

Optimización de Cimentaciones en suelos blandos de Bogotá

J.A. Rodriguez

Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá,

Jeoprobe Ltda, Bogotá

E. Velandia

Jeoprobe Ltda, Bogotá

RESUMEN

Se presenta un caso de optimización de cimentaciones con base en recopilación y análisis de diferentes 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 diferentes pruebas y consideraciones. Estos métodos permitieron una evaluación en tiempos record 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.

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 an evaluation in short record times of the bearing capacity of different deep foundation alternatives for the project in a direct and consistent manner. This exercise led to significant savings and reduced uncertainties as well as to a significant body of knowledge of the soil conditions in the project area.

Palabras clave: Optimización de cimentaciones, Cimentaciones en suelos blandos, Ensayos dinámicos de capacidad de pilotes.

Keywords : Foundations, optimization, soft soils, dynamic pile load tests.

1 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. Estos 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 records de obras previas en términos de extensión solicitaciones 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 fin de obtener más y mejor información de manera rápida, 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.

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

2 METODOLOGÍA GENERAL

Para lograr una optimización es necesario identificar los factores determinantes del problema, definir un modelo confiable que permita representarlo y por lo 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, especialmente los parámetros geotécnicos, para finalmente aplicar técnicas de optimización para buscar las condiciones óptimas para el proyecto. A continuación se discuten e ilustran cada uno de estos factores en el caso que se ilustra.

La función objetivo en este caso fue la minimización de los costos de cimentación de edificios de diferentes configuraciones con cargas por columna sobre un perfil de suelos blandos en el sector del aeropuerto El Dorado. Se tienen diferentes opciones de cimentación en términos de tipo (hincados o preexcavados) y dimensiones de pilotes (diámetro y longitud). Cada uno tiene un cierto costo por volumen instalado y tendrán diferentes valores de capacidad. La capacidad a su vez 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 esta va aumentando en la medida que se van disipando las presiones de poros inducidas durante el proceso de hinca.

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

Pilotes preexcavados: se construyeron cuatro (4) pilotes de diámetro 0.60m, de longitud variable de 33 m, 39 m y 43 m.

Pilotes Hincados: se hincaron tres (3) pilotes de sección cuadrada de 0.30 m x 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 hacer 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 hacer 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 obtener 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. Estos son importantes para poder optimizar también las solicitaciones 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.

3 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 realizó con base en el principio de normalización de las propiedades de comportamiento mecánico de los suelos arcillosos (metodología SHANSEP, Ladd et al, 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 obtener 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 esta forma 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 realizado 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 realizados para los diferentes edificios y para la zona de estudio en el aeropuerto y 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 (2) perforaciones de 200 m. N51 Aeropuerto el Dorado y N14 Calle 139 con Cra 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 No. IDU-133-2005. Estudios y Diseños de la Troncal Calle 26 (Avenida 3ª - 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 la obras del aeropuerto El Nuevo Dorado. Pruebas de Carga Dinámica sobre pilotes. Jeoprobe Ltda. Marzo de 2008.

Los resultados de la caracterización realizada muestra que en el área se encuentran localmente rellenos superficiales heterogéneos de espesor variable. Estos rellenos se han construido 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 del orden de 80m 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 cuento 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 de 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 100m no se aprecia una tendencia de disminución del IP, sin embargo localmente se presentan 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/m³ en los primeros 50 m, entre 1,4 y 1,7 ton/m³ para los siguientes 50 m, y entre 1,8 y 2,2 ton/m³ desde los 100 m en profundidad.

La humedad natural es uno de los índices más dicentes 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 diferentes tendencias que presenta cada parámetro 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.

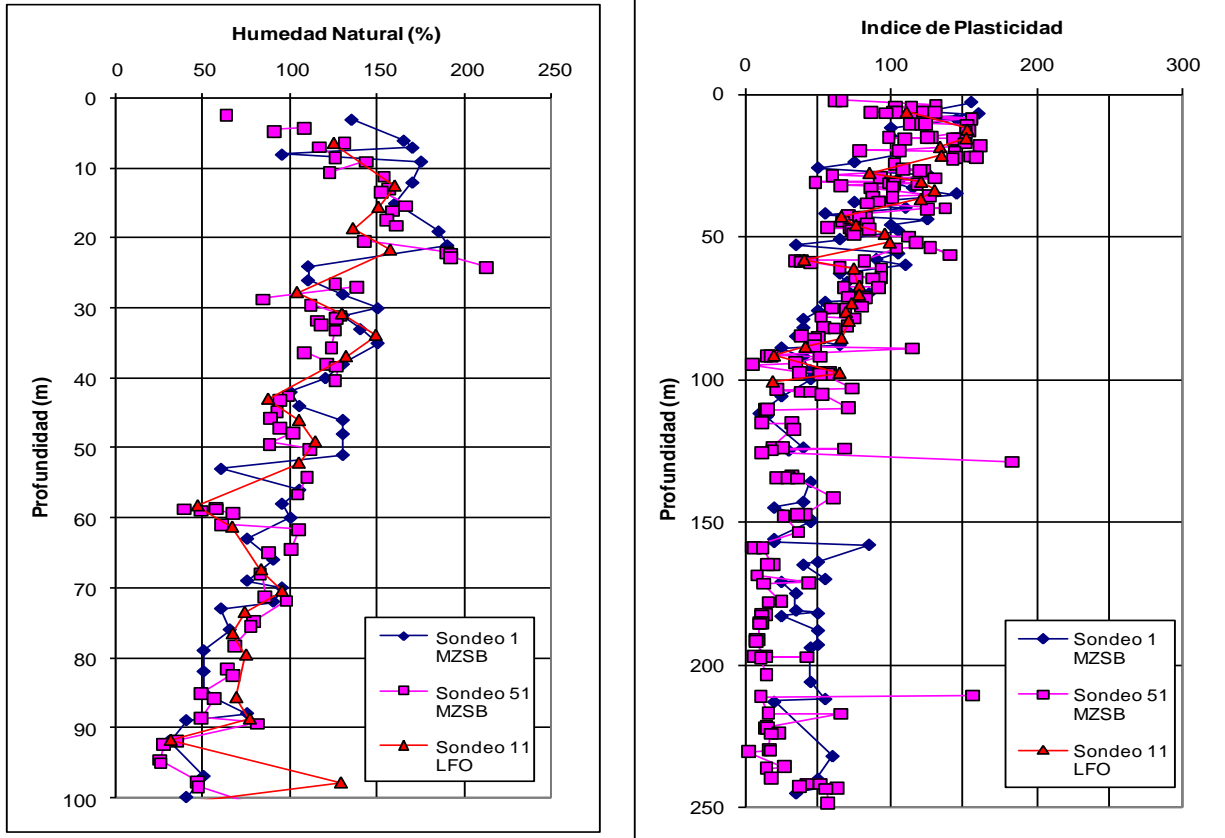


Figura 1. Humedad natural e índice de plasticidad del perfil de suelos.

