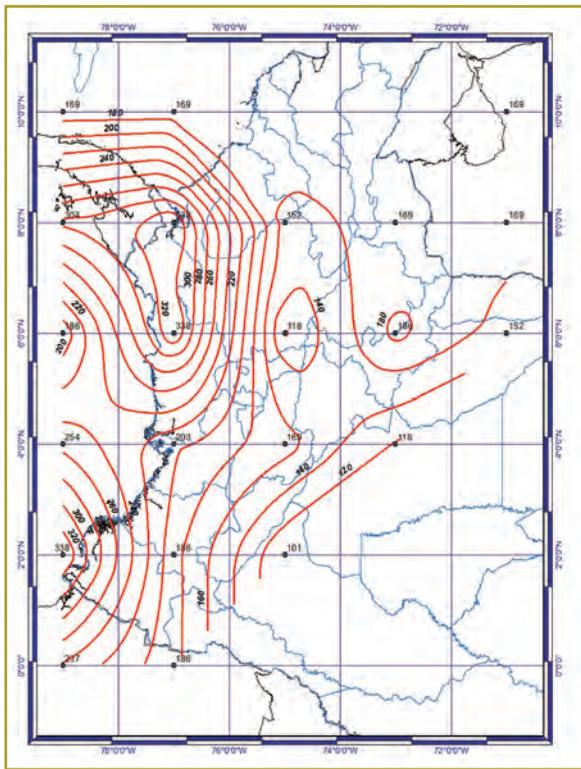
En la figura anterior es posible observar la distribución de las aceleraciones máximas obtenidas en el modelo de 108 en un periodo entre 1960 y 2012. Se aprecia que el punto de aceleración máxima es de 380 gales, ubicado en los departamentos de Nariño, Cauca, Valle del Cauca y Chocó (figura 25).



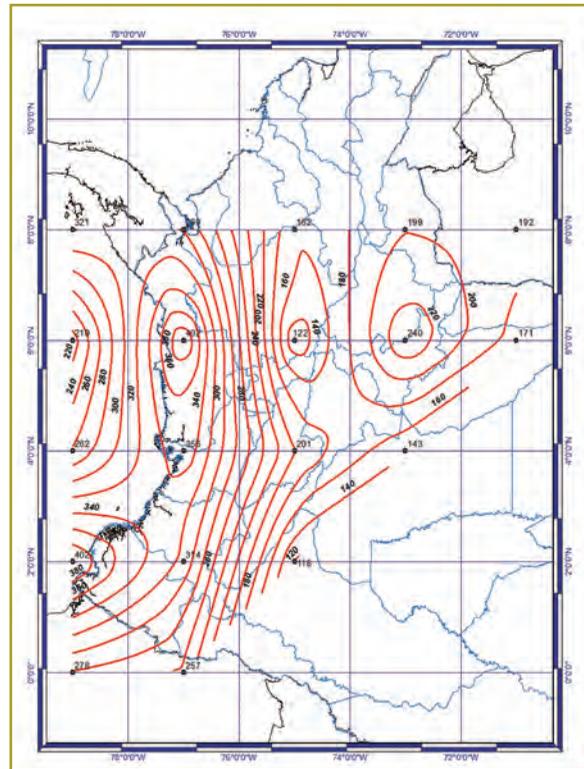
**Figura 22.** Curvas de isoaceleración para Colombia, modelo de BA08 (Díaz-Hernández, 2013).



**Figura 24.** Curvas de isoaceleración para Colombia, modelo de CY08 (Díaz-Hernández, 2013).



**Figura 23.** Curvas de isoaceleración para Colombia, modelo de CB08 (Díaz-Hernández, 2013).



**Figura 25.** Curvas de isoaceleración para Colombia, modelo de I08 (Díaz-Hernández, 2013).

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

Más adelante se muestra la comparación para capitales de departamento, de la aceleración máxima (Aa) entre el Decreto 1400/84, NSR-98, NSR-10 y los resultados conseguidos a lo largo de este artículo (cuadro 1).

En la NRS-10 se realizó un análisis de la máxima aceleración horizontal en cada una de las capitales de departamento, inferida de la localización y magnitud de los sismos en el catálogo de eventos, empleando la metodología de Gallego (2000). Estos valores se usaron posteriormente como parte de la información utilizada en la producción de los mapas definitivos que se incluyen en el reglamento NRS-10.

Al comparar los valores de Aa entre NSR-98 y NSR-10, se tiene que para ciudades como Bogotá, Medellín, Neiva y Pasto el valor disminuyó 0,05 g pero sin cambiar la zona de amenaza sísmica, mientras que para las ciudades de Cúcuta, Quibdó y Yopal el Aa aumentó en 0,05 g, exceptuando Yopal, que aumentó 0,10 g y cambió de zona de amenaza sísmica al pasar de intermedia a alta.

## DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Desde los años setenta se han elaborado en Colombia varios mapas de amenaza sísmica con diversas aproxi-

maciones, como los de Estrada y Ramírez (1977); AIS (1984, 1996, 2009); Salcedo (1992, 1993); Ceresis (1996), Alfaro (2011, 2012), todos ellos con sus fortalezas y debilidades. A la luz de eventos catastróficos relativamente recientes, como el sismo de Haití de 2010 y el sismo de Tohoku (Japón) del 2011, y atendiendo la sugerencia de Stein et al. (2011) de dar una mirada retrospectiva y objetiva a los pronósticos, resulta importante ver cómo la norma sismorresistente vigente parece que hiciera caso omiso de las evidencias instrumentales e históricas de los sismos del Eje Cafetero de 1999 y de Quetame de 2008.

La aproximación probabilística de la amenaza presenta limitaciones en Colombia, principalmente por escasez de datos, como se muestra en este estudio, en el cual se analizaron los cuadrantes de 2° por 2° en el área comprendida entre las longitudes 80° W y 70° W y entre las latitudes 1° S y 15° N, que corresponden al territorio colombiano. Los datos analizados corresponden al periodo 1960-2012, ya que presentan una distribución temporal aproximadamente de tipo Poisson. Los sismos corresponden a profundidades menores de 100 km y magnitudes Ms mayores de 5. La unificación de escalas de magnitud se realizó con los estudios de Utsu (Hung, 2002).

**Cuadro 1**

Comparación de los valores de la aceleración pico efectiva para diseño [Aa] para ciudades capitales de departamento de Colombia (Díaz-Hernández, 2013)

	DECRETO 1400/84	NSR-98	NSR-2010	Este estudio				
				As08	Ba08	Cb08	Cy08	I08
Aa (% g)								
Arauca	0,15	0,15	0,15	0,14	0,10	0,16	0,14	0,18
Armenia	0,25	0,25	0,25	0,22	0,12	0,18	0,20	0,26
Bogotá	0,15	0,20	0,15	0,12	0,08	0,14	0,14	0,18
Bucaramanga	0,25	0,25	0,25	0,20	0,14	0,18	0,16	0,22
Cali	0,25	0,25	0,25	0,30	0,16	0,20	0,30	0,3
Cúcuta	0,25	0,30	0,35	0,14	0,10	0,16	0,17	0,20
Florencia	0,20	0,20	0,20	0,22	0,12	0,14	0,16	0,18
Ibagué	0,20	0,20	0,20	0,22	0,14	0,16	0,20	0,26
Manizales	0,25	0,25	0,25	0,20	0,08	0,18	0,22	0,26
Medellín	0,15	0,20	0,15	0,30	0,14	0,28	0,34	0,34
Mocoa		0,30	0,30	0,24	0,22	0,18	0,26	0,28
Neiva	0,20	0,30	0,25	0,24	0,16	0,16	0,20	0,26
Pasto	0,25	0,30	0,25	0,38	0,24	0,30	0,36	0,36
Pereira	0,25	0,25	0,25	0,26	0,10	0,18	0,26	0,28
Popayán	0,20	0,25	0,25	0,30	0,26	0,24	0,30	0,30
Quibdó	0,30	0,30	0,35	0,40	0,16	0,32	0,40	0,38
Tunja	0,15	0,20	0,20	0,20	0,14	0,18	0,16	0,22
Villavicencio	0,20	0,30	0,35	0,14	0,08	0,12	0,13	0,16
Yopal		0,20	0,30	0,14	0,10	0,16	0,14	0,18

A causa de la escasez de datos, los valores en el piedemonte llanero se presumen poco realistas, ya que subestiman los niveles de amenaza. Adicionalmente, hay un vacío de información en todos los departamentos de la costa caribe.

En el sismo del 25 de enero de 1999 se registraron aceleraciones en suelo de 518 gales, a 13 km del epicentro. Sugito y Taniguchi (1999) realizaron estimaciones de la aceleración en roca y obtuvieron el valor de 217 gales. De acuerdo con las observaciones de campo y las fotografías aéreas, se puede deducir que se presentaron aceleraciones mayores a una gravedad. A pesar de esto, los estudios de AIS (2009) no registran ningún cambio en el valor de aceleración de Armenia.

En el caso del sismo del 24 de mayo del 2008, se registraron aceleraciones de 605 g en roca a 9 km del epicentro. El estudio de AIS (1998) asignaba 0,30 g para este sitio, en tanto que el estudio AIS (2009) presenta 0,25 g. De ahí la importancia de revisar y actualizar los estudios de amenaza sísmica (Correa & Alfaro, 2011; Stein et al., 2011; Alfaro, 2011, 2012).

Se analizaron cinco ecuaciones de predicción de movimiento de suelo, las cuales se eligieron porque se encuentran dentro de proyectos científicos importantes; el catálogo para su generación es muy extenso, ya que se encuentran publicadas en revistas científicas reconocidas y se han usado para otros estudios a nivel internacional.

Algo que no estaba previsto fue la importancia de la inclusión de la desviación estándar en los resultados, y en tres de los cinco casos, ésta es función de la magnitud y de la aceleración, lo cual implicó cálculos adicionales. Por otra parte, las ecuaciones funcionan para magnitudes entre 5 y 8, de modo que el catálogo colombiano se redujo de manera considerable.

El modelo de movimientos de tierra presentado en este estudio, al igual que los otros modelos desarrollados para el proyecto NGA, representa un avance significativo en la predicción empírica de movimientos de tierra horizontal para uso en ingeniería.

De los mapas de aceleraciones se puede observar una regionalización de dichos parámetros, concentrándose los máximos valores sobre la parte de la costa pacífica y que van decreciendo hacia el centro del país; de la misma manera, la parte suroeste (Nariño) registra altos valores, que tienden a decrecer hacia la dirección este.

Por otro lado, Delavaud et al. (2012) concluyeron que las ecuaciones de Kanno et al. (2006), Cotton et al. (2008) y Chiou et al. (2010) son las más sólidas del mundo; se recomienda realizar el análisis con dichas ecuaciones y ver las variaciones que se presentan en los valores de PGA para Colombia.

## Agradecimientos

Las figuras de isoaceleración se hicieron con la ayuda del estudiante de la maestría en Geotecnia de la Universidad Industrial de Santander, el ingeniero Jorge Alberto Armenta Jiménez.

## REFERENCIAS

- Abrahamson, N. & Silva, W. (2008). Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion relations. *Earthquake Spectra*, EERI, 24 (1), 67-97 pp.
- Aguiar, R. & Haro, A. (2000). Zonificación sísmica en países bolivarianos. *Boletín técnico IMME*, 38(3), 27-41.
- Al Atik, L. (2009). Calculation of Weighted Average 2008 NGA Models. Recuperado de <http://peer.berkeley.edu/>.
- Alfaro, A. (2011). Dificultades en los estudios probabilísticos de amenaza en Colombia debido a la escasez de datos instrumentales. *Revista Épsilon*, 17, 45-59.
- Alfaro, A. (2012). Difficulties on PSHA in Colombia because of Data Scarcity. *Bulletin of International Institute of Seismology and Earthquake Engineering*, 46, 145-152.
- Alfaro, A. (2013). Evaluación probabilística y determinista de la amenaza sísmica de Neiva-Colombia utilizando la nueva generación de ecuaciones de atenuación. Remitido a la revista *Épsilon*, N.º 20, pp. 145-148.
- Alfaro, A. & Van Hissenhoven, R. (2010, enero-junio). Sismo de Haití: aspectos Sismológicos. *Revista Épsilon*, 14, 113-120.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1984). Estudio general del riesgo sísmico de Colombia. Bogotá, 242 pp.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1996). Estudio general de amenaza sísmica de Colombia. Bogotá.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2009). Estudio general de amenaza sísmica de Colombia. Bogotá, 220 pp.
- Boore, D.M. & Atkinson, G.M. (2008). Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5 %-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, 24, 99-138.
- Campbell, K. & Bozorgnia, Y. (2008). NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped linear elastic response spectra for periods ranking from 0.01 to 10 s. *Earthquake Spectra*, EERI.
- Ceresis (Centro Regional de Sismología para América del Sur) (1996). Mapa probabilístico de peligro sísmico de Sudamérica. J.C. Castaño y M.H. Millán (comps.). Escala 1:5.000.000.
- Chiou, B. & Youngs, R. (2008). An NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. *Earthq. Spectra*, 24, 173-215.
- Correa, M. & Alfaro, A. (2011). Necesidad de la revisión de los estudios de amenaza sísmica a raíz del sismo de Tohoku del 2011. *Revista Tecnura*, 15(30), 82-92.

