

ASENTAMIENTOS DE FUNDACIONES
EN LA ARCILLA BOGOTÁ

IV ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS
DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

Luis Fernando Orozco R.

LFO Ingenieros de Suelos

Mayo de 2006

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. BREVE HISTORIA
3. PRECONSOLIDACIÓN DE LA ARCILLA BOGOTÁ
4. NIVEL FREÁTICO
5. ASENTAMIENTOS DE EDIFICIOS
6. EL HOYO CHUPAMANCHAS
7. CONCLUSIONES

1. INTRODUCCIÓN

Las arcillas del depósito lacustre de la Sabana de Bogotá, conocidas como la Arcilla Bogotá de la Formación Sabana, presentan un reto de importancia para la cimentación de edificaciones livianas y pesadas. Se trata de suelos de alta plasticidad, con una consistencia o resistencia al corte baja, entre 0.2 y 0.4 Kg/cm² y gran espesor, de manera típica con valores de más de 250 m. Adicionalmente el depósito es relativamente joven, se formó durante el último millón de años y por supuesto las capas más superficiales, los primeros 20 m del depósito se formaron durante los últimos 100.000 años (Tabla 1 y figura 1).

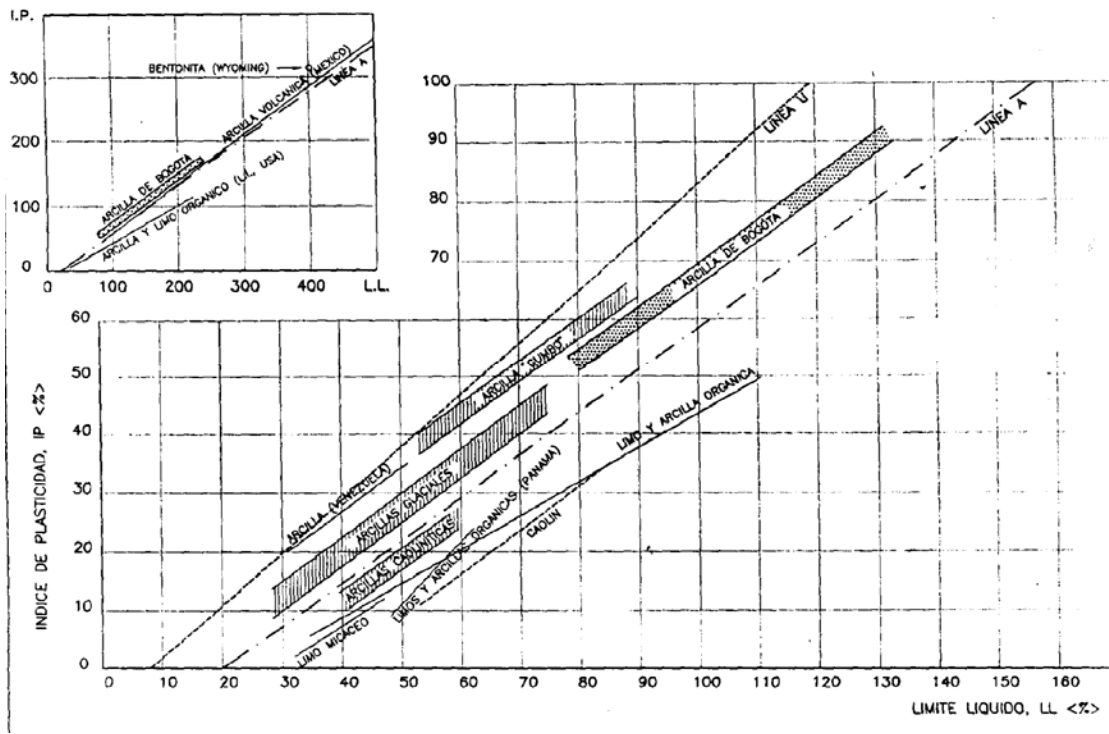
Sobre estos suelos se han cimentado edificaciones de diversas alturas, hasta llegar a edificios de 20 pisos y se han efectuado excavaciones de 1 a 5 sótanos de altura, solucionando problemas de inestabilidad de las paredes y del fondo que hace 20 años parecían insolubles. Se han apoyado los edificios mediante cimentaciones flotantes o combinadas con pilotes, de tal manera que se ha logrado un comportamiento aceptable.

En buena parte el comportamiento adecuado de edificios de gran tamaño se debe a que los suelos se encuentran sobreconsolidados por una deformación lenta de tipo secundario. En este trabajo se presenta una justificación para la

consolidación secundaria ocurrida, con base en la edad del depósito. Igualmente se analiza la influencia del nivel freático y finalmente se estudian comportamientos de edificios de diferentes alturas apoyados sobre un suelo con un perfil estratigráfico de características típicas. Se incluye aquí una revisión de lo que puede ocurrir con el descenso del nivel freático en una altura de 1 m.