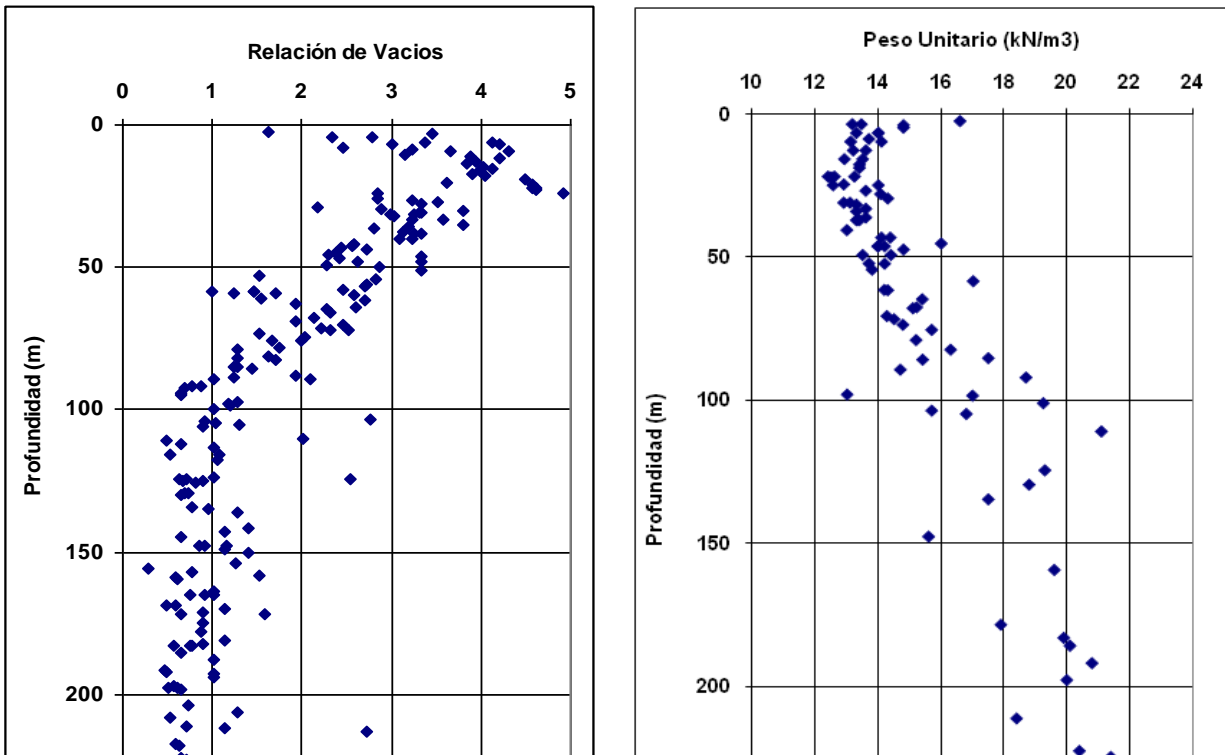


Figura 2. Relación de vacíos y peso unitario del perfil de suelos.

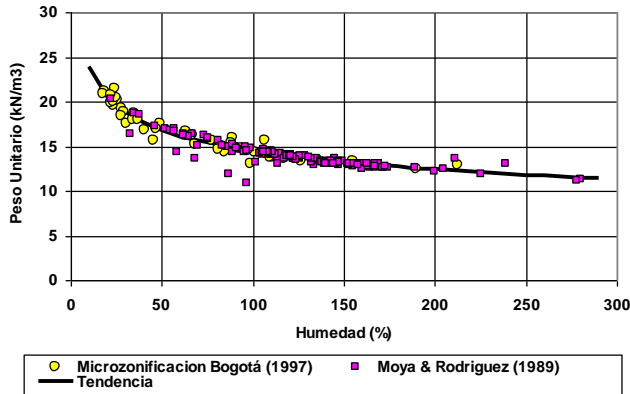


Figura 3. Peso unitario en función de la humedad.

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 Rodriguez y Escallón (2006 a,b). La correlación tiene en cuenta aspectos como el esfuerzo de confinamiento, el estado del material en términos de la relación de vacíos y el tipo de material.

La correlación usada se presenta en la ecuación 1.

$$V_s = \sqrt{\frac{G_o}{\rho}} = \sqrt{\frac{141(7.32 - e)^2 \sigma_v^{0.6}}{(1 + e)\rho}}$$

Ecuación 1

Donde G_o , es el modulo 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 realizado 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 de 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 realizadas por Jeoprobe Ltda (2008) en el sector del Nuevo Terminal de Carga, se encontró que en los primeros 15m de profundidad, el aporte de la fricción del suelo en la capacidad de carga de los pilotes es muy baja nula, esto quiere decir que existe un espesor de suelos menos resistentes y rígidos en los primeros metros del perfil que corresponde con lo registrado en la medición geofísica (Remi).

Por otro lado, de acuerdo con el registro de humedad presentado en la Figura 1, se aprecia que los materiales más compresibles y deformables, o sea 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 No 1 representa de forma adecuada la tendencia del perfil de V_s y ajusta los valores con gran precisión.