- Delavaud, E., Scherbaum, F., Kuehn, N. & Allen, T. (2012, abril) Testing the Global Applicability of Ground Motion Prediction Equations for Active Shallow Crustal Regions. *Bull Seism Soc Am.*, 102 (2) 707-721.
- Díaz-Hernández, D.M. (2013) Incidencia de la utilización de la nueva generación de ecuaciones de atenuación (NGA) en los valores máximos de aceleración sísmica pico (PGA) en Colombia. Tesis maestría. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Estrada, G. & Ramírez, J.E. (1977). *Mapa de riesgo sísmico para Colombia*. Bogotá: Instituto Geofísico de los Andes Colombianos-Pontificia Universidad Javeriana.
- Felzer, K. (2006). Calculating the Gutenberg-Richter *b* value. *Proceedings of American Geophysical Union Meeting*.
- Fukushima, Y. & Tanaka, T. (1990). A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(4), 757-783.
- Gallego, M. (2000). Estimación del riesgo sísmico en la República de Colombia [tesis de maestría]. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Goberna, J.R. (1988). The Historical Seismograms of Colombia en *Historical Seismograms of the World*. San Diego: W.H.K. Lee, H. Meyers & K Shimazaki. Academic Press, Inc.
- Hanks, T.C. & Cornell, C.A. (1994). Probabilistic Seismic Hazard Analysis: A Beginner's Guide. En *Proceedings of the Fifth Symposium on Current Issues Related to Nuclear Power Plant Structures, Equipment and Piping*. Carolina del Norte: North Carolina State University, Raleigh.
- Idriss, I. (2008). An NGA Empirical Model for Estimating the Horizontal Spectral Values Generated by Shallow Crustal Earthquakes. *Earthq. Spectra*, 24, 217-242.
- International Seismological Centre (2012). Online Bulletin. Recuperado de <http://www.isc.ac.uk>, Internatl. Seis. Cent., Thatcham, United Kingdom.
- NSR-10 Normas colombianas de diseño y construcción sismo-resistente NSR-10. Decreto 926 del 19 de marzo de 2010. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. República de Colombia.
- NSR-98 Normas colombianas de diseño y construcción sismo-resistente NSR-98. Ley 400 de 1997.
- PEER Berkeley Database. Disponible en [www.peer-berkeley.edu](http://www.peer-berkeley.edu).
- Ramírez, J.E. (1933). Earthquake history of Colombia. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 23, 13-22.
- Ramírez, J.E. (1971). The destruction of Bahía Solano, Colombia, on September 26, 1970 and the rejuvenation of a fault. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 61. 1041-1049.
- Ramírez, J. E. (1975). *Historia de los terremotos en Colombia*. Bogotá: IGAC.
- Ramírez-Landínez, A.C. (2009). Análisis sismológico del evento del 24 de mayo de 2008 en Quetame (Cundinamarca) y sus réplicas. Tesis Ingeniería Civil. Bogotá: Universidad de La Salle.
- Salcedo, E. (1992). Sismicidad y amenaza sísmica en Colombia [tesis doctoral]. Moscú: Universidad Estatal Lomonosov.
- Salcedo, E. (1993). Mapa de Mmx del territorio de Colombia. En *Memorias del Curso Construcción e Interventoría de la Mampostería Estructural de Colombia*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Stein, S., Geller, R. & Liu, M. (2011). Bad Assumptions or Bad Luck: Why Earthquake Hazard Maps Need Objective Testing. *Seismological Research Letters*, 82(5), 623-626.
- Stein, S. & Okal, E. (2011). The Size of the 2011 Tohoku Earthquake Need Not Have Been a Surprise. *EOS*, 92(27), 227-228.
- Sugito, M. & Taniguchi, H. (1999). Simulation of strong ground motion for the Quindío earthquake. Reconnaissance Report on the 1999 Quindío, Central Western Colombia, Earthquake and its Disasters. Hiroshi Kagami, Graduate School of Engineering, Hokkaido University.
- United States Geological Survey (USGS) (2012). Disponible en [http://neic.usgs.gov/neis/epic/epic\\_rect.html](http://neic.usgs.gov/neis/epic/epic_rect.html)
- Utsu, T. (2002). Relationships between magnitude scales. En *International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology*. International Association of Seismology and Physics of the Earth's Interior Committee on Education, International Association for Earthquake Engineering. W.H.K. Lee, H. Kanamori & C. Kisslinger (eds.). Academic Press, 733-746.

# Evaluación de mezclas asfálticas tibias fabricadas en laboratorio con asfalto espumado, agregados naturales y RAP

## Assessment of warm-mix asphalt manufactured in a lab with foamed asphalt, natural aggregates and RAP

DEIBY ALEJANDRO CAMARGO SANABRIA<sup>1</sup> - SANDRA XIMENA CAMPAGNOLI MARTÍNEZ<sup>2</sup>

1. Ingeniero civil, candidato a magíster en Ingeniería Civil de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

2. Ingeniera civil, especialista en Geotecnia. Profesora titular de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

alejandrocamar@hotmail.com - sandra.campagnoli@escuelaing.edu.co

Recibido: 08/11/2013 Aceptado: 01/12/2013

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

En este artículo se describen los aspectos generales de la elaboración y la evaluación, en laboratorio, de mezclas asfálticas tibias (WMA, por su sigla en inglés), fabricadas con asfalto espumado, agregados naturales y RAP. Se analizan además las propiedades volumétricas, la estabilidad y el flujo Marshall, la resistencia a la tracción indirecta y la susceptibilidad al agua, presentada por las mezclas, así como la penetración, el punto de ablandamiento y la viscosidad de los asfaltos recuperados de ellas. Con el contenido de asfalto, establecido como óptimo a partir del diseño de una mezcla asfáltica en caliente (HMA, por su sigla en inglés) equivalente, tipo MDC-1 de capa de base o intermedia, seleccionado para un tránsito NT2, se elaboraron mezclas asfálticas tibias (WMA), variando la temperatura de compactación (90, 105 y 120 °C) y los contenidos de RAP (15, 20, 25 y 30 %), utilizando un asfalto espumado, identificado como 80-100. Adicionalmente, con propósitos comparativos, se elaboraron mezclas asfálticas, sin RAP, a las mismas temperaturas de compactación, usando asfaltos espumados 60-70 y 80-100.

En términos generales, los resultados encontrados concuerdan con los reportados en la bibliografía para este tipo de mezclas; propiedades de densidad similares a la de la HMA equivalente, porcentaje de vacíos con aire (% VA), de vacíos en los agregados minerales (% VAM) y estabilidad, cumpliendo con la especificación respectiva, flujos altos, encontrándose en la gran mayoría de los casos por fuera de la especificación, así como relaciones de resistencia a la tensión inferiores al 80 %, indicativas de una mayor susceptibilidad a la humedad.

En cuanto a las propiedades del asfalto recuperado, en general se tienen también los resultados esperados: disminución de la penetración e incremento del punto de ablandamiento y de la viscosidad, si se comparan estos valores con los del asfalto original, usado para modificar el asfalto del RAP, y las condiciones contrarias, si se comparan los valores del asfalto recuperado con las propiedades del asfalto contenido en el RAP.

**Palabras claves:** mezcla asfáltica tibia, asfalto espumado, pavimento asfáltico recuperado, diseño de la mezcla de asfalto.

### Abstract

This paper describes the general aspects of manufacture and assessment, in a laboratory, of warm-mix asphalt (WMA), manufactured with foamed asphalt, natural aggregates and RAP. Additionally, the volumetric properties, Marshall's stability and Flow, Indirect Tensile strength, and water susceptibility are analyzed, as well as the results of penetration, softening point, and viscosity of asphalts.

From a content of asphalt, set as optimal from the design of an equivalent MDC-1 hot-mix asphalt (HMA) of base or intermediate layer, selected for traffic level NT2, warm-mix asphalts (WMA) were manufactured, varying the compaction temperature (90, 105 and 120 °C) and RAP contents (15, 20, 25, and 30 %), using foamed asphalt, labeled as 80-100. Additionally, with comparative purposes, mixes without RAP were manufactured at the same compaction temperatures, using 60-70 and 80-100 foamed asphalts.

In general terms, the findings match the ones described in the literature for this type of mixes: density properties similar to the equivalent HMA; percentages of air voids (% AV), voids in mineral aggregates (% VMA) and stability, complying with their respective specification; high flows, found in most cases non-compliant with the specification, as well as resistance and tensile strength ratio below 80%, indicative of higher water susceptibility.

In general terms, as for the properties of the reclaimed asphalt, the results were as expected: diminution in penetration and increased softening point and viscosity, when compared to the original asphalt, used to modified the asphalt in RAP, and the opposite conditions, when comparing the values of the reclaimed asphalt with the properties of the asphalt contained within RAP.

**Keywords:** Warm Mix Asphalt, Foamed asphalt, Reclaimed Asphalt Pavement, mix asphalt design.

## INTRODUCCIÓN

La diversidad económica y el crecimiento de la población en Colombia conducen a que se disponga de vías de acceso para que los sectores económicos y sociales interactúen y satisfagan las necesidades de productos y servicios. En este orden de ideas, se ha desarrollado una gran variedad de tecnologías que incluyen comúnmente el empleo de mezclas asfálticas en caliente (*Hot Mix Asphalt*, HMA) para la construcción de capas de rodadura y capas asfálticas de base o intermedias de los pavimentos.

En años recientes, atendiendo las necesidades de tipo energético, de reducción de emisiones de gases y de uso racional de los recursos naturales, se han desarrollado las mezclas asfálticas tibias (*Warm Mix Asphalt*, WMA) y se ha incrementado el empleo de materiales reciclados, como los provenientes de la recuperación de pavimentos asfálticos (*Reclaimed Asphalt Pavement*, RAP). Las WMA son mezclas asfálticas elaboradas a temperaturas de 17 a 55 °C, menores que las temperaturas usadas en la elaboración de las HMA, y en general, se basan en los mismos principios de diseño. Para reducir las temperaturas es necesario incluir algún proceso o aditivo que reduzca la viscosidad del asfalto, lo que permite un adecuado cubrimiento y mezclado de éste con los agregados.

Conscientes de la importancia del uso de mezclas asfálticas tibias y de materiales reciclados, se hizo un estudio en el Laboratorio de Pavimentos de la Escuela Colombiana de Ingeniería, con el propósito de evaluar las propiedades volumétricas, estabilidad y flujo Marshall, así como la susceptibilidad a la humedad, de mezclas asfálticas tibias con asfalto espumado, agregados naturales y RAP. En este artículo se resumen los resultados obtenidos y se presentan algunas recomendaciones derivadas del estudio.

## MATERIALES Y METODOLOGÍA

Los materiales empleados en el estudio fueron agregados naturales procedentes de trituración y de terrazas aluviales, utilizados comúnmente para la elaboración de mezclas asfálticas en caliente, en la ciudad de Bogotá. El pavimento asfáltico recuperado (RAP) proviene del patio de acopio del Instituto de Desarrollo Urbano (IDU), y se usaron cementos asfálticos identificados como 60-70 y 80-100, cuyas características se resumen a continuación (cuadro 1).

**Cuadro 1**

Resumen de propiedades del asfalto recuperado del RAP y de los cementos asfálticos originales

Propiedades		Asfalto del RAP	Asfalto tipo 60-70	Asfalto tipo 80-100
Viscosidad, poises	60 °C	21.283	4415	1605
	90 °C	405	108	58
	135 °C	11,3	3,6	3,0
	165 °C	2,6	1,0	0,8
Punto de ablandamiento, °C		60,9	48,8	47,3
Penetración (25 °C), mm/10		27	68	70*
Ductilidad (25 °C), cm		85	110	115
Contenido de asfalto, %		5.7	-	-

\*Valor encontrado para la penetración en el asfalto denominado 80-100, según el productor.

En la página siguiente se presenta el diagrama de flujo que resume la metodología seguida en el estudio para la fabricación y obtención de las propiedades volumétricas y características mecánicas, medidas mediante la estabilidad y flujo Marshall, así como para la evaluación de la susceptibilidad a la humedad de las WMA. También se indican los ensayos realizados sobre los asfaltos originales y los asfaltos recuperados de las mezclas.

## CARACTERIZACIÓN DE LAS ESPUMAS

Para fabricar y caracterizar las espumas de asfalto, se utilizó una planta piloto de laboratorio (WLB-10), la cual simula las condiciones de elaboración de las espumas de asfalto a mayor escala. Los resultados de la caracterización de las espumas, en cuanto a relación de expansión y vida media, se muestran posteriormente, y también se indican las temperaturas y concentraciones de agua seleccionadas para la fabricación de las espumas y elaboración de las WMA (figuras 2 y 3).

## RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Más adelante se presentan los resultados encontrados de las propiedades evaluadas en las mezclas tibias, elaboradas con diferentes concentraciones de RAP, tipo de cemento asfáltico y temperaturas de compactación. Así mismo, se incluyen los resultados para el contenido de asfalto establecido como óptimo del 5,7 % de la mezcla asfáltica en caliente (HMA). Con este

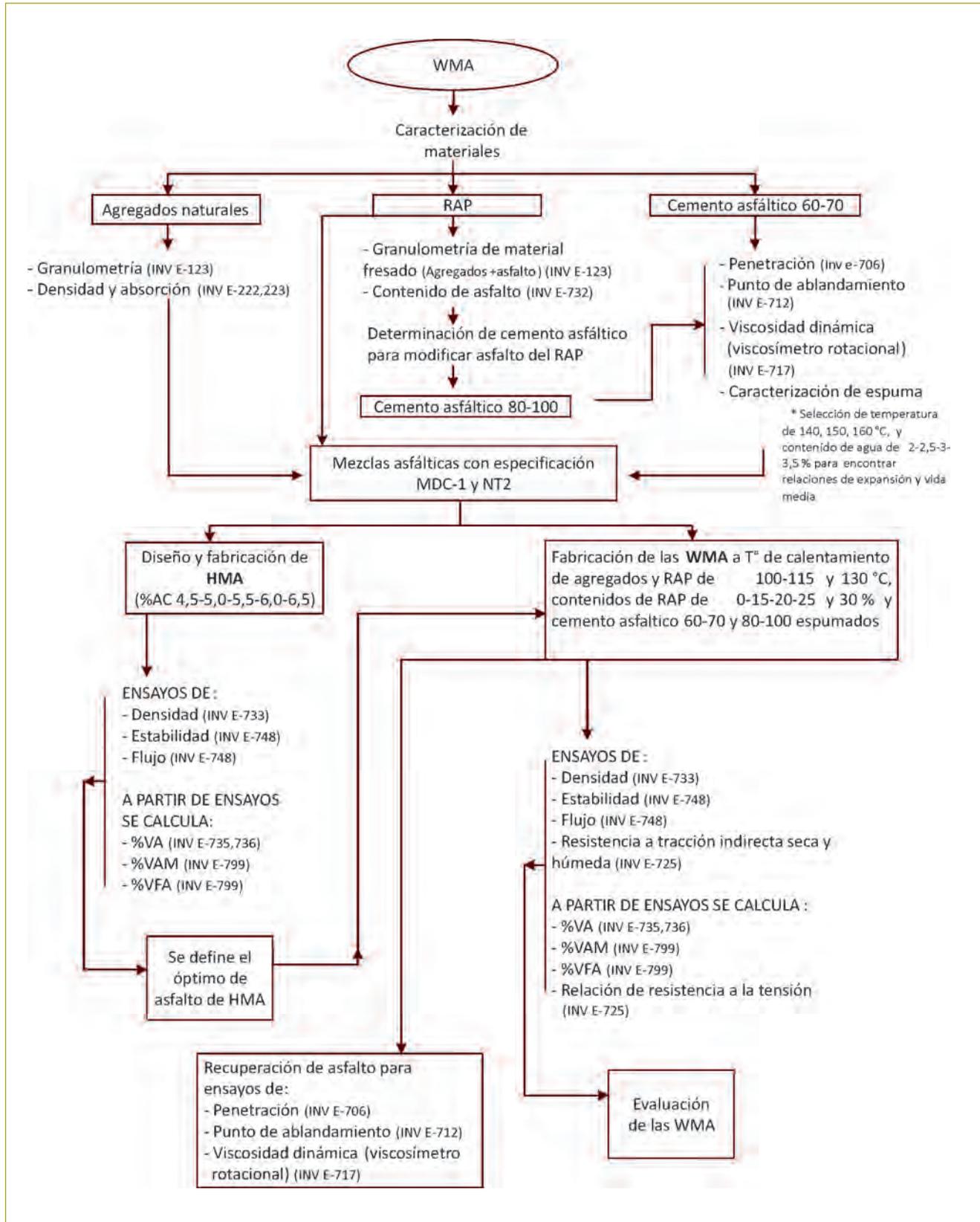


Figura 1. Metodología seguida para la fabricación de las WMA y su caracterización.

contenido de asfalto, se trataron de elaborar todas las WMA del estudio, admitiendo una tolerancia de  $\pm 0,3$

%, rechazándose en los análisis aquellas muestras cuyos contenidos de asfalto se encontraran fuera del rango 5,4 a 6,0 % (cuadro 2).

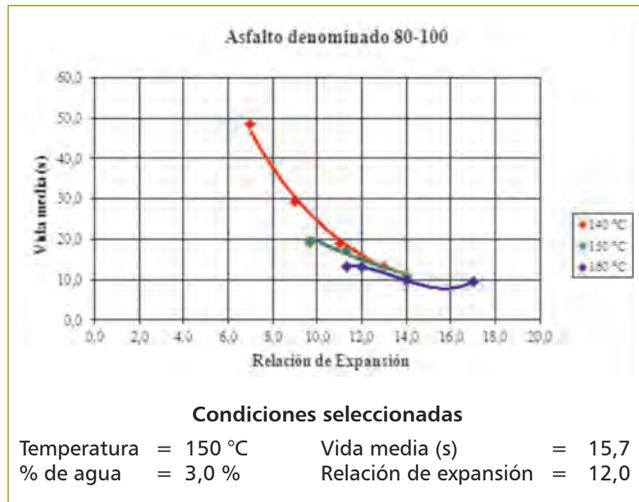


Figura 2. Condiciones seleccionadas para espumar el asfalto denominado 80-100.

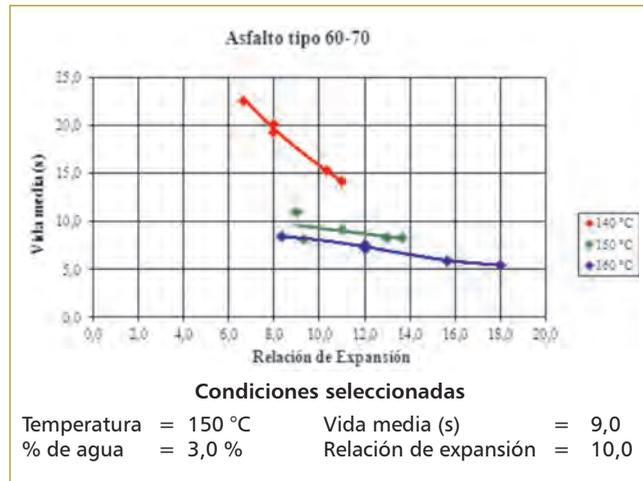


Figura 3. Condiciones seleccionadas para espumar el asfalto denominado 60-70.

**Cuadro 2**  
Resumen de propiedades de las WMA y HMA fabricadas en función de porcentaje de RAP

Proceso	Temperatura de agregados y RAP, °C	Temperatura de compactación, °C	% RAP	Densidad, g/cm <sup>3</sup>	Estabilidad kg	Flujo, mm	% VA	% VAM	% VFA	Tracción indirecta seca KPa	Tracción indirecta húmeda KPa	Relación de resistencia a tensión %	% asfalto		
Espumado con asfalto 80-100	100	90	15	2243	539	3,89	6,9	18,3	63	826	340	41	6,0		
			20	2247	578	3,89	6,4	18,2	65	683	590	86	6,1		
			25	2276	1009	4,40	5,5	17,1	68	1188	862	73	6,2		
	115	105	30	2273	826	4,57	5,4	17,2	69	1095	936	85	5,9		
			15	2311	904	4,40	4,5	15,9	72	1062	824	78	6,0		
			20	2287	905	4,57	5,0	16,7	70	1009	858	85	5,9		
	130	120	25	2231	802	4,23	7,4	18,8	61	937	592	63	5,9		
			30	2255	659	4,06	6,4	17,9	64	1212	934	77	6,2		
			15	2290	840	4,40	6,8	16,6	59	1327	977	74	5,8		
	100	90	20	2284	932	4,23	6,7	16,8	60	1399	1186	85	6,0		
			25	2245	1075	4,06	8,1	18,3	56	1087	768	71	5,8		
			30	2262	915	4,15	7,9	17,7	55	1228	1152	94	5,9		
Espumado con asfalto 60-70	100	90	0	2262	562	3,81	8,1	17,7	54	818	469	57	5,6		
			115	105	0	2295	723	3,64	6,5	16,5	60	1071	781	73	5,8
			130	120	0	2210	695	4,23	10,5	19,5	47	831	652	79	5,1
Asfalto 60-70	HMA	138	0	2299	799	2,79	6,6	16,3	59	993	676	68	5,4		
			115	105	0	2292	698	3,47	7,1	16,5	57	1051	882	84	5,5
			130	120	0	2305	827	3,30	6,6	16,1	59	1096	831	76	5,6

Posteriormente se presentan los resultados encontrados de las propiedades evaluadas del asfalto recuperado de las mezclas tibias, elaboradas con diferentes concentraciones de RAP, tipo de cemento asfáltico y temperaturas de compactación (cuadro 3).

Así mismo, se muestran los valores de densidad (% VA, % VAM, % VFA), estabilidad, flujo, y la relación de resistencia a la tensión, obtenidos para las mezclas asfálticas tibias y asfalto 60-70 y 80-100 espumados, compactados a 90, 105 y 120 °C, en función de los

**Cuadro 3**  
Propiedades del asfalto recuperado de cada una de las mezclas fabricadas

Proceso	Temperatura de agregados y RAP, °C	Temperatura de compactación, °C	% RAP	Viscosidad, poises				Puntos de ablandamiento, °C	Penetración, mm/10	% asfalto	
				60 °C	90 °C	135 °C	165 °C				
Espumado con asfalto 80-100	100	90	15	2808	91,8	4,4	1,2	52,2	50	6,0	
			20	2560	92,0	4,6	1,3	48,8	53	6,1	
			25	3385	107,0	5,3	1,4	51	51	6,2	
			30	7092	165,5	7,0	1,8	54,6	49	5,9	
	115	105	15	2283	82,0	4,3	1,2	49,5	74	6,0	
			20	5306	154,5	6,5	1,6	53,2	43	5,9	
			25	1375*	64,0	3,8	1,1	46,5	94	5,9	
			30	14075	289,1	9,2	2,2	58,5	25	6,2	
	130	120	15	653*	36,1*	2,3*	1,0	45,1	120	5,8	
			20	4813	139,7	5,8	1,5	54,5	41	6,0	
			25	7221	186,0	7,1	1,8	57,1	34	5,8	
			30	3055	123,3	6,1	1,5	51,7	63	5,9	
100	90	0	2882	107,0	5,2	1,2	51,4	65	5,6		
		115	105	0	3638	109,0	5,2	1,2	51,5	61	5,8
		130	120	0	2695	87,7	4,3	1,2	52,4	62	5,1
Espumado con asfalto 60-70	100	90	0	4687	115,5	4,8	1,2	53,8	41	5,4	
	15	105	0	1735*	66,5*	3,6	1,0	47,5	73	5,5	
	130	120	0	4573	129,8	5,2	1,3	54,1	39	5,6	
Asfalto 60-70 original	HMA	138	0	4415	108,0	3,6	1,0	48,8	68		
Asfalto 80-100 original	-	-	0	1605	58,0	3,0	0,8	47,3	70		

\* Valor se excluye de los análisis.

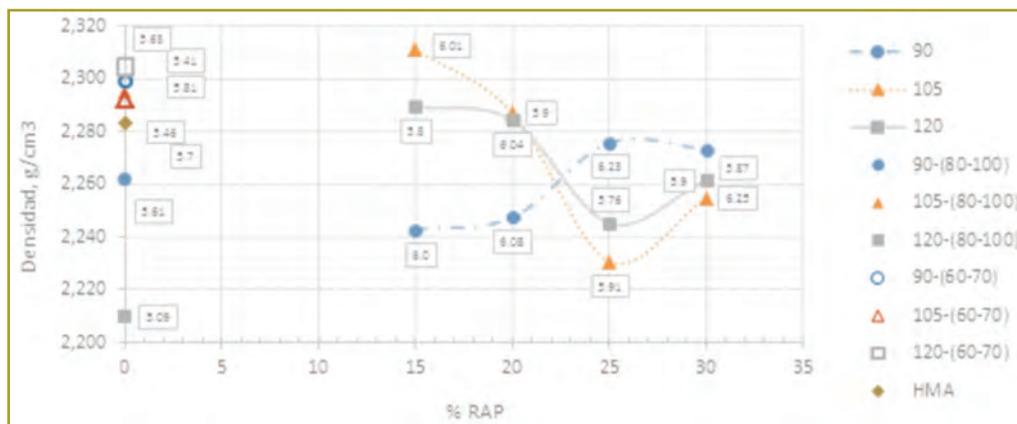
contenidos de RAP (0, 15, 20, 25, 30%). Las propiedades volumétricas y mecánicas de la HMA equivalente se presentan para comparación. El número, dentro de los recuadros, que se muestra sobre cada punto de los gráficos corresponde al contenido de asfalto (figuras 4 a 10).