Nivel de agua a -3.0 metros
50% < W_n < 200%
50% < LL < 200%
Clasificación CH - MH
4% < M.O. < 20%
$\gamma \sim 1.4 \text{ T/m}^3$
0.2 Kg/cm² < q_u < 0.5 Kg/cm²
$C_r/1+e_0 \sim 0.06 \text{ a } 0.08$
$C_c/1+e_0 \sim 0.3 \text{ a } 0.4$
R.S.C $\sim 1.1 \text{ a } 1.3$

Tabla 1. Propiedades Típicas de las Arcillas Blandas



**Figura 1. Carta de Plasticidad de Casagrande
Arcilla Bogotá (A. Espinosa, 1999)**

Las conclusiones se refieren principalmente a la forma como se deben cimentar edificios de gran peso y se presentan en estas algunas notas que deben alertar a los Ingenieros Geotecnistas para evitar daños en las edificaciones por asentamientos excesivos.

2. BREVE HISTORIA

Antes de 1984 no era obligatorio hacer estudios de suelos para edificios de cuatro pisos o menos. Era usual cimentar los edificios livianos con zapatas aisladas o en algunos casos con zapatas complementadas con pilotes de madera; diseñadas para una presión de contacto de 1.0 Kg/cm^2 . Los edificios de cuatro pisos o más se cimentaban con placa flotante o semiflotante en las zonas de suelo blando y únicamente se diseñaban fundaciones profundas para edificios grandes cuando se encontraban capas de gravas, arenas o rocas para apoyar los pilotes por punta.

Los edificios pequeños, soportados en zapatas, funcionaron de manera adecuada en algunas zonas de suelos menos compresibles, como Chapinero, el Centro, etc., pero sufrieron asentamientos excesivos en áreas de suelos muy blandos como el Lago, el Chicó, el Polo, Palermo, etc. En el Lago hay edificios que se han asentado más de 1 m.

Los edificios de más de cuatro pisos de altura se cimentaban en la zona blanda con placas corridas, flotantes o semiflotantes. Era usual lograr cargas netas de 1.0 o 2.0 T/m^2 (peso total menos peso de suelo excavado), dependiendo del suelo y en suelos muy blandos se exigía la flotación total. Sin embargo en la

mayor parte de los casos no se lograba hacer coincidir el centro de cargas y de placa de cimentación con el centro del sótano; el centro del edificio depende hasta cierto punto de los aislamientos requeridos para la torre (normas urbanas) mientras que el sótano, que le da la flotación, cubre toda el área del lote lo cual resulta en una excentricidad y en muchos casos asentamientos diferenciales de importancia (figura 2). Estos asentamientos diferenciales pueden ser aún más graves cuando no se desvincula la torre de la plataforma. Puesto que en los suelos blandos se presenta un rebote elástico del terreno y además con una carga neta mayor a 0.0 hay asentamientos debidos a la nueva carga, en muchos casos los asentamientos son altos y por lo tanto la excentricidad aún siendo pequeña, resulta en asentamientos diferenciales de importancia. Son muchos los casos de edificios torcidos hasta el punto de pérdida del valor de la propiedad debido a este fenómeno.

En los años 60 y sobre todo en los 70 se inició la construcción de edificios de cinco pisos o más altura en zonas de suelos blandos, es decir en zonas un poco alejadas de los piedemontes, en donde no se encuentran hasta gran profundidad capas densas, de arena o grava en donde apoyar las cargas de mayor magnitud. Era necesario por lo tanto lograr una flotación parcial o total para cimentar estructuras de mayor peso.