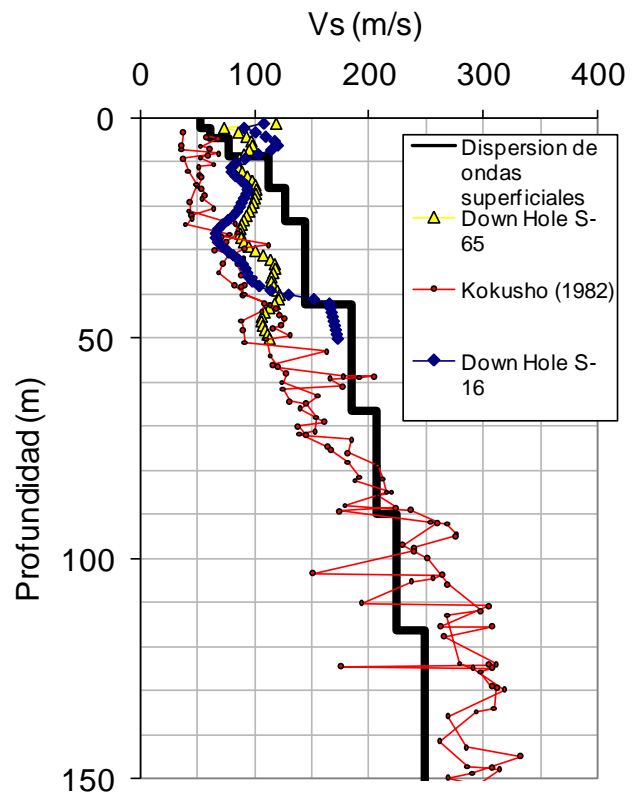


Figura 4. Perfil de velocidad de onda de corte en el perfil de suelos

En la Figura 5 se presenta la relación entre la velocidad de onda de corte calculada mediante la ecuación No 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.

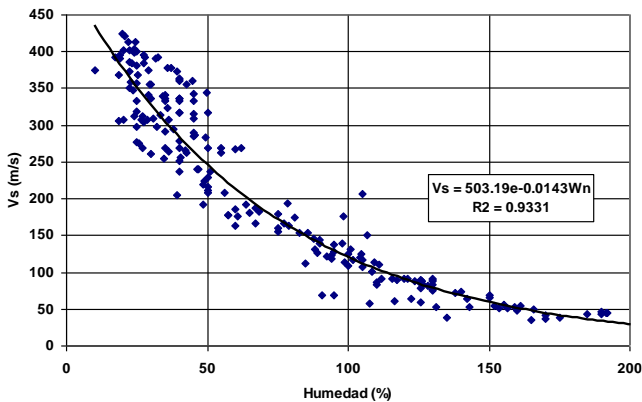


Figura 5. Relación entre la humedad natural y la velocidad de onda de corte.

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 Cc 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, por otro lado los ensayos entran en el rango de los datos publicados por Moya & Rodríguez.

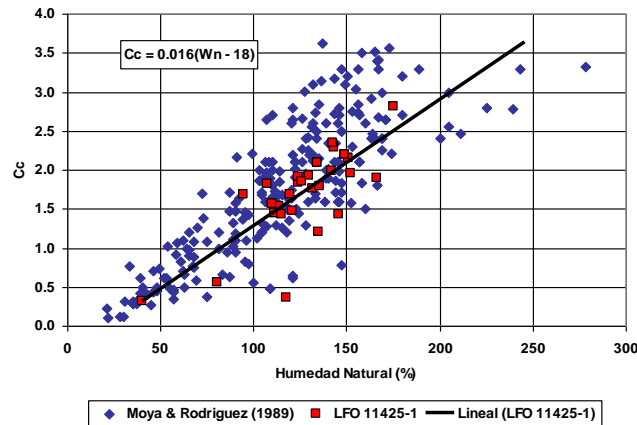


Figura 6. Índice de compresibilidad volumétrica en función de la humedad natural.

En la Figura 7 se presentan los valores del índice de compresibilidad de descarga – recarga, Cs, 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 Cs varían entre 0,25 y 0,15 veces el valor de Cc.

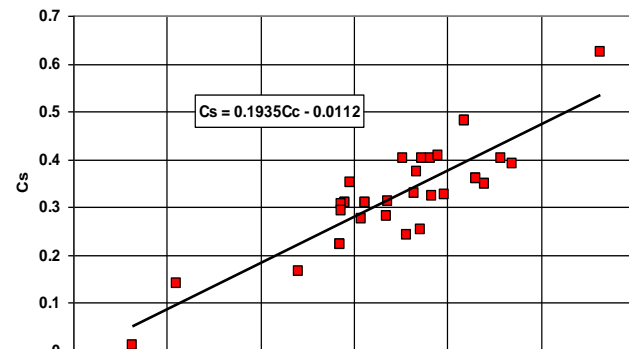


Figura 7. Valores de Cs en función del índice de compresibilidad virgen.

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 que el esfuerzo aumenta, el material se vuelve más denso y por lo tanto es más difícil el paso del agua debido a la disminución de vacíos.

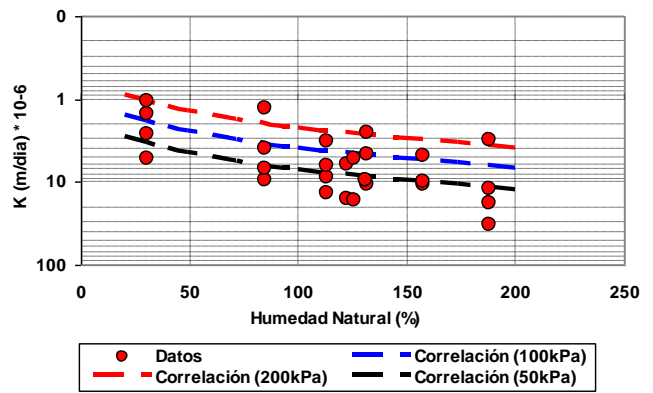


Figura 8. Permeabilidad de los depósitos de suelos.

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 al esfuerzo vertical efectivo. Esto se da por el gran remoldeo de las muestras de suelo que se produce en el momento del muestreo, razón por la cual el material se destruttura y la historia de esfuerzos en términos de la preconsolidación desaparece.