### DENSIDAD Y VACÍOS

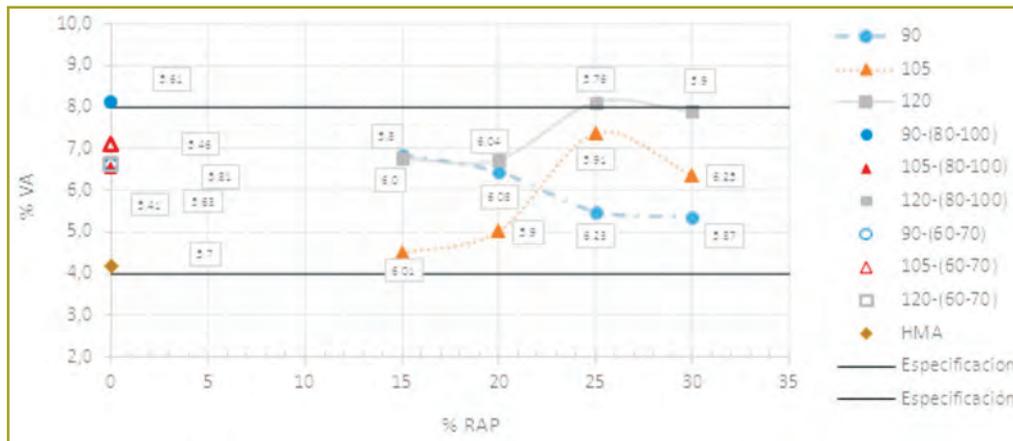
De manera general, para las temperaturas de compactación de 105 y 120 °C puede decirse que a medida que se incrementa el contenido de RAP se presenta

la tendencia a disminuir la densidad y no se tiene una gran influencia de la temperatura en este parámetro. Las mezclas tibias elaboradas con el cemento asfáltico 60-70 y agregados naturales o con cemento asfáltico 80-100 y concentraciones de RAP menores del 25 %, compactadas a 105 y 120 °C, presentan densidades equiparables o ligeramente superiores a la de la HMA de referencia. Para concentraciones de RAP del 25 % o mayores, no se logra mayor densificación de las mezclas con respecto a la HMA.

Las propiedades obtenidas a 90 °C se apartan del anterior comportamiento (figura 4).



**Figura 4.** Densidad en función del porcentaje de RAP de las mezclas fabricadas.



**Figura 5.** Porcentaje de vacíos con aire en función de porcentaje de RAP de las mezclas fabricadas.

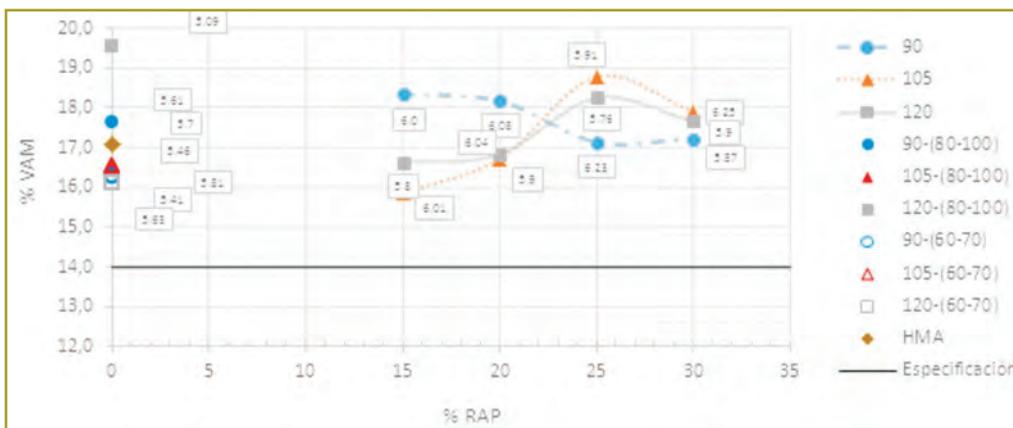
De acuerdo con los resultados mostrados (figura 5), para las temperaturas de compactación de 105 y 120 °C, con el incremento en el contenido de RAP, como la densidad tiende a disminuir, los vacíos con aire (VA) tienden a aumentar, encontrándose prácticamente, para todas las condiciones evaluadas, entre los valores especificados del 4 y 8 %. Aun cuando, como ya se mencionó, no se tiene un efecto significativo de estas temperaturas sobre la densidad, se alcanzan a apreciar mayores VA en las mezclas compactadas a 120 °C.

Nuevamente las mezclas compactadas a 90 °C no siguen la tendencia descrita de VA con el incremento de RAP, para las otras dos temperaturas evaluadas.

Los VAM también tienden a aumentar con el incremento en el contenido de RAP para las temperaturas

de compactación de 105 y 120 °C, estando de nuevo fuera de este comportamiento las mezclas elaboradas a 90 °C. No se aprecia una diferencia significativa en este parámetro para las temperaturas de compactación de 105 y 120 °C, cumpliéndose para todas las condiciones de RAP los requerimientos de la especificación (figura 6).

Los VFA presentan un comportamiento decreciente con el incremento en el contenido de RAP para las temperaturas de compactación de 105 y 120 °C, apartándose nuevamente de este comportamiento las mezclas elaboradas a 90 °C. Sin tener en cuenta la mezcla elaborada a 90 °C, sólo las mezclas elaboradas a 105 °C con 15 y 20 % de RAP cumplen con la especificación (figura 7).



**Figura 6.** Porcentaje de vacíos de agregados minerales en función del porcentaje de RAP de las mezclas fabricadas.

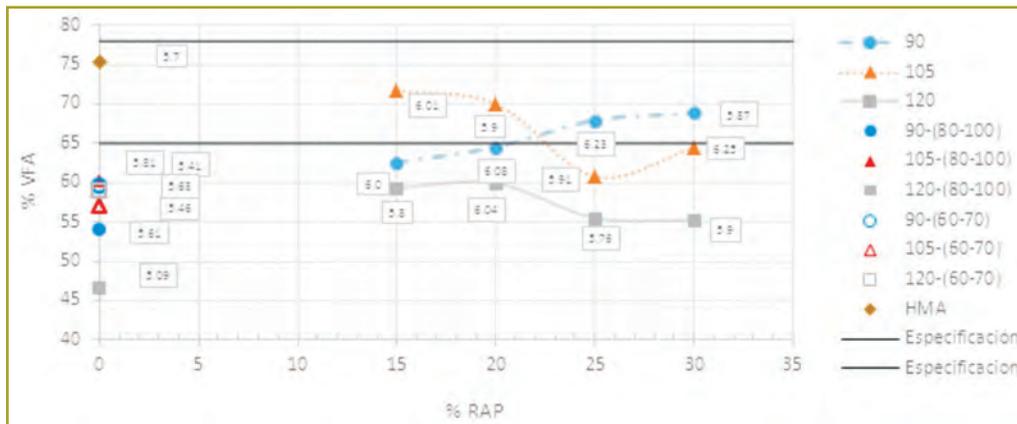


Figura 7. Vacíos llenos de asfalto en función del porcentaje de RAP de las mezclas fabricadas.

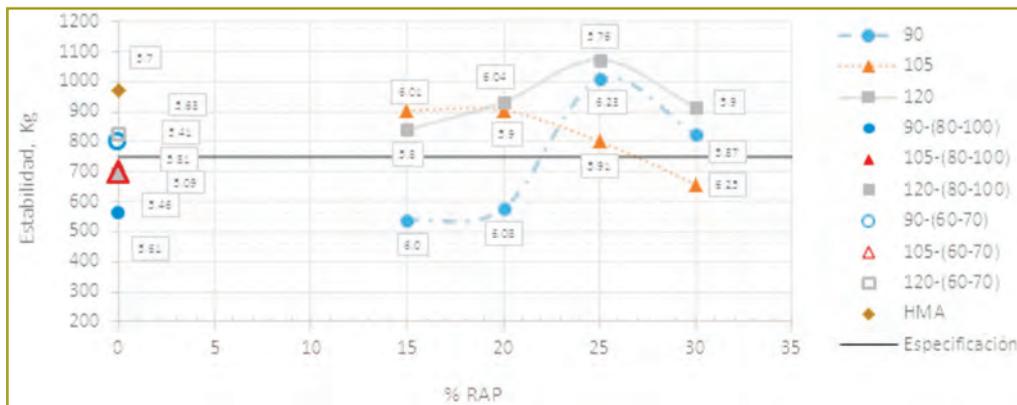


Figura 8. Estabilidad en función del porcentaje de RAP de las mezclas fabricadas.

## ESTABILIDAD Y FLUJO

Como se puede ver (figura 8), la mayoría de las mezclas sin RAP registran valores de estabilidad inferiores al mínimo especificado, y otra vez a la temperatura de compactación de 90 °C se presenta un comportamiento diferente del de las otras temperaturas evaluadas. Se observan mayores estabilidades en las mezclas compactadas a 120 °C, y en principio podría pensarse que 25 % de RAP corresponde a un contenido apropiado para alcanzar una máxima estabilidad, por lo que dicha concentración de RAP se podría proponer como un valor límite.

Para todas las condiciones evaluadas de temperatura y concentración de RAP las mezclas no cumplen con el criterio de flujo, aun cuando en general éste se encuentra muy próximo al límite superior de 4 mm (figura 9). Nuevamente las mezclas compactadas a 105 y 120 °C presentan la misma tendencia, sin diferencias significativas en los valores de flujo y disminuyendo ligeramente con el incremento en la concentración de RAP. Así mismo, en este caso el 25 % de contenido de RAP podría considerarse un valor límite.

Las mezclas tibias sin RAP en general sí cumplen con el criterio de flujo.

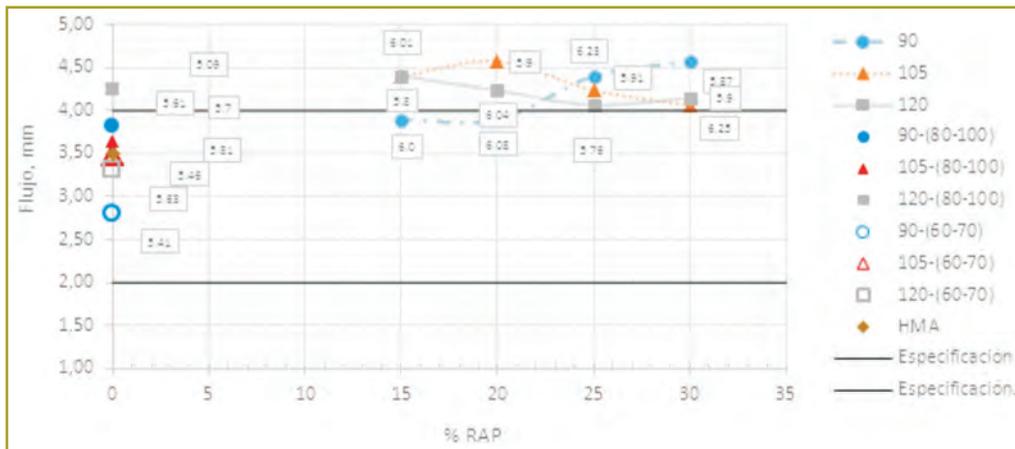


Figura 9. Flujo en función del porcentaje de RAP de mezclas fabricadas.

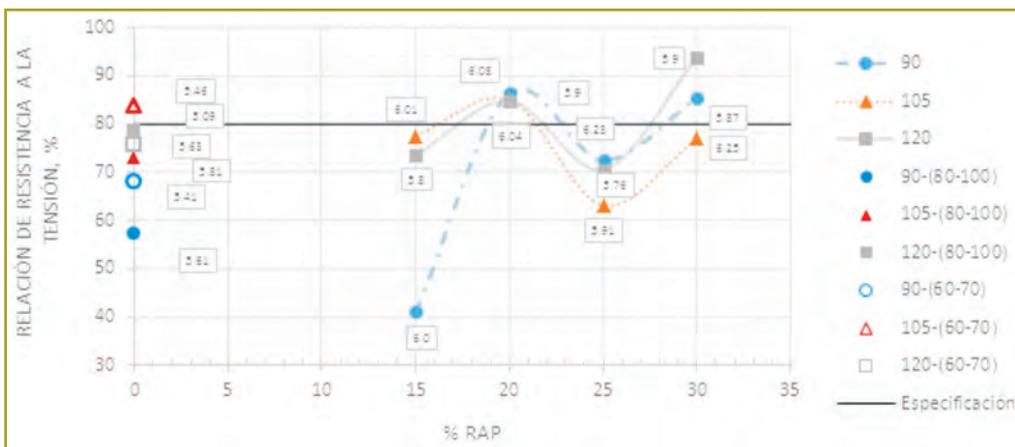


Figura 10. Relación de resistencia a la tensión en función del porcentaje de RAP de mezclas fabricadas.