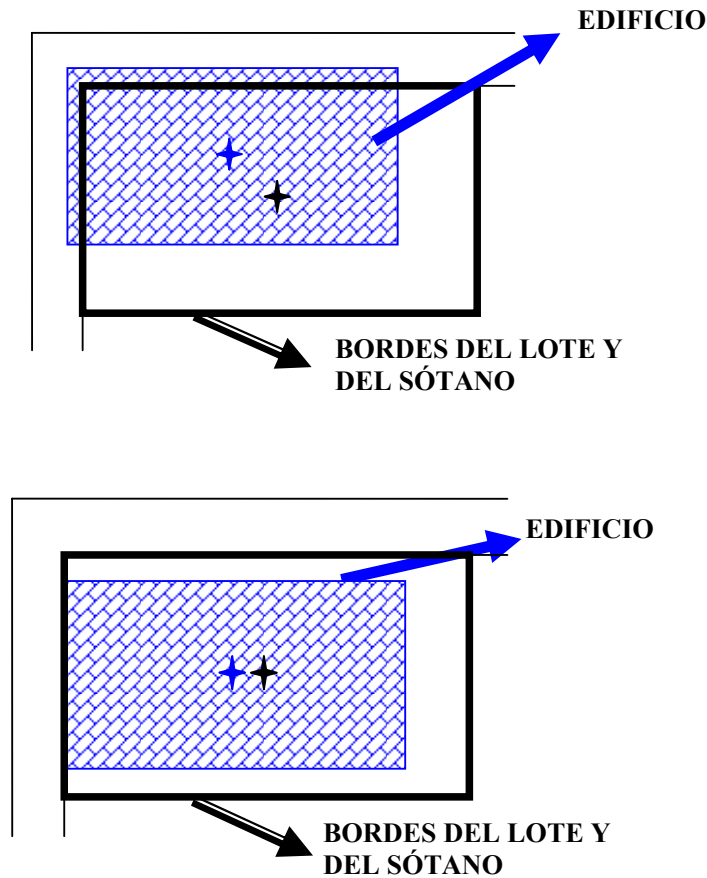


Figura 2. Excentricidad de cargas en el sótano

Cabe mencionar dos experiencias ilustrativas del pensamiento a principios de los años 70. En la zona lago y ante los problemas de asentamientos excesivos debidos a la capa de turba superficial (cerca de 4 m de espesor) se intentó la construcción de un pilote trabajando por fricción y la realización del ensayo de carga correspondiente. Se construyó el pilote de 60 cm de diámetro y 15 m de profundidad, pero antes de iniciar el ensayo, al día siguiente de fundido, se vió

que la cabeza del pilote se encontraba más abajo de donde se había dejado el día anterior y se llegó a la convicción de que se había hundido por su propio peso. Esta experiencia por supuesto les indicó a los Ingenieros de entonces que no se podían utilizar pilotes de fricción pues aparentemente el peso de los elementos era mayor a la capacidad de los mismos.

La segunda experiencia se presentó en Centro 93, que se había proyectado inicialmente como torres de 18 pisos. Se buscó la posibilidad de dar flotación a un edificio de 18 pisos para lo cual se requerían sótanos hasta 12 o más metros de profundidad. Para estudiar la posibilidad de excavar a 12 o 14 m de profundidad se decidió construir un caisson anillado que permitiese tanto la observación del terreno a estas profundidades de manera directa y la extracción de muestras en bloque, como el análisis del comportamiento de la excavación (figura 3). Dicho caisson se llevó hasta 8 m de profundidad, nivel al cual falló por el fondo. El revestimiento se hundió de un día para otro y el caisson se llenó de lodo prácticamente hasta la superficie en donde se creó una corona de depresión periférica. Esta falla demostró que habría gran dificultad para hacer excavaciones de más de 6 o 7 metros de profundidad en el suelo blando por la posibilidad de falla de fondo y obligó a proyectar el Centro con una excavación como máximo de 5.5 m que permitía flotar o compensar cargas debidas a torres hasta de 8 pisos.

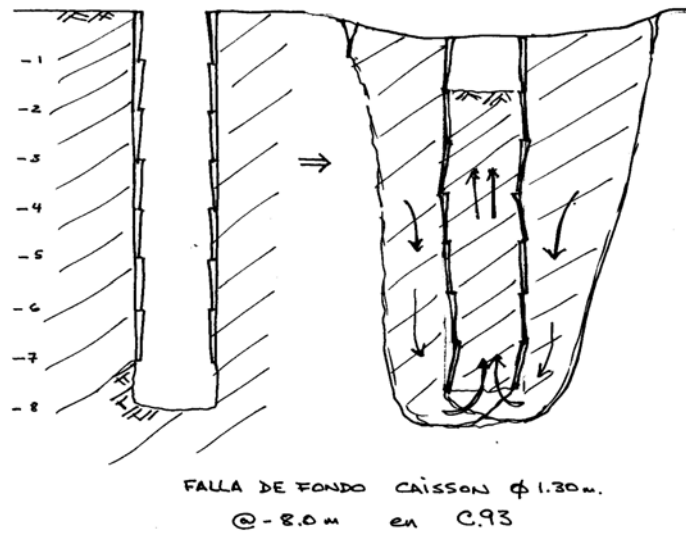


Figura 3. Falla de Fondo Caisson Centro 93

A principios de los años 80 hubo un avance significativo pues se inició la construcción de pilotes de fricción de gran profundidad y dimensión. Los ingenieros de la compañía brasileña SEEBLA diseñaron pilotes de fricción para fundar los puentes que serían construidos por CONCRETO MENDES JUNIOR en las calles 80 y 68 con las avenidas Quito y 68. Además hicieron un ensayo de carga en un pilote de 80 cm de diámetro y 42 m de longitud que había sido diseñado para una carga de trabajo de 170 T (figuras 4 y 5). En el ensayo dicho pilote soportó 340 T (factor de seguridad superior a 2) con una deformación de 1.1 cm. Además se utilizaron Tell-tales, esto es varillas ancladas a diferentes profundidades en el pilote, las que demostraron que a la punta prácticamente no llegó carga, ya que el asentamiento de la pata fue nulo (IEI U. Nal 1980).

