

□ **ANÁLISIS DE LA ANTENA DIPOLO EN VEE:**
una aproximación gráfica

□ **MEJORAMIENTO DE SUELOS BLANDOS**
mediante inclusiones de suelos esta-
bilizados en sitio

□ **OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES**
en suelos blandos de Bogotá

□ **CONGESTIÓN EN BOGOTÁ:**
un problema más allá de
controles e impuestos

□ **IMPLEMENTACIÓN DEL ENSAYO DE EVALUACIÓN**
de la resistencia mecánica por
el método de 10% de finos

REVISTA DE LA ESCUELA COLOMBIANA DE

Ingeniería

73

Enero - Marzo de 2009

ISSN 0121-5132

P.V.P. Colombia \$12.000,00

01



Publicación admitida por Colciencias en el
Índice Nacional de Publicaciones Seriadas,
Científicas y Tecnológicas colombianas -
Publindex - Clasificación tipo C
Publicación incluida en Ulrichsweb.com™
Tarifa postal reducida No. 2008-107
Vence 31 de diciembre de 2009

DE ING
JULIO G

Editorial

CARLOS ENRIQUE ARROYAVE POSADA

Vicerrector Académico de la Escuela Colombiana de Ingeniería y Director de la Revista.

carlos.arroyave@escuelaing.edu.co

La misión de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito para las próximas décadas es continuar contribuyendo de manera significativa al desarrollo de las personas y, además, enfatizar mucho más en la pertinencia de su trabajo para el mejoramiento del país, tareas cimentadas en el aporte a la generación y utilización de conocimientos científicos y tecnológicos de carácter universal. En esta labor se reconoce la necesidad de la validación científica y social del trabajo, así como también que el mecanismo esencial para hacerlo es la publicación de los resultados de investigación. De aquí la importancia de un medio como esta *Revista* y de su consolidación, ahora que la institución ha declarado su vocación como universidad responsable de la creación y aplicación de conocimientos útiles para la generación de la riqueza que se estima indispensable para un desarrollo nacional equitativo. En otras palabras, una universidad de la sociedad del conocimiento, estrechamente comprometida con las urgencias del entorno; una universidad de tercera generación, según Hans Wissema; una universidad de corte tecnológico, en el sentido internacional del concepto.

Obviamente, en este propósito nos acompañan muchas otras entidades educativas que tienen énfasis en la ingeniería y las ciencias aplicadas; unidades empresariales de I+D y centros de investigación, desarrollo tecnológico e innovación, nacionales y extranjeros, que requieren someter su producción en investigación aplicada y desarrollo tecnológico al fuego refinador de la crítica científica, mediante la exposición de sus avances y resultados a través de un medio especializado en el asunto, como la *Revista de la Escuela Colombiana de Ingeniería*.

Por lo anterior, a partir de este número se han introducido algunos ajustes que apuntan a garantizar, por un lado,

la consolidación de su carácter como medio de comunicación de conocimientos científicos útiles en la solución de problemas empresariales, comunitarios y sociales, en general, junto con reportes de desarrollos tecnológicos que concreten la utilización de los conocimientos universales en la efectiva solución de los problemas, como vía para fortalecer la capacidad de innovación, que tanta falta le hace a un país como Colombia, con miras a lograr el desarrollo social, económico y productivo que la población anhela. En consecuencia, se han establecido directrices para estimular la presencia de este tipo de artículos; se han tomado medidas que buscan incrementar su impacto y, lógicamente, mejorar su calidad, a partir de la conformación de un comité editorial y otro científico, integrados por connotados académicos internacionales, que velen por la consecución de tales cometidos.

Esperamos, entonces, que los próximos años traigan una publicación sumamente útil para el fortalecimiento del conocimiento universal y de su aplicación a la solución de muy diversos problemas de la sociedad, en particular de la colombiana.

Con este propósito, en el presente número se incluyen interesantes artículos relacionados con problemas de máxima actualidad nacional, tales como el manejo de los suelos en el desarrollo de los proyectos de infraestructura urbana, el control de la calidad de los pavimentos de calles y carreteras, el tránsito en las grandes ciudades y los avances en la conceptualización de la infraestructura de telecomunicaciones, que esperamos sean acogidos, debatidos, comentados, cuestionados y enriquecidos por la comunidad ingenieril, para el bien del conocimiento y de la humanidad.

Análisis de la antena dipolo en Vee: una aproximación gráfica

Analysis of the Vee Dipole antenna:
a graphic approach

CARLOS IVÁN PÁEZ RUEDA

Pontificia Universidad Javeriana. Departamento de Electrónica. Bogotá.

paez.carlos@javeriana.edu.co

Recibido: 30/09/08 Revisado: 20/10/08 Aceptado: 2/11/08

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

Resumen

En el siguiente artículo se presenta el análisis de la tradicional antena dipolo en configuración en Vee por medio de la presentación de gráficas de diseño, donde se detallan la directividad máxima, los ángulos de máxima radiación y la impedancia de entrada. Con estos resultados el diseñador puede conocer más elementos del comportamiento de esta antena, para aplicarlos en diversos problemas, incluyendo la operación multibanda.

Palabras claves: antenas de alambre, ecuación de Pocklington, método de los momentos.

Abstract

In this paper the analysis of the traditional Vee dipole antenna is presented through the display of design graphs, where the maximum directivity, the angles of maximum radiation and the input impedance are detailed. With these results, the designer acquires more elements concerning the behavior of this antenna, which can be applied to a wide range of problems, including multiband operation.

Keywords: wire antenna, Pocklington equation, method of moment.

INTRODUCCIÓN

La antena dipolo en configuración en Vee, localizada sobre el plano $x-y$ (figura 1), es una simple modificación de la tradicional antena dipolo cilíndrica lineal, en la cual es posible incrementar su máxima directividad cuando simultáneamente se incrementa la longitud de su brazo (h) y se reduce su ángulo de apertura (α).

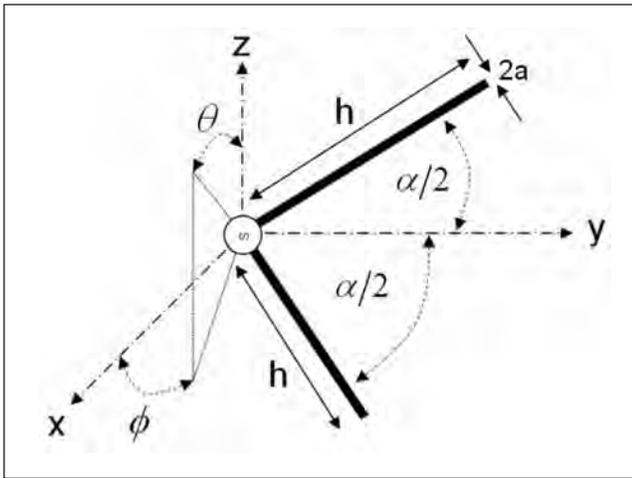


Figura 1. Dipolo en Vee en el plano con el sistema de coordenadas asumido.

Figure 1. Vee Dipole in the plane, with the assumed coordinate system.

Esta antena se ha analizado y optimizado extensamente en la literatura. En [1] se realizó un análisis paramétrico de esta antena para $h \leq 0,6\lambda$ y en [2] se presentó una fórmula que relaciona el óptimo valor de la directividad máxima de la antena al variar su ángulo de apertura (α) y la longitud de su brazo (h) para los intervalos $0,5\lambda \leq h \leq 3\lambda$, calculada por métodos numéricos. En [3] se presentó el valor de la impedancia de entrada de esta antena utilizando el método variacional y en [4] se desarrolló un método de computación basado en una nueva ecuación integral que se encuentra a partir de la ecuación de Hallen, la cual es más eficiente en una implementación computacional. Aplicaciones de este tipo de antenas se han reportado tradicionalmente en la literatura para arreglos de antenas como la Yagi-Uda o LPDA en [5], se han utilizado en aplicaciones no convencionales como MEMS (Microelectromechanical Systems), reconfigurables en [6], configuraciones híbridas en [7-9] y fractales en [10], entre otras.

En el presente artículo se muestran unas nuevas gráficas de diseño realizadas a partir de contornos equipotenciales o isocurvas, construidas con base en los resultados computacionales exhaustivos encontrados al simular esta antena, que permiten comprender y obtener criterios de diseño que los sistemas autónomos de simulación de radiofrecuencia no aportan a los diseñadores de este tipo de estructuras. En la primera parte de este artículo se presenta el modelo de computación implementado para calcular las medidas de desempeño de la antena y las consideraciones geométricas utilizadas para elaborar las isocurvas. En la segunda parte se registran los resultados encontrados y en la parte final, se presentan las conclusiones.

MODELO COMPUTACIONAL

La ecuación que describe las propiedades de radiación de una antena de alambre cilíndrico ideal en forma arbitraria se conoce como la ecuación de Pocklington y se detalla en (1), siendo $E^i \circ \hat{l}$ la intensidad del campo impreso por la fuente en el alambre y $I(l')$ la densidad de corriente en la superficie del conductor ideal con forma C' . Cuando el diámetro del alambre es menor que $\beta a < 0,1$ en [11] se discute que la aproximación del kernel reducido $K(r, r')$ definido con (2) es válida, simplificando la evaluación computacional de las densidades de corrientes.

$$E^i \circ \hat{l} = \int_{C'} I(l') K(r, r') dl' = \int_{C'} I(l') \frac{-1}{j\omega\epsilon} \left\{ \beta^2 G(r, r') \hat{l}' \circ \hat{l}' - \frac{\partial}{\partial l'} \frac{\partial}{\partial l'} G(r, r') \right\} dl' \quad (1)$$

$$G(r, r') = \frac{\exp(-j\beta R)}{4\pi R} \quad (2)$$

La ecuación de Pocklington (1) se despeja de la aplicación del vector potencial magnético \mathbf{A} y las condiciones de frontera en las ecuaciones de Maxwell, con el objeto de evitar el uso de más complicados operadores integrodiferenciales en la solución del problema. La evaluación computacional de dicha expresión es difícil cuando R es pequeña, ya que (2) evaluada en (1) tiene un comportamiento casi singular de tipo logarítmico para radios de alambre pequeños.

Para el caso de una antena en configuración en Vee, el producto punto $\hat{l}' \cdot \hat{\alpha}$ toma el valor de 1 si los puntos de observación r y r' están sobre el mismo brazo o cos (α) para el caso contrario. Para estimar las densidades de corriente sobre la superficie del alambre se utilizó el método de los momentos en el subdominio, en el cual se usa una combinación lineal de funciones base según (3), definidas de acuerdo con (4) en los N segmentos en que se divide la estructura.

$$I(l') = \sum_{k=1}^N a_k f_k(l') \quad (3)$$

$$f_k(l') = \begin{cases} \frac{\sin(\beta l' - \beta S_{k-1})}{\sin(\beta S_k - \beta S_{k-1})} & l' \in [s_{k-1}, s_k] \\ \frac{\sin(\beta S_{k+1} - \beta l')}{\sin(\beta S_{k+1} - \beta S_k)} & l' \in [s_k, s_{k+1}] \\ 0 & l' \notin [s_{k-1}, s_{k+1}] \end{cases} \quad (4)$$

$\forall k = 1, \dots, N-1$

Para incrementar la convergencia de los resultados se utilizó el procedimiento Galerkin, con funciones de peso definidas por medio de (5).

$$p_k(l) = \begin{cases} \frac{\sin(\beta l - \beta S_{k-1})}{\sin(\beta S_k - \beta S_{k-1})} & l \in [s_{k-1}, s_k] \\ \frac{\sin(\beta S_{k+1} - \beta l)}{\sin(\beta S_{k+1} - \beta S_k)} & l \in [s_k, s_{k+1}] \\ 0 & l \notin [s_{k-1}, s_{k+1}] \end{cases} \quad (5)$$

$\forall k = 1, \dots, N-1$

Con este procedimiento, la matriz que permite calcular los a_k coeficientes desconocidos que aproximan la densidad de corriente en (3) se obtienen a través del proceso de inversión de matrices sobre la expresión (6), donde los coeficientes Z_{ij} se obtienen por medio de (7).

$$\begin{bmatrix} Z_{11} & & & Z_{1n} \\ & \ddots & & \\ & & \ddots & \\ Z_{n1} & & & Z_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ a_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \int_{c_1} E^1(r_1) \cdot \hat{\alpha}_1 p_1(l) dl \\ \vdots \\ \int_{c_n} E^1(r_n) \cdot \hat{\alpha}_n p_n(l) dl \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$Z_{ij} = \int_{c_i} p_i(l) \int_{c_j} f_j(l') K(r_i, r') dl' dl \quad (7)$$

La matriz $\mathbf{Z} = [Z_{ij}]$ para las funciones base escogidas tiene la propiedad de contar con una diagonal fuerte y, por ende, los procesos de inversión de dichas matrices son estables. La literatura muestra que el proceso de inversión de matrices \mathbf{Z} presenta problemas de convergencia, cuando el tamaño del segmento es del mismo orden que el diámetro del alambre.

El modelo de fuente impresa utilizado fue el modelo Delta-Gap [12], en el cual se supone que la intensidad del campo eléctrico impreso toma el valor V_{in}/Δ y sólo existe en un segmento cuyo tamaño es Δ . La impedancia de entrada de la antena se calcula por medio $Z_{in} = V_{in}/a_c$, siendo 'c' el segmento donde se encuentra la fuente impresa. Los parámetros de radiación como la directividad máxima, los ángulos de máxima radiación θ_{max} y ϕ_{max} se calculan por medio de (8), donde \mathbf{A} es el vector potencial magnético en campo lejano aproximado por medio de (9).

$$D_{max}(\theta_{max}, \phi_{max}) = \max_{\theta, \phi} \left\{ \frac{4\pi \left\{ \|A_\theta\|^2 + \|A_\phi\|^2 \right\}}{\oint_{Esfera} \left\{ \|A_\theta\|^2 + \|A_\phi\|^2 \right\} \sin(\theta) d\theta d\phi} \right\} \quad (8)$$

$$\mathbf{A} \approx \mu \frac{\exp(-j\beta r)}{4\pi r} \int_{c'} I(l') \exp(j\beta r' \cdot \hat{\alpha}) dl' \quad (9)$$

El *software* de simulación electromagnética utilizado en el presente estudio se desarrolló en [13]. Las gráficas presentadas se elaboraron realizando un muestreo de $\Delta b = 0,1\lambda$, $\Delta\alpha = 2,59^\circ$ y un radio del cilindro igual $a = 0,005\lambda$. Para un punto de operación representado por $P(f_0, b_0, \alpha_0, a_0)$ en las gráficas de diseño, es válida cualquier interpretación derivada de un movimiento en el eje (α). Debe tenerse prudencia con la interpretación sobre cualquier variación en el eje ($b\lambda^{-1}$), pues éste repre-

senta, para un punto de operación fijo, una variación en el radio del alambre. En especial, la aplicación de estas curvas para variaciones incrementales de un punto de operación en este eje no es válida, ya que éstos representan un aumento en el radio del alambre, y por tanto, la solución del kernel reducido (1)-(2) sería inválida.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la figura 2 se ilustran las isocurvas de la directividad máxima de la antena en Vee calculadas, en la cual la aproximación encontrada en [2] es dibujada con propósitos comparativos. La relación de (α) y $(h\lambda^{-1})$ encontrada aquí fue cercana a dicha aproximación. Los puntos óptimos de la directividad máxima encontrados fueron superiores en +0,5 dB a la fórmula presentada en [2] para $h \geq 1\lambda$. La diferencia de los resultados se asocia con los algoritmos numéricos utilizados para solucionar los operadores integrodiferenciales requeridos en (7)-(8).

Esta gráfica de diseño permite visualizar la variación de la directividad máxima con respecto a un punto de operación $P(f_0, h_0, \alpha_0, a_0)$ escogido. La sensibilidad de la

solución a las variaciones de α_0 es posible encontrarla por métodos gráficos, simplificando la interpretación y el diseño de esta antena. El análisis de esta figura muestra que, en general, los puntos óptimos encontrados en [2] y ratificados aquí, no son sensibles a pequeños errores de α_0 , los cuales suelen ser causados por el proceso de fabricación de la antena o por las condiciones ambientales a las cuales la estructura se ve enfrentada.

La dirección de la máxima radiación de la antena en el sistema coordenado asumido, con $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ y $-90^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$, se presenta en las figuras 3 y 4. Estas figuras muestran que la dirección de máxima radiación esperada $(\theta_{\max}, \phi_{\max})$ $(90^\circ, 90^\circ)$ varía con la escogencia del punto de operación. En particular, se deben destacar los puntos óptimos localizados en el intervalo $0,5\lambda \leq h \leq 1\lambda$, ya que en un punto de operación $P(f_0, h_0, \alpha_0, a_0)$ diseñado para operación multibanda, se concluye que la dirección de máxima radiación a bajas frecuencias cambia. En estas gráficas también se ilustra el límite producido por el cambio de dirección de la máxima radiación al variar el ángulo de apertura de la antena. Este resultado es valioso para comprender los límites

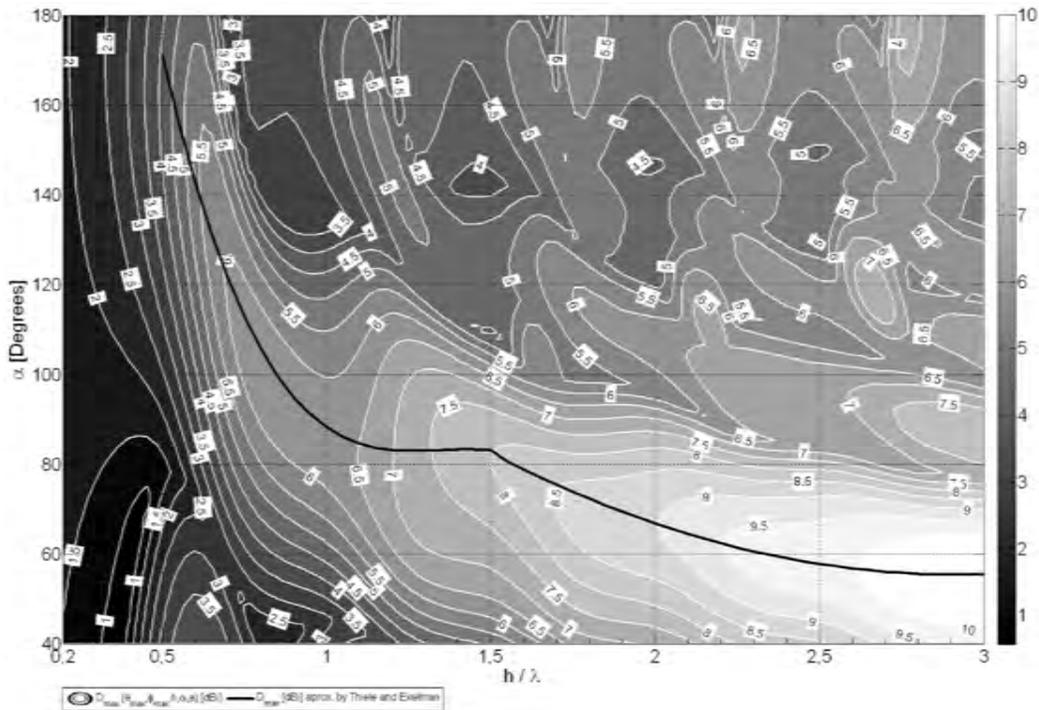


Figura 2. Isocurvas de la directividad máxima.
Figure 2. Isocurves of maximum directivity.

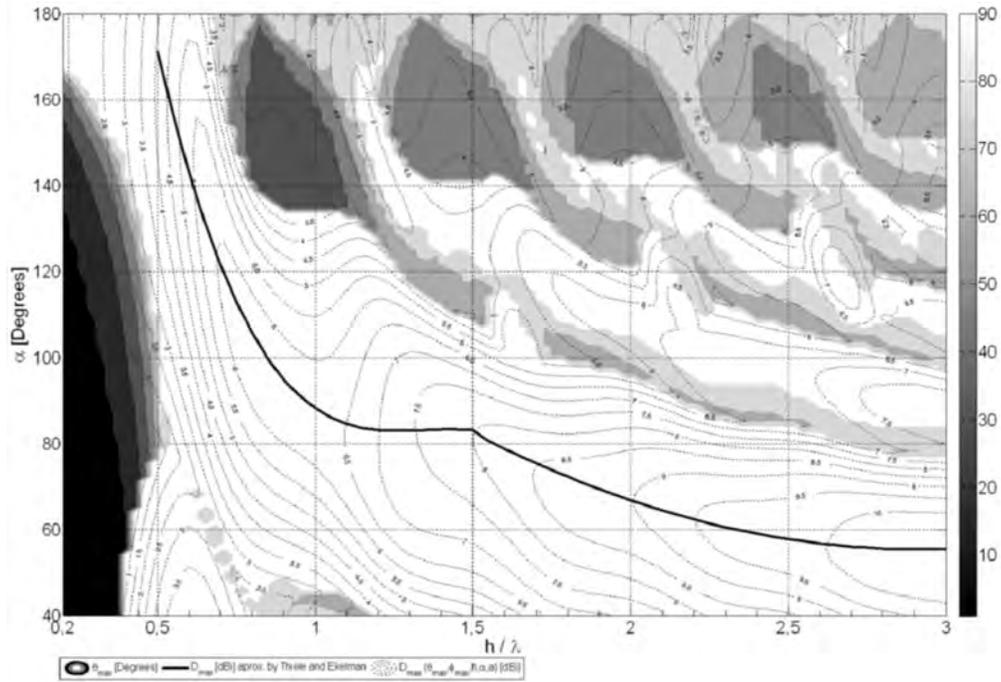


Figura 3. Isocurvas de la máxima radiación en θ .
Figure 3. Isocurves of maximum radiation in θ .

de las aplicaciones reconfigurables presentadas en [6], la cuales basan su diseño en una antena en Vee con $h = 1,5\lambda$. A partir de esta gráfica se concluye que superar el límite del ángulo de apertura $\alpha \geq 108^\circ$ en esta aplicación implica que la solución encontrada no es óptima, pues

la antena ya no emite o recibe la onda a través de su máximo esperado $(\theta_{\text{máx}}, \phi_{\text{máx}}) = (90^\circ, 90^\circ)$.

El análisis simultáneo de las figuras 3 y 4 evidencia los cambios de la dirección de máxima radiación de la antena, para longitudes y ángulos de apertura grandes,

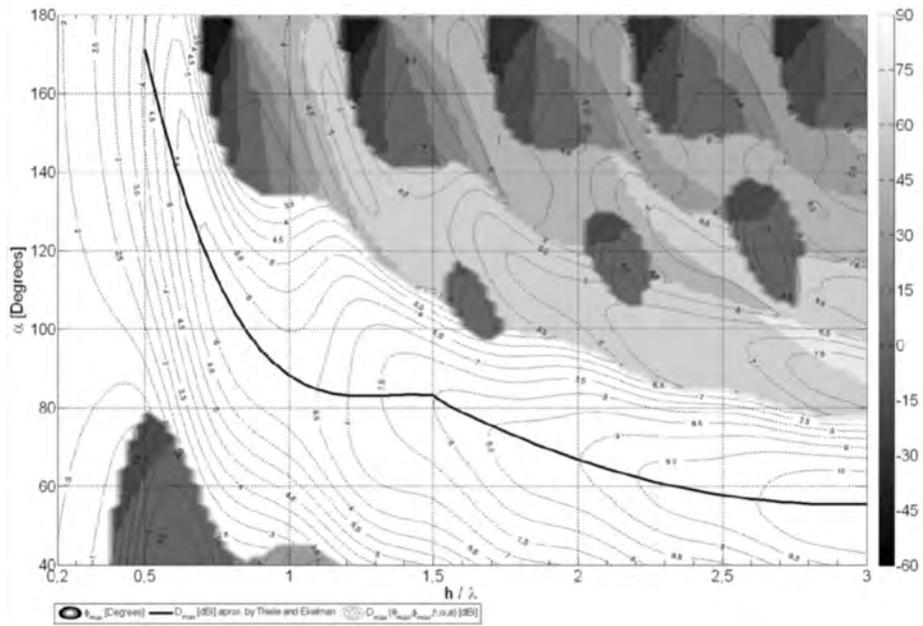


Figura 4. Isocurvas de la máxima radiación en ϕ .
Figure 4. Isocurves of maximum radiation in ϕ .

razón por la cual aporta información de los puntos de operación no deseados para muchas de las aplicaciones de este tipo de antenas.

La figura 5, aunque de interpretación compleja, pretende ilustrar simultáneamente la parte imaginaria y la parte real de la impedancia de entrada de la antena y su relación con la directividad máxima. En esta gráfica se detalla en un fondo de grises la variación de la parte real y en isocurvas la variación de la parte imaginaria de la impedancia de entrada, en un intervalo tal que nos permite detallar el comportamiento de las frecuencias de resonancia de la antena y, por tanto, especificar los puntos de operación que simplifican el diseño del Balun (*Balanced-Unbalanced transformer*). El análisis de esta figura muestra que las frecuencias de resonancia no cambian bruscamente con respecto a la variación de ángulo de apertura (α) para un punto de operación fijo, permiten identificar cuáles frecuencias corresponden a las de resonancia en serie o en paralelo, y podrían aportarnos información aproximada del ancho de banda relacionado con cada frecuencia de resonancia. Esta gráfica nos permite conocer los grados de complejidad a los cuales se enfrentan los sistemas autónomos de diseño cuando calculan sus valores óptimos.

CONCLUSIÓN

Se presentaron varias gráficas de desempeño de la antena dipolo en Vee. A partir de éstas, se deduce que dicha antena es poco sensible en sus medidas de desempeño ante pequeñas variaciones del ángulo de apertura y que es posible utilizarla para aplicaciones multibanda. Tales gráficas permiten identificar la dirección de máxima radiación de la antena para cada punto de operación, así como también los puntos de resonancia serie y paralelo, los cuales simplifican la red de acoplamiento de la antena. Igualmente, es posible identificar los puntos específicos de operación multibanda, lo cual permite además utilizar una misma antena para diferentes frecuencias y diseñar una antena de banda ancha por medio de arreglos de este tipo de antenas.

Por último, es posible proponer otros puntos de operación diferentes del óptimo, donde se sacrifique el valor de la directividad máxima por el mejoramiento de otras medidas de desempeño, como optimizar el acoplamiento de la antena, obtener una menor variación de la directividad máxima en una operación multibanda o disminuir la sensibilidad de la antena ante variaciones de su ángulo de apertura.