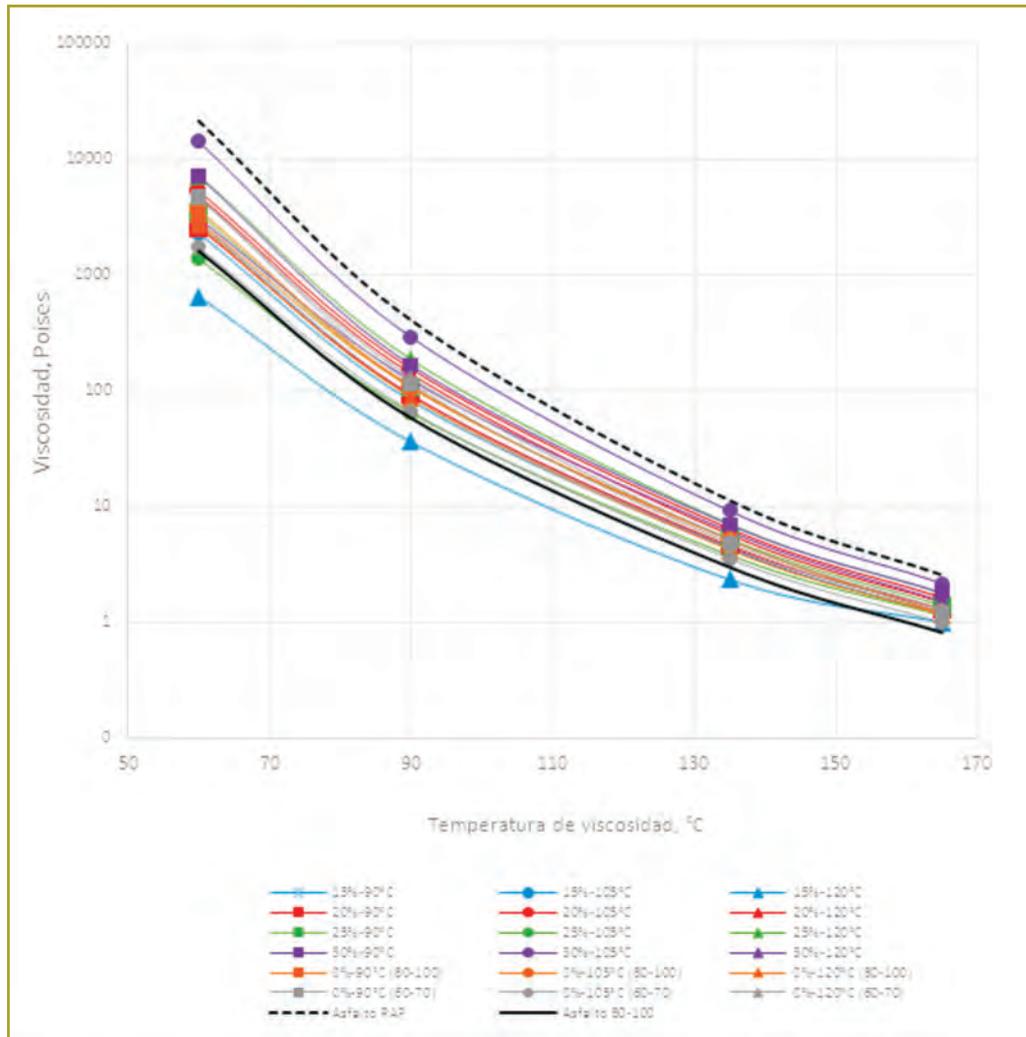
### RELACIÓN DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN

En general, las mezclas tibias para las condiciones evaluadas de concentración de RAP y temperaturas de compactación presentan una relación de resistencia a la tensión inferior al valor especificado de 80 %. Sin embargo, se podría seleccionar el 20 % de RAP como valor límite de concentración de este material y una temperatura de compactación de 120 °C para alcanzar condiciones adecuadas de comportamiento frente a la acción del agua. En este caso, las tendencias de comportamiento son similares para las tres temperaturas de compactación consideradas en el estudio, y en general, se tienen valores muy similares de relación de resistencia (figura 10).

### VISCOSIDAD DEL ASFALTO RECUPERADO

Por otra parte, se presentan los valores de viscosidad de los asfaltos recuperados de todas las mezclas asfálticas, determinados a 60, 90, 135 y 165 °C. Además se incluyen, para propósitos de comparación, las viscosidades del asfalto recuperado del RAP y del asfalto 80 - 100 original (figura 11).

De acuerdo con los resultados mostrados, sin tener en cuenta el asfalto recuperado de la mezcla fabricada con 15 de RAP y compactada a 120 °C, los valores de la viscosidad de los asfaltos recuperados son mayores que los obtenidos para el asfalto original 80-100 y menores que los hallados en el asfalto recuperado del RAP. Esto puede ser un indicativo de un mejoramiento de las propiedades del asfalto del RAP al incorporar el asfalto 80-100 (figura 11).



**Figura 11.** Viscosidad sobre asfalto recuperado de mezclas asfálticas tibias fabricadas.

En términos generales, a mayor contenido de RAP y a mayor temperatura de compactación se incrementa ligeramente la viscosidad, como era de esperarse. Esto puede deberse, por un lado, a que existe mayor contenido de asfalto envejecido cuando aumenta el RAP, y a que al elevar la temperatura de mezclado y compactación se puede presentar un envejecimiento adicional.

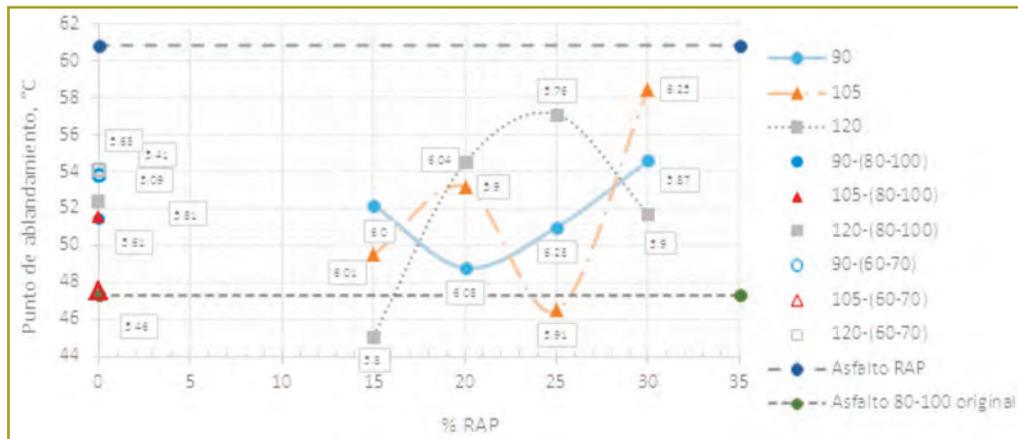
#### PUNTO DE ABLANDAMIENTO Y PENETRACIÓN DEL ASFALTO RECUPERADO

En la página siguiente se presentan el punto de ablandamiento y la penetración del asfalto recuperado de las mezclas asfálticas elaboradas con asfaltos 60-70 y 80-100 espumados y compactadas a 90, 105 y 120 °C, en función del contenido de RAP. Para propósitos

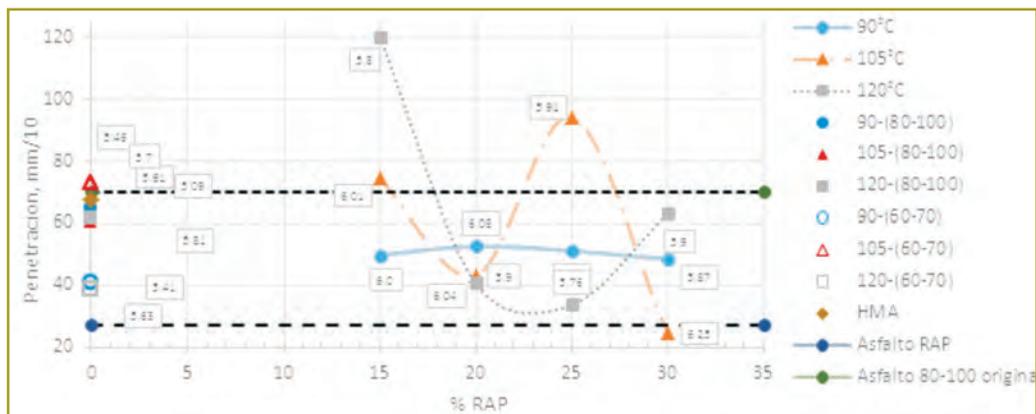
comparativos, en líneas punteadas se indican el punto de ablandamiento y la penetración del asfalto original 80-100 y del asfalto recuperado del RAP (figuras 12 y 13).

En términos generales, los valores de punto de ablandamiento del asfalto recuperado de las mezclas se encuentran dentro de los correspondientes al asfalto recuperado del RAP (por debajo de este valor) y al asfalto 80-100 original (por encima de este valor), usado para modificar el asfalto del RAP. En general, los comportamientos son erráticos y no podría definirse una tendencia particular con la variación en el contenido de RAP y en la temperatura.

Al igual que con el punto de ablandamiento, en términos generales, las penetraciones de los asfaltos recuperados de las mezclas se encuentran dentro del intervalo de la penetración del asfalto recuperado del RAP y de la penetración del asfalto 80-100 original.



**Figura 12.** Punto de ablandamiento de asfalto recuperado en función del RAP de mezclas fabricadas.



**Figura 13.** Penetración de asfalto recuperado en función del RAP de mezclas fabricadas.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Las propiedades volumétricas de las mezclas asfálticas tibias elaboradas con la técnica de espumado son claramente influenciadas por las temperaturas de mezcla y compactación, así como por la concentración de RAP, aun cuando en este estudio no se obtuvo una tendencia definida de dichas propiedades para las condiciones de compactación y contenidos de RAP evaluados.
- En términos generales, las mezclas elaboradas con las diferentes temperaturas y concentraciones de RAP cumplieron con los valores de vacíos con aire (VA) y vacíos en los agregados minerales (VAM) establecidos en la especificación respectiva, para una mezcla de tipo MDC-1 de base y tránsito NT-2.
- Prácticamente para todas las concentraciones de RAP consideradas, la estabilidad Marshall de las mezclas compactadas a 105 y 120 °C, es mayor que la mínima especificada.
- En general, las mezclas fabricadas registraron valores de flujo superiores al especificado y no cumplieron con la relación de resistencia a la tensión recomendada para la HMA. Se puede decir que estos resultados concuerdan con los reportados en otros estudios de laboratorio, en los que se ha puesto de manifiesto la susceptibilidad al daño inducido por humedad y la baja resistencia al ahuellamiento que pueden presentar este tipo de mezclas.
- La mezcla asfáltica con temperatura de compactación 120 °C y 20 % de RAP cumple con la mayoría de las propiedades volumétricas y parámetros de es-

tabilidad y relación de resistencia a la tensión, por lo que podrían recomendarse estas condiciones como óptimas, mientras se continúan haciendo estudios más detallados de comportamiento.

- Los comportamientos de punto de ablandamiento y penetración del asfalto recuperado son erráticos, y no podría definirse una tendencia particular con la variación en el contenido de RAP y en la temperatura.
- Para futuras investigaciones en la fabricación de WMA que puedan complementar este estudio, y siguiendo las recomendaciones de la experiencia en este tipo de mezclas, se propone considerar el empleo de cal hidratada para mejorar la adherencia entre el asfalto y el agregado, reduciendo así el efecto negativo del agua.

## REFERENCIAS

- (1) Young, Ch. (2007, November). *Warm Mix Asphalt (WMA) Review*. Austroads Technical Report, published by Austroads Incorporate, first published N.º AP-T91/07. Sydney.
- (2) Montejó Fonseca, A. (2002). *Ingeniería de pavimentos para carreteras*, 2.ª ed. Editorial Universidad Católica de Colombia, pp. 379-473.
- (3) Reyes Lizcano, F.A. (2003). *Diseño racional de pavimentos*, 1.ª ed. Editorial Universidad Javeriana y Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, pp. 58-122.
- (4) Sheth, M.N. (2010, May). *Evaluation of selected warm mix asphalt additives*. Thesis. University of Iowa. <http://ir.uiowa.edu/etd/601>. Thesis supervisor professor Hosin Lee.
- (5) Fonseca Rodríguez, C. & Reyes, E. (2008). *Reutilización de materiales de capas asfálticas*. Instituto Tecnológico y de Estudios Superior de Monterrey, Petrotekno.
- (6) Lopera Palacio, C.H. (2011). *Diseño y producción de mezclas asfálticas tibias, a partir de la mezcla de asfalto y aceite crudo de palma (Elaeis guineensis)*. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas.
- (7) Abdalla, Al-R.S. (2008, November). *Performance Assessment of Warm Mix Asphalt (WMA) Pavements*. College of Engineering and Technology of Ohio University.
- (8) Jenks, C.W. Director, Cooperative Research Programs (NCHRP), *Mix Design Practices for Warm Mix Asphalt*, Report 691, published Washington.
- (9) Muthen, K.M. (1999, June). *Foamed Asphalt Mixes - Mix Design Procedure*, Contract Report CR-98/077. Pretoria South Africa.
- (10) Reyes Ortiz, O., Camacho Tauta, J. & Reyes Lizcano, F. (2006). Influencia de la temperatura y nivel de energía de compactación en las propiedades dinámicas de una mezcla asfáltica. *Revista Facultad de Ingeniería* N.º 036. Medellín: Universidad de Antioquia.
- (11) European Asphalt Pavement Association (EAPA) (2010, January). *The use of Warm Mix Asphalt*. Brussels, Belgium.
- (12) Instituto Nacional de Vías (Invías) (2007). Especificaciones y normas de ensayo para materiales. Colombia.
- (13) Zaumanis, M. (2010). *Warm Mix Asphalt Investigation*. Master of Science Thesis, Technical University of Denmark, Danish Road Institute, Kgs. Lyngby, Denmark.
- (14) Croteau, J.M. (2008). *Warm Mix Asphalt Paving Technologies: a Road Builder's Perspective*, Edmonton, Alberta. Paper prepared for presentation at the "Warm Asphalt Technology as a Sustainable Strategy for Pavements". Session of the 2008 Annual Conference of the Transportation Association of Canada.
- (15) Bower, N., Wen, H., Willoughby, K., Weston, J. & Devol, J. (2012, October). *Evaluation of the Performance of Warm Mix Asphalt in Washington State*. The State of Washington-Department of Transportation.
- (16) Hurley, G., Prowell, C. & Brian, D. (2007, October). *Evaluation of Potential Processes for Use in Warm Mix Asphalt*. National Center for Asphalt Technology.
- (17) Vaitkus, A., Vorobjovas, V. & Žiliute, L. (s.f.). *The Research on the use of Warm Mix Asphalt for Asphalt Pavement Structures*. Road Department, Vilnius Gediminas Technical University.
- (18) Prowell, B., D. Hurley, G.C. & Crews, E. (2005). Field Performance of Warm Mix Asphalt at the NCAT Test Track. National Center for Asphalt Technology.
- (19) Jenkins, K.J. et al. (s.f.). *Half-Warm Foamed Bitumen Treatment, a New Process*. 7th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa.
- (20) Torres Velandia, E.G. & Noreña Cifuentes, A.J. (2012). *Mezclas tibias: una nueva tecnología para el mejoramiento de las mezclas asfálticas convencionales*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- (21) Wirtgen (2004). *Manual de reciclado en frío*, 2.ª ed.
- (22) Sánchez Sabogal, F. (1983). *Curso de Laboratorio de Pavimentos*. Universidad del Cauca - Invías.