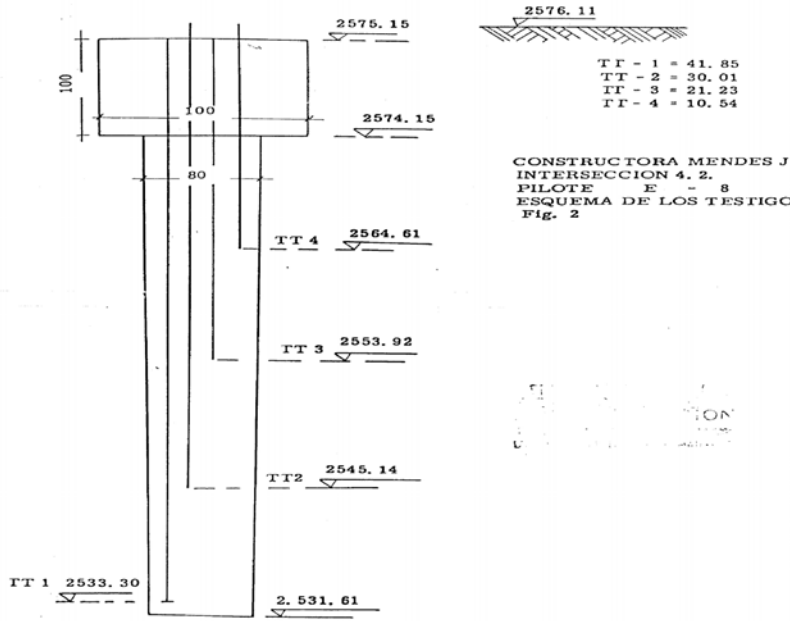


Figura 4. Esquema de Pilote SEEBLA – Av. 68 Calle 80

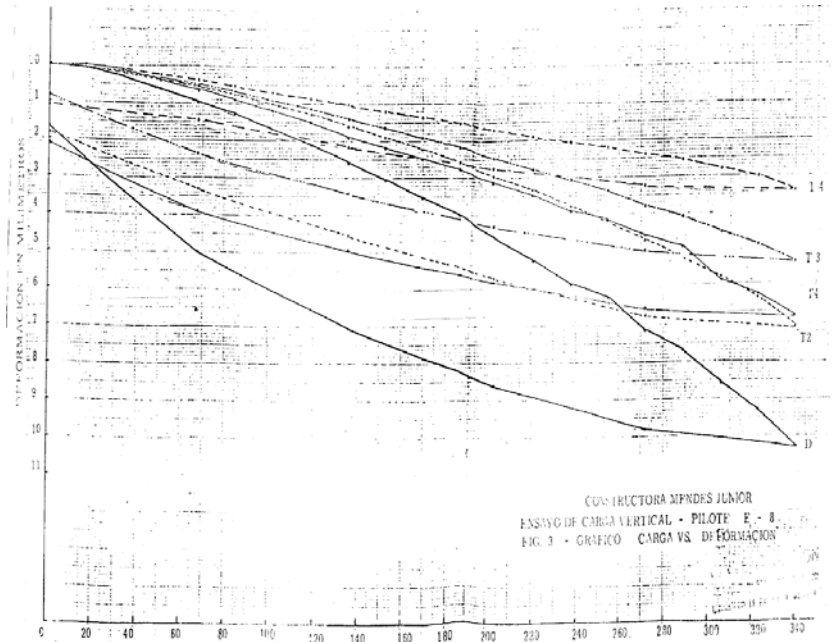


Figura 5. Resultado Ensayo de Carga de Pilote SEEBLA–Av68 Calle80

A partir de entonces se construyeron pocos edificios con pilotes de fricción pues este sistema resultaba costoso, pero además no había aún gran confianza en la capacidad de soportar edificios de grandes dimensiones mediante pilotes de fricción en los suelos blandos. Por aquella época, pero un poco antes, se construyeron los edificios de 8 pisos del proyecto Plenitud (carrera 15 con calle 127) los cuales fueron diseñados por el Dr. Victor Romero como pilotes acampanados para apoyo por punta en un suelo muy blando a 35 m de profundidad y para una capacidad de soporte de la pata igual a 5.0 Kg/cm^2 . Dichos pilotes funcionaron de manera adecuada pues realmente están funcionando como pilotes de fricción y claramente antecedieron a los pilotes de fricción de los puentes.