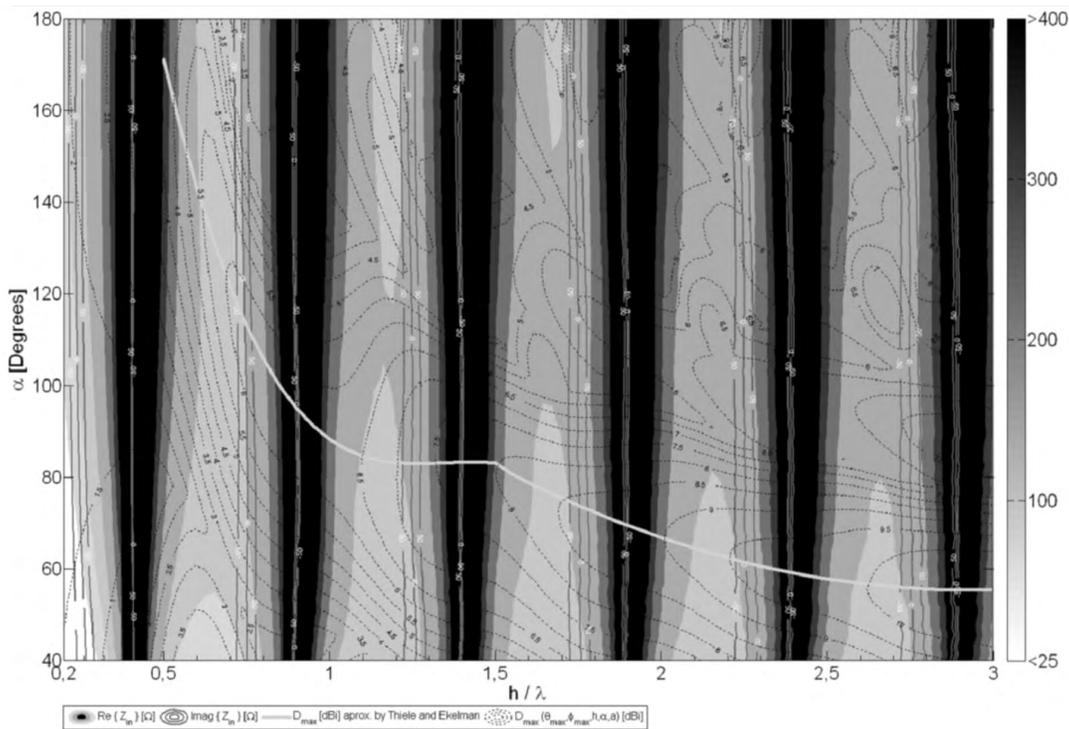


Figura 5. Isocurvas de la impedancia de entrada.
Figure 5. Isocurves of the input impedance.

REFERENCIAS

- [1] Jones, J. (1976). Analysis of the symmetric center-fed V-dipole antenna. Antennas and propagation. *IEEE Transactions*, May, Vol. 24, number 3, pp. 316-322.
- [2] Thiele, G. & Ekelman, E. Jr. (1988). Design formulas for vee dipoles. Antennas and propagation. *IEEE Transactions*, July, Vol. 28, number 4, 588-590.
- [3] Surutka, J.V. & Velickovic, D.M. (1969). Input impedance of rectangular V-dipole antenna derived by variational method. *Publ. El. Fak., Beograd, ser. math. & phys.* No. 247-273, pp. 87-95.
- [4] Petkovic, D.M. & Krstic, D. D. (2002). A new approach to v-dipole antenna. *Facta universitatis, Series: Working and Living Environmental Protection*, Vol. 2, No. 2, pp. 143-149.
- [5] Kraus, J.D. (1988). *Antennas*, 2nd ed., McGraw-Hill, pp. 708-710.
- [6] Jung-Chih Chiao, Yiton Fu, lao Mak Chio, DeLisio, M., Lih-Yuan Lin (1999). MEMS reconfigurable Vee antenna, *Microwave Symposium Digest, IEEE MTT-S International*, Vol. 4, pp. 1515-1518.
- [7] Patwari, N. & Safaai-Jazi, A. (2000). High-gain low-sidelobe double-vee dipoles. Antennas and propagation. *IEEE Transactions*, Vol. 48, No. 2, pp. 333-335.
- [8] Kim, K. & Scott, W.R., Jr. (2005). Design of a Resistively Loaded Vee Dipole for Ultrawide-Band Ground-Penetrating Radar Applications. Antennas and propagation. *IEEE Transactions*, Vol. 53, No. 8, pp. 2525-2532.
- [9] Kim, K. & Yang, S. (2007). Efficiency of resistive vee dipole antenna. *Electronics Letter*, 25th October, Vol. 43, No. 22.
- [10] Jonsson, P., Siden, J., Olsson, T. & Gang, Wang (2002). High-directivity fractal-vee dipoles. Antennas and propagation. Society International Symposium. *IEEE Transactions*, Vol. 4, pp. 558-561.
- [11] King, R.W.P. (1967). The linear antenna-Eighty years of progress. *Proceedings of the IEEE*, Vol. 55, No. 1, pp. 2-16.
- [12] Stutzman, W.L. & Thiele, G.A. (1988). *Antenna theory and design*, 2nd ed., cap. 5, John Wiley and Sons.
- [13] Páez, C.I. (2002). Diseño óptimo de dipolos y arreglos Yagi-Uda curvilíneos. Tesis de maestría. Director Roberto Bustamante Miller. Universidad de los Andes.

Mejoramiento de suelos blandos mediante inclusiones de suelos estabilizados en sitio

Improving soft soils using stabilized soils in situ

JORGE ALBERTO RODRÍGUEZ¹, DIEGO FERNANDO GARCÍA², JUAN DANIEL MOYA³

1. Pontificia Universidad Javeriana. Departamento de Ingeniería Civil. Bogotá.

2. Soletanche Bachy Cimas S.A.

3. JEProbe Ltda.

rodriguezja@javeriana.edu.co, dgarcia@soletanche-bachy.com.co, juan.moya@jeoprobe.com.

Recibido: 15/10/08 Revisado: 30/10/08 Aceptado: 22/11/08

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

Resumen

Se presentan los resultados de una prueba a escala natural, instrumentada, para estudiar el comportamiento de un sitio característico de los suelos blandos de la sabana de Bogotá, mejorado mediante inclusiones rígidas de suelo estabilizado en el sitio con cal y cemento. Las inclusiones se construyeron a diferentes espaciamientos y la carga se aplicó mediante un terraplén de grava. El perfil de suelos se caracterizó mediante ensayos de clasificación y resistencia. La prueba se instrumentó con medidores de asentamientos instalados en diferentes lugares y profundidades. Las mediciones de asentamientos durante toda la etapa de carga, y posteriormente, se comparan con simulaciones realizadas a partir de modelos tridimensionales en elementos finitos para calibrar parámetros de rigidez y permeabilidad en el perfil de suelos. Finalmente, se usan los modelos numéricos para simular diversos escenarios que permitan conocer los factores relevantes que intervienen en el diseño de este tipo de mejoramientos.

Palabras claves: inclusiones rígidas, mejoramiento de suelos, modelos numéricos, prueba de campo.

Abstract

This paper presents the results of an instrumented field test in a typical soft soil site in Bogotá improved by means of rigid inclusions built in place using lime and cement. The inclusions were built at different spacing, and the area loaded by means of a gravel embankment. The soils at the site were characterized by classification and strength tests in the field and laboratory. The field test was instrumented by settlement plates at different places and depths and total stress cells. The settlement records were used to calibrate stiffness and permeability parameters of a 3D FEM numerical model of the test. This numerical model is used for a parametric analysis of the effect of rigid inclusions built in place to reduce settlements of surface foundations and embankments in the soft soils of Bogotá.

Keywords: rigid inclusions, soil improvement, numerical modeling, field test.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el uso de inclusiones relativamente rígidas de suelo estabilizado usando mezclas mixtas de suelo cemento se hacen cada vez más comunes a escala internacional por su facilidad de construcción industrializada. La efectividad de estas tecnologías es función de la interacción de las columnas con el suelo circundante, las condiciones de carga y el objeto de la estabilización, ya sea para mejorar las capacidades portantes del suelo de fundación, para reforzar terraplenes y taludes, o para controlar asentamientos.

Debido a que los procesos constructivos cambian de un sitio a otro, al igual que los materiales presentes, es necesario cuantificar el efecto que tiene este tipo de mejoramiento para las condiciones presentes en cada sitio, y esto sólo se puede lograr instrumentando obras en las cuales se implementen tales tecnologías con el fin de tomar criterios de diseño que apliquen para las condiciones particulares de cada sitio (país, Estado, provincia, etc.).

Los resultados que se presentan en este artículo hacen referencia a las mediciones de una prueba de carga realizada sobre un perfil de suelos arcillosos blandos, característicos de la sabana de Bogotá, mejorado con inclusiones de suelo estabilizado (García, 2008). Las mediciones permitieron calibrar los parámetros mecánicos de los suelos con base en la información de la prueba y ensayos realizados *in situ* y en el laboratorio para su uso en modelos numéricos. Utilizando estos modelos se pudieron establecer criterios para el diseño de las inclusiones, si se diseñan con el objeto de reducir asentamientos, con las limitaciones constructivas y de suelos que se tienen en Bogotá.

DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA A ESCALA NATURAL

Para la prueba se construyeron 17 inclusiones de 7,0 m de longitud y 32 cm de diámetro, repartidas en tres grupos, cada uno con diferentes espaciamientos (1,3, 2,3 y 3,3 m). La construcción de las inclusiones se hizo de acuerdo con las especificaciones constructivas del sistema Colmix, realizadas por la

firma Soletanche Bachy Cimas S.A., que patrocinó la prueba.

La construcción de las inclusiones se hace en dos etapas. La primera es el *excavado*, en la cual el suelo que está en la perforación es inducido por medio de una hélice que se introduce en el suelo mediante un taladro. Cuando la perforación alcanza la mitad de la profundidad total de la inclusión, se inyecta la lechada a través de la punta del taladro; la rotación hace que la combinación entre la lechada y el suelo sea lo más homogénea posible. La segunda etapa es la *extracción*, que se efectúa una vez alcanzada la profundidad requerida; en este momento se cambia el sentido de la rotación del taladro y se comienza a extraer. La rotación en sentido inverso del taladro provoca una adecuada compactación del suelo estabilizado (fotos 1-4).

La prueba se instrumentó con 12 varillas de 3/8" recubiertas de PVC y acopladas en sus extremos a barrenos que se penetraron en el suelo a profundidades de 0,6, 4 y 8 m, con el fin de monitorear topográficamente los asentamientos inducidos en el tiempo bajo las cargas aplicadas en la prueba. Adicionalmente, se colocaron tres celdas de carga para medir las concentraciones de esfuerzos en las inclusiones (fotos 5-8).

Photo 1. Grout. Photo 2. Excavation. Photo 3. Extraction. Photo 4. Inclusion finished.



Foto 1. Lechada.



Foto 2. Excavación.



Foto 3. Extracción.



Foto 4. Inclusión terminada.



Foto 5. Barrenos instalados.



Foto 6. Recubrimiento PVC.



Foto 7. Celdas de carga.



Foto 8. Celdas de presión.

Photo 5. Drill. Photo 6. PVC covering. Photo 7. Load cells.
Photo 8. Pressure cells.

Después de instalar la instrumentación, se puso un geotextil en el terreno con el objetivo de evitar punzonamientos y daño del material por contaminación (foto 9). La carga se llevó a cabo por medio de material granular tipo grava, apilado sobre las inclusiones en un área de unos 325 m², con una altura aproximada de 3 m (foto 10). La carga total no se puso de inmediato; en un principio se extendió una capa de grava de unos 80 cm de altura y luego se colocó el resto del material. Los asentamientos se empezaron a registrar inmediatamente después de colocada la primera capa de grava, monitoreando topográficamente los tubos de control. En total, se realizaron 16 campañas para medición de asentamientos y tres campañas de medición de presiones



Foto 9. Cobertura con geotextil. Foto 10. Cargas con material granular.

Photo 9. Geotextil covering. Photo 10. Load with grain material.

PERFIL DE SUELOS

Para la caracterización del perfil de suelos, se hizo una perforación a una profundidad de 24 m, en la zona donde iba a quedar ubicada la prueba de carga. Se realizaron ensayos de consistencia, humedad, resistencia no drenada con veleta de campo y un ensayo de penetración con cono holandés (CPT); adicionalmente se extrajo una muestra inalterada a una profundidad de 12 m, sobre la cual se realizaron ensayos triaxiales cíclicos a esfuerzo controlado y ensayo de Bender elements, con el fin de conocer las propiedades de rigidez del material para todo el espectro susceptible de deformaciones.

A partir del registro de la perforación, se identificó un perfil de suelos conformado por tres capas, como se describe a continuación:

- Entre 0 m - 1,7 m se identifica un estrato limoarcilloso de color café oscuro, con presencia de raíces y muy húmedo.
- Entre 1,7 - 4,6 m se identifica una arcilla gris húmeda de consistencia medianamente dura y presencia de raíces.
- Desde 4,6 m hasta el final de la profundidad explorada se identifica una arcilla de color gris oscuro, que presenta una consistencia blanda con humedades y plasticidades altas.

En la figura 1 se presentan los valores de humedades naturales y límites de consistencia del perfil de suelos, en el cual se observa que los materiales superficiales presentan una humedad natural promedio de 100% con valores de límite líquido que varían entre 120 y 150; para el estrato más profundo de arcillas, la humedad aumenta hasta alcanzar valores mayores de 150% con valores de límite líquido del orden de 270.

En la figura 2 se muestran los resultados de resistencia medidos con veleta de campo y con el ensayo de penetración con cono. Se aprecia que la resistencia presenta valores constantes en los primeros 5,0 o 6,0 m de profundidad, pero a partir de esta profundidad los valores comienzan a crecer de manera aproximadamente lineal por efecto del confinamiento.

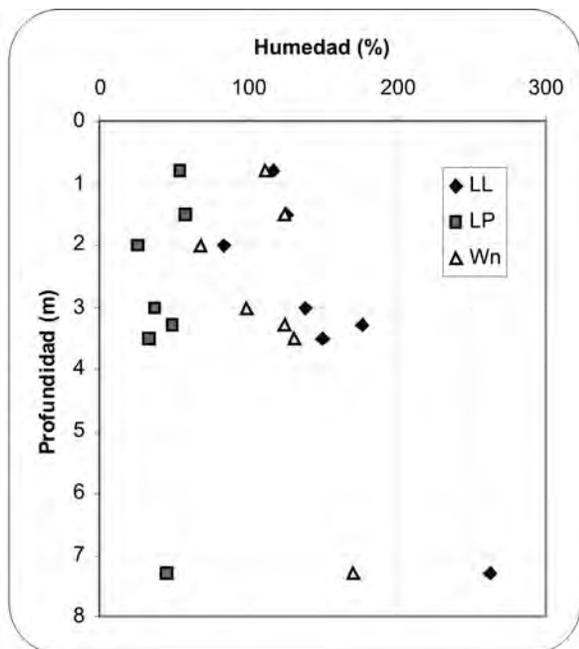


Figura 1. Perfil de humedades.
Figure 1. Humidity profile.

Con base en los ensayos triaxiales cíclicos y los ensayos de Bender elements, se construyó la curva de degradación de módulo en función de los niveles de deformación. En la figura 3 se presentan los valores obtenidos en el ensayo y la curva asumida para este estrato con base en correlación propuesta por Ishibashi & Zhang (1993), en función del esfuerzo de confinamiento, el índice de plasticidad y la corrección propuesta en el estudio del Modelo Geotécnico de la Sabana de Bogotá (SCG, 2006). Nótese que los datos medidos en el laboratorio se ajustan bastante bien a la curva asumida.

En razón del remoldeo causado por el muestreador y de todo el proceso de deformación que sufre la muestra antes de ensayarse en el aparato triaxial, es de esperar que la rigidez obtenida en el laboratorio presenten valores inferiores a los valores que se encuentran en campo. Para estimar los valores que deben usarse para representar las condiciones *in situ* de los estratos y evidenciar la sensibilidad de estas arcillas, se tienen los valores de un ensayo *down bole* realizado en un sitio cercano a la zona del proyecto, en el cual se identifica el mismo perfil de suelos. El ensayo registra velocidades de onda de corte del orden de 100 m/s, lo que corresponde a un valor E_0 de 33,8 MPa (asumiendo un peso unitario de 13 kN/m³ y una relación de Poisson de 0,3), de manera que la relación entre el E_0 medido en el laboratorio y el E_0 medido *in situ* es del orden de 0,38.

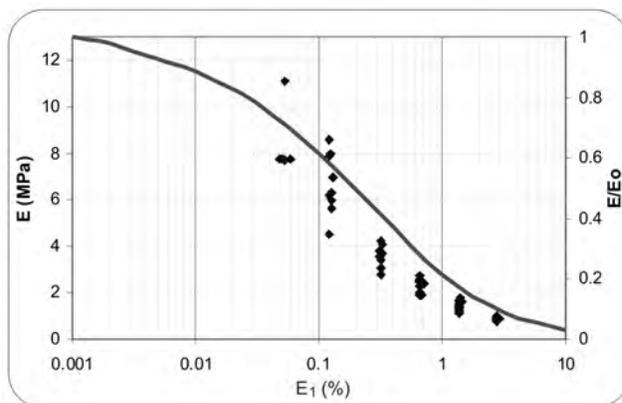


Figura 3. Curva de degradación de rigidez en función de los niveles de deformación.
Figure 3. Rigidity degradation curve in terms of deformation levels.

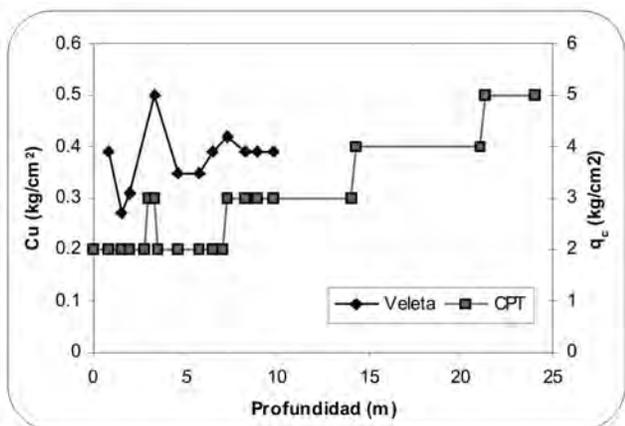


Figura 2. Valores de resistencia medidos en el ensayo de veleta y CPT.
Figure 2. Resistance values, measured with Weather Vane Test and CPT.

MODELO UTILIZADO

A partir de las mediciones hechas en campo de los asentamientos obtenidos en un período de 170 días, se calibraron los parámetros mecánicos del perfil de suelos con modelos tridimensionales de elementos finitos mediante el programa Plaxis 3D Foundation V1.6, usando para el suelo un modelo de endurecimiento por deformación tipo “Hardening Soil”. Este modelo involucra la plasticidad por deformaciones volumétricas, de acuerdo con una ley de variación potencial, e incluye una relación hiperbólica entre el esfuerzo de corte y la deformación axial. El modelo está caracterizado por

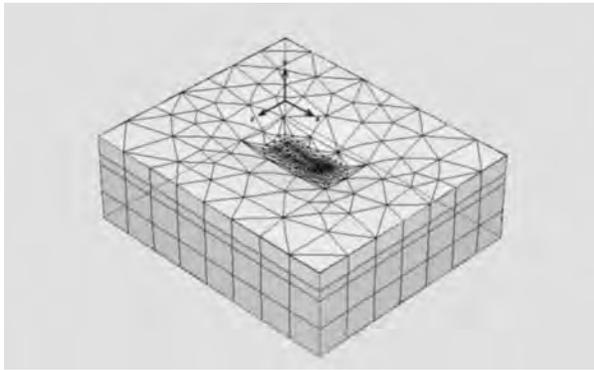


Figura 4. Malla de elementos finitos usada en el modelo.
Figure 4. Shear wave velocity profile in the soils profile.

condiciones límite de compresión virgen, envolvente de resistencia tipo Mohr Coulomb, presión de preconsolidación e índices de compresión para las condiciones de carga y descarga.

Para garantizar que las fronteras del modelo no influyeran en la respuesta del sistema, se extendió el dominio hasta una distancia igual a dos veces el ancho de la carga, en el plano horizontal. El modelo considera dos estratos de suelo con una malla de 3.208 elementos de quince nodos refinada en el sector donde se tienen las inclusiones de estabilización; en la figura 4 se presentan la malla y la geometría usada, en tanto que los parámetros calibrados en los modelos se muestran en la tabla 1.

Debido a que el modelo permite hacer análisis no drenados, generando excesos de presiones de poros y análisis posteriores de disipación de presiones de poros en el tiempo, se simularon todas las etapas de carga en la prueba, reproduciendo las curvas de asentamientos medidas a lo largo de la campaña de medición.

Tabla 1
 Parámetros calibrados

Parámetros del modelo			
Parámetro	Unidad	Arcilla SC	Arcilla blanda
\square_t	[kN/m ³]	17	14
k_x	[m/day]	0,005	0,0005
k_y	[m/day]	0,005	0,0005
k_z	[m/day]	0,005	0,0005
E_{50}	[kN/m ²]	22.000	16.000
E_{oed}	[kN/m ²]	18.000	7.978
c	[kN/m ²]	20	15
\square	[°]	26	26
m		0,8	1
$E_{o_{campo}}$		52.415	33.800
E_{50}/E_o		0,420	0,473

RESULTADOS OBTENIDOS

Se encontró que los módulos de deformabilidad por corte para el 50% de la carga última (E_{50}) están entre el 42 y 48% del módulo de deformabilidad medido en campo a bajos niveles de deformación a partir de ensayos geofísicos de *down hole*, de los cuales se disponía en sitios aledaños a la zona donde se realizó la prueba. Adicionalmente, se pudo observar que los valores de E_o medidos en el laboratorio pueden ser aproximadamente el 40% de los módulos medidos *in situ* mediante ensayos geofísicos, debido a los efectos de muestreo y a todo el proceso de deformaciones que sufre la muestra antes de ensayarla en el laboratorio.

Adicionalmente a los parámetros de deformabilidad, las mediciones de los asentamientos en el tiempo permitieron construir la curva de consolidación en campo, para todas las etapas de carga. Los resultados medidos y calculados se muestran en las figuras 5 y 6. Nótese que las curvas obtenidas en los modelos se ajustan bastante bien a los resultados medidos para las diferentes profundidades donde se monitorearon los asentamientos.

Puesto que el coeficiente de consolidación está directamente relacionado con la permeabilidad de los estratos, la curva de consolidación es dependiente de los valores de permeabilidad que se asuman; por tal razón se pudo calibrar de manera indirecta el parámetro de conductividad hidráulica en cada uno de los estratos. Los valores de K que mejor ajustan la curva de consolidación calculada a los datos de las mediciones son 0,005

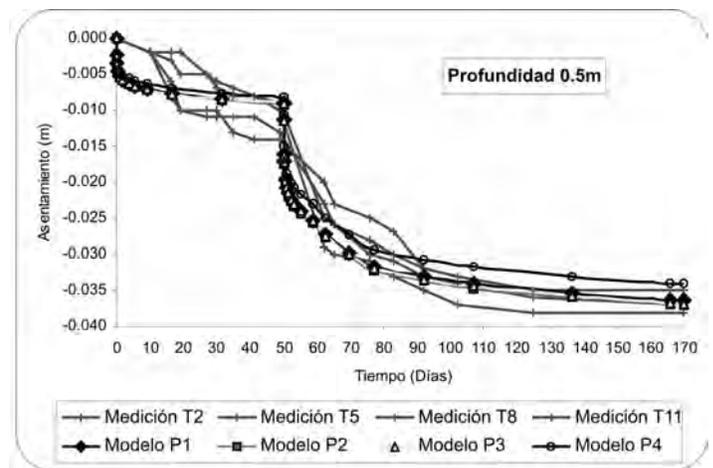


Figura 5. Asentamientos obtenidos en la prueba y en los modelos a nivel de superficie.
Figure 5. Settlements obtained in the test and in the models at the surface.

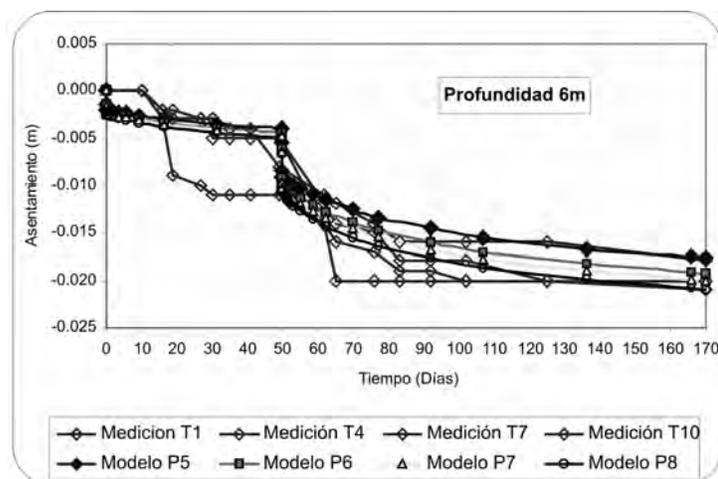


Figura 6. Asentamientos obtenidos en la prueba y en los modelos a 6 m de profundidad.

Figure 6. Settlements obtained in the test and in the models at 6 m deep.

m/día y 0,0005 m/día para la arcilla superficial de los primeros metros y la arcilla blanda, respectivamente, valores que son coherentes con los órdenes de magnitud esperados para estos materiales.

Con respecto al comportamiento de las inclusiones, en las mediciones se observa que la velocidad con la que se desarrollan los asentamientos es menor a menor espaciado. Esto es consecuencia de la transferencia de carga que superficialmente es grande y en profundidad se va reduciendo por el efecto de las inclusiones. Por otro lado, se aprecia que el espaciado de 1,3 m logra una mayor uniformidad de los asentamientos, en particular en los primeros 3 m de profundidad, caso en el que es evidente el efecto de refuerzo o mejoramiento del suelo, lo cual no se evidencia para separaciones mayores, por lo que se considera que para separaciones mayores de 2,0 m el efecto de las inclusiones es similar en todos los casos.

Los asentamientos totales son un poco mayores para la separación de 1,3 m (0,038 m vs. 0,035 m), pero es posible que a largo plazo todos los asentamientos tiendan a ser similares, ya que los asentamientos de la zona donde se tiene la separación de 1,3 m han ocurrido más rápido.

En general, el asentamiento del suelo por debajo de las inclusiones para todas las separaciones consideradas es del orden de 0,02 m, lo que corresponde al 53% de los asentamientos totales.

Por otro lado, las inclusiones en el ensayo no permiten reducir los asentamientos del terraplén, puesto

que el volumen de influencia de la carga se extiende significativamente por debajo de la profundidad de las inclusiones. Es posible que para zapatas superficiales de dimensiones no mayores de 3 m sí se pueda lograr una reducción sustancial de los asentamientos del suelo con inclusiones con respecto al suelo con inclusiones.

Los resultados de las mediciones de las celdas de carga evidencian una concentración de esfuerzos en las inclusiones por efecto del aumento local de la rigidez. Los modelos mostraron que estas concentraciones son función de la condición de drenaje, lo cual está asociado con la condición a corto o largo plazo que se considere. Para la condición no drenada (corto plazo), en la cual no se han disipado los excesos de presiones de poros, la rigidez volumétrica del suelo se incrementa y por tanto la cantidad de carga que se concentra en las inclusiones es mínima; sin embargo, en la medida en que el agua comienza a drenar, el suelo circundante a las inclusiones empieza a perder rigidez, generando una concentración de carga puntual en las inclusiones mucho mayor que la obtenida en la condición a corto plazo.

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE INCLUSIONES RÍGIDAS PARA LOS SUELOS DE BOGOTÁ

El método de diseño utilizado para controlar asentamientos en rellenos o terraplenes con sistemas de inclusión de suelo estabilizado, según Harnan & Iagolnitzer (1992), consiste en evaluar la rigidez del suelo de fundación y la rigidez individual de las inclusiones para calcular de esta manera una rigidez equivalente y a partir de este valor estimar los asentamientos generados; no obstante, la rigidez varía en función del nivel de esfuerzos y el perfil de suelos que se presente a lo largo de la inclusión, lo cual depende de las condiciones locales de cada sitio. Por otro lado, se debe considerar que los procesos constructivos que se tienen disponibles en Colombia para la construcción de estos sistemas son muy diferentes de los considerados en estas metodologías de diseño.