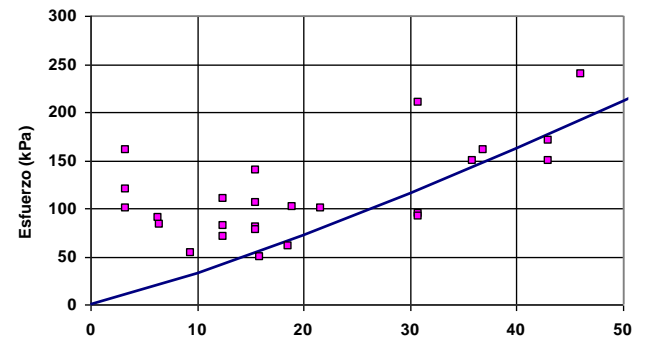


Figura 9. Presiones de preconsolidación en el perfil de suelos.

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 como los valores medidos en el laboratorio a partir de ensayos de consolidación presentan valores menores a 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 de los primeros 10m.

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 tal y como se muestra en la Figura 11. El perfil muestra valores de sobreconsolidación mayores en los primeros 10m de profundidad, entre 2 y 3, y valores menores hasta profundidades de 60 m, entre 1,5 y 2. A partir de los 80m los valores de OCR aumentan de forma importante, marcando claramente un contacto litológico que corresponde al cambio entre la Formación Sabana y la Formación Subachoque.

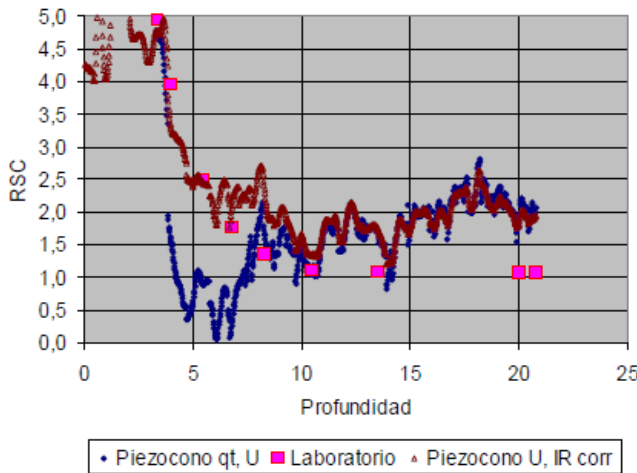


Figura 10. Perfil de sobreconsolidación obtenido mediante interpretación de mediciones del piezocono en el sitio del Ingeominas (Rodríguez, 2006).

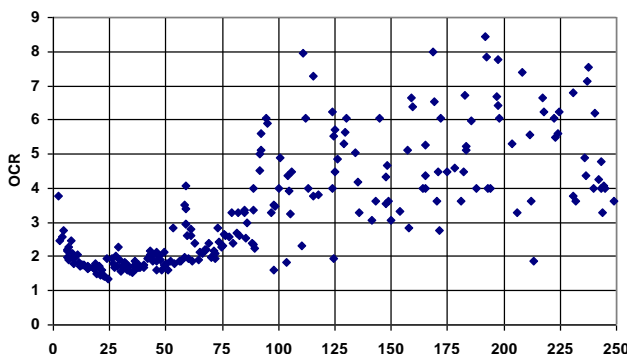


Figura 11. Valores de OCR extrapolados en el perfil de suelos a partir de los datos de humedad.

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 términos del ángulo de fricción crítico 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 kPa y 20 kPa. A partir de los 10m, 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 kPa 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 kPa 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 presentan mayor efecto de remoldeo.

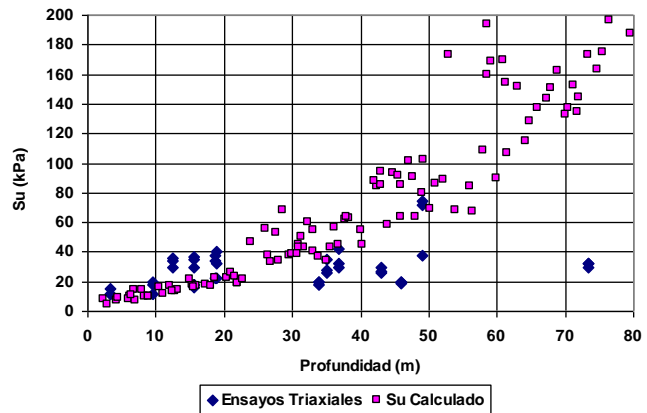


Figura 12. Valores de resistencia no drenada obtenidos de los triaxiales UU.

Los valores de resistencia drenada en términos del 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 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 aumentan progresivamente debido a la disminución de la plasticidad en profundidad.

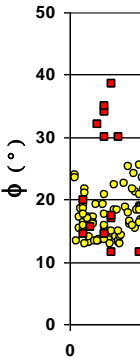


Figura 13. Valores de resistencia drenada obtenidos de los triaxiales CU.

Parámetros de rigidez volumétrica secundaria

Debido a la alta plasticidad de los materiales involucrados en la zona del proyecto, el efecto viscoso juega 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 bajo condiciones de carga constante. Esta componente de deformación se presenta de forma simultánea con el proceso de compresión primaria. Esta componente 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_{α}/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 (ver Figura 14).

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.

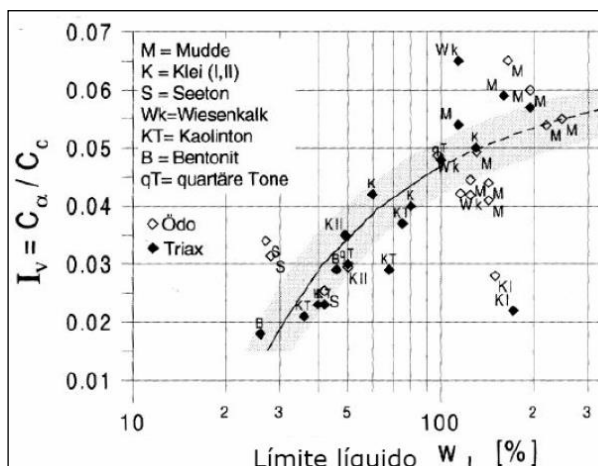


Figura 14. Relación entre el índice de viscosidad y el límite líquido, Krieg (2000).