Poco a poco se fue usando más este tipo de cimentación para evitar los daños excesivos provocados por los asentamientos diferenciales de las cimentaciones flotantes. Las cimentaciones con pilotes de buena longitud resultan en asentamientos bajos en el depósito lacustre a pesar de la baja consistencia del suelo y de su alta compresibilidad; se han cimentado eficientemente y de manera segura edificios con alturas entre 7 y 20 pisos utilizando pilotes de fricción.

Muy poco tiempo después de haber iniciado la construcción de los pilotes de fricción en los años 80 se diseñaron también sistemas combinados de placa y pilotes para mejorar la eficiencia del pilotaje y disminuir su costo.

Cabe mencionar que con anterioridad, en 1964 el Ingeniero A. Páez había utilizado el sistema placa-caissons para fundar la Torre de Avianca con 42 pisos y 4 sótanos. Esta torre se fundó con caissons en un manto de cantos intercalado con arcillas a 35 m de profundidad aproximadamente y los sótanos se excavaron a medida que se construía la estructura de la torre; al llegar al piso 26 se construyó simultáneamente la placa de fundación, postensada de 2.0 m de altura, que serviría para evitar la posibilidad de cualquier asentamiento diferencial. (Anales de Ingeniería).

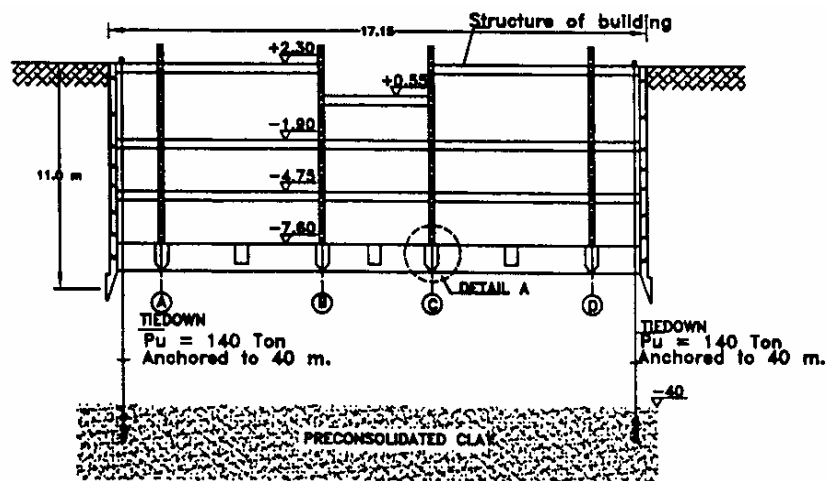
A partir de los 90 se hizo más común la construcción de dos y tres sótanos, lo que obligó a la utilización de pilotes para contar con la cimentación antes de iniciar la excavación de tierras de los sótanos. Igualmente la construcción de más de dos sótanos implicó la utilización de placas de subpresión para equilibrar las presiones de agua y de tierra bajo el fondo; por supuesto estas placas de subpresión a la vez funcionan como parte del sistema de cimentación. Sin embargo pocas veces una placa de subpresión, diseñada para evitar la falla de fondo, coincide con el centro de cargas del edificio, por lo cual los pilotes

resultan esenciales para lograr asentamientos totales muy bajos y por lo tanto asentamientos diferenciales pequeños.

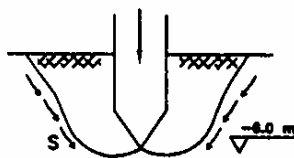
Los pilotes construidos hasta el momento a gran profundidad pueden ser de tipo preexcavado y fundido in situ utilizando lodos para la estabilización de la excavación, preexcavados con tornillo continuo o preexcavados con camisa, así como pilotes hincados con martinete de gran capacidad o pilotes hincados con gatos en secciones reaccionando contra la estructura misma. También se utilizan pilotes tipo micropilotes o pilotes raíz, excavados con lodos, reforzados en toda su longitud para soportar el ciento por ciento de la carga e inyectados a presión, con lo cual se genera una buena capacidad y es posible estabilizar estructuras con problemas. Los caissons o excavaciones a cielo abierto reforzados con anillos no son posibles en el suelo blando a profundidades mayores a 8 o 10 m a menos que se construyesen como caissons neumáticos, técnica costosa y que en la actualidad no se utiliza.