Después de hacer análisis paramétricos con inclusiones de 30 cm de diámetro y diferentes longitudes en función del asentamiento que se espera con dos perfiles típicos que pueden esperarse en la ciudad de Bogotá (el perfil 1 corresponde a 4 m de arcilla sobreconsolidada y un estrato blando que se extiende en profundidad, y el perfil 2 corresponde a un solo estrato de arcilla blanda),

se obtiene que las inclusiones tienen un gran efecto cuando la diferencia de rigidez entre el material de fundación y la inclusión es mayor, de manera que se genera una mayor transferencia de carga por las inclusiones y se logran mayores reducciones en los asentamientos. En la figura 7 se muestran los resultados de las modelaciones 3D de zapatas cuadradas con diferentes anchos y en similares densidades de inclusiones. Se aprecia que para el perfil 2, correspondiente al suelo blando, se tienen reducciones máximas de asentamientos con respecto al caso en el cual no se hace tratamiento en el suelo, del orden del 80%, mientras que para el perfil 1 se presentan reducciones máximas del orden del 60%. También se puede observar que para relaciones L/B iguales a 4 se obtiene la mayor componente de reducción, de modo que la longitud de las inclusiones tiene un límite para el cual a mayores longitudes la respuesta del sistema no cambia en forma importante. Hay que tener en cuenta que las inclusiones están limitadas en cuanto a las longitudes, pues industrialmente se suelen hacer inclusiones como las consideradas en este estudio hasta máximo 8 m de profundidad, de manera que cuanto más grande se haga el ancho de la carga, la eficiencia de este sistema se reduce cada vez más, volviéndose cada vez más pequeña la relación L/B y limitando así el uso que puede darse a estos elementos de mejoramiento.

CONCLUSIONES

A partir de los resultados de la prueba y la calibración de los modelos se pudieron estimar los parámetros de deformabilidad compatibles con los niveles de carga movilizados en la prueba, los cuales son del orden de 22.000 kPa y 16.000 kPa, correspondientes al 50% del esfuerzo máximo para los estratos de arcilla sobreconsolidada y arcilla blanda, en ese orden. Estos valores son aproximadamente el 45% del módulo estimado a bajos niveles de deformación y se aconseja usarlos en problemas que involucren condiciones de carga con gran componente volumétrica, como es el caso de cimentaciones superficiales o análisis de asentamientos en terraplenes.

La prueba también permitió estimar los parámetros de permeabilidad en forma indirecta, calibrando la curva de consolidación medida en campo, la cual depende directamente del valor de permeabilidad de los estratos considerados. Los valores encontrados varían entre 0,0005 m/día para el estrato más blando y 0,005 m/día para el estrato superficial, el cual presenta una mayor permeabilidad debido a la fisuración que tienen estos suelos debido a efectos de desecación por variaciones en la tabla del agua. Estos valores son de mucha importancia, sobre todo en análisis de excavaciones en donde la estabilidad de la excavación depende del

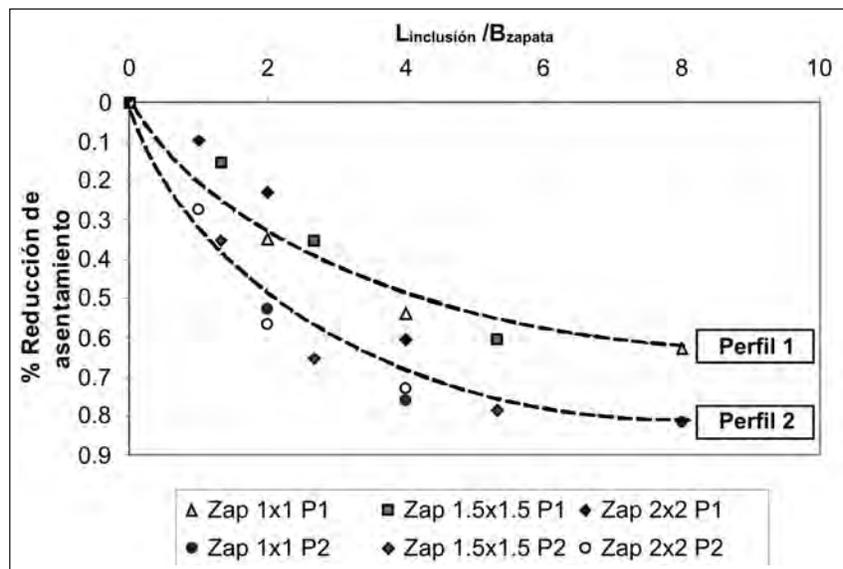


Figura 7. Eficiencia de las inclusiones en función de la relación L/B.
Figure 7. Inclusions efficiency in terms of the relation L/B.

tiempo en que se demoren en disiparse las presiones de poros negativas que se inducen como consecuencia de la descarga generada en el suelo, y también para estimar el efecto del flujo producido en la parte inferior de la excavación.

Las mediciones hechas en la prueba no muestran claramente una diferencia de asentamientos en función de la separación de las inclusiones. Esto se debe a la gran área cargada con respecto al área de suelo mejorada con las inclusiones, de manera que el bulbo de deformaciones inducido bajo la carga involucra una distancia importante en profundidad y el sistema se asienta en su conjunto. A partir de este resultado se puede concluir que para que las inclusiones puedan llegar a tener efecto sobre grandes áreas de carga debe haber una alta densidad de inclusiones por metro cuadrado (iguales o menores a 1 m de separación entre centros) y una mayor longitud.

Las celdas de presión muestran las concentraciones de esfuerzos que se producen en las inclusiones por el incremento local de rigidez en el suelo por las inclusiones, el cual se hace mayor en condiciones a largo plazo.

Los análisis paramétricos del sistema muestran claramente una diferencia de comportamientos cuando se considera un perfil mixto conformado por arcillas SC y arcillas blandas (perfil 1), que cuando se considera un solo perfil de suelos blandos (perfil 2). En el primer perfil se presentan unas reducciones máximas del orden de 60% con respecto al caso en el que no se tienen inclusiones, mientras que para el perfil 2 se presentan reducciones de asentamiento del orden de 80%; sin embargo, gran parte de estas reducciones se logran para relaciones L/B iguales a 4, de modo tal que longitudes

de inclusión que sean más grandes que cuatro veces el ancho de la carga no causan diferencias sustanciales en la respuesta del sistema. Por otro lado, se puede apreciar que para cargas de gran extensión, debido a la limitación en la longitud de las inclusiones, la eficiencia de las inclusiones va disminuyendo sustancialmente, hasta el punto de que no tienen efectos considerables.

En la medida en que el suelo de fundación se haga más rígido, el efecto de las inclusiones es cada vez menor; esto es lógico, ya que en el caso extremo en el que la rigidez del suelo sea tan alta como la rigidez de las inclusiones, los asentamientos obtenidos con inclusiones o sin ellas es el mismo y, por tanto, el porcentaje de reducción es nulo. Este efecto se ve claramente en los resultados obtenidos para los perfiles considerados.

Con base en los resultados de la prueba se puede concluir que el principal uso de las inclusiones en los suelos blandos de Bogotá es mejorar, estabilizar o uniformizar un espesor de suelos del orden del 50 a 75% de la longitud de las inclusiones.

REFERENCIAS

- Duncan, J.M. & Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Asce Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 96:1629-1653.
- García, D. (2008). Elaboración de cartas de diseño para mejoramiento de suelo mediante inclusiones de suelo estabilizado en sitio. Proyecto de grado. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana, Facultad de Ingeniería Civil.
- Harnan, C. & Iagolnitzer, Y. (1992). Colmix: the process and its application. *Grouting in the Ground Conference*. Londres. November 25.
- Ishibashi, I. & Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundations*, Vol. 33, No. 1, pp. 182-191.

Optimización de cimentaciones en suelos blandos de Bogotá

Optimizing foundations in soft soils in Bogotá

J. A. RODRÍGUEZ¹, E. VELANDIA²

1. Pontificia Universidad Javeriana. Departamento de Ingeniería Civil. Bogotá.

2. JEOProbe Ltda., Bogotá

Recibido: 16/10/08 Revisado: 28/10/08 Aceptado: 30/11/08

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

Resumen

Se presenta un caso de optimización de cimentaciones con base en recopilación y análisis de distintas fuentes de información geotécnica del sitio y varias pruebas de carga de pilotes realizadas con el fin de optimizar las cimentaciones con pilotes para el proyecto. El caso ilustrado incluyó la realización de pruebas de carga dinámica sobre pilotes preexcavados e hincados, complementados con un ejercicio muy detallado de caracterización geotécnica e identificación de parámetros que permite validar mutuamente los resultados de diversas pruebas y consideraciones. Estos métodos permitieron una evaluación en tiempos récord de la capacidad de diferentes tipos de pilotes para el proyecto comparándolos de manera directa y consistente, lo cual permitió una optimización en las obras que se hicieron, aparte de haber aportado una gran cantidad de información y conocimiento sobre los suelos del área aplicable para otras obras del proyecto.

Palabras claves: optimización de cimentaciones, cimentaciones en suelos blandos, ensayos dinámicos de capacidad de pilotes.

Abstract

The paper presents a case of optimization for the design of foundations based on extensive analysis of geotechnical data and dynamic pile load tests. The dynamic load tests included cast in place as well as driven piles of different lengths. The interpretation of the data was complemented by detailed geotechnical characterization in order to mutually validate different estimates of soil parameters for design. These methods allowed a direct and consistent of the bearing capacity of different deep foundation alternatives for the project in a record time. This exercise lead to significant savings and reduced uncertainties as well as to a significant body of knowledge of the soil conditions in the project area.

Keywords: foundations optimization, foundations in selft soils, dynamic piles, load tests.

INTRODUCCIÓN

Los ingenieros cada vez se ven más presionados por la economía de los proyectos a diseñar de manera óptima con el fin de reducir costos y maximizar el retorno de las inversiones. Éstos se deben hacer cada vez con menos tiempo y con recursos limitados, sin comprometer la seguridad y funcionalidad de las obras. Adicionalmente, cada vez más se rompen los récords de obras previas en cuanto a extensión, solicitudes y criterios de comportamiento, lo cual impone dificultades importantes al diseño por precedentes, que ha sido el método más utilizado, confiable y posiblemente efectivo en la ingeniería geotécnica hasta ahora. Los retos que se han indicado se pueden abordar aprovechando la tecnología moderna con el propósito de obtener más y mejor información de manera rápida, incorporarla en modelos de comportamiento debidamente calibrados y de ese modo buscar la optimización de los sistemas de ingeniería, cumpliendo con los requisitos de funcionalidad y seguridad.

En el presente artículo se ilustran algunos de los métodos y procedimientos disponibles hoy en día en nuestro medio para hacer este tipo de optimizaciones, al igual que la aplicación para algunas de las obras que se están desarrollando actualmente en el sector del aeropuerto El Dorado en la ciudad de Bogotá.

METODOLOGÍA GENERAL

Para lograr una optimización es necesario identificar los factores determinantes del problema, definir un modelo confiable que permita representarlo y, por tanto, evaluar el efecto de los diferentes factores, evaluar con razonable confianza y en su defecto evaluar la incertidumbre asociada con los parámetros relevantes del problema, en especial los parámetros geotécnicos, para finalmente aplicar técnicas de optimización con miras a buscar las condiciones óptimas para el proyecto. A continuación se discuten e ilustran cada uno de estos factores en el presente caso.

La función objetivo en este caso fue la minimización de los costos de cimentación de edificios de diversas configuraciones con cargas por columna sobre un perfil de suelos blandos en el sector del aeropuerto El Dorado. Hay varias opciones de cimentación en cuanto a tipo (hincados o preexcavados) y dimensiones de pilotes (diámetro y longitud). Cada uno tiene un cierto costo

por volumen instalado y tendrá diferentes valores de capacidad. A su vez, la capacidad depende fundamentalmente del perfil de suelos y del tipo de pilotes. En el caso de los pilotes hincados el tiempo es un factor importante en su capacidad, ya que ésta va aumentando en la medida en que se van disipando las presiones de poros inducidas durante el proceso de hinca.

Para resolver el problema se requiere garantizar un adecuado comportamiento de la cimentación en lo referente a factores de seguridad, por lo que es necesario tener un estimativo razonablemente preciso para hacer las evaluaciones de comportamiento respectivas. Con este propósito se efectuaron varias pruebas de carga sobre pilotes preexcavados y fundidos in situ, así como pilotes hincados con las siguientes características:

- **Pilotes preexcavados:** se construyeron cuatro pilotes de diámetro 0,60 m, de longitud variable de 33 m, 39 m y 43 m.
- **Pilotes hincados:** se hincaron tres pilotes de sección cuadrada de 0,30 m × 0,30 m, con longitud variable de 39 m y de 52 m.

Las pruebas que se hicieron fueron de carga dinámica (PDA, ASTM D-4945-00), las cuales se pueden realizar de manera rápida y efectiva a varios pilotes, lo cual sería extremadamente costoso si se hicieran pruebas de carga estática. Por otra parte, la interpretación de las pruebas de carga dinámica permite no sólo obtener un valor de capacidad portante sino también un estimativo bastante preciso de la distribución de cargas por fricción y por punta movilizada en el ensayo. Esto es muy importante para poder extrapolar los resultados de la prueba a pilotes del mismo tipo pero de diferentes diámetros o longitudes, lo cual es necesario para poder efectuar los análisis de optimización. En la interpretación de las pruebas de carga se utilizó el método Capwap.

La información de las pruebas de carga se utilizó para conseguir información básica de resistencia de los suelos del sitio. Además, se aprovecharon para realizar pruebas geofísicas que permitieron obtener información de rigidez de los suelos a bajas deformaciones, complementaria de los estudios previos que se habían desarrollado para los análisis de respuesta sísmica local. Éstos son claves para poder optimizar también las solicitudes o cargas de diseño. La información de las pruebas de carga se contrastó con la información

disponible de los estudios de suelos para el proyecto con el fin de poder, por una parte, hacer los cálculos de la capacidad de carga estática a partir de los valores de carga dinámica de los ensayos y, por otra, para validar de manera independiente a partir de cálculos de capacidad portante de pilotes los valores obtenidos.

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Con el propósito de hacer un estudio de optimización se requiere detallar las características geotécnicas de los depósitos involucrados en el perfil de suelos, correlacionando los parámetros geomecánicos relevantes del problema con la información de los estudios de suelos que se dispone en la zona del proyecto.

La caracterización geotécnica se efectuó con base en el principio de normalización de las propiedades de comportamiento mecánico de los suelos arcillosos (metodología Shansep, Ladd et ál., 1977), teniendo en cuenta estudios detallados realizados para estos materiales en Bogotá (Moya y Rodríguez, 1997; Rodríguez, 2005, 2006), por medio de lo cual es posible identificar los aspectos básicos de comportamiento y lograr correlaciones de los parámetros básicos de comportamiento con los de clasificación y estado de los suelos, a partir de un número representativo de ensayos.

Estas relaciones se usan para poder caracterizar de manera detallada el perfil de suelos en toda la profundidad a partir de información básica. Esta caracterización se realizó con el fin de hacer verificaciones redundantes, es decir, correlacionando los parámetros a partir de fuentes alternas e independientes de información y verificando la consistencia de los resultados. De este modo se reducen las fuentes de incertidumbre y se obtienen unos estimativos realistas y confiables de los parámetros de comportamiento de interés.

Fuentes de estudios de suelos del sector

En el sector se contó con información de dos sondeos profundos (250 m) realizados para la microzonificación sísmica de Bogotá (Ingeominas - Uniandes, 1997), los resultados de un ensayo de prospección geofísica efectuado por la firma Jeoprobe Ltda., aprovechando la realización de pruebas de carga de pilotes, en el que se obtuvo un perfil de rigidez del terreno hasta 200 m de profundidad, los resultados del estudio de respuesta

dinámica para el proyecto del aeropuerto (Jeoprobe Ltda., 2007), así como los datos de los estudios de suelos hechos para los diferentes edificios y para la zona de estudio en el aeropuerto, al igual que varios estudios en la región, representativos de las condiciones del terreno en el área los cuales se relacionan a continuación:

- LFO-11425. El nuevo Dorado. Estudio de suelos. enero-julio de 2008.
- Espinosa y Restrepo. Recomendaciones de cimentación en el área de mantenimiento. Fase 3. Diseño de detalle.
- Microzonificación sísmica de Bogotá. Ingeominas-Uniandes, 1997. Dos perforaciones de 200 m. N51. Aeropuerto El Dorado y N14, calle 139 con carrera 110.
- Estudio de actualización del Plan Maestro de Alcantarillado de la Cuenca del Fucha. HMV Ingenieros, 2003.
- Diseño obras de expansión. Diseños básicos. Interceptor río Fucha-Tunjuelo y la Estación de Bombeo. HMV Ingenieros, 2003.
- Estudios de respuesta sísmica local para el desarrollo y ejecución del contrato IDU-133-2005. Estudios y diseños de la troncal calle 26 (avenida Tercera - Aeropuerto El Dorado - Avenida José Celestino Mutis), Bogotá, 2006.
- Modelo geotécnico y caracterización dinámica bidimensional de la sabana de Bogotá. Convenio Interinstitucional DPAE-SCG, 2007.
- Asesoría geotécnica y sismológica para la evaluación de la amenaza sísmica del proyecto El nuevo Dorado. Jeoprobe Ltda. Agosto de 2007.
- Estudio geotécnico para la optimización técnica y económica de la cimentación diseñada para las obras del aeropuerto El nuevo Dorado. Pruebas de carga dinámica sobre pilotes. Jeoprobe Ltda. Marzo de 2008.

Los resultados de la caracterización realizada muestran que en el área se encuentran localmente rellenos superficiales heterogéneos de espesor variable, construidos en diferentes tiempos. En el terreno natural, superficialmente, estratos de suelos orgánicos y arcillosos muy blandos, del orden de 5 m de espesor, seguidas por arcillas con un espesor de 80 m de arcillas blandas y compresibles de origen lacustre de la Formación Sabana,

seguidas de depósitos de arcillas con intercalaciones de arenas de origen fluvial de la Formación Subachoque.

A continuación se presenta la información geotécnica disponible en cuanto a ensayos, y su análisis con base en criterios de normalización y correlación utilizados.

En la figura 1 se presentan los índices de consistencia de los depósitos identificados en las tres perforaciones profundas de las que se tiene información. En los primeros 100 m de profundidad se aprecia claramente una disminución lineal de la humedad con valores que van desde 150%, superficialmente hasta valores de 30% a los 100 m; a partir de esta profundidad los valores de humedad se mantienen aproximadamente constantes hasta los 250 m de profundidad. La tendencia se evidencia en forma similar en los valores del índice de plasticidad (IP), los cuales presentan una tendencia a disminuir en los primeros 100 m con variaciones locales importantes. A partir de los 100 m no se aprecia una tendencia de disminución del IP, pero localmente se registran variaciones entre 10 y 50 que corresponden a

las intercalaciones de arenas y arcillas que se presentan en la Formación Subachoque.

Los valores de relación de vacíos (figura 2), correspondientes a los materiales arcillosos de la Formación Sabana, varían entre 2 y 4, en los primeros 50 m del perfil, y entre 0,9 y 2 en los siguientes 50 m. A mayores profundidades los valores presentan menores variaciones entre 0,5 y 1. Correspondientemente, el peso unitario (figura 2) está entre 1,2 y 1,4 ton/m^3 en los primeros 50 m, entre 1,4 y 1,7 ton/m^3 para los siguientes 50 m, y entre 1,8 y 2,2 ton/m^3 desde los 100 m en profundidad.

La humedad natural es uno de los índices más dicientes del comportamiento de los suelos arcillosos de Bogotá, puesto que su magnitud está íntimamente relacionada con la estructura interna del material, y ésta a su vez determina en gran parte el comportamiento mecánico de los suelos finos. Con base en los datos disponibles, y complementando la información con los datos reportados por Moya & Rodríguez (1987), se exploraron las tendencias que presenta cada parámetro

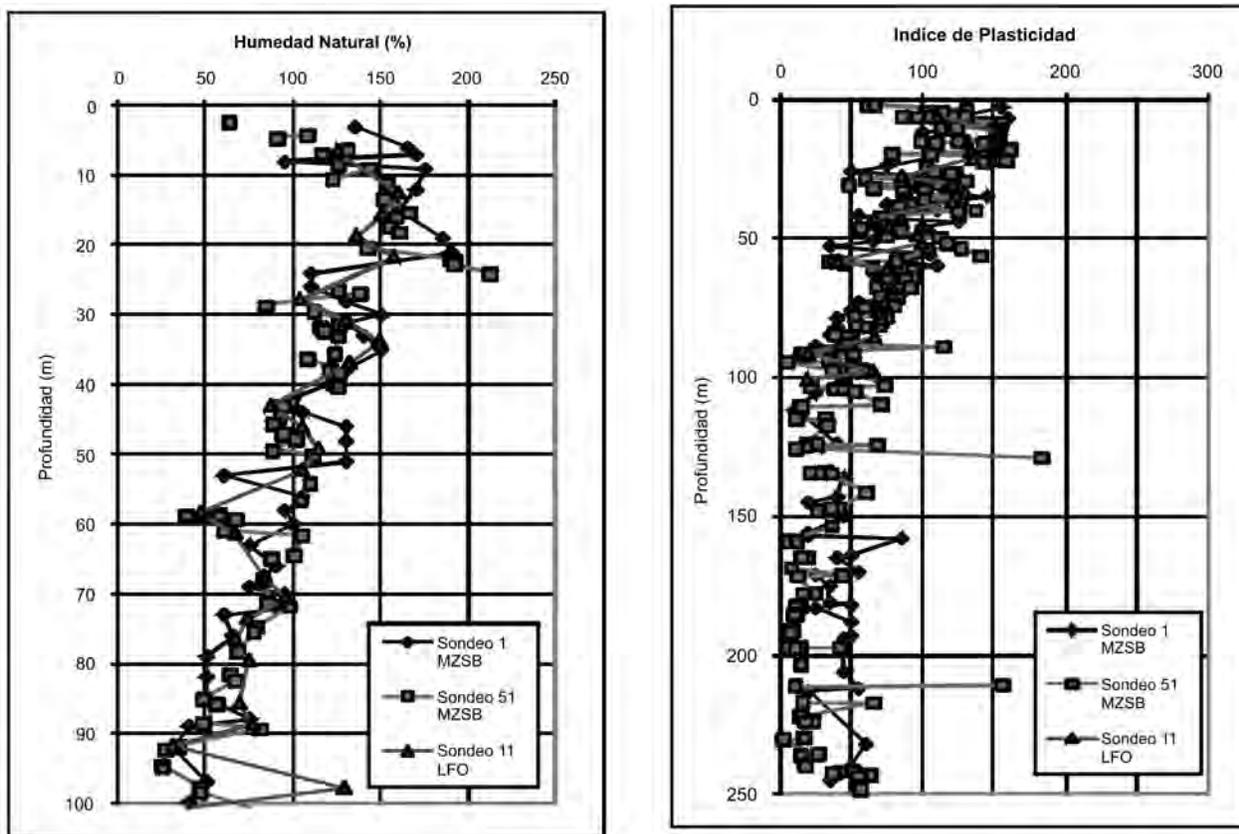


Figura 1. Humedad natural e índice de plasticidad del perfil de suelos.
Figure 1. Natural humidity and soils profile plasticity index.

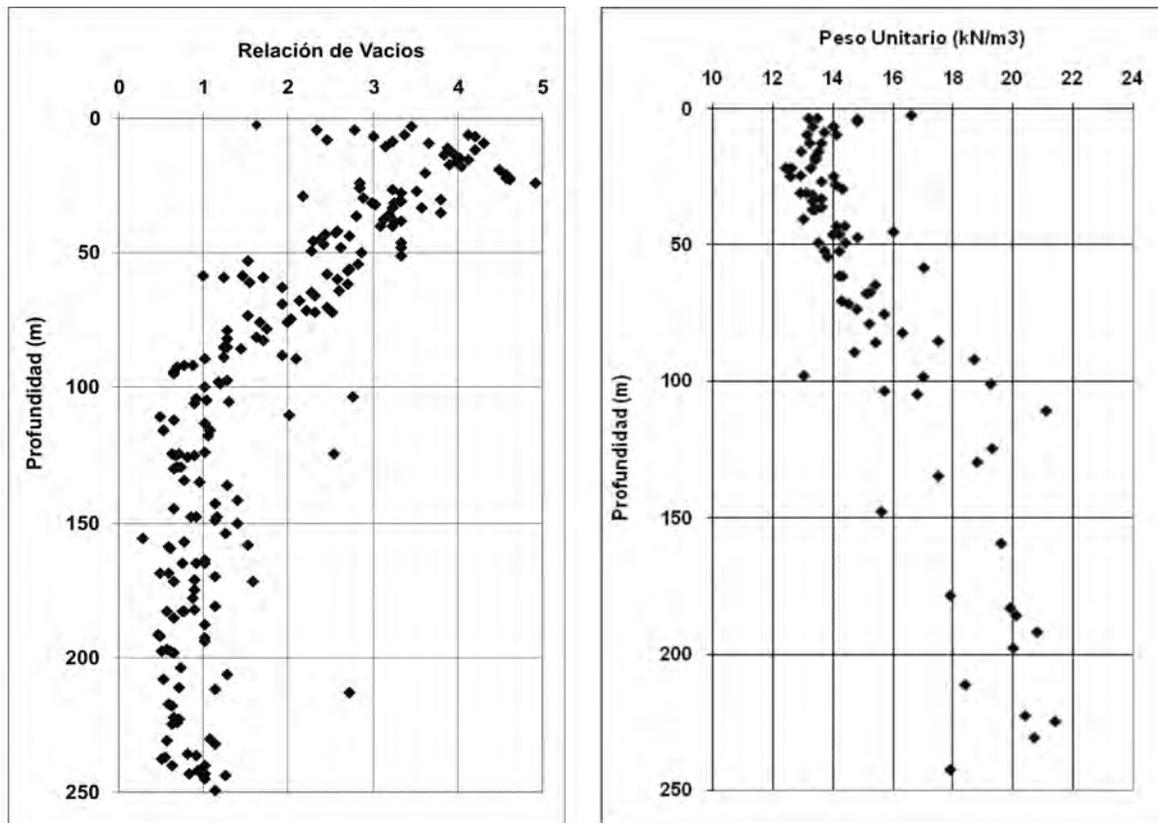


Figura 2. Relación de vacíos y peso unitario del perfil de suelos.
 Figure 2. Relation between vacuum and unitary weight of the soils profile.

en función de la humedad natural. En la figura 3 se presentan los valores de peso unitario en función de la humedad. Se aprecia una alta correlación de tipo potencial, que ajusta muy bien los valores de peso unitario para todo el rango de humedades presente en el perfil de suelos del sector.

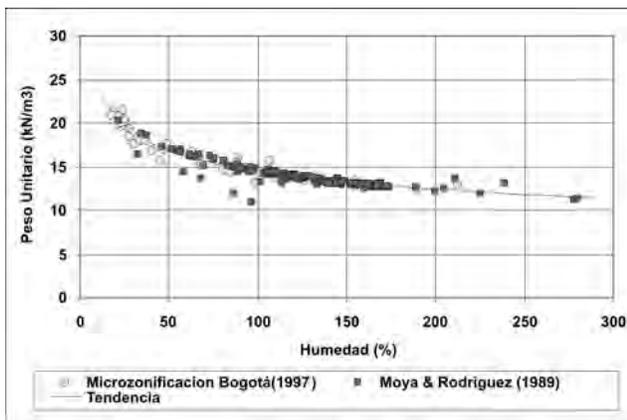


Figura 3. Peso unitario en función de la humedad.
 Figure 3. Unitary weight in terms of humidity.