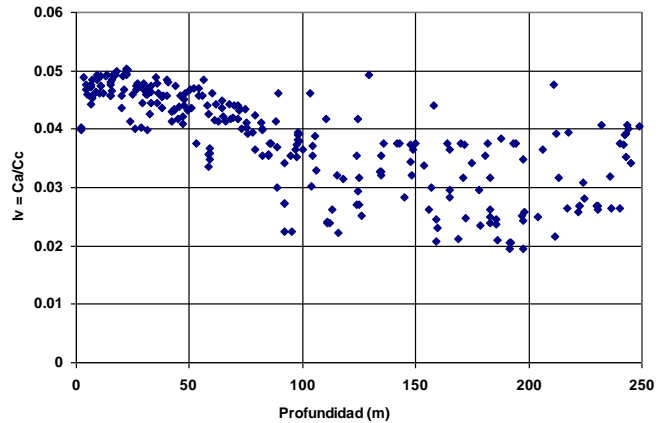


Figura 15. Valores del índice de viscosidad en el perfil de suelos.

4 PRUEBAS DE CARGA DINAMICA

El objetivo principal de la prueba de carga dinámica es determinar la capacidad de carga última para esfuerzos estáticos axiales en el pilote 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 es aplicada 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 son enviadas al equipo PDA (Pile driving analyzer), donde son almacenadas.

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 trasferida 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 realiza 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, siendo 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 fueron realizadas por 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 tal fueron hechos directamente por esta firma por parte de un ingeniero geotecnista con 10 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.

4.1 Pilotes ensayados

Las pruebas de carga dinámica se llevaron a cabo en la zona del Nuevo Muelle de Carga. Se realizaron las pruebas sobre los siguientes pilotes:

- **Pilotes preexcavados:** se construyeron cuatro (4) pilotes de diámetro 0.60m, de longitud variable de 33 m (pilote 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 (3) pilotes de sección cuadrada de 0.30 m x 0.30 m, con longitud variable de 39 m pilote 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 fueron hincados el 24 de Abril de 2008.

Para la realización de las pruebas en pilotes preexcavados "in situ", se realizaron pilotes sobresaliendo por encima del nivel de la superficie es decir el pilote tiene un cabezal de hormigón para recibir los impactos. (Figura No 16). En el caso de los pilotes hincados, los pilotes se hincaron dejando 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, en donde se impacta el mismo. Esto para evitar el daño de los sensores durante las pruebas.

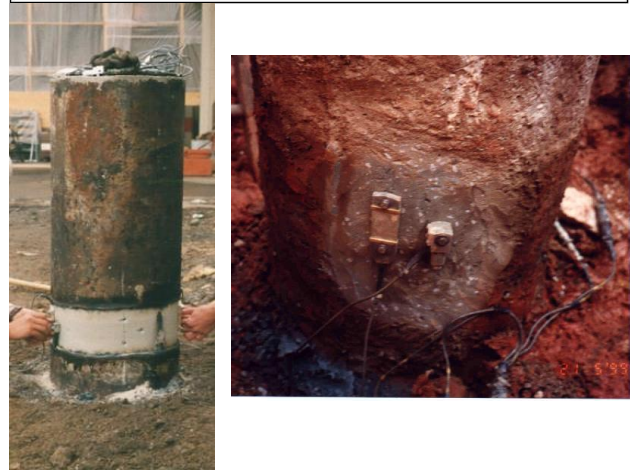
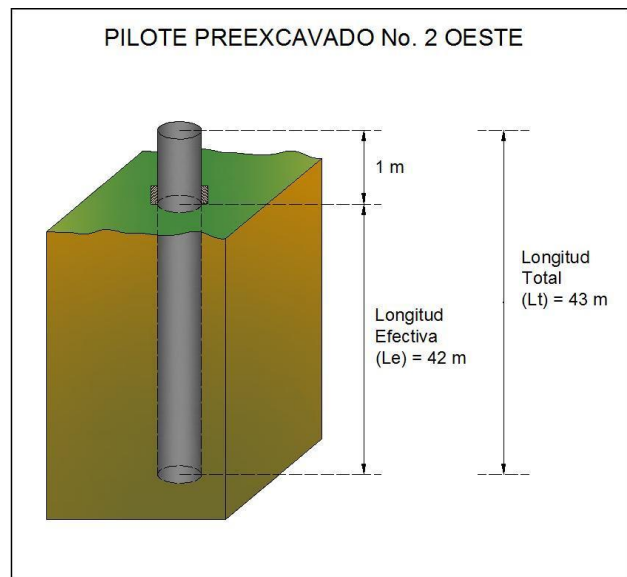


Figura 16. Localización de los sensores en los pilotes ensayados. La longitud total del pilote es la longitud de construcción y la longitud efectiva es la longitud desde la localización de los sensores, que se realizó casi al nivel de la superficie del terreno.

Los golpes son aplicados por cualquier sistema capaz de liberar una energía con una masa en caída libre, ver fotografía No 1 y No 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 m de altura hasta 1.5 m. En el caso de los pilotes hincados se usó 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 aumento de la altura de caída o cuando se alcanzan desplazamientos totales irreversibles en la cabeza del pilote del orden de 1 cm.



Foto No 1: Masa utilizada en las pruebas sobre los pilotes preexcavados. Masa de 14 ton. con altura de caída variable.



Foto No 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.

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 es restada de la resistencia total medida, siendo siempre informado sólo el valor de la resistencia estática. En el análisis CAPWAP®, la resistencia dinámica es determinada por medios matemáticos, a partir de la forma de la señal de fuerza medida (Goble et al, 1975). En el método CASE usado en campo, el porcentaje de resistencia dinámica es definido a través de un factor (llamado Jc, o simplemente "jota"). El valor correcto de Jc es generalmente determinado 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 usual para suelos de menor plasticidad. Esto se ha establecido de manera teórica y se ha verificado de manera práctica en varias pruebas de carga de pilotes realizadas en Bogotá en condición estática y dinámica (Rodríguez et al, 2008). En la interpretación de estas pruebas se tuvieron en cuenta estos efectos por parte de GRL:

En la tabla No 1 se resumen los resultados de las pruebas, la capacidad estática tanto de pilotes pre-excavados 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 al verificación de campo de que luego de al prueba se presenten asentamientos permanentes del pilote.