Se debe mencionar otro sistema utilizado en varios edificios de Bogotá, de grandes dimensiones y que cabe en la categoría de placas flotantes (figura 6). El sistema diseñado por el Dr. Roberto Maldonado contempla la fundación conformada por el cajón hincado, conformado a su vez por la placa y los sótanos. Los edificios construidos con este sistema generan algunos problemas,

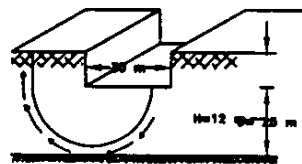
a veces imposibles de evitar, por el proceso mismo que implica el hundimiento de la placa y estructura de los sótanos hasta profundidades de 6 u 8 m bajo la superficie, resultando en daños a las vecindades. También adolece el sistema de los problemas por asentamientos diferenciales típicos de las placas flotantes (Maldonado, 1998).



II STAGE	
Total Driving resistance=	6000 TON
Weight caisson	3000 TON
Tiedown (MAX)	+ 3500 TON
Total Driving forces	= 6500 TON



DETAIL A
Wedge beam mechanics
(Ref 2.)



Sketch of bottom failure

Figura 6. Cajón Hincado (R. Maldonado, 1998)

3. PRECONSOLIDACIÓN DE LA ARCILLA BOGOTÁ

En los años 60 el crecimiento de la ciudad llevó a la construcción de edificios de cinco pisos y luego de más pisos en la zona blanda del depósito lacustre al norte y al occidente de la ciudad. Se inició la construcción de cimentaciones flotantes para edificios relativamente pesados pero totalmente compensados.

Los edificios de Pablo VI sin flotación representaban un reto, pues se creía que sus asentamientos llegarían a 50 o 60 cm, ya que se suponía que el suelo era normalmente consolidado. En el ENCUENTRO pasado mostramos un cuadro en el que aparecían los asentamientos para un edificio de Pablo VI con el suelo normalmente consolidado y los asentamientos con el suelo sobreconsolidado (tabla 2).

PROFUNDIDAD metros	γ_t T/m ³	e	Cc	Cr	Capa metros	z m	σ_{ov} T/m ²	$\Delta\sigma$ T/m ²	Normalmente consolidado bajo 3.4 m		Sobreconsolidado en toda la profundidad		
									Cc/1+eo	ρ_i cm	Cr/1+eo	ρ_i cm	
0.4 - 1.4 m	Limos	1.40	1.57	0.80	0.10	0.4 - 1.4	0.9	1.26	4.14	0.0389	2.46	0.0389	2.46
						1.4 - 2.4	1.9	2.73	3.86	0.0345	1.32	0.0345	1.32
1.4 - 3.4 m	Arcillas	1.55	1.90	0.80	0.10	2.4 - 3.4	2.9	3.79	3.45	0.0345	0.97	0.0345	0.97
3.4 - 10.0 m	Limos par	1.40	3.00	1.20	0.25	3.4 - 10	6.7	5.38	2.39	0.3000	31.60	0.0625	6.60
						10 - 20	15.0	8.20	1.20	0.3000	17.80	0.0800	4.80
10.0 - 40.0 m	Limos pardos orgánicos					20 - 30	25.0	11.20	0.60	0.3000	6.80	0.0800	1.80
		1.30	4.00	1.50	0.40	30 - 40	35.0	14.20	0.46	0.3000	4.20	0.0800	1.10
Agua = a 2.5 m de profundidad									Total cm	65.15		19.05	
$\Delta\sigma = 4.6 \text{ T/m}^2$													
L x B = 25 x 10													

Tabla 2. Asentamientos Teóricos Pablo VI

Los edificios han tenido un comportamiento adecuado, acorde con el suelo sobreconsolidado, a pesar de que se han asentado diferencialmente hacía las zonas verdes, ya sea por excentricidad o por desecación reciente de los suelos más cercanos a la superficie en las zonas arborizadas.

Los suelos arcillosos de la zona blanda están sobreconsolidados, lo cual ha permitido la construcción de edificaciones hasta de cinco pisos sin que se presenten asentamientos grandes. Sin embargo se debe tener cuidado con las zonas en que la costra ha sido reemplazada por turbas (antiguos pantanos, humedales y meandros de los ríos) pues allí se encuentran materiales a menudo subconsolidados o normalmente consolidados cerca a la superficie, que resultan en asentamientos altos para fundaciones superficiales.

Sin embargo, el depósito lacustre no ha sido sometido en su historia geológica a cargas mayores a las que actualmente soporta por debajo del nivel freático; por encima del nivel freático la desecación ha resultado en presiones de preconsolidación altas. Por lo tanto la sobreconsolidación de la mayor parte del perfil es debida a una deformación lenta, de tipo secundario o creep. Con el valor de la presión de preconsolidación prácticamente se podría deducir la edad del depósito.