Con base en los valores de relación de vacíos y peso unitario, se calcularon los valores de la velocidad de onda de corte (V_s) del perfil de suelos, mediante la correlación planteada por Kokushu (1980, 1987) y Rodríguez y Escallón (2006a, b). La correlación tiene en cuenta aspectos como el esfuerzo de confinamiento, el estado del material en lo referente a la relación de vacíos y la clase de material.

La correlación usada se presenta en la ecuación 1.

$$V_s = \sqrt{\frac{G_o}{\rho}} = \sqrt{\frac{141(7,32 - e)^2 \sigma_v^{0,6}}{(1 + e)\rho}} \quad (1)$$

Donde G_o es el módulo de corte a bajos niveles de deformación medido en kPa, ρ es la densidad del suelo, e es la relación de vacíos y σ_v' es el esfuerzo vertical efectivo.

En la figura 4 se presentan los valores de V_s obtenidos en dos ensayos de *down hole* realizados para el Estudio de Amenaza Sísmica del Aeropuerto Nuevo Dorado, hecho por Jeoprobe Ltda. (2007) y mediante

interpretación de la propagación de ondas superficiales (Remi), aprovechando la realización de las pruebas de cargas en pilotes en el sector del nuevo terminal de carga, por Jeoprobe Ltda. (2008). Adicionalmente, en esta figura se presentan los valores calculados por la ecuación 1.

Se puede observar que los valores medidos y estimados a partir de las características de estado del material son muy consistentes en todo el perfil. Los valores de V_s medidos en los ensayos de *down hole*, presentan mayores magnitudes en los primeros 20 m en comparación con las magnitudes obtenidas por el Remi y con la correlación de la ecuación 1. Sin embargo, cabe anotar que en los resultados de las pruebas de carga efectuadas por Jeoprobe Ltda. (2008) en el sector del nuevo terminal de carga, se encontró que en los primeros 15 m de profundidad el aporte de la fricción del suelo en la capacidad de carga de los pilotes es muy baja o nula; esto quiere decir que existe un espesor de suelos menos resistentes y rígidos en los primeros metros del perfil, que corresponde a lo registrado en la medición geofísica (Remi).

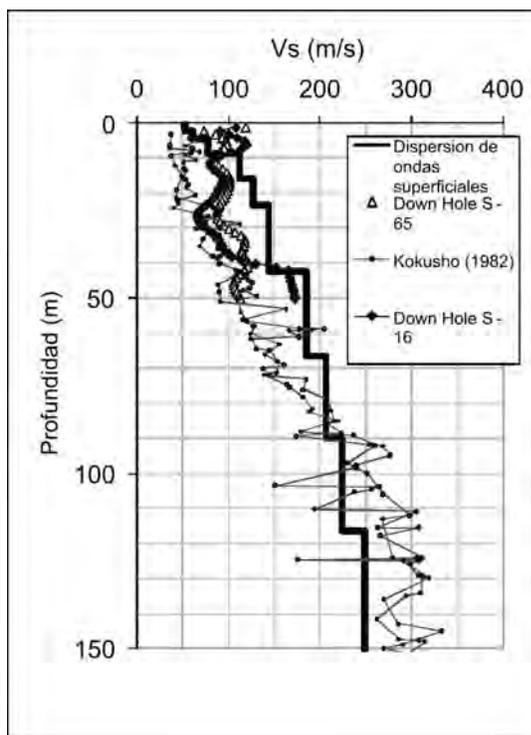


Figura 4. Perfil de velocidad de onda de corte en el perfil de suelos.

Figure 4. Shear wave velocity profile in the soils profile.

Por otro lado, de acuerdo con el registro de humedad presentado en la figura 1, se aprecia que los materiales más compresibles y deformables, esto es, los materiales de mayor humedad y mayores relaciones de vacíos, se presentan en los primeros metros del perfil, de manera que es de esperarse la menor velocidad en estos estratos. Por esta razón se considera que la correlación presentada en la ecuación 1 representa en forma adecuada la tendencia del perfil de V_s y ajusta los valores con gran precisión.

En la figura 5 se muestra la relación entre la velocidad de onda de corte calculada mediante la ecuación 1 y los valores de humedad natural del perfil. Se aprecia claramente la relación de tipo exponencial que presentan ambos parámetros con un alto índice de correlación.

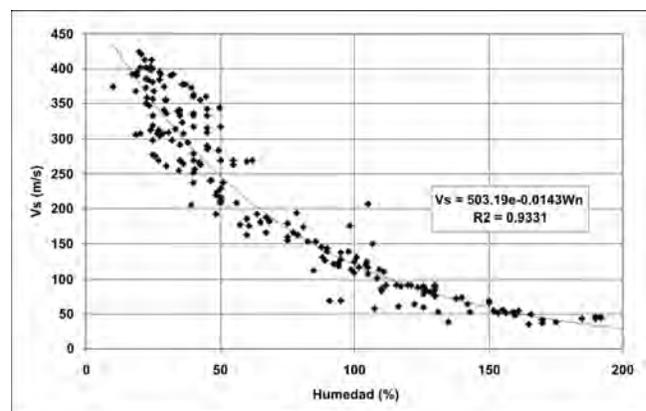


Figura 5. Relación entre la humedad natural y la velocidad de onda de corte.

Figure 5. Relation between natural humidity and shear wave velocity.

Propiedades de rigidez volumétrica

Por los resultados obtenidos en los ensayos de consolidación presentados en el estudio de suelos de la firma LFO (2008), es evidente la correlación que existe entre el estado del material y los índices de compresibilidad volumétrica. En la figura 6 se presentan los valores de C_c en función de la humedad, obtenidos en los ensayos de consolidación y los datos presentados por Moya & Rodríguez (1987) para los suelos de Bogotá. Se aprecia una relación de tipo lineal entre estos dos parámetros, pero por otro lado los ensayos entran en el rango de los datos publicados por Moya & Rodríguez.

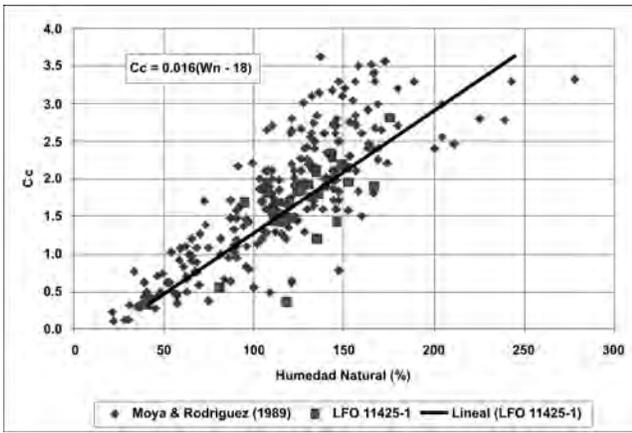


Figura 6. Índice de compresibilidad volumétrica en función de la humedad natural.
Figure 6. Volumetric compressibility index in terms of natural humidity.

En la figura 7 se presentan los valores del índice de compresibilidad de descarga - recarga, C_s , en función del índice de compresibilidad virgen. Se aprecia una relación de tipo lineal entre ambos parámetros, que es consistente con lo publicado internacionalmente, donde los valores de C_s varían entre 0,25 y 0,15 veces el valor de C_c .

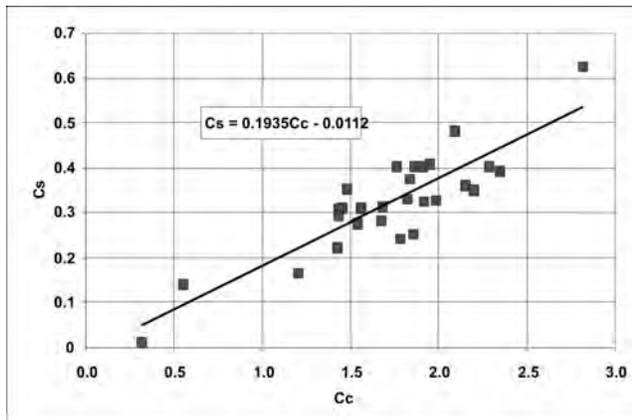


Figura 7. Valores de C_s en función del índice de compresibilidad virgen.
Figure 7. C_s values in terms of the virgin compressibility index.

Propiedades de permeabilidad

De los ensayos de consolidación es posible calcular los valores de permeabilidad de los suelos, cuyo parámetro es importante para determinar el tiempo que dura el proceso de consolidación primaria. En la figura 8 se presenta la relación entre los valores de permeabilidad, la humedad inicial del material y el esfuerzo vertical efectivo. Se observa que la permeabilidad disminuye con

el aumento del esfuerzo efectivo y con la disminución de la humedad. Esto indica que en la medida en que el esfuerzo aumenta, el material se vuelve más denso y, por tanto, es más difícil el paso del agua debido a la disminución de vacíos.

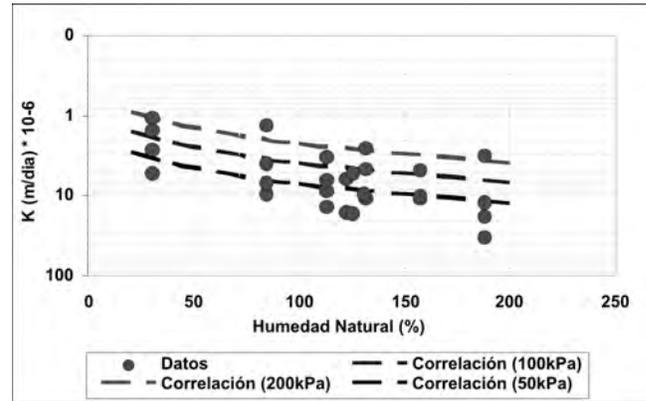


Figura 8. Permeabilidad de los depósitos de suelos.
Figure 8. Soils deposits permeability.

Perfil de sobreconsolidación

Para estimar el perfil de sobreconsolidación del depósito se cuenta con la información de ensayos de consolidación realizados en los primeros 50 m del perfil. En la figura 9 se presenta el perfil de esfuerzos efectivos junto con las presiones de preconsolidación tomadas de los ensayos, donde se aprecian mayores esfuerzos de preconsolidación en los primeros 10 m del perfil. En profundidad los datos presentan gran dispersión y se observan valores anómalos, donde el esfuerzo de preconsolidación es menor que el esfuerzo vertical efectivo.

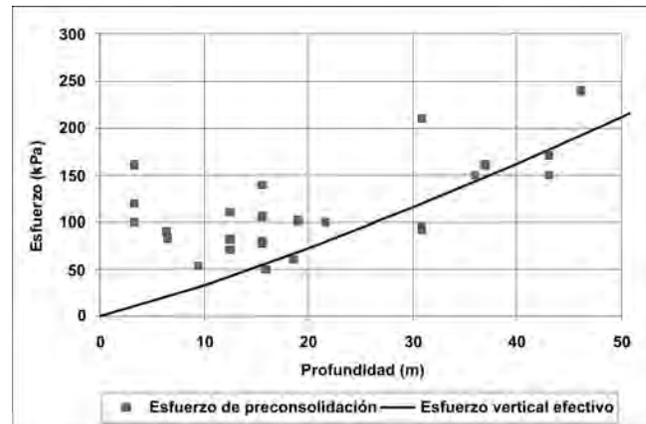


Figura 9. Presiones de preconsolidación en el perfil de suelos.
Figure 9. Pre-consolidation pressures in the soils profile.

Esto se produce por el gran remoldeo de las muestras de suelo que se genera en el momento del muestreo, razón por la cual el material se desestructura y la historia de esfuerzos en cuanto la preconsolidación desaparece.

Debido a la falta de información y la confiabilidad que se tiene de los datos medidos, es necesario extrapolar los valores de sobreconsolidación con base en referencias publicadas de los suelos de Bogotá. Moya & Rodríguez (1987), Orozco (2006) y Rodríguez (2006) presentan las relaciones de sobreconsolidación (OCR) medidas en ensayos de consolidación y obtenidas a partir de ensayos de piezocono. Los valores de OCR presentan valores de 3 a 5 cerca de la superficie a profundidades entre 5 m y 10 m, y valores de 1,2 a 2 a profundidades mayores. En la figura 10 se muestra el perfil de OCR obtenido a partir de las mediciones de piezocono (Rodríguez, 2006), hechas en el sector del Ingeominas. Se aprecia cómo los valores medidos en el laboratorio a partir de ensayos de consolidación presentan valores menores que los obtenidos *in situ*; por otro lado, se observa que el valor de OCR aumenta ligeramente en profundidad por debajo de la capa de arcilla sobreconsolidada presente en los primeros 10 m.

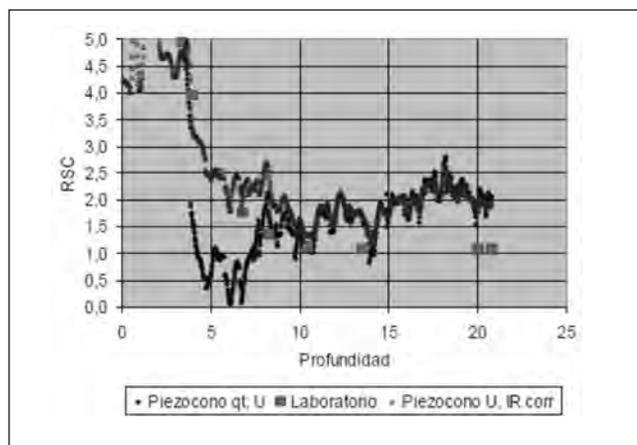


Figura 10. Perfil de sobreconsolidación obtenido mediante interpretación de mediciones del piezocono en el sitio del Ingeominas (Rodríguez, 2006).

Figure 10. Over-consolidation profile obtained through piezocone measurements in the Ingeominas site.

De acuerdo con la variación del OCR presentado en la figura 10 y considerando que el valor de OCR está relacionado con la humedad natural del depósito, se extrapolaron los valores de sobreconsolidación hasta 250 m de profundidad (figura 11). El perfil muestra

valores de sobreconsolidación mayores en los primeros 10 m de profundidad, entre 2 y 3, y valores menores hasta profundidades de 60 m, entre 1,5 y 2. A partir de los 80 m los valores de OCR aumentan de modo importante, marcando claramente un contacto litológico que corresponde al cambio entre la Formación Sabana y la Formación Subachoque.

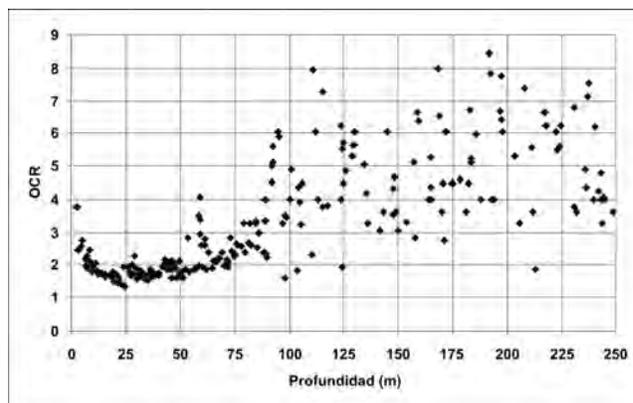


Figura 11. Valores de OCR extrapolados en el perfil de suelos a partir de los datos de humedad.

Figure 11. OCR values extrapolated in the soil profile from humidity data.

Resistencia de los suelos

En cuanto a la resistencia, se cuenta con la información de ensayos triaxiales no consolidados no drenados (UU) y consolidados drenados (CU) realizados en el estudio de suelos de la firma LFO (2008). Los resultados permiten evaluar la resistencia en función del ángulo de fricción crítica y la resistencia no drenada. En la figura 12 se presentan los valores de resistencia no drenada obtenidos en los ensayos UU. Se aprecia que los menores valores se presentan en los materiales más superficiales, cuyas magnitudes varían entre 10 y 20 kPa. A partir de los 10 m, los valores de S_u aumentan ligeramente en profundidad por efecto del confinamiento; sin embargo, los valores presentan una gran dispersión, variando en general desde 20 hasta 40 kPa. Estos valores de resistencia no drenada están altamente influenciados por efectos de remoldeo y pérdida de estructura del suelo; por un lado, el muestreo y la preparación de la muestra para el ensayo, y por otro lado, las altas presiones de cámara a las que se sometió la muestra durante el ensayo (entre 100 y 700 kPa), las cuales inducen altos valores de presiones de poros iniciales que hacen colapsar la

estructura interna del suelo. Por las razones anteriormente expuestas, se corroboró el perfil de S_u con base en las ecuaciones de la mecánica del estado crítico, cuyos valores se presentan superpuestos en la figura 12. Se observa que algunos valores medidos se encuentran por debajo de la tendencia, los cuales corresponden a las muestras que tienen mayor efecto de remoldeo.

Los valores de resistencia drenada en cuanto al

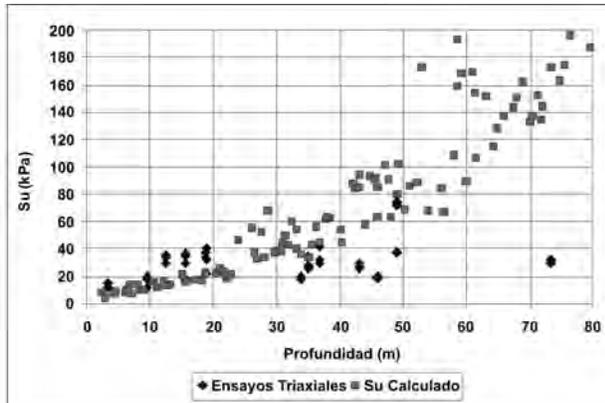


Figura 12. Valores de resistencia no drenada obtenidos de los triaxiales UU.

Figure 12. Non-drained resistance values obtained from triaxial UU tests.

ángulo crítico (sin tener en cuenta el efecto de estructura interna del suelo, o en condición remoldeada), medidos en los ensayos triaxiales, se presentan en la figura 13. Adicionalmente se muestran los valores de ángulos de fricción calculados a partir del IP mediante la correlación de Terzaghi & Peck (1996). En general, se observa una buena correlación entre los datos medidos y los calculados a las profundidades donde se

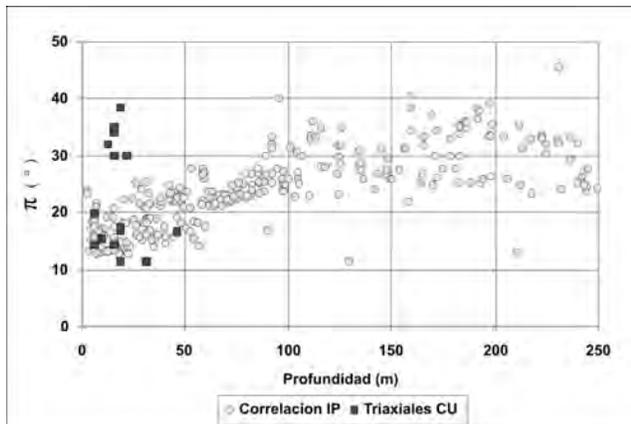


Figura 13. Valores de resistencia drenada obtenidos de los triaxiales CU.

Figure 13. Drained resistance values obtained from triaxial CU tests.

tiene información. De esta figura se puede concluir que los materiales superficiales de los primeros 10 m son los más blandos, cuyos valores de ϕ varían entre 12° y 22° . A partir de los 10 m, los valores de resistencia se incrementan progresivamente debido a la disminución de la plasticidad en profundidad.

Parámetros de rigidez volumétrica secundaria

En razón de la alta plasticidad de los materiales involucrados en la zona del proyecto, el efecto viscoso cumple un papel importante en los asentamientos totales a largo plazo. La compresión secundaria o el *creep* es un proceso de fluencia lenta que tiene lugar en el tiempo, en condiciones de carga constante. Esta componente de deformación se presenta en forma simultánea con el proceso de compresión primaria y aumenta con la plasticidad de los suelos, que a su vez esta última se encuentra relacionada con la viscosidad del suelo. La viscosidad también es un elemento determinante de la respuesta del suelo ante cargas rápidas como ocurre en la prueba de carga dinámica de pilotes.

La variación de la viscosidad con la plasticidad se observa en los datos publicados por Krieg (2000), donde muestra la relación entre el índice de viscosidad (expresado como el cociente de C_u/C_c) y el límite líquido, a partir de mediciones en suelos de diferente tipo. Recientemente, Rodríguez (2006) presentó la relación entre el límite líquido y el índice de viscosidad para los suelos de la ciudad de Bogotá, calculado a partir de pruebas dinámicas de carga en pilotes, y se observa que la tendencia se ubica en el rango mínimo de la correlación publicada por Krieg (figura 14).

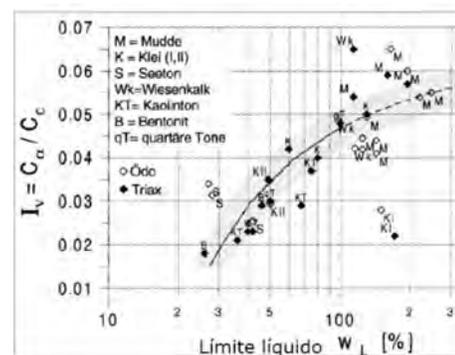


Figura 14. Relación entre el índice de viscosidad y el límite líquido, Krieg (2000).

Figure 14. Relation between viscosity index and liquid limit (Krieg, 2000).

Con base en el perfil del límite líquido se calcularon los índices de viscosidad del depósito del sector estudiados. En la figura 15 se presentan los valores de I_v hasta los 250 m de profundidad. Se aprecian valores promedio de 0,047 en los primeros 50 m de profundidad; debajo de los 50 m, los valores disminuyen linealmente hasta alcanzar un valor de 0,038 a los 100 m. De los 100 m en adelante se presentan variaciones importantes entre 0,02 y 0,038.

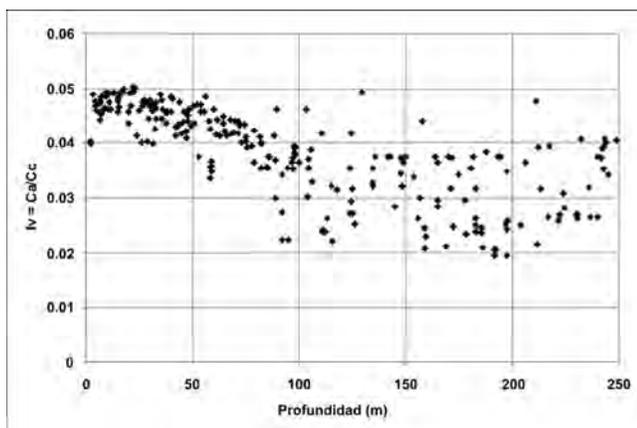


Figura 15. Valores del índice de viscosidad en el perfil de suelos.

Figure 15. Viscosity index values in the soils profile.

PRUEBAS DE CARGA DINÁMICA

El objetivo principal de la prueba de carga dinámica es determinar la capacidad de carga última para esfuerzos estáticos axiales en el pilote que se va a ensayar, teniendo en cuenta la interacción que existe entre el pilote y el suelo. Esta prueba difiere de las tradicionales pruebas de carga estáticas por el hecho de que la carga se aplica dinámicamente, a través del impacto de una masa sobre el pilote. La medición se hace por medio de la instalación de sensores en el fuste del pilote, en una sección situada por lo menos dos veces el diámetro del pilote abajo de su cabeza. Las señales de los sensores se envían al equipo PDA (*Pile Driving Analyzer*), donde se almacenan.

Del análisis se obtienen paralelamente muchos datos, además de la capacidad de carga última de los pilotes ensayados. Algunos de los más importantes son:

1. Esfuerzos máximos de compresión y de tracción en el material del pilote (concreto) durante los golpes del ensayo.
2. Nivel de flexión sufrido por el pilote durante el golpe.
3. Informaciones sobre la integridad del pilote, incluso la localización de eventuales daños, y se puede estimar su intensidad.
4. La energía efectivamente transferida para el pilote, con los golpes.
5. Desplazamiento máximo del pilote durante el golpe del ensayo.
6. Velocidad de aplicación de los golpes.
7. Distribución de la resistencia por fricción a lo largo del fuste del pilote, y carga en la punta.

Para la interpretación de la prueba de campo se realiza un análisis más detallado con el programa Capwap® (*Case Pile Wave Analysis*). Este programa hace una modelación detallada del pilote, a través de la simulación de la propagación de la onda a lo largo del pilote, con el objetivo de precisar los resultados de la capacidad de carga obtenidos en campo mediante métodos aproximados, por lo que es posible separar el porcentaje de la resistencia final debida a fricción del pilote y el porcentaje de la resistencia de punta, y determinar la distribución de fricción a lo largo del fuste.

Las pruebas de carga las hizo Jeoprobe Ltda. con el apoyo de la firma GRL Engineers Inc, Dynamic Measurements and Analyses (GRL, 2008). Los análisis de las mediciones en campo y los resultados como tales los efectuó directamente un ingeniero geotecnista con diez años de experiencia en la ejecución y análisis de pruebas, que se encuentra certificado para la realización y análisis de las pruebas de carga dinámica.

Pilotes ensayados

Las pruebas de carga dinámica se llevaron a cabo en la zona del nuevo muelle de carga. Se hicieron las pruebas sobre los siguientes pilotes:

- **Pilotes preexcavados:** se construyeron cuatro pilotes de diámetro 0,60 m, de longitud variable de 33 m (pilotes 1 y 2 este), de 39 m el pilote 3 y de 43 m el pilote 2 oeste. Las pruebas sobre estos pilotes se realizaron el 29 de abril y el 6 de mayo de 2008.
- **Pilotes hincados:** se hincaron tres pilotes de sección cuadrada de 0,30 m × 0,30 m, con longitud variable de 39 m pilotes 1 y 2, y de 52 m el pilote 3. Las pruebas sobre estos pilotes se llevaron a cabo el 10

de mayo de 2008. Los pilotes se hincaron el 24 de abril de 2008.

Para la realización de las pruebas en pilotes preexcavados *in situ*, se hicieron pilotes que sobresalen por encima del nivel de la superficie, es decir, el pilote tiene un cabezal de hormigón para recibir los impactos (figura 16). En el caso de los pilotes hincados, se dejó una longitud libre por encima de la superficie del terreno. Lo anterior con el fin de colocar los sensores por lo menos dos diámetros por debajo de la cabeza del pilote, donde se impacta éste. Esto para evitar el daño de los sensores durante las pruebas.

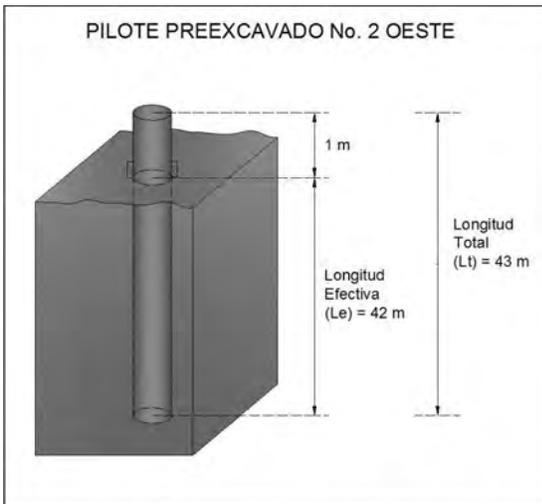


Figura 16. Localización de los sensores en los pilotes ensayados. La longitud total del pilote es la longitud de construcción y la longitud efectiva es la longitud desde la localización de los sensores, que se realizó casi al nivel de la superficie del terreno.