## Agradecimientos

Los autores desean agradecer a las empresas Pavimentos Colombia y Shell Colombia por el suministro de los agregados y de los asfaltos utilizados en este estudio, al igual que al Instituto de Desarrollo Urbano (IDU), por el suministro del RAP.



# Uso del piezocono (CPTU) para determinar la caracterización geotécnica de depósitos arcillosos blandos en algunos sitios del departamento de Boyacá

## Use of piezocone tests (CPTU) to determine the geotechnical characterization of soft clay deposits in some places of the Boyacá department

JORGE ENRIQUE DURÁN GUTIÉRREZ<sup>1</sup> - LIBARDO ADOLFO LÓPEZ RAMÍREZ<sup>2</sup>

1. Profesor de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

2. Msc. en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

jorge.duran@escuelaing.edu.co - coordinador@lhlda.com

Recibido: 10/11/2013 Aceptado: 04/12/2013

Disponible en <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>

### Resumen

El presente artículo contiene una revisión sobre la prueba de piezocono o CPTU, incluyendo antecedentes históricos y experiencias sobre la prueba, normas, estándares y recomendaciones para la ejecución de la prueba. Se hace también un resumen sobre las principales teorías y análisis para definir la estratigrafía del subsuelo, así como las teorías y procedimientos para estimar el tipo de suelo, la resistencia no drenada de suelos arcillosos ( $s_u$ ), la relación de sobreconsolidación (RSC), el módulo de rigidez ( $M$ ), el coeficiente de consolidación ( $c_v$ ) y el módulo de elasticidad no drenado ( $E_u$ ). Simultáneamente, se muestran los resultados obtenidos tanto de la prueba CPTU y los ensayos de laboratorio, hechos en forma paralela en dos lugares específicos del departamento de Boyacá. El primero localizado en zona urbana del municipio de Tunja y el segundo situado en la vereda Punta Larga, del municipio de Nobsa. Los resultados de las pruebas hechas en campo y en laboratorio se compararon para validar las correlaciones existentes en la bibliografía internacional. Finalmente, se sacan conclusiones sobre la aplicación de la prueba en este tipo de depósitos, así como las recomendaciones para la realización de la prueba, interpretación de los resultados y futuras investigaciones al respecto.

**Palabras claves:** caracterización del subsuelo, arcillas blandas, pruebas de campo, piezocono.

### Abstract

This paper presents a revision of the piezocone test (CPTU), including: historical background and experiences about the test, standards, and recommendations for its execution. It is also included a summary of the main theories and analyses to define: subsoil stratigraphy; as well as theories and procedures to estimate: type of soil, undrained shear strength of clay soils ( $S_u$ ), over consolidation ratio (OCR), modulus of rigidity ( $M$ ), coefficient of consolidation ( $c_v$ ), and undrained elastic modulus ( $E_u$ ). At the same time, the results of both the CPTU and lab tests, simultaneously performed in two specific sites of the department of Boyacá, are shown. The first site is located in an urban zone of the Tunja municipality, and the second one in the rural settlement of Punta Larga in the municipality of Nobsa. The results of both field and lab tests were compared to validate the correlations found in international literature. Finally conclusions about the application of the test in this type of deposit are shown, along with the recommendations for its execution, discussion of the results and future related research.

**Keywords:** subsoil characterization, soft clays, field tests, piezocone.

## CONTENIDO

La prueba de CPTU o piezocono consiste en el hincado por presión de una punta cónica a una velocidad constante, midiendo la resistencia a la penetración por la punta ( $q_p$ ), la resistencia por fricción ( $f_s$ ) y la presión de poros ( $u$ ). La prueba está normalizada por la norma ASTM D 3441 y la UNE 103-804-93 del ISSMFE<sup>1</sup>, así como por la norma ISO 22476-1, aprobada en septiembre de 2012. Esta prueba tiene como principales aplicaciones caracterizar el suelo (perfil estratigráfico), predecir propiedades del suelo, calcular capacidad de carga y asentamientos, estimar el potencial de licuación de un suelo arenoso, al igual que desarrollar la investigación geoambiental y la investigación sísmica.



Foto 1. Piezocono antes de realizar la prueba.

La punta estándar es cónica, de 60°, de 10 cm<sup>2</sup> de área proyectada del cono y 150 cm<sup>2</sup> del área del manguito de fricción. Según donde se encuentre el filtro para medir la presión de poros, se tienen diferentes nomenclaturas:

- $u_1$ : en el cono.
- $u_2$ : justo encima del cono.
- $u_3$ : encima de la camisa de fricción.

## INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CPTU EN SUELOS ARCILLOSOS, SEGÚN INVESTIGADORES INTERNACIONALES.

En la prueba de CPTU no se recuperan muestras de suelo (salvo en algunos casos especiales) y la interpretación de los resultados se hace con base en el comportamiento que presenta el suelo durante la prueba, ampliamente correlacionada con pruebas de campo y laboratorio durante más de 25 años. La mayor parte de las correlaciones que se encuentran en la bibliografía especializada en el tema se ha desarrollado para depósitos de suelos transportados, normalmente consolidados a ligeramente sobreconsolidados, relativamente jóvenes (Holoceno a Pleistoceno) y de base de sílice (ref. (Robertson, 2013)).

### Estratigrafía y clasificación de suelos

La clasificación del suelo, utilizando la prueba de CPTU, se basa principalmente en el comportamiento del suelo durante la ejecución de la prueba; por lo tanto, la prueba no arroja resultados en cuanto a las proporciones de los tamaños del suelo, o del comportamiento de la fracción fina. De manera general se puede afirmar que los suelos granulares tienen alta resistencia por la punta y baja fricción, en tanto que los suelos arcillosos tienen baja resistencia por la punta y alta fricción; si el suelo es una arena densa o preconsolidada tiende a dilatarse, y las presiones de poro pueden ser negativas; los suelos arcillosos disipan más lentamente la presión de poros que las arenas, por lo que se esperan excesos de presión de poros más altos en los suelos finos que en los gruesos.

**Cuadro 1**  
Aplicación percibida para estimar parámetros de suelo del CPT

Tipo de suelo	Parámetros de estado inicial del suelo			RSC	Parámetros resistencia			Parámetros deformación			Características flujo	
	$\sigma'_v$	$\Psi$	$K_0$		St	$s_u$	$\sigma'_v$	E, G	M	G	k	$c_h$
Suelo fino	2-3		2-3	1	2-3	1-2	4	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3
Suelo granular	2-3	2	4-5	4-5			2-3	2-3	2-3	2-3	3	3-4

Rango de confiabilidad: 1: Alto, 2: Alto a moderado, 3: Moderado, 4: Moderado a bajo, 5: Bajo  
Fuente: Robertson, 2012 (ref. (Robertson, 2013)).

1. ISSMGGE: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

• Método de clasificación de Robertson (1986 y 1990-2010)

Primera carta basada en resultados de la prueba de CPTU, fundada en la resistencia por la punta corregida por la presión en el hombro ( $u_s$ ). La carta identifica el suelo en doce zonas, a cada una de las cuales se le asignó un número. Como refinamiento de su propuesta de 1986, Robertson propuso normalizar los parámetros medidos en la prueba (resistencia por la punta, resistencia por fricción y presión de poros), en función del esfuerzo vertical efectivo, introduciendo nuevos parámetros ( $Q_t$  y  $F_s$ ) y simplificando a nueve grupos.

**Cuadro 2**

Propuesta de unificación entre clasificación de Robertson (1986) y Robertson (1990)

Zona SBT -Robertson et al. (1986)	Zona SBTn -Robertson (1990)	Propuesta común de descripción SBT
1	1	Suelos finos sensitivos
2	2	Arcillas – suelos orgánicos
3	3	Arcillas: arcillas a arcillas limosas
4 & 5	4	Mezclas de limos: arcillas limosas y limos arcillosos
6 & 7	5	Mezclas de arenas: arenas limosas a limos arenosos
8	6	Arenas: arenas limpias a arenas limosas
9 & 10	7	Arena densa a arena gravosa
12	8	Arena firme a arena arcillosa (sobreconsolidada o cementada)
11	9	Suelos finos firmes (sobreconsolidado o cementado)

• Método de clasificación Fuzzy (1999) (ref. (Tumay et al., 2008))

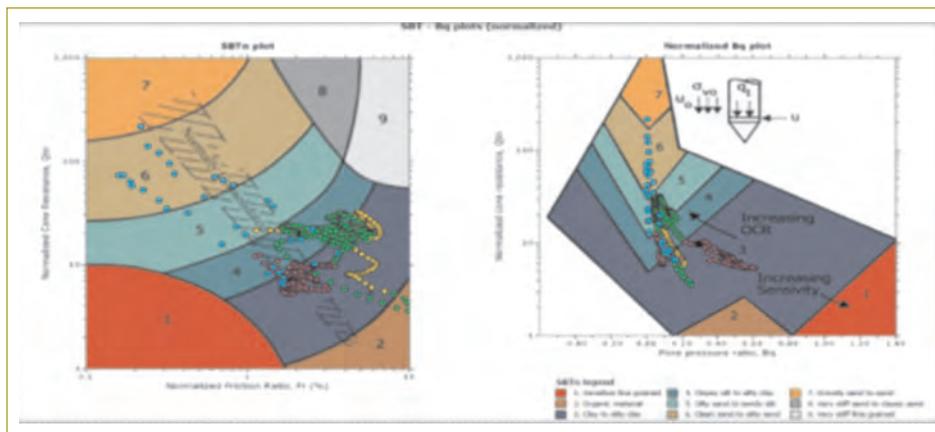
Este método se basa en correlaciones entre la clasificación del suelo por el método unificado y el perfil de CPT, utilizando la resistencia por la punta ( $q_p$ ) y la fricción del suelo ( $R_f$ ). En este método se estima la probabilidad de que un suelo tenga el siguiente comportamiento o tipo de suelo, clasificado así:

- Altamente probable suelo arcilloso (HPC).
- Altamente probable suelo mixto (HPM).
- Altamente probable suelo arenoso (HPS).

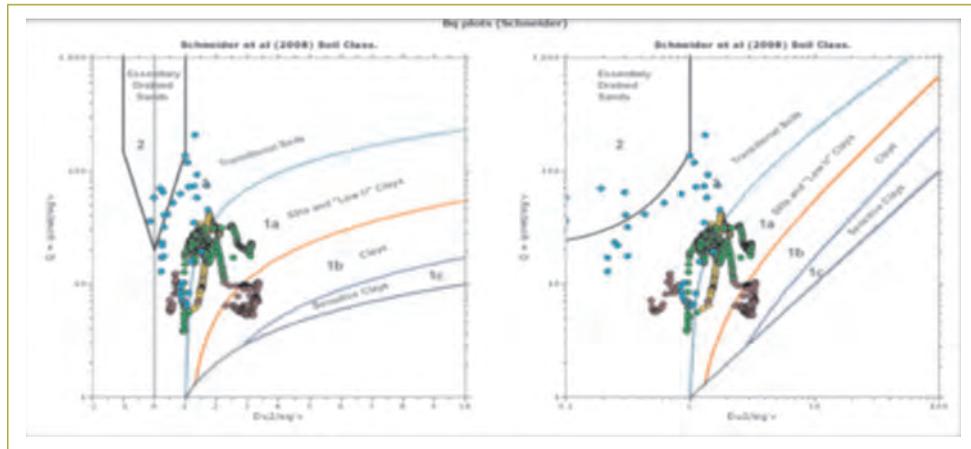
Las funciones de probabilidad se expresan en términos de la función  $U$ , llamada unidad de comportamiento del suelo, que se expresa en función de  $q_c$  y  $f_s$ .