Tabla 1. Tabla resumen capacidades de carga estática obtenidas en las pruebas

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

Con respecto a los pilotes pre-excavados, en los pilotes No 1, 2este y 3 si se alcanzó la capacidad última de los pilotes durante el ensayo ya que se obtuvieron desplazamientos totales irreversibles en la cabeza del pilote, mayores a 1 cm. En el pilote No 2oeste desafortunadamente se rompió el cabezal del pilote antes de alcanzar la carga.

Con respecto a los pilotes hincados, en los pilotes No 1 y No 2 se alcanzó la capacidad última de los pilotes durante el ensayo ya que se obtuvieron desplazamientos totales irreversibles en la cabeza del pilote, mayores a 1 cm. En el pilote No 3 con la masa de 6 ton y una altura de caída de 0.80m 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 la curvas de carga del pilote. En la Figura No 3 se presentan dichas curvas para los pilotes preexcavados y en la Figura No 4 se presentan dichas curvas para los pilotes hincados. Igualmente en estas curvas se observan los pilotes que no alcanzaron deformaciones permanentes: pilote No 2oeste preexcavado y el pilote No 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 de todo el 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 es 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 efectiva de pilotes preexcavados y con diámetros de 0.60 m y de 0.80 m. Estas capacidades se indican en la Figura No 17.

De otro lado en la Figura No 5, 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 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.

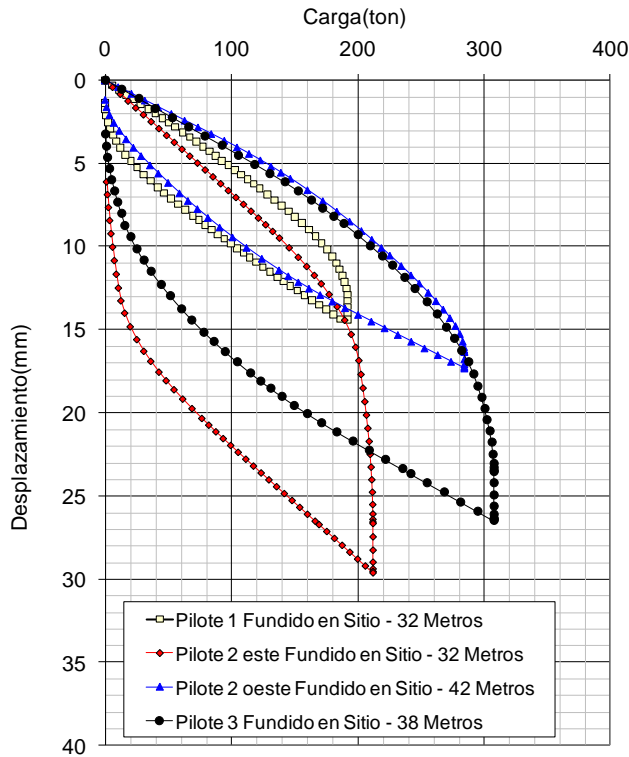


Figura 17. Curvas esfuerzo-desplazamiento para carga estática en pilotes pre-excavados obtenidas a partir de los ensayos.

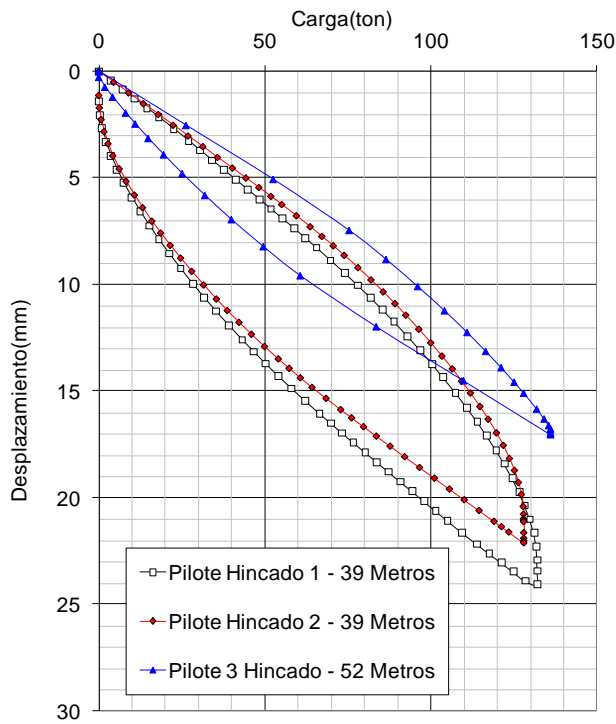


Figura 18. Curvas esfuerzo-desplazamiento para carga estática en pilotes hincados obtenidas a partir de los ensayos.

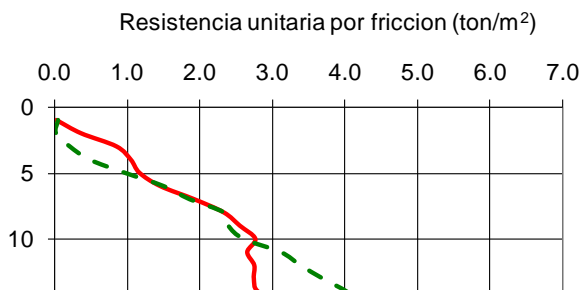


Figura 19. Capacidad última de pilotes obtenidas en las pruebas de carga.

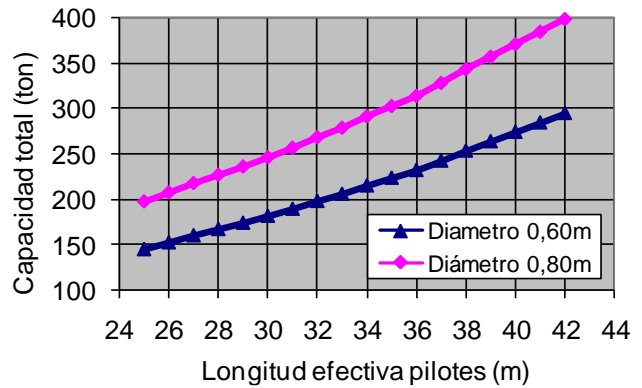


Figura 20. Capacidad última de pilotes pre-excavados para longitudes entre 25 m y 42 m de diámetro 0.60 m y diámetro 0.80 m.