Figure 16. Localization of sensors in tested piles. The total length of the pile is the building length, and effective length is the length from the sensors localization, measured almost at the land surface level.

Los golpes se aplican mediante cualquier sistema capaz de liberar una energía con una masa en caída libre (fotografías 1 y 2). En el caso de los pilotes preexcavados se usó una masa de 14 ton de peso que se libera en caída a diferentes alturas, desde 0,30 hasta 1,5 m de altura. En el caso de los pilotes hincados se utilizó una masa de 6 ton de peso que se libera con una altura de 0,80 m.

Es usual empezar con una altura pequeña de caída de la masa, e ir aumentando gradualmente la energía aplicada, hasta que se verifique la movilización de toda la resistencia en el suelo, o cuando el PDA indique tensiones que pongan en riesgo la integridad del material del pilote. La movilización de la resistencia total del suelo en el pilote generalmente se caracteriza cuando la resistencia deja de aumentar (o a veces disminuye) con el incremento de la altura de caída o cuando se alcanzan desplazamientos totales irreversibles en la cabeza del pilote del orden de 1 cm.



Foto 1. Masa utilizada en las pruebas sobre los pilotes preexcavados. Masa de 14 ton con altura de caída variable.
Photo 1. Mass used in the excavated piles tests. Mass of 14 ton with variable fall height.



Foto 2. Masa utilizada en las pruebas sobre los pilotes hincados. Masa de 6 ton de peso con una altura de caída de 0,80 m.
Photo 2. Mass used in the sunken piles tests. Mass of six ton with a fall height from 0.80 m.

La prueba de carga dinámica lleva en consideración que el desplazamiento rápido del pilote en un medio viscoso como el suelo produce una resistencia estática y una dinámica. Esta última se resta de la resistencia total medida, pero siempre se informa sólo el valor de la resistencia estática. En el análisis Capwap®, la resistencia dinámica se determina por medios matemáticos, a partir de la forma de la señal de fuerza medida (Goble et ál., 1975). En el método Case usado en campo, el porcentaje de resistencia dinámica es definido a través de un factor (llamado J_c , o simplemente “jota”). El valor correcto de J_c se establece generalmente a través de correlación con el resultado de un análisis Capwap®. Para la determinación de la resistencia estática es necesario tener en cuenta que en el problema dinámico de interacción suelo-pilote en suelos blandos de alta plasticidad, el efecto viscoso de respuesta del suelo debido a la alta tasa de carga hace que la rigidez y la resistencia movilizada por el suelo sea más alta de lo común para suelos de menor plasticidad. Esto se ha establecido de manera teórica y se ha verificado en forma práctica en varias pruebas de carga de pilotes realizadas en Bogotá en condición estática y dinámica (Rodríguez et ál., 2008). En la interpretación de estas pruebas se tuvieron en cuenta dichos efectos por parte de GRL:

En la tabla 1 se resumen los resultados de las pruebas. La capacidad estática tanto de pilotes preexcavados como para pilotes hincados se indica en dicha tabla. En la tabla se observa el total de la carga estática movilizada en los ensayos, y discriminada en carga movilizada por

fricción y carga movilizada por punta. Adicionalmente, se especifica en cada caso si en el ensayo se alcanzó la carga última, es decir, si en el ensayo se movilizó la totalidad de la capacidad de carga del pilote, lo cual se evidencia en los resultados del análisis y mediante la verificación de campo de que luego de la prueba se presenten asentamientos permanentes del pilote.

Con respecto a los pilotes preexcavados, en los pilotes 1, 2 este y 3 sí se alcanzó la capacidad última de los pilotes durante el ensayo ya que se obtuvieron desplazamientos totales irreversibles en la cabeza del pilote, mayores de 1 cm. En el pilote 2 oeste infortunadamente se rompió el cabezal del pilote antes de conseguir la carga.

Con respecto a los pilotes hincados, en los pilotes 1 y 2 se alcanzó la capacidad última de los pilotes durante el ensayo, puesto que se obtuvieron desplazamientos totales irreversibles en la cabeza del pilote, mayores de 1 cm. En el pilote 3, con la masa de 6 ton y una altura de caída de 0,80 m, no se tuvo la energía necesaria para movilizar la carga última de este pilote de 51 m de longitud efectiva.

El resultado final de las pruebas de carga, bien sea la prueba estática o la prueba dinámica, es obtener las curvas de carga del pilote. En la figura 3 se presentan dichas curvas para los pilotes preexcavados y en la figura 4 se muestran dichas curvas para los pilotes hincados. Igualmente, en estas curvas se observan los pilotes que no alcanzaron deformaciones permanentes: el pilote 2 oeste preexcavado y el pilote 3 de los pilotes hincados.

En las pruebas dinámicas, además de los valores totales de carga estática, se obtiene la distribución por fricción a lo largo del pilote para cada uno de los pilotes ensayados. Con esta distribución de fricción se puede obtener la capacidad de carga para cualquier dimensión de pilote que se quiera evaluar. Igualmente, con esta información se pudo comparar la distribución por fricción en el caso de los pilotes preexcavados y en el caso de los pilotes hincados, ya que la capacidad de carga y la distribución de fricción del suelo a lo largo del pilote son función del método de construcción e instalación del pilote.

Con esta distribución por fricción promedio, obtenida en las pruebas hasta los 42 m de longitud efectiva del pilote, se calculó la capacidad última de carga de pilotes de diferentes longitudes efectivas de pilotes preexcavados y con diámetros de 0,60 y 0,80 m (figura 17).

Tabla 1

Tabla resumen. Capacidades de carga estática obtenidas en las pruebas

RESULTADOS PRUEBAS DE CARGA DINÁMICA				
Pilotes preexcavados	Capacidad total prueba (ton)	Fricción (ton)	Punta (ton)	Capacidad última
1	192	180	12	Sí
2 este	212	184	28	Sí
2 oeste	284	260	24	No se alcanzó
3	308	264	44	Sí
Pilotes hincados	Capacidad total prueba	Fricción (ton)	Punta (ton)	Capacidad última
1	132	126	6	Sí
2	128	119	9	Sí
3	136	134	2	No se alcanzó

Por otro lado, en la figura 5 se observa que la fricción del suelo en los primeros 5 m de profundidad a partir

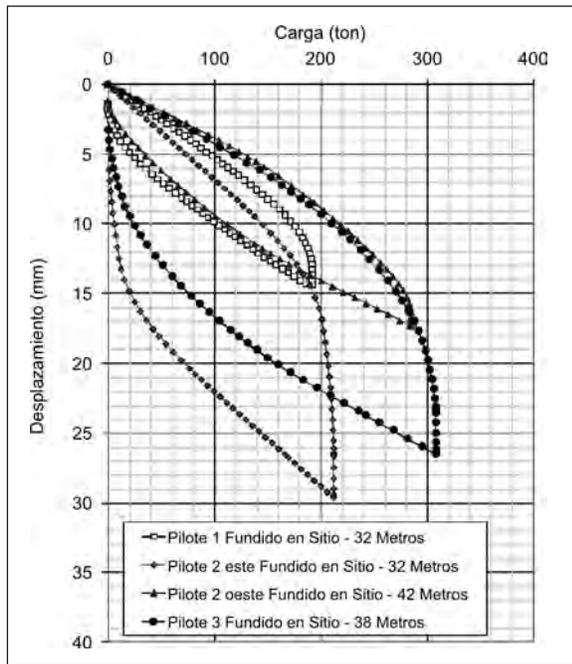


Figura 17. Curvas esfuerzo-desplazamiento para carga estática en pilotes preexcavados obtenidas a partir de los ensayos.
Figure 17. Curves strength-displacement for static load in pre-excavated piles, obtained from tests.

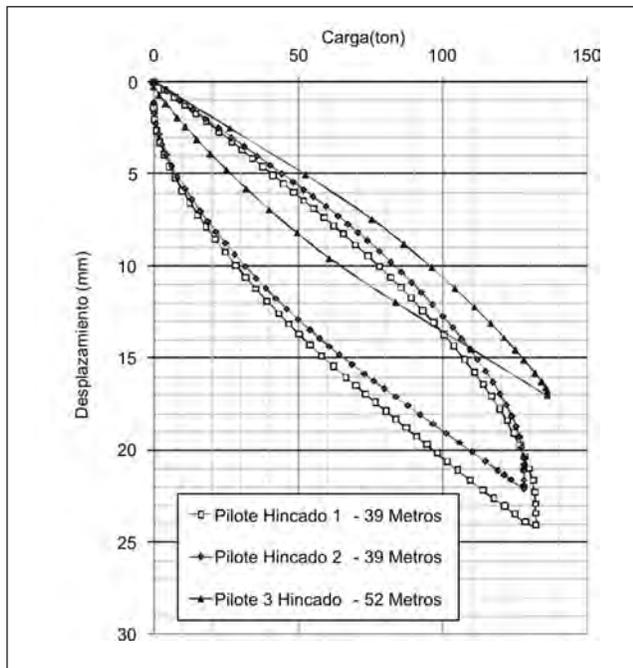


Figura 18. Curvas esfuerzo-desplazamiento para carga estática en pilotes hincados, obtenidas a partir de los ensayos.
Figure 18. Curves strength-displacement for static load in sunken piles, obtained from tests.

de la superficie actual del terreno es muy baja y aumenta en los primeros 15 m de profundidad de suelo. Esto se debe a que el suelo presenta una rigidez muy baja en este tramo, tal como se pudo correlacionar con los valores de velocidad de onda de corte ($V_s = 70$ m/s) obtenidos de dos ensayos *down hole* realizados para el Estudio de Respuesta Local Sísmica (Jeoprobe, 2007) y de un ensayo de ondas superficiales realizado por nuestra firma en la zona del nuevo muelle de carga, con base en los registros de movimiento del terreno obtenidos de las pruebas.

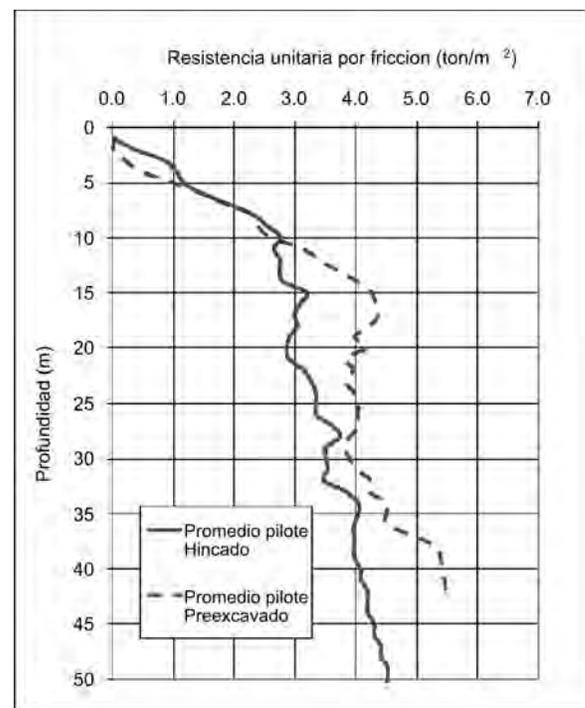


Figura 19. Capacidad última de pilotes obtenida en las pruebas de carga.
Figure 19. Ultimate capacity of piles obtained from load tests.

El perfil de velocidades de onda de corte en el suelo obtenido a partir de estos ensayos se indica en la figura 4, donde se observa que el valor de velocidad de V_s en los primeros 20 m es menor de 100 m/s, lo que permite inferir que este suelo superficial es de muy baja rigidez y de baja resistencia.

Por otro lado, se conoció que durante la fundida de los pilotes preexcavados se obtuvieron expansiones en la parte superficial del pilote. Estas expansiones se

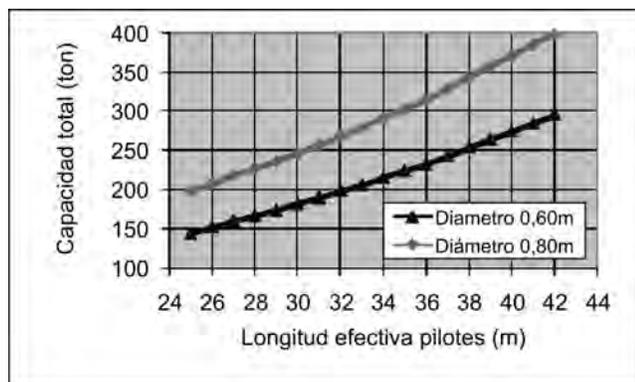


Figura 20. Capacidad última de pilotes preexcavados para longitudes entre 25 y 42 m, de diámetros 0,60 y 0,80 m.
Figure 20. Ultimate capacity of pre-excavates for lengths between 25 and 42 m, and 0.60 and 0.80 m diameters.

presentan a esta profundidad, porque precisamente los suelos superficiales de la zona del nuevo muelle de carga son muy blandos y de poca resistencia, tal como lo indican los valores de velocidad de onda de corte V_s y la distribución por fricción obtenidas en las pruebas de carga dinámica de los pilotes preexcavados.

La localización de las expansiones alcanzadas durante la construcción de los pilotes preexcavados se pudo corroborar igualmente por medio de la realización de las pruebas de integridad de pilotes (PIT), norma ASTM D5882-96. Los resultados se ilustran en la figura 21, para tres de los pilotes preexcavados. Lo que se puede observar en las señales registradas en el ensayo PIT es que los pilotes son continuos en toda su longitud, pero a su vez se aprecia que presentan aumentos de sección en los primeros 5 a 10 m de profundidad, desde la cabeza de los pilotes.

De todo lo anterior se puede concluir que a pesar del aumento de sección del pilote, éstas no están cola-

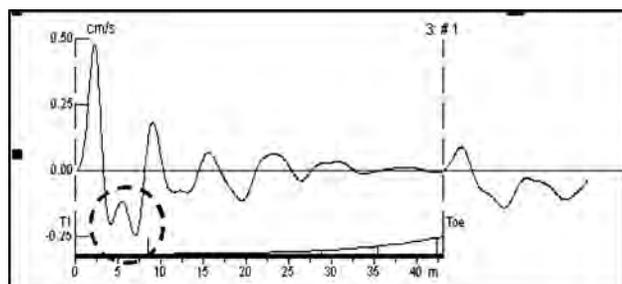


Figura 21. Resultado de la prueba de integridad en el pilote 2 oeste preexcavado. Se indica dentro del círculo el registro del aumento de sección en el pilote.

Figure 21. Result from the integrity test in the pre-excavated pile 2, west. The record of the increase in the pile section is encircled.

borando en el aumento de la carga por el aumento de la resistencia por fricción del pilote superficialmente, pues la fricción es casi nula por la presencia de suelos muy blandos y con una baja resistencia.

En la figura 20 se presenta la gráfica de capacidad portante para los pilotes preexcavados.

En la figura 19 se calculó la distribución promedio de fricción basados en los resultados de los tres pilotes hincados ensayados, teniendo en cuenta que el pilote 3 hincado no alcanzó a movilizar toda la resistencia por fricción.

La distribución de fricción en estas pruebas siguió una tendencia similar en todos los pilotes ensayados, con pocas variaciones debido a que la sección del pilote es uniforme en toda su longitud. Se aprecia también que la resistencia movilizada en el pilote hincado es menor que en el preexcavado debido a que la hinca del pilote afecta la estructura del suelo como tal, ya que se remoldea en toda la profundidad de hinca, pero más cerca de la superficie que en profundidad, con lo cual la resistencia es únicamente la correspondiente a la fricción interna del suelo remoldeado. Esto es consistente con la observación de que la resistencia por fricción del suelo aumenta con la profundidad y con el incremento del esfuerzo efectivo de confinamiento.

Así mismo, en la figura 19 se observa que la fricción del suelo en los primeros 5 m de profundidad a partir de la superficie actual del terreno es muy baja y que la distribución de fricción aumenta en los primeros 15 m de profundidad, al igual que lo que se observó en el caso de los pilotes preexcavados.

En el caso de los pilotes hincados, se debe tener en cuenta que la capacidad del pilote depende del tiempo que tenga de hincado al momento de la prueba. Esto se debe a que una vez hincado el pilote, el suelo se remoldea y comprime, generando presiones de poros que se disipan con el tiempo, con lo que la resistencia va aumentando hasta que este proceso termina. En la figura 22 se indica la curva de carga vs. tiempo después de la hinca, suministrada por Soletanche Bachy Cimas, de pruebas de pilotes realizadas a diferentes tiempos después de hinca, en un perfil de suelos similar al del aeropuerto. En la figura 22 se puede observar que el pilote luego de los 30 días de hincado prácticamente ya alcanza su carga máxima. En el caso de las pruebas realizadas en este estudio, los pilotes se ensayaron 17 días después de hincados los pilotes. De acuerdo con lo

indicado en la figura 22, a esta edad la carga alcanzada es del orden del 90% de la carga final. Basados en estos datos se calculó la distribución por fricción máxima del suelo en los pilotes hincados, aumentando en un 10% la distribución promedio obtenida en las pruebas, tal como se indica en la figura 19.

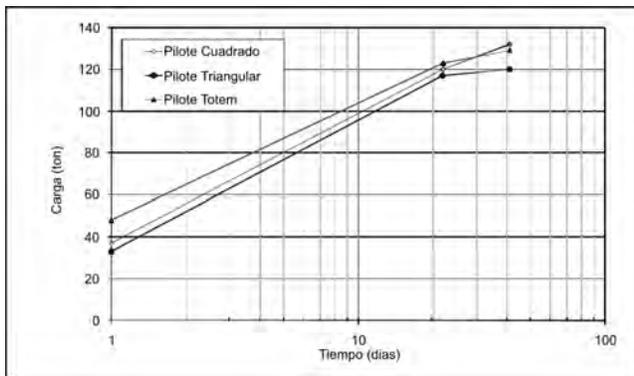


Figura 22. Carga de pilotes vs. tiempo después de la hincada de pilotes.

Figure 22. Load of piles vs. time after sinking them.

Con la distribución por fricción al 100% de la carga, obtenida en las pruebas hasta los 51 m de longitud efectiva del pilote, se calculó la capacidad última de carga de pilotes hincados de diferente longitud efectiva y con secciones de $0,30 \times 0,30$ m y de sección $0,35 \times 0,35$ m (secciones que normalmente se construyen en la ciudad de Bogotá). Estas capacidades se indican en la figura 23.

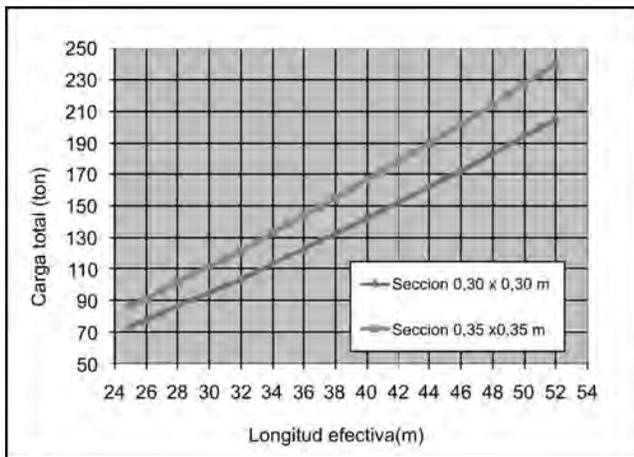


Figura 23. Capacidad última de pilotes hincados para longitudes entre 25 y 52 m y pilotes cuadrados de sección de $0,30 \times 0,30$ m y de $0,35 \times 0,35$ m.

Figure 23. Ultimate capacity of sunken piles for lengths between 25 and 52 m, and square piles with a section of 0.30×0.30 m and 0.35×0.35 m.

MODELOS Y OPTIMIZACIÓN

Uno de los aspectos básicos para poder extrapolar los resultados de las pruebas a diversas longitudes y diámetros de diferentes opciones de pilotes es establecer un modelo para calcular la capacidad portante. Este modelo se debe verificar de manera independiente para validarlo y poder aplicarlo con confianza. En este caso, se comparó la capacidad de soporte por fricción obtenida de las pruebas con los valores de resistencia del suelo obtenido a partir de diferentes consideraciones, con base en los datos de caracterización geotécnica discutidos en el capítulo 3. Esta comparación se presenta en la figura 24 tanto para la condición estática como durante la prueba dinámica.

Los resultados de la figura 24 muestran como la resistencia movilizada tanto en el caso estático como el dinámico es consistente entre los ensayos de campo y lo obtenido a partir de los datos geotécnicos. Lo más relevante es que la resistencia movilizada durante la prueba de carga a una tasa de carga muy alta hace que la resistencia movilizada por el suelo sea significativamente más alta que la estática, debido al efecto de la viscosidad del suelo definida por el índice de viscosidad. Se aprecia que tanto los datos medidos en la prueba como los calculados a partir de la resistencia estática obtenida a partir de datos geotécnicos y aplicando la corrección teórica por efecto de la viscosidad son correspondientes. Por otra parte, se aprecia que en los primeros 15 m la fricción movilizada va aumentando con la profundidad y fue menor en las pruebas de campo. Se considera

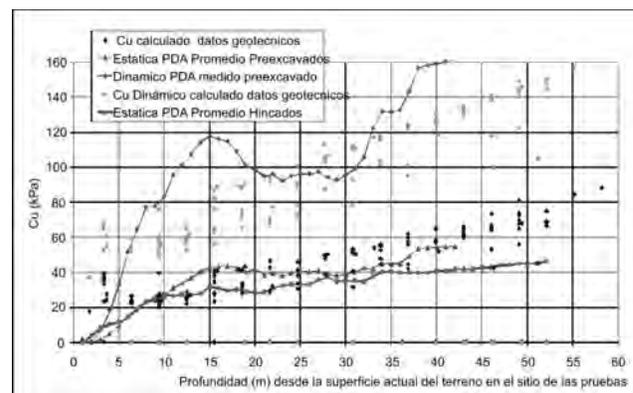


Figura 24. Comparación de resistencia movilizada en las pruebas de carga con la resistencia del suelo obtenida de datos geotécnicos tanto para la condición estática como durante la prueba dinámica.

Figure 24. Comparison between resistance mobilized in load tests and soil resistance obtained from geotechnical data for static condition and during the dynamic test.

que esto se debe básicamente a la menor rigidez de los suelos en estas profundidades en el sitio y, en menor medida, al mayor desplazamiento relativo suelo-pilote en esta parte. Finalmente, se aprecia que la resistencia movilizada por los pilotes hincados es un poco menor que para los pilotes preexcavados. Esto es consistente con el efecto de instalación, que por una parte produce remoldeo del suelo y por otra genera compresión y consolidación en el caso de los pilotes hincados.

Una vez validados los modelos de capacidad portante, se procedió a realizar la optimización de los sistemas de cimentación considerando pilotes hincados o preexcavados de diferentes longitudes y diámetros.

Con base en los resultados obtenidos de las pruebas de carga dinámica (PDA), se determinaron relaciones de carga última en función del diámetro y la longitud del pilote para pilotes hincados y pilotes pre-excavados. Las relaciones obtenidas se presentan a continuación:

$$P_{ULT} \text{ (Hincados)} = 0,088 \cdot L^2 \cdot D + 9.578 \cdot L \cdot D - 37.46 \cdot D + 0,0006 \cdot L^2 - 0,0877 \cdot L - 1.289 \quad (2)$$

$$P_{ULT} \text{ (Pre-excavados)} = 0,0468 \cdot L^2 \cdot D^2 - 2.2005 \cdot L \cdot D^2 + 55.807 \cdot D^2 + 0,1342 \cdot L^2 \cdot D$$

$$(3) \quad + 5.0684 \cdot L \cdot D + 8.2132 \cdot D + 0,0007 \cdot L^2 + 0,0287 \cdot L + 0,0581$$

Donde:

- P_{ULT} : carga última.
- L : longitud de pilote.
- D : diámetro o sección de pilote.

Las relaciones obtenidas, en general, presentan un comportamiento cuadrático tanto con el diámetro como con la longitud.

Con el fin de determinar el diámetro y la longitud del grupo de pilotes para una carga de trabajo determinada, de tal manera que se obtenga el mínimo costo por efectos de la cantidad de material empleado y del proceso constructivo, se elaboraron matrices de costo. Estas matrices se construyeron siguiendo la relación presentada en la ecuación 4:

$$\text{Costo} = \frac{\text{Carga de trabajo}}{\frac{P_{ULT}}{FS}} \cdot L \cdot \text{Precio}_{ml} \quad (4)$$

Donde:

- FS : factor de seguridad.
- Carga de trabajo : carga de trabajo para el grupo de pilotes.
- Precio ml : precios por metro lineal en función del diámetro del pilote.

Las matrices calculadas se grafican a través de gráficos de superficie, de tal modo que, en una forma gráfica y sencilla, se identifican el diámetro y la longitud óptima. En la figura 25 se presenta un ejemplo de optimización de pilotes preexcavados para el grupo de pilotes de uno de los ejes del edificio de la nueva terminal de carga del aeropuerto El Dorado, con una carga de trabajo de 118 ton. Se asumió un factor de seguridad de 2, con la premisa de que se tiene un mayor conocimiento de las condiciones y la forma como cargan los pilotes en el sitio de proyecto, y costos reportados por metro lineal por parte de firmas constructoras para mayo de 2008.

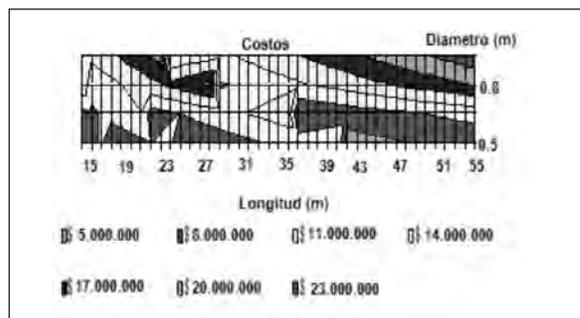


Figura 25. Costos de pilotes.
Figure 25. Piles costs.

Como se observa en la figura 25, los mínimos costos, para el ejemplo en consideración, se presentan para un diámetro de 0,5 m y una longitud de 42 m con un costo de \$6.921.600.

Al comparar el diseño original para el mismo ejemplo en consideración con los diseños óptimos de pilotes pre-excavados e hincados, se tienen factores de reducción de costos de 47 y 48%, respectivamente (2).

Durante el proceso de optimización se observó que, en general, es más económico emplear pilotes de pequeño diámetro, ya que si se utilizan pilotes de gran diámetro para alcanzar la carga de trabajo, se puede incurrir en sobrediseño, que se ve reflejado en una mayor cantidad de material a pesar de que la longitud de los pilotes puede ser menor. Debido a que se cuenta con un mayor conocimiento de las condiciones de carga y comportamiento de los pilotes en la zona del proyecto, se pueden reducir los factores de seguridad.

Tabla 2
Comparación costos diseño original vs. diseños óptimos

	Diámetro (m)	Longitud (m)	No. de pilotes	Longitud total	Costos (reducción)
Diseño original	0,3	25	8	200	\$13.161.800
Optimizado preexcavado	0,5	42	1	42	\$6.921.600 (47%)
Optimizado hincado	0,25	40	2	80	\$6.800.000 (48%)

Con base en estos resultados se consideró acertada la realización de ensayos de carga dinámica de pilotes previos a la construcción de las obras, con el fin de revisar las cargas admisibles consideradas en el diseño.