• Método de clasificación de Schneider et al. (2008)

Basado en resultados de varias pruebas de penetración, donde se definen los suelos de comportamiento transicional, esto es, limos, suelos residuales, arcillas altamente sobreconsolidadas, mezclas de suelos, suelos sensitivos o residuales, es decir, suelos que no se comportan necesariamente como no drenados (arcillas) o drenados (arenas).



**Figura 1.** Gráfica SBTn y Bq normalizado, según Robertson (1990), prueba avenida Universitaria.



**Cuadro 3**  
Tipos de suelos Schneider

Zona	Tipo de suelo
1a	Limos y arcillas de bajo $I_p$
1b	Arcillas
1c	Arcillas sensitivas
2	Esencialmente arenas drenadas
3	Suelos en transición.

Fuente: Scheneider (Schneider et al., 2008).

### Resistencia al corte no drenado ( $s_u$ )

Según Powell & Lunne (ref. (Powell et al., 2005)), la penetración del cono es un fenómeno complejo y las soluciones teóricas tienen varias simplificaciones con respecto al comportamiento del suelo, los mecanismos de falla y las condiciones de frontera. Las soluciones teóricas tienen igualmente limitaciones al modelar el suelo en condiciones reales por la variación de la historia de esfuerzos, anisotropía, relajamiento de esfuerzos, sensibilidad, envejecimiento y microfábrica. Por lo anterior se prefiere utilizar las correlaciones empíricas, aunque las soluciones teóricas dan un marco de referencia para comprender el fenómeno.

#### • $s_u$ basado en la resistencia total del cono

La estimación de  $s_u$  basado en la resistencia total del cono se expresa como:

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

Siendo  $N_{kt}$  un factor empírico y  $\sigma_{v0}$  el esfuerzo vertical efectivo total. El valor de  $N_{kt}$  no es único, y

en diversas investigaciones se han obtenido valores entre 10 y 20, valores que difieren según el ensayo de referencia para medir  $s_u$  en campo.

#### • $s_u$ basado en la resistencia efectiva del cono

La resistencia no drenada, en función de la resistencia efectiva, se expresa como:

$$s_u = \frac{q_e}{N_{ke}} = \frac{(q_t - u_2)}{N_{ke}}$$

Siendo  $N_{ke}$  un factor adimensional y  $u_2$  el exceso de presión de poros medido en la parte superior del cono. Se han propuesto algunos valores de variación de  $N_{ke}$  en función de  $B_q$  ( $N_{ke} 9 \pm 3$  según Senneset et al. (1982);  $N_{ke}$  entre 1 y 13 según Lunne et al. (1985)). Los valores de  $N_{ke}$  se obtuvieron de arcillas normalmente consolidadas a ligeramente consolidadas y no deberían extrapolarse a depósitos sobreconsolidados.

#### • $s_u$ basado en el exceso de presión de poros

$s_u$  se estima con base en el exceso de presión de poros como:

$$s_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (\Delta u = u_2 - u_0)$$

El valor de  $N_{\sigma u}$  varía teóricamente entre 2 y 20, y aunque los valores de  $s_u$  pueden llegar incluso a 30 experimentales, tienen un rango menor ( $N_{\sigma u}$  entre 4 y 10 según Lunne et al.,  $N_{\sigma u}$  entre 5 y 9 según Karlsrud et al.). Al

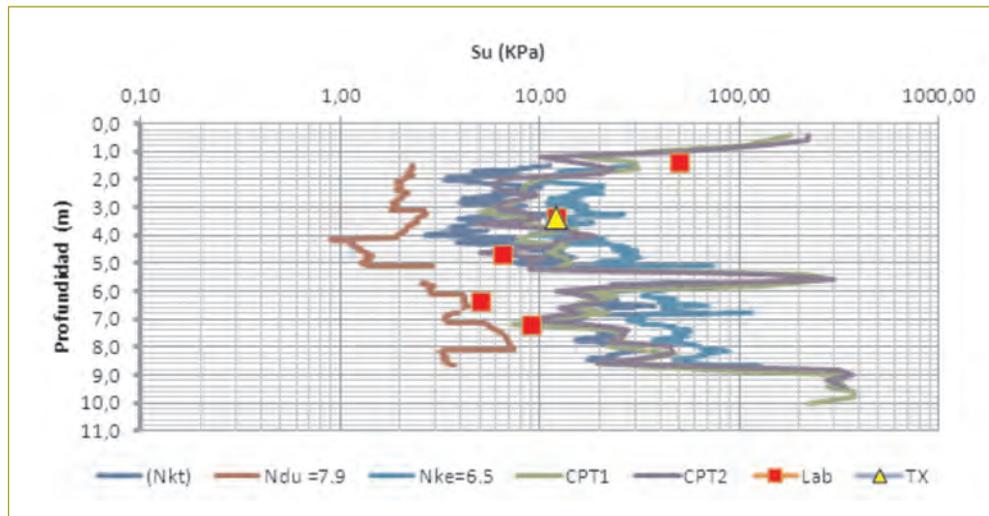


Figura 2. Variación de  $S_u$  estimado - prueba Punta Larga.

igual que el factor  $N_{ke}$ , estos valores son válidos para arcillas normalmente consolidadas.

$$OCR = k \frac{(q_t - u_2)}{\sigma_{v0}'} = kQ_{t1}$$

### Relación de sobreconsolidación (RSC)

La RSC de un suelo depende de cómo se formó el depósito, y si éste es preconsolidado o ligeramente preconsolidado esto dependerá de la forma como se consolidó el suelo (deseccación, cementación, abatimiento o descenso del nivel freático).

La estimación del RSC con base en los resultados de la prueba de CPTU se funda en correlaciones experimentales y algunos métodos analíticos.

#### • RSC con base en la forma del perfil del CPTU

Según Lunne & Robertson (ref. (Lunne et al., 1997)), la forma del perfil del suelo da una idea sobre la presión de preconsolidación y, en consecuencia, del RSC. Para un suelo normalmente consolidado, la resistencia normalizada del cono ( $Q_t$ ) se encuentra entre 2,5 y 5,0.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}'}{\sigma_{v0}'} = 2,5 \text{ a } 5,0$$

#### • RSC medido directamente de los datos de CPTU

Según Robertson (2012), puede expresarse también como:

Donde el valor de  $k$  varía entre 0,2 y 0,5, con un valor promedio de 0,33; sin embargo, debería ajustarse a otros parámetros del suelo. Con base en diferentes observaciones y relacionando diversas ecuaciones, Robertson (2012) hace la siguiente propuesta para estimar la relación de sobreconsolidación directamente de los datos obtenidos del piezocono:

$$k = \left[ \frac{Q_{t1}^{0,2}}{(0,25 * (10,5 + 7 \log Fr))} \right]^{1,25}$$

$$OCR = kQ_{t1}$$

$$OCR = (2,625 + 1,75 \log Fr)^{-1,25} (Q_{t1})^{1,25}$$

Sully et al. (1988) (ref. (Lunne et al., 1997)), a partir de pruebas con piezoconos que miden la presión de poros en la punta ( $u_1$ ) y justo encima del cono ( $u_2$ ), propusieron que la diferencia de presión de poros normalizada (PPD) podría relacionarse con la RSC, así:

$$PPD = \frac{u_1 - u_2}{u_0}$$

$$RSC = 0,66 + 1,43(PPD)$$

Esta correlación es válida para suelos con RSC menores de 10, y no puede extrapolarse a suelos muy preconsolidados; la relación  $u_1/u_2$  se estima con base en los resultados de la investigación de Peuchen et al. (ref. (Peuchen et al., 2010)), basados en el comportamiento de la medida de la presión de poros ( $u_1$  y  $u_2$ ) en diferentes tipos de suelo. La relación entre  $u_1$  y  $u_2$  puede establecerse a través del factor  $K$ , que se expresa como:

$$K = \frac{u_2 - u_0}{u_1 - u_0}$$

Con base en los parámetros de clasificación de Robertson (1990), el factor  $K$  se puede estimar con la siguiente expresión:

$$K = 0,91e^{-0,09Q_t^{0,47}} \left( \frac{1}{1 + F_r(0,17 + 0,061 * \sqrt[3]{(Q_t - 21,6)})} - e^{-2F_r} \right)$$

**Módulo edométrico o confinado (M)**

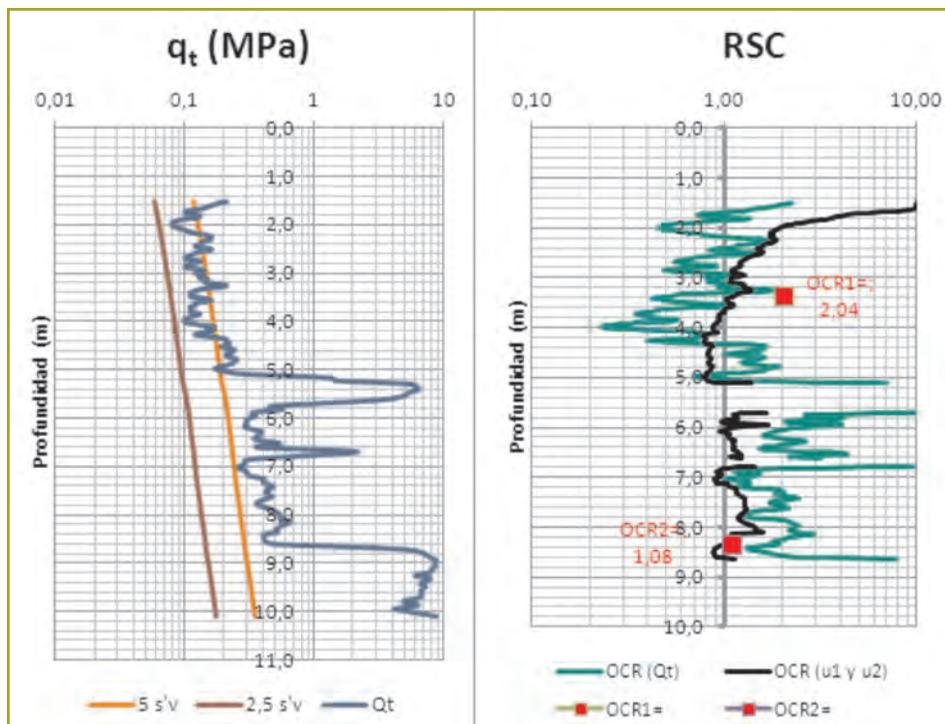
Según Campanella & Hoewie (ref. (Campanella et al., 2005)), no existe una solución analítica que relacione la resistencia por la punta del cono con la rigidez del suelo. Lo que se han desarrollado son correlaciones donde se multiplica la resistencia del cono por un factor  $\alpha$ , expresado en la siguiente expresión:

$$M = \frac{1}{m_v} = \alpha q_t^2$$

**Cuadro 4**

Estimación del módulo confinado para arcillas

$q_t < 0,7$ MPa	$3 < \alpha < 8$	Arcillas de baja plasticidad (CL)
$0,7 < q_t < 2,0$ MPa	$2 < \alpha < 5$	
$q_t > 2,0$ MPa	$1 < \alpha < 2,5$	
$q_t > 2,0$ MPa	$3 < \alpha < 6$	Limos de baja plasticidad (ML)
$q_t < 2,0$ MPa	$1 < \alpha < 3$	
$q_t < 2,0$ MPa	$2 < \alpha < 6$	Arcillas y limos de alta plasticidad (MH, CH)
$q_t < 2,2$ MPa	$2 < \alpha < 8$	Limos orgánicos (OL)
$q_t < 0,7$ MPa		Turbas y arcillas orgánicas (Pt, OH)
$50 < w < 100$	$1,5 < \alpha < 4$	
$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1,5$	
$w > 200$	$0,4 < \alpha < 1$	



**Figura 3.** Variación de RSC estimado - prueba Punta Larga.

2. El módulo confinado se expresa también como  $D$  o  $E_{0ed}$ .

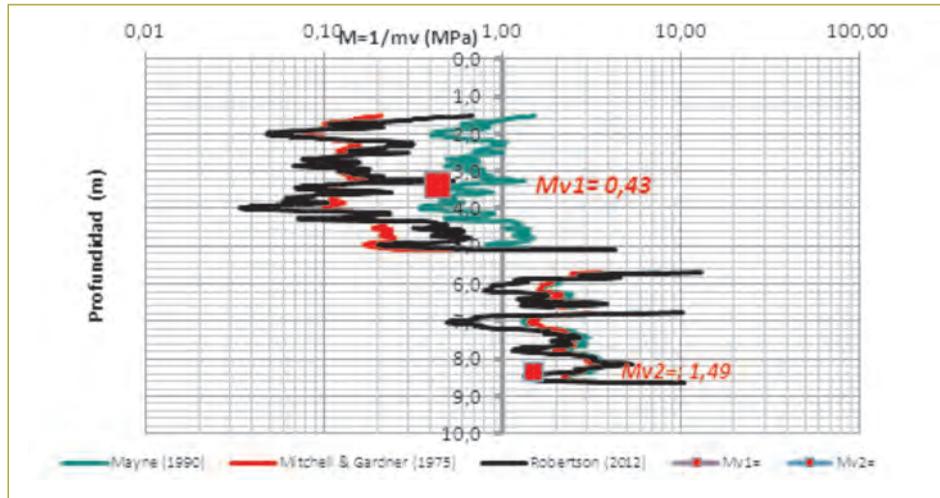


Figura 4. Variación de M con la profundidad - prueba Punta Larga.