El perfil de velocidades de onda de corte en el suelo obtenido a partir de estos ensayos se indica en la figura No 4, en donde se observa que el valor de velocidad de V_s en los primeros 20 m es menor a 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 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 la pruebas de carga dinámica de los pilotes preexcavados.

La localización de las expansiones alcanzadas durante la construcción 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 observa que presentan

aumentos de sección en los primeros 5 m a 10m de profundidad, desde la cabeza de los pilotes.

De todo lo anterior se puede concluir que a pesar del aumento de sección del pilote, estas no están colaborando en el aumento de la carga por el aumento de la resistencia por fricción del pilote superficialmente pues la fricción es prácticamente nula por la presencia de suelos muy blandos y con una baja resistencia.

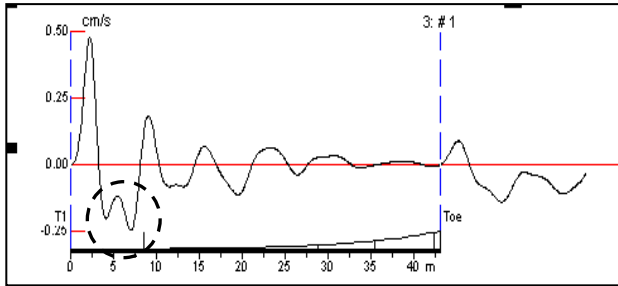


Figura 21. Resultado de la prueba de integridad en el pilote No 2oeste preexcavado. Se indica dentro del círculo el registro del aumento de sección en el pilote.

En la figura No 20 se presenta la gráfica de capacidad portante para los pilotes preexcavados.

En la Figura No 19, se calculó la distribución promedio de fricción basados en los resultados de los tres pilotes hincados ensayados, teniendo en cuenta que el pilote No 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 hincada del pilote afecta la estructura del suelo como tal, ya que se remodela en toda la profundidad de hincada, pero más cerca de la superficie que en profundidad con lo cual la resistencia es únicamente la correspondiente a la fricción interna del suelo remodelado. Esto es consistente con la observación de que la resistencia por fricción del suelo aumenta con la profundidad con el aumento del esfuerzo efectivo de confinamiento.

De otro lado en la Figura No 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 es función del tiempo que tiene de hincado al momento de la prueba. Esto se debe a que una vez hincado el pilote el suelo se remodela y comprime generando presiones de poros que se disipan con el tiempo con lo que la resistencia va aumentando con el tiempo hasta que este proceso termina. En la Figura No 22 se indica la curva de carga vs. Tiempo después de la hincada suministrada por Soletanche Bachy Cimas de pruebas de pilotes realizadas a diferentes tiempos después de hincada, en un perfil de suelos similar al del Aeropuerto. En la Figura No 22 se puede observar que el pilote después 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 No 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 No 19.

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 x 0.30 m y de sección 0.35 x 0.35 m (secciones que normalmente se construyen en la ciudad de Bogotá). Estas capacidades se indican en la Figura No 23.

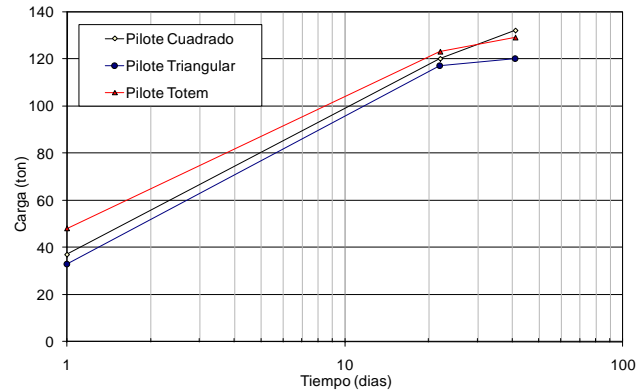


Figura 22. Carga de pilotes vs. tiempo después de la hincada de pilotes.

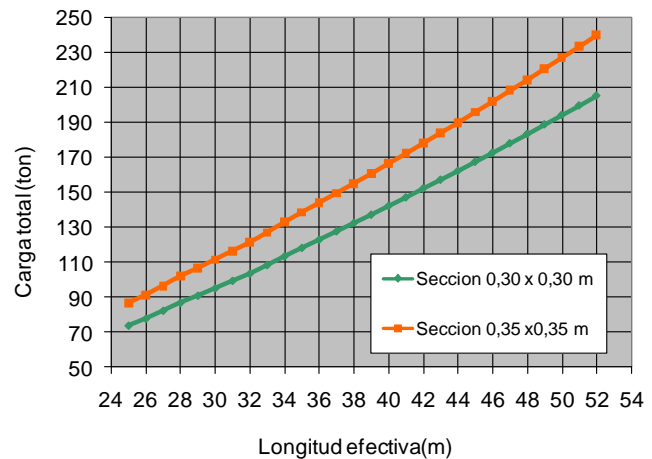


Figura 23. Capacidad última de pilotes hincados para longitudes entre 25 m y 52 m y pilotes cuadrados de sección de 0.30 m x 0.30 m y de 0.35 m x 0.35 m.

5 MODELOS Y OPTIMIZACIÓN

Uno de los aspectos básicos para poder extrapolar los resultados de las pruebas a diferentes 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 a partir de 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. Esto se debe 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 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 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 e instalación que por una parte produce remoldeo del suelo y por otra compresión y consolidación en el caso de los pilotes hincados.