CONCLUSIONES

Los retos originados en la presión económica y financiera de los proyectos y sus dimensiones cada vez más sin precedentes requieren el uso de la tecnología moderna con el fin de obtener más y mejor información de manera rápida y precisa, incorporarla en modelos de comportamiento debidamente calibrados y de esa manera buscar la optimización de los sistemas de ingeniería, cumpliendo con los requisitos de funcionalidad y seguridad.

En el presente artículo se ilustraron algunos de los métodos y procedimientos disponibles hoy en día en nuestro medio para hacer este tipo de optimizaciones que se han aplicado para algunas de las obras que se están desarrollando actualmente en el sector del aeropuerto El Dorado en la ciudad de Bogotá, específicamente en lo relacionado con la definición de cimentaciones profundas para algunos de los edificios, que por ser de grandes áreas construidas representan un fuerte impacto en las obras.

Algunos de los aspectos relevantes para poder lograr una optimización de cimentaciones en un proyecto como el considerado, que permiten definir con mayor precisión los parámetros de diseño y reducir las incertidumbres, de manera que se puedan utilizar menores factores de seguridad incluyen:

- Optimización de los parámetros de diseño sísmico mediante la realización de estudios locales de respuesta dinámica. Este tipo de estudios proveen además información sobre rigidez del terreno medida en sitio, información imprescindible para poder realizar análisis de deformaciones con el fin de evaluar el desempeño de las obras.
- Una adecuada definición conceptual del problema, de manera que se tengan en cuenta y se evalúen de manera razonablemente precisa los aspectos relevantes del problema. Este aspecto es crítico, ya que si se realiza una optimización y se reducen los factores de seguridad pero a la vez se omiten aspectos claves del problema, es posible que se llegue a soluciones inseguras. Por ejemplo, en la interpretación de las pruebas de carga dinámica en suelos blandos de alta plasticidad los efectos de incremento de resistencia por la viscosidad del suelo hacen que la resistencia medida sea significativamente mayor que la estática. Si esto no se tiene en cuenta adecuadamente, la resistencia calculada será muy alta y los valores de diseño realmente tendrían un factor de seguridad más bajo que el asumido.
- Obtención de parámetros de comportamiento a partir de pruebas de campo relevantes. Por ejemplo, pruebas de carga de pilotes.
- Caracterización geotécnica del terreno utilizando todas las fuentes de información disponibles. Preferiblemente para esto se debe contar con variedad de fuentes de información de ensayos en sitio y de laboratorio, pero sobre muestras de alta calidad que sean representativas de las condiciones del terreno. Para los suelos blandos y de alta plasticidad de la Formación Sabana y con las prácticas normales de los estudios de suelos que se realizan en nuestro medio, esto ha demostrado ser bastante difícil.
- Formulación de modelos de comportamiento y validación mutua de los diferentes parámetros y fuentes de información. Los modelos deben ser lo más completos posible, de manera que se reduzcan

al mínimo sus limitaciones y el ejercicio se pueda concentrar en la validación de los parámetros. Todos los parámetros tienen limitaciones e incertidumbres. Una manera práctica de reducir estas incertidumbres es validar los resultados de los modelos con los resultados de las pruebas reales de campo. En la medida en que los modelos con los parámetros utilizados sean capaces de reproducir los ensayos reales, habrá una buena confianza en que los parámetros y los modelos son adecuados.

Una vez que los modelos y los parámetros están calibrados, se puede proceder a la optimización evaluando las diferentes opciones. En este caso se trató de minimizar los costos de cimentación utilizando las opciones de pilotes dentro de las posibilidades constructivas, teniendo en cuenta sus costos. En esta evaluación es posible también evaluar aspectos tales como la disponibilidad y el rendimiento de equipos y materiales.

El caso ilustrado incluyó la realización de pruebas de carga dinámica sobre pilotes preexcavados e hincados, complementados con un ejercicio muy detallado de caracterización geotécnica e identificación de parámetros que permite validar mutuamente los resultados de diferentes pruebas y consideraciones. Estos métodos permitieron una evaluación en tiempos récord de la capacidad de diversas clases de pilotes para el proyecto comparándolos de manera directa y consistente, lo cual permitió alcanzar una optimización en las obras que se hicieron, aparte de haber aportado una gran cantidad de información y conocimiento sobre los suelos del área aplicable para otras obras del proyecto.

REFERENCIAS

- ASTM D-4945-00. Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing Piles.
- ASTM D-5882-96. Standard Test Method for Low Strain Integrity Testing Piles.
- Espinosa y Restrepo (2008). Recomendaciones de cimentación en el área de mantenimiento aeropuerto El Dorado.
- Goble, G., Likins, G. & Rausche, F. (1975). Bearing capacity of piles from dynamic measurements - Final report. OHIODOT- 05-75. Cleveland, Ohio: Department of Solid Mechanics, Structures and Mechanical Design, Case Western Reserve University. 76 pp.
- GRL Engineers Inc. California Office (2008). Job No. 088036-1.
- HMV Ingenieros (2003). Estudio de Actualización del Plan Maestro de Alcantarillado de la Cuenca del Fucha.
- HMV Ingenieros (2003). Diseño Obras de Expansión. Diseños Básicos. Interceptor Río Fucha-Tunjuelo y la Estación de Bombeo.
- HMV Ingenieros (2003). Estudio de Actualización del Plan Maestro de Alcantarillado de las Cuencas Salitre y Jaboque. Recuperación y dragado del Río Bogotá.
- Ingeominas - Uniandes (2007). Microzonificación sísmica de Bogotá. Colombia: Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química (Ingeominas). Colombia, Unidad de Prevención y Atención de Emergencias de Santafé de Bogotá (Upes). Colombia. Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres (DNPA).
- Jeoprobe Ltda. (2006). Estudios de Respuesta Sísmica Local para el desarrollo y ejecución del Contrato No. IDU-133-2005. Estudios y Diseños de la Troncal Calle 26 (avenida 3ª - aeropuerto El Dorado -avenida José Celestino Mutis).
- Jeoprobe Ltda. (2007). Asesoría Geotécnica y Sismológica para la Evaluación de la Amenaza Sísmica del Proyecto El Nuevo Dorado.
- Jeoprobe Ltda. (2008). Estudio geotécnico para la optimización técnica y económica de la cimentación diseñada para la obras del aeropuerto El Nuevo Dorado. Pruebas de carga dinámica sobre pilotes.
- Kokushu, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and Foundations* 20:2, pp. 45-60.
- Kokushu, T. (1987). In situ dynamic soil properties and their evaluation. Kyoto: *8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 215-435.
- Krieg, S. (2000). Viskoses Bodenverhalten von Mudde, Seeton und Klei, Veröffentlichungen des Ins. für Boden.-Felsmechanik der Uni. Fridericiana in Karlsruhe, Nr.150.
- Ladd, C., Foot, R., Ishihara, K., Schlosser, F. & Poulos, H.G. (1977). Stress deformations and strength characteristics. State of the art report. Tokio: Proc. IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- LFO Ingenieros de Suelos Ltda. (2008). El Nuevo Dorado. Estudio de Suelos. LFO-11425.
- Moya, J.E. & Rodríguez, J.A. (1987). The subsoil of Bogotá and the problems in Foundations. Cartagena: VIII Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Orozco, L. (2006). Asentamiento de fundaciones en la arcilla de Bogotá. IV Encuentro Nacional de Suelos y Estructuras.
- Rodríguez, J.A. (2005). Yielding and stress strain relationships for Bogotá clays. Osaka: 16th Intl. Conf. On Soil Mech. and Found. Eng.
- Rodríguez, J.A. (2006). Avances recientes en la caracterización mecánica de suelos blandos de Bogotá. Cartagena: XI Congreso Colombiano de Geotecnia.
- Rodríguez, J.A., Álvarez, C. & Velandia, E. (2008). Load rate effects on high strain tests in high plasticity soils. Stress Waves Conference 2008. The Application of Stress-Wave Theory to Piles: Science, Technology and Practice. Millpress Science Publishers.
- Rodríguez, J.A. & Escallón J. (2006a). Evaluación de las propiedades dinámicas a bajas deformaciones de los suelos de Bogotá. *Revista Escuela Colombiana de Ingeniería*.
- Rodríguez, J.A. & Escallón, J. (2006b). Evaluación de las propiedades dinámicas de los suelos de Bogotá para análisis de respuesta dinámica. IV Encuentro de Ingenieros de Suelos y Estructuras, Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Rodríguez, J.A. & Velandia, E. (2009). Dynamic stiffness of soft soils from PDA tests. Alexandria: 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Rodríguez, J.A., Ramírez, F. & Escallón, J.P. (2007). Geotechnical seismic characterization for the microzonation of Bogotá. Tesalónica: 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Paper 1201.
- Rodríguez, J.A. & Velandia, E. (2009). Análisis de registros de impactos en suelos blandos de Bogotá. Bogotá: XII Congreso Colombiano de Geotecnia.
- Sociedad Colombiana de Geotecnia (2007). Modelo geotécnico y caracterización dinámica bidimensional de la sabana de Bogotá. Bogotá: Convenio Interinstitucional DPAA-SCG.
- Terzaghi, K., Peck, R. & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics and practice*, 3rd ed.

Congestión en Bogotá: un problema más allá de controles e impuestos

Traffic jam in Bogotá: a problem beyond
regulations and taxes

ÁLVARO RODRÍGUEZ VALENCIA

Universidad de los Andes. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Bogotá.

Recibido: 22/10/08 Revisado: 15/11/08 Aceptado: 10/12/08

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

Resumen

Con este escrito se pretende demostrar que las restricciones e impuestos tales como peajes urbanos o la sobretasa a la gasolina, que se aplican generalmente para desmotivar la utilización del vehículo privado y así reducir los efectos indeseables en la sociedad y la economía asociados a su uso, no serían efectivos en Bogotá. La ciudad sufre de congestión, y el hecho de que el transporte público colectivo (tradicional) comparta las mismas vías congestionadas con el tráfico mixto y que el sistema de transporte masivo Transmilenio presente niveles cercanos a la saturación de la capacidad en algunos tramos en horas pico, deja sin opciones a los automovilistas, salvo aquellas que puedan afectar su movilidad.

Palabras claves: congestión, demanda vehicular de vías, inelasticidad de la demanda, restricción, impuesto, vías urbanas, independencia, sistema de transporte, tiempo total de viaje, partición modal.

Abstract

This paper aims to show how measures tending to discourage private car use in Bogotá, like gasoline taxes or urban tolls, would not be effective. Those measures have been generally applied to reduce the undesirable effects of traffic jams on economy and society. There are two main reasons that mainly make those measures ineffective. The fact that Traditional Public Transport System (TPC) shares the same congested roads with mixed traffic flow and the lack of capacity and coverage of the bus mass transit system Transmilenio, giving motorist no better option than their own car.

Keywords: traffic congestion, vehicle road demand, inelasticity price demand, restriction, taxes, urban roads, road independency, transport system, travel time, modal split.

INTRODUCCIÓN

La congestión se ha convertido en el dolor de cabeza de las grandes ciudades en el mundo y el reto de las crecientes. En Bogotá, este problema no sólo afecta a los viajeros en automóvil, sino también a los viajeros en transporte público. El panorama del transporte de la ciudad* se ha estado debatiendo en la última década, por un lado por impuestos y restricciones, y por el otro lado por la pregunta de qué infraestructura se debe proveer. Este último tema ha girado entre los que opinan que la solución está en la construcción de vías (autopistas urbanas), en el metro o en nuevas troncales y pretroncales de Transmilenio, e incluso recientemente se habla de trenes ligeros a superficie. En este artículo se pone sobre el tapete la reflexión de la efectividad de cada una de las medidas en el entorno de la capital colombiana.

La forma ineficiente en que el Transporte Público Colectivo (TPC) opera, hace que el problema de la congestión no lo genere exclusivamente el vehículo privado. Sobre todo en vías céntricas, los vehículos del TPC tienen un efecto predominante dentro del tráfico mixto, como en la carrera séptima y el eje carreras 11 - 13. Al comparar las cifras del TPC con el sistema de transporte masivo de buses de Bogotá Transmilenio (TM), se evidencia ineficiencia del primero. De los cerca de 21.000 buses, busetas y colectivos de transporte público que hay en la ciudad, aproximadamente el 5% pertenecen al sistema TM y éstos mueven más del 21% de los pasajeros que utilizan transporte público [1] y [2].

En Bogotá aún hay pocos automóviles para los estándares de otros países del continente y del mundo, pero varios expertos consideran que este medio es inconveniente para el transporte urbano, por diversas razones. El automóvil consume en las ciudades latinoamericanas casi tres veces más de energía (por kilómetro y por pasajero) que en transporte público [12]. Un carro necesita en promedio 40 m² de área para andar y parquear en la ciudad [3]. Algunos autores mencionan que el vehículo es mucho más compatible con ciudades extensas de baja densidad y que en ciudades densas, por la concentración de la demanda y la escasez de espacio en superficie, el uso del carro tiene que racionalizarse.

* Dando por descontado que se lleva a cabo el Sistema Integrado de Transporte (SITP).



Foto 1. Transporte Público Colectivo (TPC) en la avenida Eldorado, Bogotá.

Fuente: Carlos Felipe Pardo (GTZ-Transport Sourcebook).

Photo 1. Public collective transport (PCT) in Eldorado Avenue, Bogotá.

CONGESTIÓN

A causa del crecimiento económico (en especial en países en vías de desarrollo), se disparado la tenencia de vehículos privados (carros y motos). Partiendo de las premisas de que la gente que logre tener automóvil lo utilizará y además que viajará más que cuando no lo tenía [11], se está evidenciando en estas ciudades el problema de la congestión. Disminuirla no sólo es de interés para viajeros que demandan las vías. Para la sociedad entera, reducir sus efectos tendrá repercusiones positivas en la economía, el ambiente y la calidad de vida, entre otros aspectos.

Cuando un carro adicional entra a utilizar la vía (en igualdad con los otros) reduce la velocidad de todos los demás. Esa persona decide entrar en el tráfico sólo si los beneficios son al menos iguales a los costos. El motorista únicamente considera de modo consciente el costo privado del viaje (costo de oportunidad, combustible, llantas, desgaste, etc.), aunque con su actividad esté incurriendo en otros costos simultáneamente, que no considera ni cuantifica en cada viaje. El vehículo en un medio congestionado consume más combustible, además de que su desgaste tiende a ser más alto por kilómetro recorrido. Es decir, los usuarios del carro creen

que sólo ellos son los perjudicados y que únicamente están perjudicando a otros usuarios de vehículos que se encuentran en el trancón, debido al efecto de rivalidad que se presenta cuando la demanda es excesiva, mientras que realmente su actividad tiene otros efectos externos.

En realidad, cada viaje de cada vehículo tiene un efecto no compensado para toda la sociedad [4], porque mientras el usuario del vehículo recibe un beneficio por el viaje, el resto de los ciudadanos es objeto de un impacto negativo, situación que en economía y otras ciencias sociales se conoce como externalidad. Por eso el costo para la sociedad de cada uno de esos viajes es más alto que el costo privado del usuario. La diferencia entre el costo social y el costo privado de cada uno de los viajes debe verse como una compensación para esas personas que han resultado afectadas y la deben pagar los motoristas. Entre las externalidades causadas por los viajes están principalmente la congestión, los accidentes y la contaminación.

LA DEMANDA

Las vías públicas no congestionadas tienen como características el que no se puede excluir a nadie de su uso y que no existe rivalidad para su disfrute. Es decir, un usuario entra a la red libremente y hay suficiente espacio para circular, y el hecho de que otros la utilicen simultáneamente le es indiferente. Las vías son el bien y el bien es demandado por las personas en vehículos. Cuando las vías son demandadas simultáneamente por demasiados carros, la densidad vehicular aumenta (número de vehículos por carril de vía). La interacción entre ellos hace que la velocidad disminuya con cada nuevo vehículo que ingresa. Cuando se presenta el “pare y arranque”, el flujo ya deja de ser estable y en consecuencia el número de carros que puede pasar por la vía (veh/h) cae dramáticamente: se puede ver cuando, sin ninguna causa específica, como un accidente, por ejemplo, esto sucede. Es difícil delimitar el momento en el cual se dice que inicia la congestión, pero se considera que es cuando el excesivo número de vehículos que demandan simultáneamente la vía afecta el flujo. En este caso, las vías siguen siendo de acceso libre, pero se presenta el efecto de rivalidad, que significa que la utilización de la vía por parte de otros impide el disfrute de un usuario.

En ese caso, la acción racional de varios individuos lleva a que todos los demandantes se vean afectados

negativamente. O sea, el mercado no puede asegurar que el bien (las vías) se consuma en las cantidades adecuadas y se presentan fallos como la congestión. En esos casos, solamente el Estado puede actuar y lograr que se consuman en cantidades en las que se incremente el beneficio de todos (para así restaurar la eficiencia perdida en el sentido de Pareto) [5] [17].

Para fallos del mercado, como las externalidades, hay en general dos tipos de medidas tendientes a solucionar éstos: de control y de mercado.

Las primeras tienden a disminuir directamente el número de vehículos demandantes de vías. Las medidas de control determinan la cantidad permitida, pero no logran internalizar los efectos negativos. Para la congestión, una medida de este tipo es el Pico y Placa.

Las segundas tienden a hacer lo mismo, pero en forma indirecta a través de la alteración de los incentivos. Los peajes urbanos, las sobretasas al parqueo y a la gasolina son las más utilizadas para tal fin y consisten en aumentar el precio del bien demandado (hacer más cara la oferta), para que el demandante interiorice el efecto de su acción, bien sea pagando más o incluso no llevándola a cabo. En la figura 1 se ve el cambio en la curva de la oferta por el aumento en el precio para utilizar las vías (curva verde), lo que hace que la cantidad de vehículos que demandan vías disminuya Q_2 a Q_1 . A la nueva cantidad de demandantes Q_2 , le saldrá ahora más costoso hacer los viajes de lo que le resultaba antes ($P_2 > P_1$), y la diferencia del valor es lo que se puede recaudar. En síntesis, las medidas de mercado se basan, en el caso de la congestión, en la aplicación de impuestos con el fin de “encarecer” los viajes en vehículo privado y así hacer que la demanda de viajes por esas vías se reduzca, mientras se recaudan recursos importantes [16].

En muchas ciudades se aplica sobretasa a la gasolina o a las tarifas de parqueo, o se cobra por el ingreso a algunas zonas céntricas, medidas que pueden funcionar para disminuir la cantidad de carros en circulación y así aligerar el problema de la congestión. Cuando el bien es más demandado (o se vuelve más escaso), el precio tiende a subir, previniendo de su uso a algunos que no están dispuestos a pagar el nuevo precio. Por ejemplo, en varios países existe el cobro del peaje con diferentes tarifas a distintas horas del día, dependiendo de la cantidad de carros que estén demandando la vía.

Lo que debe quedar muy claro es que dichas medidas tienden a corregir las externalidades causadas

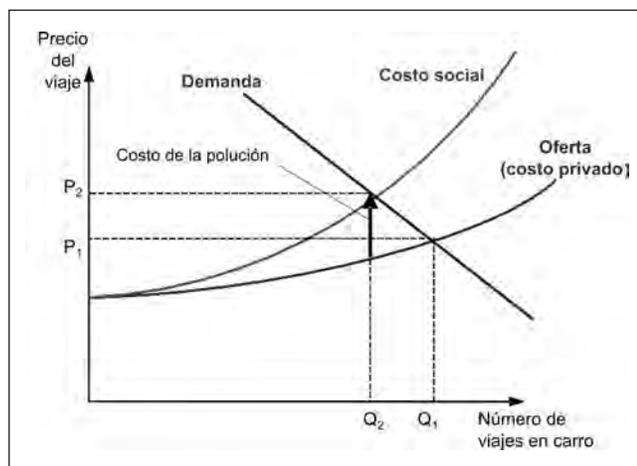


Figura 1. Tarifa de peaje óptima. [6]
Figure 1. Optimal toll fare.

por los viajes en el vehículo privado, principalmente la congestión, los accidentes y la contaminación². Estas personas que dejaron de viajar en su automóvil porque les resultaba muy costoso deberán seguir llevando a cabo sus actividades por medio del uso de otros modos (cambiarse al transporte público o a los modos no motorizados³), o por el incremento en el número de pasajeros por carro (ocupación). Pero si el resultado de éstas produce que las personas dejen de llevar a cabo sus actividades (reducción del número total de viajes), se estaría afectando la movilidad de las personas, que es algo indeseado. En otras palabras, se quiere una disminución del número de vehículos privados en las calles por el aumento del costo social de cada viaje. Esto deberá conducir al uso de otras opciones de viaje, mas no deberá verse en la constricción de movimiento de los individuos. Cabe anotar qué cambios en la estructura de actividades de la ciudad (por medio de la redistribución y la concentración espacial de lugares de residencia, trabajo y demás actividades) son fundamentales para facilitar el uso de los modos no motorizados y el transporte público.

EL CASO BOGOTÁ Y LA HIPÓTESIS

En Bogotá, desde hace una década, se han venido aplicando medidas tanto de restricción como de mercado para diferentes fines. Por un lado, está la restricción vehicular para mejorar las condiciones del tráfico implantada en 1998 y, por el otro, la sobretasa a la gasolina desde 1995, destinada inicialmente para el mantenimiento y

ampliación de la malla vial.

Al sacar 40% de los automóviles en horas pico con una restricción al flujo, conocida en Bogotá como Pico y Placa, la calidad del tráfico mejoró sustancialmente. Sin embargo, medidas como ésta son sólo transitorias ya que, con el aumento pronunciado en la motorización (11), resultaría a la vuelta de pocos años en el mismo número de vehículos que en 1998 circulaba por las calles. Además, se les considera paliativas y dilatorias, pues tienden a posponer el momento de encarar el problema. Es como un espejismo o un distractor que hace creer a los usuarios que la situación es mejor cuando en realidad las personas se están restringiendo en sus planes de llevar a cabo actividades. Esa falsa realidad genera a su vez menos presión social para demandar soluciones permanentes. Prueba de lo anterior es que la medida ya se ha modificado en varias ocasiones, ampliando los horarios de la mañana y de la tarde. La reciente ampliación de 14 horas al día, como se planteó inicialmente, tiene por el contrario visos de sensatez por el hecho de *no* haberse concebido para mejorar la congestión, sino como una medida a dos años, mientras se realizan obras de mantenimiento de las vías actuales y de construcción de nueva infraestructura que, de no aplicarse, generaría problemas en el tráfico debido a las obras. A pesar de lo anterior, queda la duda de su efectividad puesto que en horas pico no se espera reducción alguna de la cantidad de vehículos particulares en las vías*.

La sobretasa a la gasolina (medida de mercado), por el contrario, en principio no tuvo la intención de reducir la congestión. El pago de este tributo se destinaría a la “financiación de los estudios, diseños y obras que se requieran para organizar y mejorar la red vial y el servicio de transporte colectivo de pasajeros que se preste por cualquier medio o sistema” [9]. Poco se sabe de si el incremento del precio de la gasolina, que implicará el aumento del costo de cada viaje en automóvil, se vio reflejado en alguna disminución de la congestión. Experiencias en países europeos muestran que hay medidas más efectivas a corto plazo que la sobretasa al

* En horas pico, antes y después de la extensión del Pico y Placa, el mismo número de carros tiene la restricción. Puede ser que viajeros que antes circulaban en hora pico, ahora lo hagan en las horas valle. Sin embargo, ninguno de los informes conocidos por el autor demuestra en forma contundente una reducción de la demanda en horas pico.

combustible debido a que presenta demandas bastante inelásticas, lo que implica una mesurada reducción en los kilómetros viajados como resultado de subir el precio de la gasolina [15], pero sí un efecto fiscal positivo muy considerable debido a los cuantiosos recursos que pueden recaudarse [16].

Basado en los principios de la microeconomía y las reglas generales de la elasticidad-precio de la demanda, hay dos elementos que permiten inferir que la demanda vehicular de vías en Bogotá tiende a ser inelástica, lo que entraña que las medidas de mercado serían poco efectivas en su misión de reducir la cantidad demandada, es decir, la congestión. Mankiw (2001), Varian (2006) y De Rus et ál. (2003), entre otros, plantean que tanto los bienes necesarios como los bienes que no tienen sustitutos cercanos responden levemente en la cantidad demandada ante cambios en el precio. Cuando el precio de un bien considerado un lujo sube, la persona podrá prescindir de su uso, lo que no sucede con un bien necesario. Y cuando un bien no tiene sustitutos no es fácil cambiarlo por otros en caso de que el precio de éste suba. Para el caso, se exponen los puntos que relacionan lo anterior con el problema bogotano.

Movilizarse es una necesidad de las personas, pero especialmente para la población que trabaja, por el hecho de que el lugar y el horario de trabajo no siempre se pueden escoger, implicando desplazamientos espaciales con regularidad. El transporte no es más que un medio que hace posible que las personas lleven a cabo actividades*, haciendo de la actividad de transporte una necesidad derivada, como la electricidad.

Y especialmente para el caso de Bogotá, el hecho de que para moverse no existiera opción diferente que usar las vías congestionadas, bien sea en su vehículo privado o en vehículos de TPC, implica que no se tienen sustitutos y, en consecuencia, que la demanda de éstas tienda a ser inelástica.

El único sistema de transporte independiente de las vías de uso mixto en Bogotá es TM. Entonces sí podría considerarse un sustituto, siempre y cuando

* Muchos trabajarán en la casa, pero cualquier otra actividad que no se realice allí hará imperativo el desplazamiento. Es más, hay evidencia de que el teletrabajo no disminuye la demanda de transporte e incluso que puede llegar a aumentarla [13], [14].

tenga la capacidad para los pasajeros que decidan dejar de trasladarse en modos dependientes de las vías de tráfico mixto y que tenga la cobertura suficiente para que sea significativo. Sin embargo, en tramos de la avenida Caracas (arteria principal donde convergen varias troncales del sistema TM) opera en las horas pico a su capacidad. El aumento de la demanda en este eje puede traducirse en reducción en los tiempos de viaje en TM por esperas en estaciones o por filas de buses para acceder a las plataformas.

Contrario a lo que se pensaba (que la aplicación de impuestos llevaría a la disminución de la utilización de vías, como se muestra en la figura 1), con una demanda de tendencia inelástica la reducción de viajes en vehículos privados por causa de la medida sería muy pobre. En caso de una demanda perfectamente inelástica, la cantidad de viajes en vehículos privados se mantendría constante, pese al aumento del precio de cada viaje (figura 2).

Entonces tendría poco sentido seguir intentando resolver el problema de la congestión en Bogotá por el lado de la demanda a corto plazo. Más restricciones inducirían a la reducción de la movilidad individual y de la productividad de las empresas. Por eso las opciones de solución se deben concentrar en aumentar la oferta de transporte. La implementación de nuevas infraestructuras en Bogotá debe analizarse cuidadosamente, en especial porque no todas ayudarían a quebrar la inelasticidad de la demanda de calles.

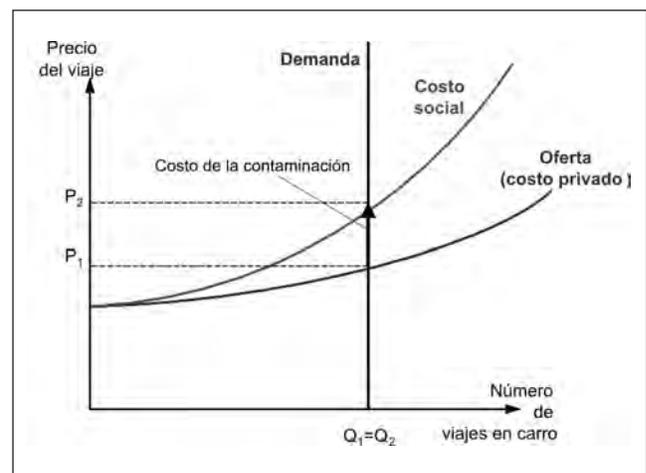


Figura 2. Caso de una demanda perfectamente inelástica. Figure 2. Perfectly inelastic demand.