**Coefficiente de consolidación (cv)**

El coeficiente de consolidación se estima de las pruebas de disipación del exceso de presión de poros, que se realizan a lo largo durante intervalos en que se suspende la penetración del cono en terreno. La forma de las curvas de disipación de presión de poros contra un tiempo depende de la localización del filtro y la naturaleza del suelo; los resultados se normalizan con respecto al exceso de presión de poros así:

$$U = \frac{\Delta u_t}{\Delta u} = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0}$$

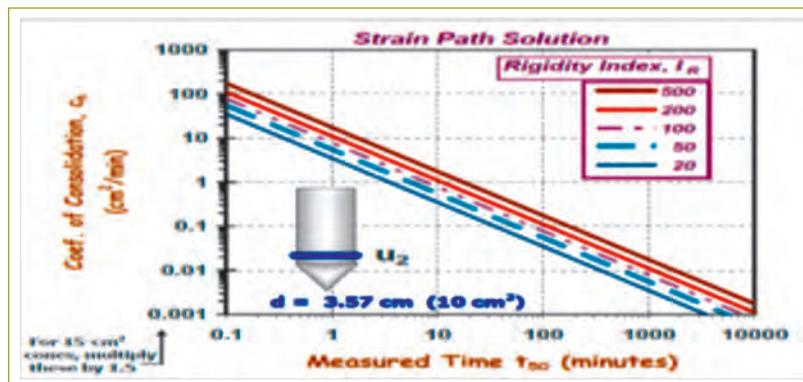
Siendo:

- $u_t$  = presión de poros a un tiempo  $t$ .
- $u_i$  = presión de poros a un tiempo  $t = 0(u_2)$ .
- $u_0$  = presión de poros en campo antes de la prueba.

La tasa de exceso de disipación de poros se grafica de manera similar a como se realizan las curvas de consolidación en laboratorio; a partir de estas curvas se han desarrollado varias soluciones empíricas y semiempíricas para calcular el coeficiente de consolidación.

**Cuadro 5**  
Coeficientes de consolidación de laboratorio y campo de prueba Punta Larga

Profundidad (m)	Coefficiente de consolidación (piezocono) (cm/min)	Coefficiente de consolidación (laboratorio) (cm/min)
4,00	$4,1 \cdot 10^{-3}$	$7,55 \cdot 10^{-3}$
8,00	$3,91 \cdot 10^{-2}$	$2,48 \cdot 10^{-2}$



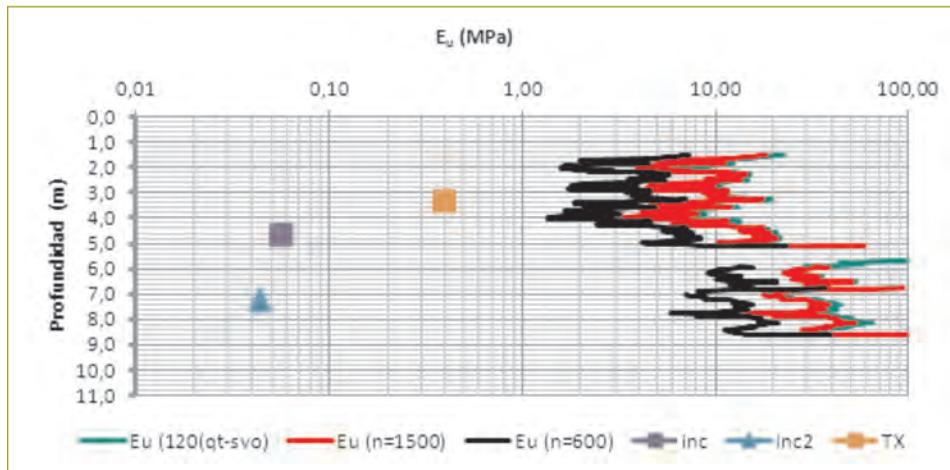


Figura 5. Variación de  $E_u$  con la profundidad - prueba Punta Larga.

### Módulo de Young no drenado ( $E_u$ )

La estimación del módulo drenado se hace generalmente mediante correlaciones empíricas con la resistencia al corte no drenada ( $s_u$ ), y se expresa en la forma

$$E_u = n * s_u$$

Donde  $n$  es una constante que depende del nivel de esfuerzo, la relación de sobreconsolidación (RSC), la sensibilidad y otros factores. El coeficiente  $n$  varía entre 100 y 1500, dependiendo de la plasticidad del suelo.

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La prueba de CPTU es una excelente herramienta para caracterizar depósitos de arcillas de consistencia blanda a muy blanda, siempre que estos suelos correspondan a depósitos recientes de suelos transportados con niveles freáticos relativamente altos.
- Las propuestas para clasificar el suelo con CPTU se correlacionan bastante bien con las pruebas de clasificación del suelo. Incluso únicamente con la medida de la resistencia por la punta y la fricción son suficientes para estimar con bastante precisión el tipo de suelo.
- La estimación de la resistencia no drenada del suelo ( $s_u$ ) con CPTU debe analizarse con criterio y rugosidad antes de validar los resultados obtenidos. Para proyectos sencillos, con márgenes de seguridad suficientes, las estimaciones basadas en la bibliografía al respecto pueden ser válidas para el diseño de cimentaciones; sin embargo, para proyectos más complejos, la prueba únicamente arroja un orden de magnitud probable de la resistencia no drenada ( $s_u$ ), que deberá calibrarse con pruebas de laboratorio (triaxial  $CK_0U$ ) o campo (VST), además de correlacionarse con pruebas índice.
- Con la prueba de CPTU es posible definir, con bastante precisión, la variación de la relación de sobreconsolidación (RSC) con la profundidad, independiente de que se trate de un depósito sobreconsolidado o normalmente consolidado. Las correlaciones encontradas en la bibliografía especializada en el tema se ajustaron razonablemente bien a las pruebas hechas en laboratorio.
- Las estimaciones del módulo no drenado del suelo ( $E_u$ ) no resultaron fiables en los dos sitios analizados; sin embargo, como este módulo se relaciona directamente con la resistencia al corte no drenado ( $s_u$ ), y en las pruebas hechas no se observó una buena correlación entre el  $s_u$  y la prueba de CPTU, consecuentemente no se halla una buena correlación con el  $E_u$ .
- A causa de la dificultad que supone recuperar muestras inalteradas de suelo en depósitos de suelos blandos a muy blandos, la prueba de CPTU es una herramienta muy práctica para optimizar el proceso de muestreo, ya que con este se puede definir con claridad el perfil de suelo antes de la exploración, con lo que posteriormente se programa el plan de exploración y muestreo a una(s) profundidad(es) específica(s).

- La presente investigación se limitó al análisis de la prueba de CPTU para suelos arcillosos blandos, y se demostró el potencial de la prueba para este caso; no obstante, esta prueba puede aplicarse igualmente para caracterizar depósitos de suelos arenosos sueltos, y en particular para el análisis de la licuación, típico para estos depósitos. Este es un tema de investigación sobre el cual también puede avanzarse.
- Se recomienda que futuras investigaciones sobre suelos arcillosos blandos se concentren en encontrar correlaciones locales entre la prueba de CPTU y algún parámetro de suelo, bien sea resistencia al corte no drenada ( $s_u$ ), relación de sobreconsolidación (RSC), coeficiente de consolidación ( $c_h$ ) o permeabilidad ( $k$ ). Como la prueba es esencialmente rápida, es decir, en condiciones drenadas para suelos arcillosos, no es apropiada para obtener parámetros drenados del suelo.

## BIBLIOGRAFÍA

- Campanella, R. & Howie, J. (2005). *Guidelines for the use, interpretation and application of seismic piezocone test data*. Vancouver: Geotechnical Research Group - Department of Civil Engineering, The University of British Columbia.
- Lunne, T., Robertson, P. & Powell, J. (1997). *Cone Penetration Testing*. New York: Taylor & Francis.
- Peuchen, J., Vanden Berghe, J. & Coulais, C. (2010). *Estimación of  $u_1/u_2$  conversion factor from piezocone*. Huntington Beach - California (EE.UU): 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing.
- Robertson, P. (2012). *Interpretation of in situ tests - some insights*. ISC'4 Brazil - sept 2012.
- Robertson, P. K. (2013). *Cone penetration testing Webinar #3: Interpretation of soil parameters fine grained soil*.
- Schneider, J.A., Randolph, M.F., Mayne, P.W. & Ramsey, N.R. (2008). Analysis of Factors Influencing Soil Classification. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* © Asce.
- Tumay, M. T., Abufarsakh, M. Y. & Zhang, Z. (2008). From theory to implementation of CPT based probabilistic and Fuzzy soil classification.



# REVISTA ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA

## Alcance y política

El objetivo de la *Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería* es difundir artículos técnicos que contribuyan al desarrollo del país a través de una publicación con alta calidad editorial y rigor científico.

La revista acepta prioritariamente los siguientes tipos de trabajos, que le permiten mantener su categorización:

1. **Artículo de investigación científica y tecnológica.** Documento que presenta, de manera detallada, los resultados originales de proyectos de investigación. La estructura generalmente utilizada contiene cuatro apartes importantes: introducción, metodología, resultados y conclusiones.
2. **Artículo de reflexión.** Documento que presenta resultados de investigación desde una perspectiva analítica, interpretativa o crítica del autor, sobre un tema específico, recurriendo a fuentes originales.
3. **Artículo de revisión.** Documento producto de una investigación donde se analizan, sistematizan e integran los resultados de investigaciones publicadas o no publicadas, sobre un campo en ciencia o tecnología, con el fin de dar cuenta de los avances y las tendencias de desarrollo. Se caracteriza por presentar una cuidadosa revisión bibliográfica.

También admite artículos de las siguientes tipologías:

4. **Artículo corto.** Documento breve que presenta resultados originales preliminares o parciales de una investigación científica o tecnológica, que por lo general requieren una pronta difusión.
5. **Reporte de caso.** Documento que presenta los resultados de un estudio sobre una situación particular, con el fin de dar a conocer las experiencias técnicas y metodológicas consideradas en un caso específico.
6. **Revisión de tema.** Documento resultado de la revisión crítica de la literatura sobre un tema en particular.

Cabe destacar que se privilegian para la revista los tipos de artículos de los numerales 1, 2 y 3.

La revista circula trimestralmente y recibe sólo artículos inéditos. Los trabajos recibidos se someten al concepto de pares académicos y del Consejo Editorial.

## Requisitos para la publicación de artículos

Los artículos presentados a la revista deben remitirse por correo electrónico a [revista@escuelaing.edu.co](mailto:revista@escuelaing.edu.co), adjuntando los siguientes formatos debidamente diligenciados: autor.doc, clasificación.doc y tipo.doc, cuyos archivos se pueden descargar de <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>. En este mismo sitio está disponible la plantilla guía que contiene la estructura determinada por la revista para los artículos.

## Scope and policy

*Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería* disseminates technology articles helping to our country development. It emphasises on its high quality print and its scientific rigour. Articles submitted for publication shall be classified into one of the following categories— which allow it keeps its indexation:

1. **Scientific and technological research article.** These documents offer a detailed description about the original findings of research projects. In general, the usually used structure contains four important sections: introduction, methodology, results and conclusions.
2. **Reflection article.** These documents present the results of a research project on a specific, interpretative, or critical view by the author about a particular topic by using original sources.
3. **Review.** A document resulting from a finished research, where the published and/or unpublished findings of investigation in a particular field of science or technology are analysed, systematised and integrated to report the progress and the development tendencies. These documents include a careful bibliographic review.

*Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería* also accepts the following types of articles:

4. **Short article.** A brief text presenting the original, preliminary and/or partial results of a scientific or technological study, which normally need to be disseminated as quickly as possible.
5. **Case report.** A document that presents the results of a study on a specific situation in order to report the technical and methodological experiences considered in a particular case.
6. **Thematic review.** These documents are the product of a critical review of literature on a particular topic.

Our revista privilege articles as the highlight ones in numbers 1, 2 and 3.

*Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería* is a quarterly publication that only accepts unpublished articles. The revista submits all the papers to the verdict of two academic peers, who evaluate the article.

## Ruling for publication

The article must be sent by e-mail to [revista@escuelaing.edu.co](mailto:revista@escuelaing.edu.co) with 3 files attached: Author.doc, Classification.doc and Type.doc available in <http://www.escuelaing.edu.co/revista.htm>. There is also a template guide for the structure of the article (template guide.doc).



# Entregando lo mejor de los **colombianos**

Línea de atención al Cliente Nacional: 01 8000 111 210

Línea de atención al Cliente Bogotá: (57-1) 4199299

➤ [www.472.com.co](http://www.472.com.co)