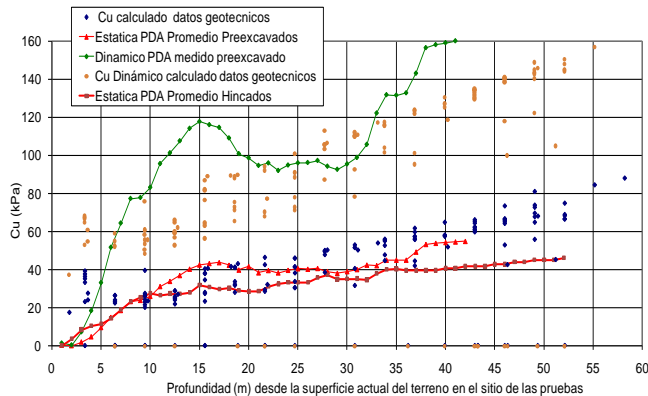


Figura 24. Comparación de resistencia movilizada en las pruebas de carga con la resistencia del suelo obtenida de datos geotécnicos tanto para la condición estática como durante la prueba dinámica.

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:

$$P_{ULT} \text{ (Hincados)} = 0.088 \cdot L^2 \cdot D + 9.578 \cdot L \cdot D - 37.46 \cdot D + 0.0006 \cdot L^2 - 0.0877 \cdot L - 1.289$$

Ecuación 2

$$P_{ULT} \text{ (Pre - excavados)} = 0.0468 \cdot L^2 \cdot D^2 - 2.2005 \cdot L \cdot D^2 + 55.807 \cdot D^2 + 0.1342 \cdot L^2 \cdot D + 5.0684 \cdot L \cdot D + 8.2132 \cdot D + 0.0007 \cdot L^2 + 0.0287 \cdot L + 0.0581$$

Ecuación 3

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 forma

que se obtenga el mínimo costo por efectos de la cantidad de material empleado y del proceso constructivo se construyeron matrices de costo. Estas matrices de costo se construyeron siguiendo la siguiente relación presentada en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.:**

$$Costo = \frac{\text{Carga de trabajo}}{\frac{P_{ULT}}{FS}} \cdot L \cdot \text{Precio}_{mL}$$

Ecuación 4

Donde:

FS Factor de seguridad

Carga de Trabajo: La carga de trabajo para el grupo de pilotes

Precio mL: Precios por metro lineal función del diámetro del pilote

Las matrices calculadas se grafican a través de gráficos de superficie, de tal forma que, de una forma gráfica y sencilla se identifica el diámetro y la longitud óptima. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.5** se presenta un ejemplo de optimización de pilotes pre-excavados 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, bajo la premisa 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.

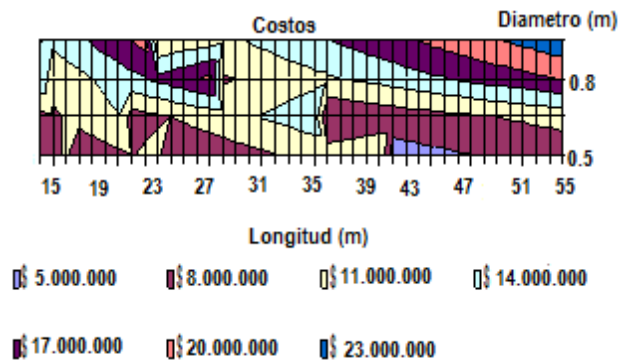


Figura 24. Costos de pilotes.

Como se observa en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.5**, 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 tiene 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 emplean pilotes de gran diámetro para alcanzar la carga de trabajo, se puede estar incurriendo en sobrediseño que se ve reflejado en una mayor cantidad de material a pesar 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 pilotes (-)	Longitud total (m)	Costos (Reducción)
Diseño original	0.3	25	8	200	\$ 13,161,800
Optimizado pre-excavado	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.

6 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 además proveen información sobre rigidez del terreno medida in situ, información que es 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 efectos de 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 in situ 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 posibles 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 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 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 diferentes opciones de pilotes dentro de las posibilidades constructivas teniendo en cuenta sus diferentes costos. En esta evaluación es posible también evaluar aspectos tales como la disponibilidad y 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 record 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.

7 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, Department of Solid Mechanics, Structures and Mechanical Design, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio, 76p.
- 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 – UNIANDÉS. 2007. Microzonificación sísmica de Santa Fé 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". *8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Kyoto, 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.C, Foot, R., Ishihara, K., Schloser, F., and Poulos, H.G. 1977. "Stress deformations and strength characteristics. " State of the art report, Proc. *IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo.
- LFO Ingenieros de Suelos Ltda. 2008. El Nuevo Dorado. Estudio de Suelos. LFO-11425.
- Moya J.E., Rodriguez J.A. 1987. "The subsoil of Bogotá and the problems in Foundations". *VIII Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Cartagena.
- Orozco, L. 2006. "Asentamiento de fundaciones en la arcilla de Bogotá". *IV Encuentro Nacional de Suelos y Estructuras*.
- Rodriguez, J.A: (2005) "Yielding and stress strain relationships for Bogotá clays". *16th Intl. Conf. On Soil Mech. And Found. Eng.* Osaka
- Rodriguez J.A. 2006. Avances recientes en la caracterización mecánica de suelos blandos de Bogotá *XI Congreso Colombiano de Geotecnia*. Cartagena.
- Rodriguez, J.A. Alvarez, 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.
- Rodriguez, J.A., Escallón J., 2006 a. "Evaluación de las Propiedades Dinámicas a Bajas Deformaciones de los Suelos de Bogotá". *Revista Escuela Colombiana de Ingeniería*
- Rodriguez, J.A., Escallón J., 2006 b. "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.
- Rodriguez J.A., Velandia E., 2009. Dynamic stiffness of soft soils from PDA tests. *17Th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Alexandria.
- Rodriguez, J.A., Ramirez, F. and Escallon, J.P. 2007. Geotechnical seismic characterization for the microzonation of Bogotá. *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Paper 1201. Tesalonica.
- Rodriguez J.A., Velandia E., 2009. Análisis de registros de impactos en suelos blandos de Bogotá. *XII Congreso Colombiano de Geotecnia*. Bogotá
- Sociedad Colombiana de Geotecnia. 2007. Modelo geotécnico y caracterización dinámica bidimensional de la Sabana de Bogotá. Convenio Interinstitucional DPAE-SCG. Bogotá.
- Terzaghi, K., Peck, R., Mesri, G. 1996. *Soil Mechanics and Practice*. Tercera Edición.