AMPLIACIÓN DE LA MALLA VIAL: NO ES SOLUCIÓN

Como se mencionó al comienzo de este escrito, el aumento del ingreso de las personas tiene un efecto creciente y no lineal en la tasa de motorización y en la movilidad [11]. En la medida en que la demanda vehicular por calles aumenta rápidamente año tras año, se vuelve necesario construir nuevas vías y ampliar y mejorar las existentes. La provisión de la cantidad de kilómetros-carril de nuevas vías para los vehículos entrantes, en una metrópoli con rasgos monocéntricos como Bogotá, significaría no solamente la construcción en la periferia, sino también el aumento de la capacidad de las vías en zonas céntricas. Para lograr esto, por la falta de espacio o por el alto costo de éste, se requiere construir vías elevadas, túneles, viaductos (autopistas urbanas) y *by-passes*, que por lo general son muy costosos.

Construir más y más vías lleva a un círculo vicioso de motorización-suburbanización. Peter Newman afirma que cada autopista construida lleva a la ciudad a afianzar la dependencia al carro [8].

Por otro lado, el principio de triple convergencia presentado por Anthony Downs en su libro *Stucked in traffic*, plantea también que la construcción de nuevas vías no es la solución. El mejoramiento de una vía para reducir la congestión en horas pico la hará igual de congestionada que antes de la ampliación (en corto tiempo) por tres razones: primero, porque los conductores que habían estado usando otras rutas se cambiarían a una ruta más conveniente; segundo, porque algunos de los viajeros que habían estado utilizando otros medios empezarán a usar esta vía, y tercero, porque los conductores que viajaban antes y después de la hora pico para evitar la congestión, se cambiarán a la hora pico. Al poco tiempo, la ampliación estará igual de congestionada que antes por el principio de triple convergencia [7].

Construir nuevas vías tendrá además la implicación de crear un compromiso fiscal permanente e indefinido para su mantenimiento. En Bogotá, el mantenimiento de la malla vial existente puede costar en los próximos 30 años lo equivalente a la construcción de 50 km de metro [11].

QUIEBRE DE LA INELASTICIDAD

Recapitulando, se tiene que un comportamiento no inelástico (más elástico) haría que las medidas de mer-

cado para contrarrestar la congestión fueran efectivas (figura 1). Si las vías tuvieran un sustituto o si dejaran de ser tan necesarias, entonces su demanda tendría un comportamiento más elástico. Una red de metro o el sistema TM, por ser independientes de las vías, podría considerarse un sustituto del carro y del TPC.

Como los sustitutos cercanos son aquellos que cumplen en general las mismas funciones, se debe atacar el problema revisando cómo lograr que un sistema de transporte deseado sea más atractivo que el automóvil, para que su fin, que es disminuir el número de usuarios demandantes de vías y, por ende, reducir la congestión, sea efectivo.

El automóvil tiene características que no tiene el transporte público. Definitivamente, la comodidad y la versatilidad que ofrece el vehículo privado no pueden ser fácilmente superadas por un sistema de transporte público. Entonces, éste ha de tener (dentro de la función de utilidad-impedancia del modo) unos elementos que lo hagan más atractivo. El único, en un medio congestionado, es el tiempo de viaje.

Es clave que el sistema de transporte deseado trate de reducir significativamente los tiempos de viaje. En transporte público, los tiempos de desplazamiento hasta la estación, de espera y de desplazamiento hasta el destino, pesan bastante dentro del tiempo total del viaje. Acá emergen dos reflexiones fundamentales para el tema. Primera, la necesidad de incrementar la cobertura dentro de la ciudad de sistemas de vía segregada (independientes de las vías de tráfico mixto). Así se incrementa la cantidad de orígenes y destinos dentro del alcance del sistema de transporte público, lo que implica tiempos bajos de acceso y egreso, por el hecho de tener estaciones cercanas a las actividades. Segunda, la necesidad de llevar a vivir más personas dentro del área de influencia de estos corredores (densificación), por las mismas razones.

Es decir, con un sistema de cobertura extensa, independiente de las vías, se reduciría el número de viajeros cautivos del TPC y del carro. Un sistema integrado de transporte público de vasta cobertura, independiente en su operación de la red vial convencional y de gran capacidad, con servicios frecuentes, preparado para albergar a los nuevos viajeros (del tráfico generado por el crecimiento y de los del cambio del vehículo privado y el TPC), sería a grandes rasgos la salida a la situación.



Foto 2. Transmilenio (TM).

Fuente: Carlos Felipe Pardo (GTZ-Transport Sourcebook).

Photo 2. Transmilenio (TM).

Como el acceso a transporte público requiere un desplazamiento no motorizado, la falta de andenes, ciclorrutas y cicloparqueaderos en ciertas zonas de la ciudad, sumada a la inseguridad, en especial en horas de la noche, pueden ser factores desmotivantes para el uso de éstos, a diferencia del carro, que presta un servicio puerta a puerta.

COMENTARIOS FINALES

Los peajes y los impuestos a la gasolina, como medida para disminuir el número de viajes en carro, son efectivos sólo en sistemas donde la demanda vehicular de vías no es fuertemente inelástica. Entonces estas medidas, en ciudades como Bogotá, deben aplicarse a corto plazo, como mecanismos recaudadores de fondos para financiar obras de infraestructura tendientes a reducir la inelasticidad de la demanda de vías*. La construcción de nuevas calles no llevará a una solución definitiva de la congestión. Construir nuevas vías a largo plazo, sin la implementación simultánea de un sistema de transporte independiente de ellas, es entrar en un círculo vicioso de dependencia del vehículo privado y tiene como consecuencia el compromiso permanente de recursos para más construcciones y su mantenimiento. Además, la infraestructura vial en Bogotá no es tan escasa como se cree [11]. Sencillamente está subutilizada (o mejor, mal utilizada) por grandes deficiencias en la ingeniería de tránsito y en la falta de educación y de control para hacer cumplir las reglas⁵.

Varios son los factores fundamentales de un sistema de transporte urbano alternativo, tendiente a mejorar estructuralmente los problemas de congestión. Como ya se explicó, modificar la partición modal, reduciendo el número de viajes en transporte privado, es clave. Y para que el transporte público sea preferido por más personas sobre el automóvil, tendrá que existir una diferencia sustancial que haga más atractivo al primero, y esto se logra con los tiempos de viaje en transporte público. Mayor velocidad de transporte público en una ciudad con congestión sólo se puede conseguir en vías exclusivas.

Lo anterior hará que la demanda de vías mixtas sea menos inelástica (más elástica), por el hecho de dejar de no tener sustitutos. En otras palabras, se logra que motoristas frecuentes tengan una alternativa que sea lo suficientemente atractiva para sacrificar las ventajas del carro y se monten al transporte público. Así, finalmente, medidas de mercado (impuestos y sobretasas) tendrán algún efecto sobre la demanda como mecanismo para regular el uso de las vías. Dependiendo de qué tan costosos sean los viajes en transporte privado (por el precio de la gasolina, peajes, parqueo, etc.) se podrá determinar el número de personas que se bajarán del carro. Por último, todo esto es válido si la nueva alternativa de transporte público tiene la capacidad de soportar muchos viajeros, sin que la entrada de éstos lleve a que los tiempos de viaje se afecten. Si la vía exclusiva es la solución, tanto sistemas BRT (*Bus Rapid Transit*) como Transmilenio o sistemas férreos urbanos (metro), pueden implantarse como eje de la solución.

REFERENCIAS

1. Secretaría de Movilidad, Alcaldía Mayor de Bogotá (2007). Estadísticas [internet]. Disponible en <http://www.transitobogota.gov.co/categoria.asp?cat_id=211> [consultada el 3 de diciembre de 2007].
2. Departamento Administrativo Nacional de Estadística (Dane) (2007). *Encuesta de transporte urbano automotor de pasajeros* [internet]. Disponible en http://www.dane.gov.co/files/comunicados/cp_etup_IIItrim07.pdf [consultada el 4 de diciembre de 2007].

* Especialmente la sobretasa a la gasolina (para el corto plazo), que ha mostrado en algunos países tener, entre las medidas ya mencionadas, la elasticidad más baja, lo cual la hace más atractiva como medida por su efectividad para el recaudo que para la reducción de la congestión.

3. Bertaud, A. (2004). *The spatial organization of cities: deliberate outcome or unforeseen consequence?* [internet]. Disponible en <<http://alain-bertaud.com>> [consultada el 17 de mayo de 2007].
4. Khisty, J.C. (1992). *Automobile dominance and the tragedy of the land-use*. Springer, Holanda.
5. Mankiw, N.G. (2001). *Principles of economics*, 2nd ed. Fort Worth TX: Harcourt College Publishers.
6. Ramjerdi, F. (1995). *Road pricing and toll financing, with examples from Oslo and Stockholm*. Oslo: Institute for Transport Economics.
7. Downs, A. (1992). *Stuck in traffic*. Brookings Institution Press, Lincoln Institute of Land Policy.
8. Newman, P. (2004). *Sustainable transport for sustainable cities* [internet]. Paper for UN Asia-Pacific Leadership Forum, Hong Kong. Disponible en <http://www.susdev.gov.hk/html/leadership_forum/peter_newman_paper.pdf> [consultada el 6 de julio de 2007].
9. Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) (2007). *Fuentes de financiación* [internet]. Disponible en <http://www.idu.gov.co/entidad/fuentes_financiacion.htm> [consultada el 28 de noviembre de 2007].
10. Newman, P. & Kenworthy, J.R. (1999). *Sustainability and cities: overcoming automobile dependence*. Washington D.C.: Island Press.
11. Acevedo, J. & Rodríguez A. et ál. (2009). *El transporte como soporte al desarrollo de Colombia. Una visión al 2040*. Bogotá: Universidad de los Andes.
12. Kenworthy, J.R. & Laube F. (2002). Urban transport patterns in global sample of cities & their linkages to transport infrastructure, land use, economics & environment. World Transporte Policy & Practice ISSN 1352-7614
13. Golob, A. & RegGan, A. (2001). Impacts of information technology on personal travel and commercial vehicle operations: research challenges and opportunities. *Transportation Research*, Part C 9, Elsevier Science Ltd.
14. Helling, G.A. & Mmokhtarian, P.L. (2001). Worker telecommunication and mobility in transition: consequences for planning. *Journal of Planning Literature*, pp. 511-525.
15. Albert, G. & Mahalel, D. (2006). Congestion tolls and parking fees: a comparison of the potential effect on travel behavior. *Transport Policy*, 13, 496-502.
16. Storchmann, K.-H. (2000). The impact of fuel taxes on public transport: an empirical assessment for Germany. *Transport Policy*, 8 (2001), 19-28.
17. Quinet, E. & Vickerman, R. (2004). *Principles of transport economics*. Cheltenham (UK): Edward Elgar Publishing Inc.
18. Varian (2007). *Microeconomía intermedia*, 7a. ed. Barcelona: Antoni Bosch Editor.

NOTAS

1. En vehículos privados o de transporte público para sus requerimientos personales de movilidad y en vehículos utilitarios para otro tipo de actividades (comerciales o industriales).
2. Acorde con muchos autores, entre ellos Mankiw (2001), Yamauchi (1998), Arnott et ál. (1994) y Liu & McDonald (1999).
3. La bicicleta y caminar se consideran modos no motorizados.
4. *Central Business District* es, en general, la zona céntrica de la ciudad. Se caracteriza por tener alta densidad de actividades que atraen tráfico. Además, se presenta alta intensidad del uso del suelo.
5. Conocido como las tres E: *Engineering, Enforcement, Education*.

Implementación del ensayo de evaluación de la resistencia mecánica por el método de 10% de finos

Implementing the Mechanical Resistance Evaluation Test with the 10 per cent fines method

SANDRA XIMENA CAMPAGNOLI MARTÍNEZ

Escuela Colombiana de Ingeniería. Centro de Estudios Geotécnicos. Bogotá.

sandra.campagnoli@escuelaing.edu.co

Recibido: 23/10/08 Revisado: 31/10/08 Aceptado: 12/12/08

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

Resumen

Teniendo en cuenta que el ensayo “Evaluación de la resistencia mecánica por el método de 10% de finos”, propuesto en las “Especificaciones generales de construcción de carreteras, 2007”, del Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías y en las “Especificaciones técnicas generales de materiales y construcción para proyectos de infraestructura vial y de espacio público en Bogotá, D.C. - IDU ET 2005”, no es bien conocido en Colombia, en los laboratorios de Suelos y Pavimentos del Centro de Estudios Geotécnicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería se inició un estudio para su implementación, cuyos resultados preliminares se presentan en este artículo.

Adicional a una breve revisión teórica de los conceptos básicos involucrados en el ensayo, se muestran los resultados de las pruebas de 10% de finos y de desgaste Los Ángeles, realizadas sobre seis muestras de agregado, utilizados en la ciudad de Bogotá en la construcción de estructuras de pavimento. Igualmente, se incluye el análisis de los resultados y se presentan conclusiones preliminares, teniendo en cuenta el número reducido de muestras analizadas y de referencias del ensayo que se encontraron. Finalmente, se incluyen algunas recomendaciones derivadas del proceso.

Palabras claves: agregados, 10% de finos, dureza, carreteras.

Abstract

Taking into account that the test Mechanical Strength Evaluation with the 10 per cent Fines Method (proposed within the Ministry of Transport's “General Specifications for Highway Construction - 2007” and within the document “Technical General Construction and Materials Specifications for Road Infrastructure Projects and Public Space Works in Bogotá, D.C. IDU ET 2005”) is not well known in Colombia, the Soils and Pavements Laboratory from the Geotechnical Studies Center at the Escuela Colombiana de Ingeniería began a process for its implementation. The preliminary results from this process are presented in this document.

In addition to a brief theoretical review of the basic concepts involved in the test, results from 10 per cent fines and Los Angeles Abrasion tests performed over 6 aggregate samples used in pavement construction projects in the city of Bogotá are presented. An analysis of results is included and preliminary conclusions are presented, taking into account the limited amount of samples evaluated and test references found. Some recommendations derived from the process are also included.

Keywords: aggregates, 10 per cent fines, hardness, roads.

ANTECEDENTES

En las “Especificaciones generales de construcción de carreteras”, del Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías, de la República de Colombia, año 2007 (1), y en las “Especificaciones técnicas generales de materiales y construcción para proyectos de infraestructura vial y de espacio público en Bogotá, D.C. - IDU ET 2005” (2), dentro de los nuevos ensayos que se introducen para evaluar la dureza de los agregados pétreos que se empleen para la construcción o la conformación de las diferentes capas de la estructura de un pavimento, se encuentra el ensayo de “Resistencia mecánica por el método del 10% de finos”, o simplemente 10% de finos, contemplado en las Especificaciones del Instituto Nacional de Vías por la norma INV E-224, o por la Norma BS-812 Parte 111, en las Especificaciones del Instituto de Desarrollo Urbano.

Los ensayos de 10% de finos y Micro Deval complementan la evaluación de la calidad de los agregados que se realiza comúnmente, aplicando la prueba tradicional de desgaste en la máquina de Los Ángeles.

El ensayo del 10% de finos se derivó del ensayo de Valor de Trituración del Agregado, ACV (por su sigla en inglés, *Aggregate Crushing Value*), desarrollado por el Road Research Laboratory de Gran Bretaña hace más de 40 años. En Colombia, aun cuando una variante del ACV, conocida como “Coeficiente de Friabilidad de los Agregados” se encontraba contemplada en las normas de ensayo de materiales para carreteras del Instituto Nacional de Vías de 1996, bajo la designación INV E - 229 (3), el ensayo no se implementó de manera rutinaria en los laboratorios de control de materiales para carreteras debido principalmente a que sus resultados no se consideran en las especificaciones de los agregados.

Lo anterior motivó en los laboratorios de suelos y pavimentos del Centro de Estudios Geotécnicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería, la implementación del ensayo del 10% de finos y el análisis comparativo de sus resultados con los encontrados en el ensayo de desgaste en la máquina de Los Ángeles. Los ensayos se realizaron sobre fuentes de agregados utilizados en la ciudad de Bogotá. En este artículo se presentan los resultados y las conclusiones preliminares obtenidas, así como algunas recomendaciones derivadas de este proceso.

1. EL ENSAYO DE 10% DE FINOS

Los ensayos de 10% de finos y el Valor de Trituración del Agregado (ACV) son bien conocidos y aceptados en el Reino Unido para estimar las propiedades mecánicas de los agregados. En el primer ensayo, se determina la carga para producir un 10% de finos, mientras que en el segundo se establece la cantidad de finos que se producen bajo la acción de una carga de 40 toneladas. Ambos ensayos se encuentran normalizados en los estándares británicos (BS 812) y se llevan a cabo de manera similar sobre aproximadamente la misma cantidad de muestra, siendo indicativos de la resistencia a la trituración de los agregados.

De acuerdo con el reporte No. 281 del *National Cooperative Highway Research Program* (NCHP), de 2003 (4), no se tienen disponibles estándares de ensayo de la AASHTO o de la ASTM equivalentes al ensayo del 10% de finos para medir la resistencia del agregado, lo que hace lógico el pensar que esta prueba no es especificada por ninguno de los departamentos de transporte de los estados de Estados Unidos. Igualmente, quizás debido a no contar con este ensayo especificado en los estándares norteamericanos, no se encuentran referencias recientes de estudios relacionados con el método de ensayo.

En el Reino Unido, el ensayo de Valor de Trituración del Agregado (ACV) se adoptó inicialmente como un estándar para agregados, naturales o triturados, usados en la elaboración de concretos hidráulicos. Posteriormente este ensayo se aceptó también como estándar para agregados utilizados en carreteras

En el ACV, una muestra con partículas de tamaño comprendido entre 14 mm y 10 mm se somete a la aplicación de una carga de 40 toneladas a una velocidad uniforme de 4 ton/min. Aproximadamente 3 kg de agregados, con tamaño normalizado, se colocan en un molde de acero cilíndrico de 15 cm de diámetro y se someten a una carga continua, transmitida por un pistón, en una máquina de ensayos de compresión. Después de la aplicación de la carga, se tamiza la muestra por la malla de abertura 2,40 mm, registrando la masa del material que pase este tamiz, la cual se expresa como un porcentaje de la masa de la muestra original. El promedio de los porcentajes obtenidos en dos ensayos, que no difieran en más del 1%, aproximado al entero, se da como el ACV del agregado ensayado.

Aun cuando, en general, el ensayo de ACV se encontró como un medio útil para comparar la resistencia a

la trituración de muchos tipos de agregados usados en carreteras, también se encontró que es relativamente insensible a las diferencias en resistencia de materiales débiles, tal como lo establecieron Shergold y Hosking, en 1959, y lo citan Turk y Dearman en el artículo “An investigation of the relation between ten percent fines and crushing value test of aggregates” (UK) (5). Se considera que este resultado se debe a que los materiales débiles se compactan, adquiriendo una configuración densa antes de que se alcance la carga de 40 toneladas, reduciéndose por tanto la cantidad de trituración que puede ocurrir en las etapas posteriores a la densificación.

Debido a que la densificación del material, resultante del llenado de los vacíos con los finos formados durante el ensayo, impide diferenciar entre sí los materiales débiles, Shergold y Hosking observaron que esta dificultad se podía superar, seleccionando condiciones de ensayo que aseguraran la formación de una porción de finos relativamente baja. Así, sugirieron la carga para el 10% de finos como un ensayo alterno, aceptado por los estándares británicos (BS).

En el ensayo del 10% de finos se determina la carga requerida para producir este porcentaje, empleando el mismo equipo y los mismos tamices usados en la determinación del ACV. En el ensayo, se aplica una carga a una velocidad uniforme sobre un agregado de tamaño normalizado (14 - 10 mm) para causar, en diez minutos, si el material de ensayo es roca triturada, una penetración total del pistón de aproximadamente 20 mm. Se espera que el peso de los finos que pasan el tamiz de 2,40 mm, expresado como un porcentaje del peso inicial de la muestra, se encuentre entre 7,5 y 12,5%. De otra manera, el ensayo debe repetirse para alcanzar una diferente penetración en el material y un contenido de finos en el rango mencionado.

La fuerza requerida para producir el 10% de finos se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Carga } 10\% \text{ de finos} \quad (1)$$

Donde:

$\% f_x$ = corresponde al porcentaje de finos producidos por la carga Q_x .

Q_x = carga aplicada para lograr una cierta penetración y producir un porcentaje de finos f_x entre 7,5 y 12,5%.

Esta ecuación la propusieron inicialmente Shergold y Hosking basados en la relación experimental establecida entre las cargas y los finos producidos en el ensayo de Valor de Trituración del Agregado (ACV), llevado a cabo con la aplicación de cargas diferentes de 40 toneladas. Aun cuando en la gran mayoría de los casos esta relación se encontró que era curvilínea, Shergold y Hosking sugirieron, para propósitos prácticos y para todo tipo de agregado, que la relación podía considerarse una recta, en el rango de 7,5 a 12,5% de finos, pasando la recta por las coordenadas (0, -4) en cero carga.

Un valor alto de la carga para producir el 10% de finos es indicativo de un agregado resistente, mientras que un valor bajo lo es de un material débil.

El procedimiento de ensayo es relativamente simple y no consume mucho tiempo, por lo que se considera apropiado para especificarse como un ensayo de empleo rutinario en los laboratorios para la evaluación y el control de calidad de los agregados usados para la conformación de capas de estructuras de pavimento. Sin embargo, pueden presentarse limitaciones para su implementación en laboratorios de control en campo, debido a la necesidad de contar, dentro de los equipos para la realización del ensayo, con una máquina de compresión que tenga capacidad para aplicar cargas de por lo menos 500 kN (50 toneladas fuerza).

En la figura 1 se muestra de manera detallada el diagrama de flujo del ensayo siguiendo el procedimiento propuesto en la norma INV E 224. También se puede apreciar este procedimiento en la secuencia fotográfica 1.

2. COMPARACIÓN DEL ESTÁNDAR DE ENSAYO PROPUESTO POR EL INV CON OTROS ESTÁNDARES

El ensayo de carga para el 10% de finos se normalizó en el Reino Unido y se encuentra contemplado en la norma BS 812 - Parte 111, “Methods for Determination of Ten Percent Fines Value (TFV)” (6). La norma citada corresponde al estándar sugerido en las especificaciones del Instituto de Desarrollo Urbano ET-2005 y es, como ya se mencionó, básicamente un ajuste del ensayo del

Valor de Trituración del Agregado (*Aggregate Crushing Value, ACV*). Muy similares a este estándar de ensayo y prácticamente derivados de éste se encuentran, entre otros, el estándar Surafricano Sabas *Method 842:1994, Fact value (10% fines aggregate crushing value) of coarse aggregates* (7) y los estándares del estado de Queensland Q205A, Q205B y Q205C de 1986, *Determination of the ten percent fines value dry, wet y wet/dry strength variation* (8), respectivamente.

Aun cuando los equipos y sus especificaciones para el ensayo del 10% de finos que se presentan en el estándar del INV son prácticamente los mismos que en los estándares citados, se tienen ligeras diferencias entre los procedimientos propuestos por estas normas, que vale la pena mencionar. Por ejemplo en los otros estándares:

- Se propone ensayar el agregado tanto en condición seca como en condición húmeda (Agregado saturado y seco superficialmente).

- En los estándares del estado de Queensland es posible ensayar agregados en rangos diferentes de tamaño, para lo cual se varían las dimensiones de los cilindros de ensayo y del tamiz sobre el cual se determina el porcentaje de finos.
- En algunos de estos estándares, para cada condición del agregado, se ensayan tres muestras, variando la velocidad de aplicación de la carga y por tanto la profundidad de penetración del pistón en cada muestra, tomando como referencia una penetración de 20 mm, de tal forma que se obtenga la magnitud de la fuerza aplicada para obtener menos del 7,5% de finos, entre el 7,5 y 12,5%, y más del 12,5% de finos.
- Los resultados, diferenciando aquellos obtenidos para la condición seca de los encontrados para la húmeda, se presentan en un gráfico de porcentaje de finos contra carga aplicada, de la cual se obtienen las fuerzas requeridas para obtener el 10% de finos, en cada una de las condiciones de ensayo del agregado.

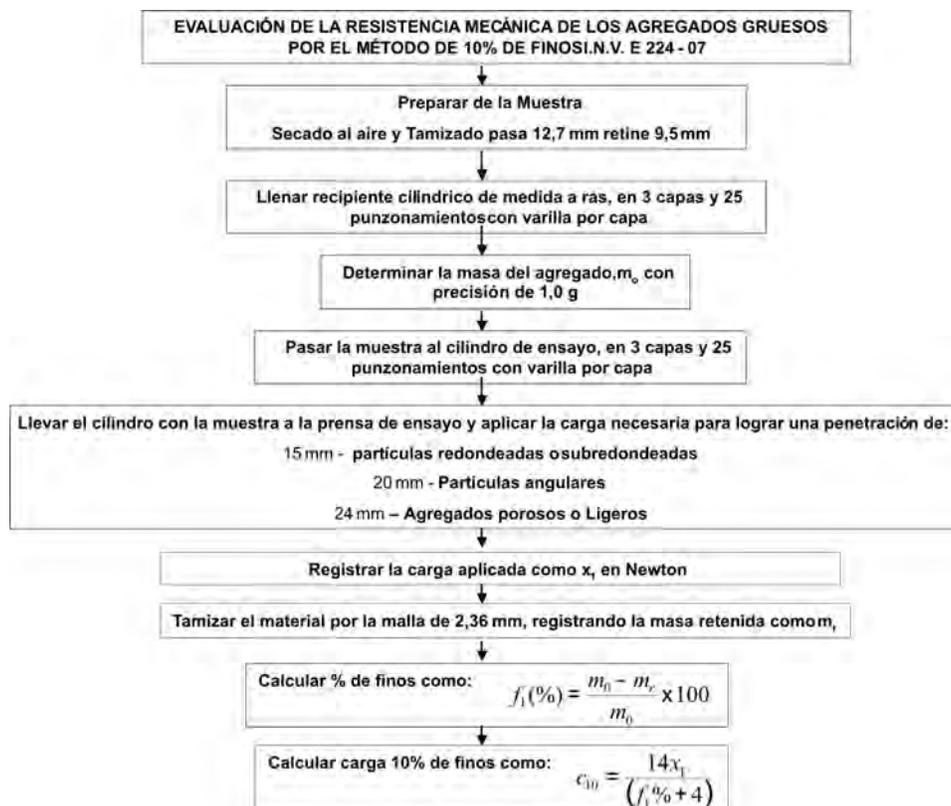
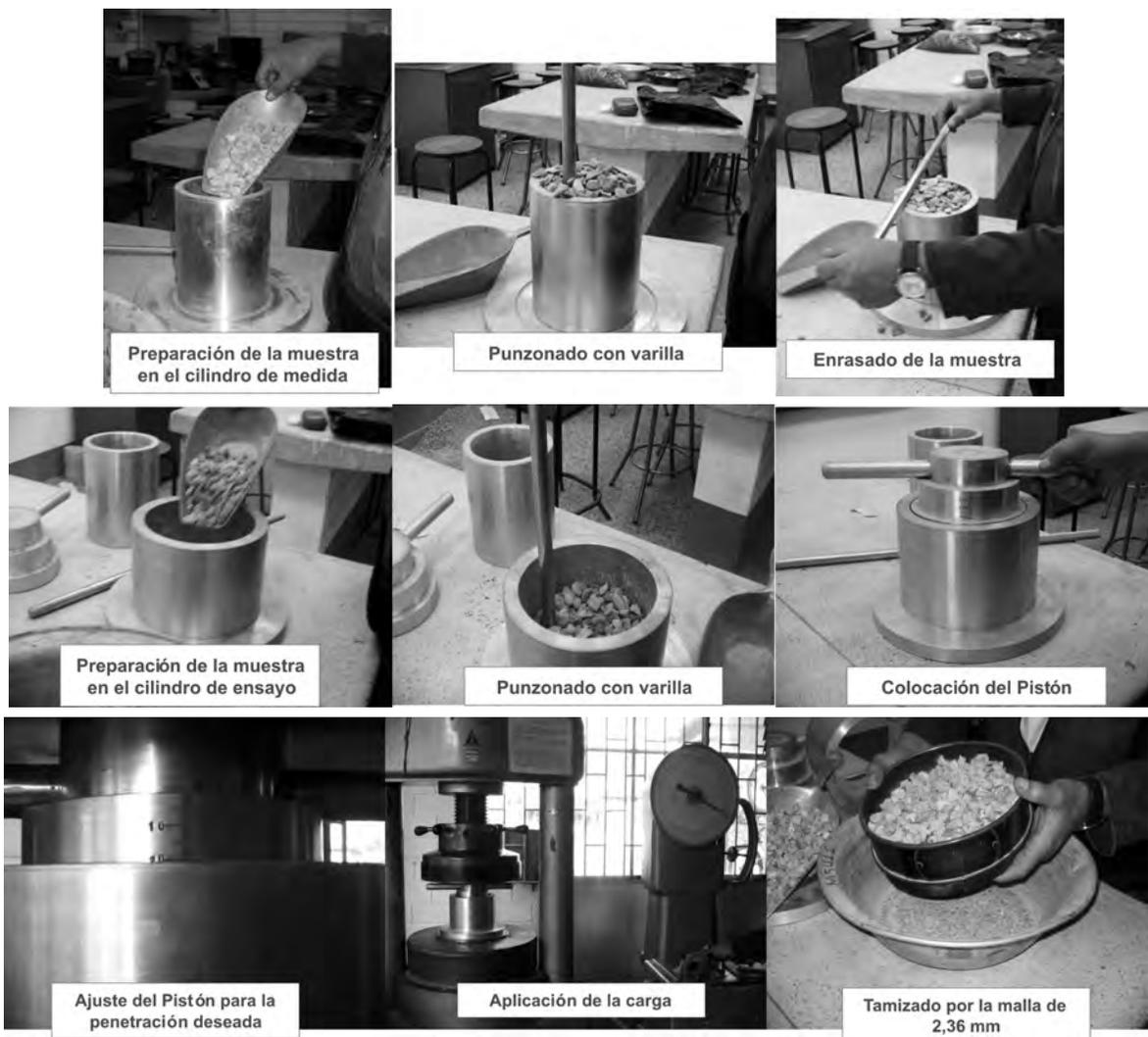


Figura 1. Diagrama de flujo del ensayo 10% de finos de acuerdo con la norma INV E -224.

Figure 1. Flow chart of 10 per cent fines test according to the Standard INV E-224.



Fotos 1. Secuencia fotográfica del procedimiento del ensayo 10% de finos.
Photo 1. Photographic sequence of 10 per cent fines test.

- En general, los estándares indican que es posible la aplicación de la ecuación 1, en caso de ensayos de rutina y en aquellos en que el comportamiento de la muestra se pueda predecir con bastante precisión, cuidando que el porcentaje de finos producido bajo la carga aplicada se encuentre en el rango de 7,5 a 12,5%.
- En algunos de estos estándares se incluye la precisión que debe tener el ensayo, estableciendo su repetibilidad y su reproducibilidad.

Aun cuando se considera que estas diferencias en los procedimientos no son significativas, se recomienda la revisión de la norma INV E 224 para, en lo posible,

ajustarla a un procedimiento en el que se tomen en cuenta los aspectos mencionados, con la posibilidad de obtener un parámetro adicional de calidad de los agregados como lo es su comportamiento en condición húmeda y de esta manera también poder evaluar su susceptibilidad al agua. A este respecto cabe destacar que las especificaciones de materiales del INV exigen un valor mínimo de la relación entre las cargas para el 10% de finos con el agregado en condición húmeda y en condición seca.

Igualmente, la realización de tres pruebas sobre el mismo agregado para obtener las cargas que producen diferentes porcentajes de finos, en lugar de aplicar únicamente la ecuación 1, permitiría, además de la ve-

rificación de esta ecuación, ampliar la información del comportamiento y de las características de dureza de las fuentes de agregado propias.

3. COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS EN EL ENSAYO

Como ya se mencionó, en estudios realizados sobre diferentes materiales por Shergold y Hosking, se encontró una relación no lineal entre los finos producidos durante los ensayos de valor de trituración de los agregados, ACV y la carga aplicada (figura 2). Para agregados de rocas de Dolerita, en un rango de bajos porcentajes de finos, Weinert (1980) obtuvo una relación lineal (figura 3).

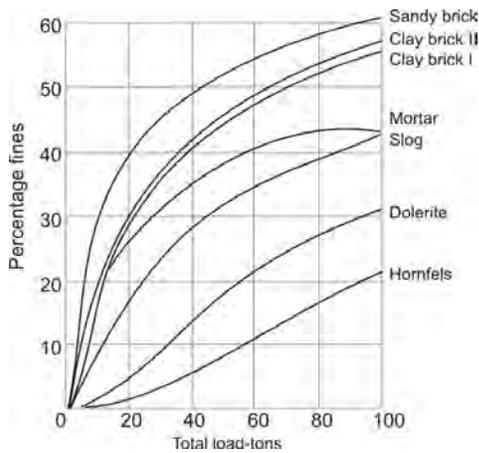


Figura 2. Relación entre la carga y el porcentaje de finos producido.
Figure 2. Relation between load and fines percent produced.

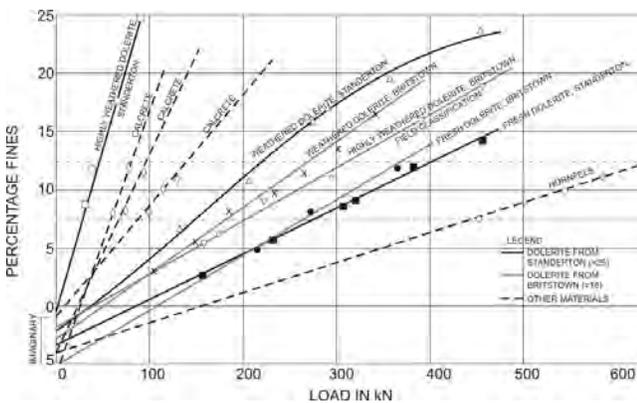


Figura 3. Relación entre la carga y el porcentaje de finos producido (Weinert, 1980).
Figure 3. Relation between load and fines percent produced (Weinert, 1980).

La proporcionalidad entre la carga aplicada y los finos producidos durante el ensayo también se corroboró en los estudios de Turk y Dearman (1989) para materiales como cuarzo dolerita, frescos o meteorizados y también para calizas (figuras 4 y 5).

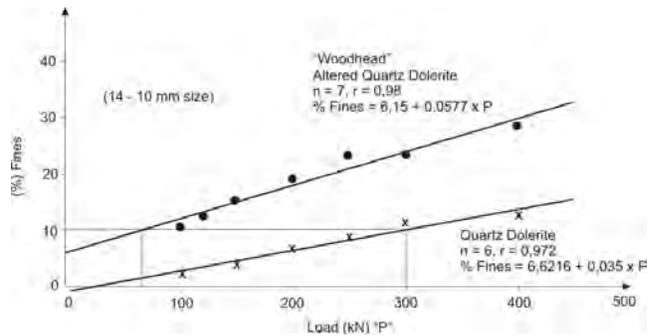


Figura 4. Relación entre la carga aplicada y los finos producidos (Turk y Dearman, 1989).
Figure 4. Relation between applied load and fines produced (Turk y Dearman, 1989).

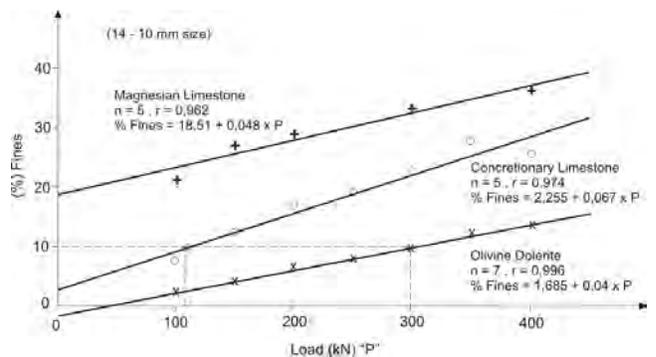


Figura 5. Relación entre la carga y los finos producidos (Turk y Dearman, 1989).
Figure 5. Relation between load and fines produced (Turk y Dearman, 1989).

De esta manera, Shergold y Hosking sugirieron, para propósitos prácticos y para todo tipo de agregado, la ecuación 1, que relaciona la carga y el porcentaje de finos, cuando el porcentaje de finos producido se encuentra entre el 7,5 y 12,5%.

4. EFECTO DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS EN EL VALOR DE LA CARGA PARA EL 10% DE FINOS

Los resultados del ensayo de carga para el 10% de finos, al igual que los de ensayos similares como el Valor de Trituración del Agregado (ACV) y el Valor de Impacto del Agregado (AIV), son fuertemente dependientes del tamaño de las partículas de agregado.

En todos estos ensayos generalmente se recomienda preparar una muestra del agregado con partículas de tamaño estándar, cuyos diámetros estén comprendidos entre 14 y 10 mm. Sin embargo, a menudo este rango de tamaños de partículas es difícil de obtener, por lo que para evaluar la calidad del agregado se recurre al ensayo usando una muestra con tamaño de partículas diferente del especificado. En la tabla 1 se muestra, de acuerdo con los estándares Q205A y Q205B propuestos por el estado de Queensland, el rango de tamaños de partículas que es posible evaluar, junto con los respectivos diámetros de los cilindros de ensayo y de medida y la apertura del tamiz para separar los finos.

Turk y Dearman (1988) (9) investigaron la influencia en los resultados del ensayo de carga para el 10% de finos, sobre diferentes tipos de rocas, obteniendo el comportamiento que se aprecia en la figura 6. En esta gráfica queda de manifiesto que cuanto más grande sea el tamaño de las partículas de agregado, menor es la carga requerida para producir el 10% de finos.

De los resultados presentados en la figura 6, también es posible concluir que la magnitud del efecto del tamaño de las partículas de agregado sobre la carga para producir el 10% de finos está relacionada con la dureza de la roca; cuanto más débil sea ésta, se presenta un efecto poco significativo del tamaño de las partículas en la carga, mientras que si la roca es fuerte se observa un efecto más pronunciado.

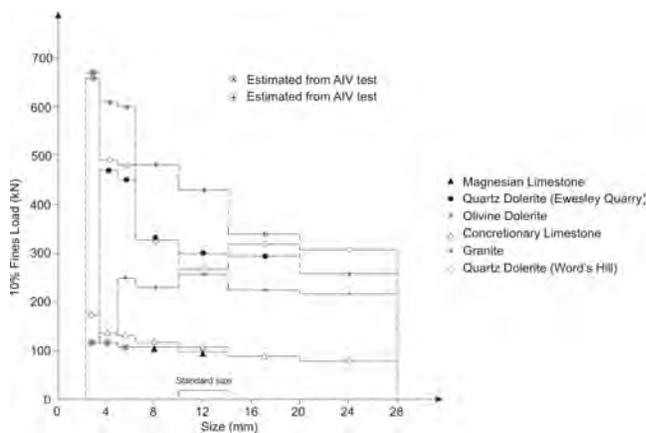


Figura 6. Relación entre el tamaño de partículas del agregado y la carga para el 10% de finos.

Figure 6. Relation between the particle size of the aggregate and the load for the 10 per cent fines.

Tabla 1

Rangos de tamaños de partículas y demás condiciones generales para el ensayo del 10% de finos, propuesto en el estándar Q205A

del del agregado	Tamaño nominal	Diámetro del	Diámetro del	Cantidad aproximada de		Profundidad de la	Abertura
	Pasa	Retiene	cilindro de ensayo	cilindro de medida	materiales para los tres ensayos y llenar el cilindro de medida	muestra de prueba, en el cilindro de ensayo, después del punzonamiento	tamiz para separar los finos
	mm	mm	mm	mm	kg	litros	mm
	26,5	19,0	150	115	15	9	100
	19,0	13,20	150	115	15	9	100
	13,20	9,50	150	115	15	9	100
	9,50	6,70	150	115	15	9	100
	6,70	4,75	75	60	1,8	1,5	50
	4,75	3,35	75	60	1,8	1,5	50

Para tener un orden de magnitud de la carga que pueda producir el 10% de finos en agregados ensayados en condición seca y en condición húmeda, de diferentes tipos de rocas, se presenta en la tabla 2 un listado de valores típicos.

Tabla 2

Valores típicos de carga para producir el 10% de finos en agregados de diferentes tipos de rocas

Roca	Resistencia en seco típica (kN)	Resistencia en húmedo típica (kN)
Adamelia	150	130
Andesita	190	140
Basalto	290	250
Diorita	260	230
Dolerita	180	160
Gabro	250	200
Granito	200	170
Granodiorita	300	260
Basalto metamorfoseado	330	240
Hornfels	290	220
Calizas,	200	160
Meta - Gragwaca	270	210
Lodolita	180	160
Cuarcita	220	110
Riolita	230	210
Pizarra	190	150
Tracita	220	180
Toba	250	190

6. MATERIALES Y ENSAYOS REALIZADOS EN EL ESTUDIO

Varios proveedores de agregados usados principalmente para la elaboración de mezclas asfálticas en la ciudad de Bogotá colaboraron con el estudio suministrando un total de seis muestras de materiales, sobre las cuales se realizaron los ensayos de desgaste Los Ángeles, en seco 500 revoluciones, (INV E 218), en seco 100 revoluciones y de evaluación de la resistencia mecánica por el método de 10% de finos (INV E 224).

Con el propósito de aproximar el tamaño de las partículas de agregado del ensayo de desgaste Los Ángeles al usado en la prueba del 10% de finos, se empleó la gradación B (19,0 mm - 9,5 mm), indicada en la norma respectiva.

A las muestras de agregado se les realizó inspección visual para identificar el tipo de roca predominante,

encontrándose que corresponden en su mayoría a areniscas cuarcíticas, con excepción de la muestra 5, en la que se tiene una mezcla de diabasas, granitos, areniscas y andesitas, principalmente.

Tabla 3

Resultados del ensayo de 10% de finos sobre las muestras analizadas

Muestra No.	Penetración (mm)	Carga (kN)	% finos
1	12	98	4,8
	15	137	8,0
	20	188	10,1
	25	287	15,3
2	12	84	5,2
	15	162	10,0
	20	240	14,8
3	20	141	6,2
	24	201	10,1
	28	303	15,3
4	10	92	3,3
	15	125	5,8
	20	219	10,2
	25	343	16,0
5	12	208	6,1
	15	220	6,5
	20	341	10,1
	25	532	15,7
6	12	125	3,3
	15	200	7,5
	20	271	10,1
	25	396	14,8

7. RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En la tabla 3 se presentan para cada una de las muestras a las cuales se les realizó la prueba de 10% de finos, siguiendo la norma INV E 224, los valores de penetración medida, carga aplicada y porcentaje de finos obtenido, para la respectiva penetración.

En la tabla 4 se presentan los resultados obtenidos de los ensayos de desgaste Los Ángeles en seco a 500 y a 100 revoluciones, incluyendo el cálculo de la relación entre las pérdidas respectivas.

Tabla 4
Resultados del ensayo de desgaste en la máquina de Los Ángeles

Muestra	% pérdidas 100 rev	% pérdidas 500 rev	Relación 100 rev / 500 rev
1	9,8	28,7	0,34
2	6,9	29,7	0,23
4	5,1	25,2	0,20
5	7,0	22,8	0,31
6	3,3	18,8	0,17

Una mirada rápida a los datos consignados en la tabla 3 arroja una conclusión evidente: a medida que se aumenta la penetración en el agregado, se incrementa la carga requerida para lograr esta penetración y el porcentaje de finos producido, presentándose una relación no lineal entre la penetración y cada uno de estos parámetros.

En el rango de finos obtenido (< 20%), y para todas las muestras ensayadas, se presenta una relación lineal entre la carga aplicada y la cantidad de finos producida, tal como se puede apreciar en la figura 7 y en los datos consignados en la tabla 5. Se tiene así una familia de rectas que, con excepción de la muestra 5, presentan pendientes muy similares, lo cual presumiblemente es atribuible a que se trata de un mismo tipo de roca, que como ya se mencionó corresponden a areniscas cuarcíticas, en su gran mayoría.

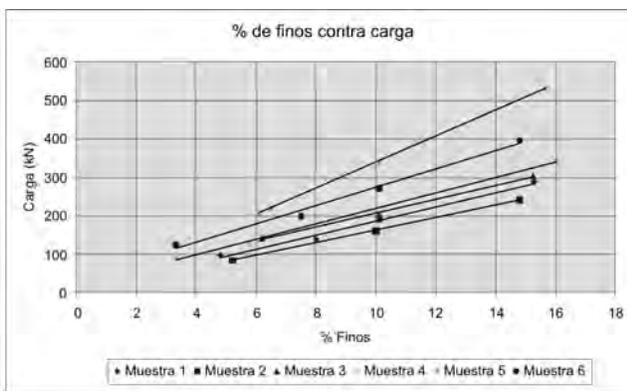


Figura 7. Relación entre el porcentaje de finos producido y la carga aplicada para las muestras evaluadas.
Figure 7. Relation between the fines percent produced and the applied load for tested samples.

Tabla 5
Relaciones obtenidas entre carga aplicada y porcentaje de finos producido

M1	$Q = 18,403 * \% \text{ finos} + 1,7483$	$R^2 = 0,9894$
M2	$Q = 16,219 * \% \text{ Finos} - 0,4542$	$R^2 = 1$
M3	$Q = 17,95 * \% \text{ finos} + 26,102$	$R^2 = 0,9952$
M4	$Q = 20,102 * \% \text{ finos} + 17,253$	$R^2 = 0,9954$
M5	$Q = 33,821 * \% \text{ finos} + 0,3921$	$R^2 = 1$
M6	$Q = 23,802 * \% \text{ finos} + 35,589$	$R^2 = 0,9892$

Aun cuando prácticamente para cada una de las muestras la carga para el 10% de finos Q10 se obtuvo directamente en el ensayo, esta carga también se calculó usando la ecuación 1, incluyendo los casos en los cuales, con las cargas aplicadas, se obtuvo un porcentaje de finos comprendido entre el 7,5 y 12,5%. Los resultados así obtenidos se presentan en la tabla 6.

Como se observa de los datos consignados en la tabla 6, la carga para el 10% de finos, calculada a partir de las cargas aplicadas con las que se lograron los porcentajes de finos menores del 10%, difiere en un 20 kN de la medida, subestimando este valor.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede concluir que todos los materiales evaluados presentan una adecuada resistencia y dureza. En términos generales, se puede decir que los valores respectivos de la carga para el 10% de finos superan a los mínimos establecidos en las especificaciones del INV y del IDU, para las aplicaciones en el pavimento y para los niveles de tránsito.

Tabla 6
Carga para producir el 10% de finos en cada una de las muestras ensayadas

Muestra No.	Carga aplicada (kN)	% finos medido	Carga para el 10% de finos (kN) calculada
1	137	8,0	160
	188	10,1	187
2	162	10,0	162
3	201	10,1	199
4	219	10,2	215
5	341	10,1	339
6	200	7,5	243
	271	10,1	269

En cuanto a los resultados del ensayo de desgaste en la máquina de Los Ángeles, como se desprende de los datos consignados en la tabla 4, con excepción de las muestras 1 y 5, los demás materiales evaluados en el estudio son relativamente homogéneos en su dureza, ya que la relación entre las pérdidas en el ensayo Los Ángeles después de las 100 y las 500 revoluciones, se encuentra alrededor del 20%. Por otro lado, la magnitud de las pérdidas obtenidas es indicativa de que todas las muestras ensayadas presentan una adecuada resistencia o dureza, y en términos generales podrían usarse para la elaboración de mezclas asfálticas que se van a aplicar en capas de base e intermedias en vías con altos volúmenes de tránsito, de acuerdo con las especificaciones vigentes del INV y del IDU.

En la figura 8 se presenta la relación entre el porcentaje de pérdidas obtenidas en el ensayo de desgaste en la máquina de Los Ángeles y la carga para producir el 10% de finos, para las muestras evaluadas. Como se desprende de esta figura, aun cuando no se obtuvo una buena correlación entre estos dos parámetros, sí es clara la tendencia de que a medida que aumentan las pérdidas en el ensayo de desgaste disminuye la magnitud de la carga necesaria para producir el 10% de finos.

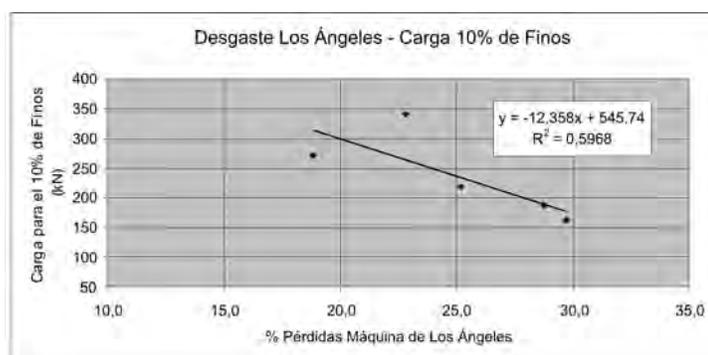


Figura 8. Relación entre las pérdidas en el ensayo de desgaste en la máquina de Los Ángeles y la carga para producir el 10% de finos.
Figure 8. Relation between losses in the test of Abrasion in the Machine of Angels and the load to produce 10 per cent fines.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La calidad de los agregados empleados en el pavimento constituye un factor importante que determina su comportamiento. Es bien sabido que una

de las características que debe cumplir un agregado usado en pavimentación es su dureza. Se exige, por tanto, que los agregados sean resistentes a la abrasión para prevenir la trituración, la degradación y la desintegración que se pueden presentar cuando se encuentran almacenados, se transportan, se extienden, compactan y se someten a las cargas del tránsito.

- El ensayo de carga para el 10% de finos, para medir la dureza de un agregado, es una prueba relativamente simple que se puede implementar en los laboratorios de control de calidad de materiales para carreteras. Sin embargo, pueden presentarse limitaciones para su implementación en laboratorios de control en campo debido a la necesidad de contar, dentro de los equipos para la realización del ensayo, con una máquina de compresión que tenga capacidad para aplicar cargas de por lo menos 500 kN (50 toneladas fuerza).
- Aun cuando el ensayo tiene mas de 40 años de implementado en el Reino Unido, en muchos países americanos, entre ellos Estados Unidos, la prueba no está especificada y las referencias recientes, relacionadas con el ensayo y con el parámetro así obtenido, son bastante limitadas.
- Aun cuando el número de muestras de ensayo evaluadas es reducido, fue posible comprobar la validez de la ecuación de carga para el 10% de finos, presentada en la norma INV E-224, aplicable solamente en el rango entre el 7,5 y 12,5% de finos, fuera del cual la carga puede ser subestimada o sobrestimada. Así mismo, se comprobó que la relación entre la carga aplicada y el porcentaje de finos, para un porcentaje de finos menor del 20%, es lineal. Para todas las muestras evaluadas, los datos experimentales de carga aplicada y porcentaje de finos obtenido se ajustaron a una línea recta, lográndose coeficientes R2 prácticamente iguales a la unidad.
- Se encontró una relación lógica entre la carga para producir el 10% de finos y las pérdidas en el ensayo de desgaste en la máquina de Los Ángeles; a medida que aumenta la carga disminuyen las pérdidas, como era de esperarse. Sin embargo, no se obtuvo una buena correlación entre los resultados de estos dos ensayos.
- De manera particular, para el caso colombiano se concluye que la norma de ensayo INV E224 requiere revisarse, para que adicionalmente a la ecuación

$Q_{10} = 14 Q_x / (\%f_x + 4)$, la determinación de la carga para producir el 10% de finos se realice a partir de un gráfico de carga aplicada contra porcentaje de finos producido, y debe ampliarse para incluir el procedimiento de ensayo que se debe seguir sobre el material en condición húmeda, así como aspectos relacionados con la precisión del ensayo, tal como está establecido en los estándares británicos, Surafricanos y del estado de Queensland que se consultaron.

- Como ya se ha insistido en otros estudios, es importante que las agencias viales de Colombia, entre ellas el IDU y el INV, promuevan estudios para el inventario de las características y propiedades de las fuentes de agregados, estableciendo niveles de calidad asociados con su comportamiento en servicio. Se recomienda que dichos estudios tengan en cuenta diferentes zonas climáticas del país, al igual que diversas condiciones de aplicación y solicitudes de tránsito.
- Finalmente, se recomienda seguir recopilando información sobre el ensayo y resultados sobre fuentes de materiales propios, con el propósito de conformar una base de datos que permita conocer más nuestros materiales y así mismo ajustar las especificaciones a las condiciones imperantes en el país.

REFERENCIAS

1. República de Colombia, Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías (2007). *Especificaciones generales de construcción de carreteras y normas de ensayo*.
2. Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) (2005). *Especificaciones técnicas generales de materiales y construcción para proyectos*

de infraestructura vial y de espacio público en Bogotá, D.C. - IDU ET 2005.

3. República de Colombia, Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías (1996). *Normas de ensayo de materiales*.
4. National Cooperative Highway Research Program (2003). *Aggregates Test for Portland Cement Concrete Pavements: Review and Recommendations. Research Results Digest*, No. 281. September.
5. Turk, N. & Dearman, W.R. (1989). An investigation of the relation between ten percent fines and crushing value test of aggregates (U.K.). *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, No. 39. Paris.
6. British Standard BS 812 (1990). Part 111: *Methods for determination of ten percent fines value (TFV)*.
7. South African Standard (1994). *Standard Method. Fact value (10% fines aggregates crushing value) of coarse aggregates. SABS method 842. First Revision*.
8. Queensland Standards Q205A, Q205B y Q205C (1986). *Determination of the ten percent fines value dry, wet y wet/dry strength variation*.
9. Turk, N. & Dearman, W.R. (1988). An investigation into the influence of size on the mechanical properties of aggregates. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, No. 38. Paris.
10. Montaña, L.C. (2009). *Evaluación de la resistencia mecánica por el método del 10% de finos INV E 224*. Trabajo dirigido. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil.

Agradecimientos

A Laura Catalina Montaña, estudiante de ingeniería civil, por la realización de los ensayos y el suministro de los datos presentados en este artículo. Igualmente, a Cortázar y Gutiérrez, Sistema Integrado de Pavimentos de Colombia S.A., Compañía de Trabajos Urbanos, Icein S.A., Conca y S.A. y MHC, empresas que colaboraron con el estudio suministrando las muestras de agregado.