La figura 7 muestra esquemáticamente la forma típica de la presión de preconsolidación, comparada a los esfuerzos efectivos y en función de la profundidad. La razón para esta sobreconsolidación se deduce de las figuras 8 y 9 que muestran la curva de relación de vacíos en función del logaritmo de la presión (la curva típica de consolidación). En esta se observa como la presión de preconsolidación aumenta con el tiempo aun cuando el suelo no haya sido sobrecargado (ver curvas de Parry y Wroth, 1981 y Bjerrum, 1967).

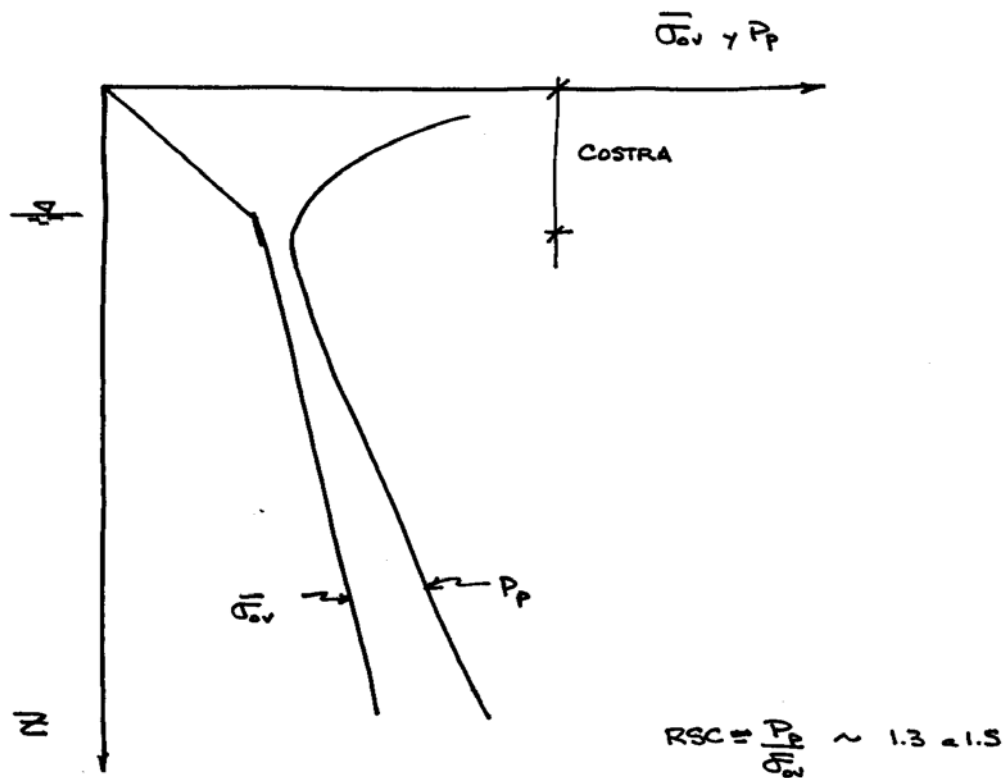


Figura 7. Esquema de Presión de Preconsolidación en Función de la Profundidad

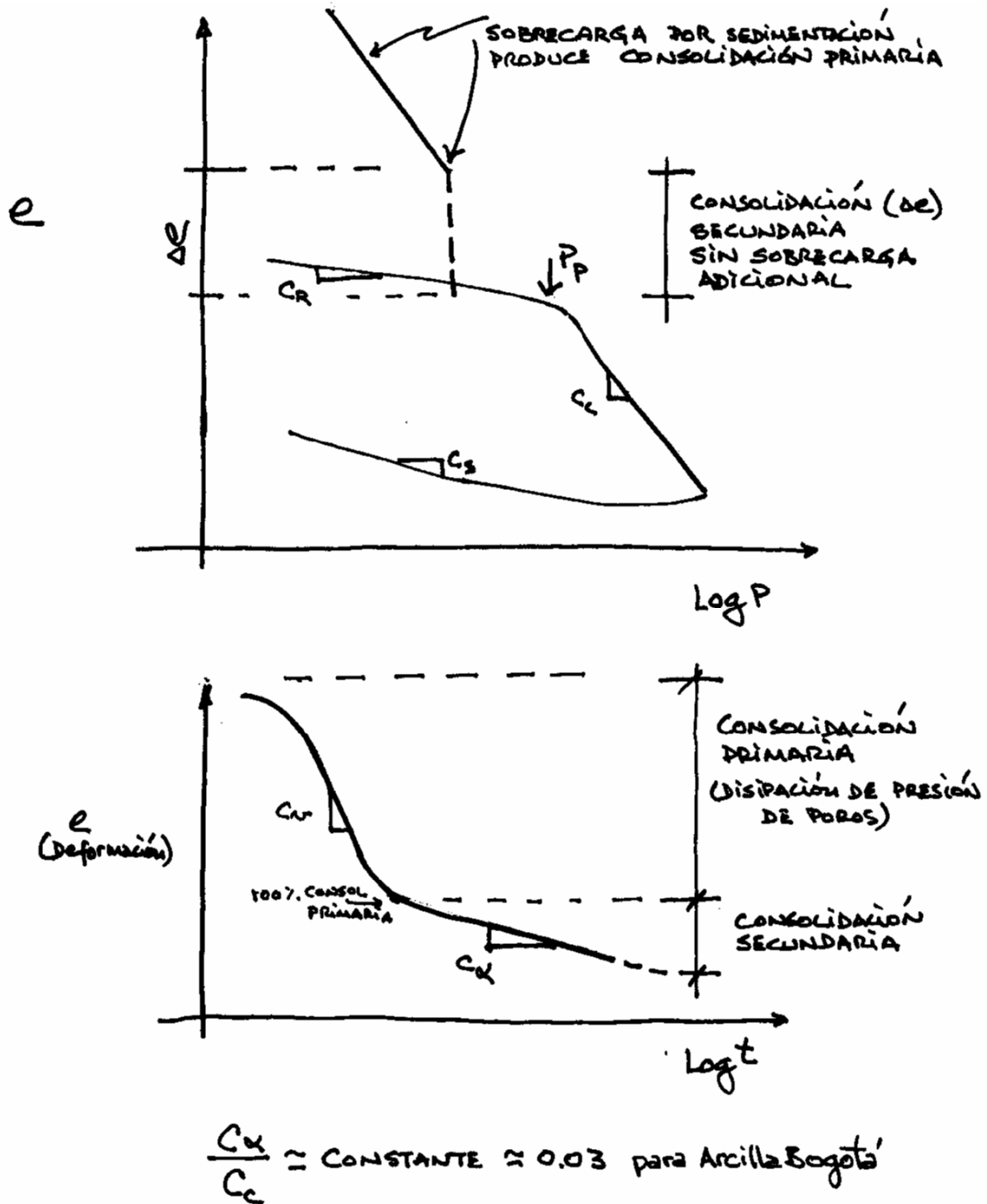


Figura 8. Sobreconsolidación - Esquemas

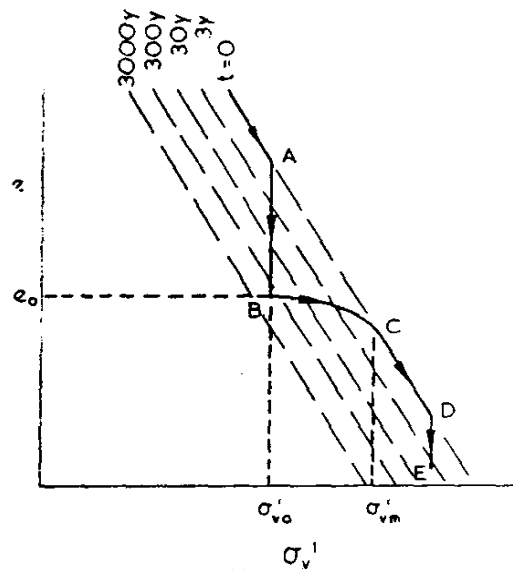


Fig. 4.2. Apparent overconsolidation caused by delayed consolidation (Bjerrum, 1967).

Figura 9. Sobreconsolidación Causada por consolidación Secundaria (Bjerrum, 1967)

La formación Sabana conformada por las arcillas blandas del depósito lacustre, se encuentra sobre suelos más permeables de las formaciones Subachoque y Guadalupe, y tiene un espesor cercano a 240 m en buena parte de la zona plana de suelos blandos cubierta por urbanizaciones (INGEOMINAS, Universidad de los Andes Microzonificación 1997). Puesto que se ha determinado que la velocidad de sedimentación o de formación del depósito es cercana a 0.2 mm por año (Espinosa 1999) se tiene para este depósito una edad cercana a 1.200.000 años (Rodríguez 2006). Igualmente se observa que los 20 m más

superficiales del perfil se formaron durante los últimos 100.000 años y si se analiza el tiempo que toma la consolidación primaria para un depósito de 220 m de espesor bajo una carga nueva o sobrecarga de los 20 m más superficiales, con un índice de consolidación igual a 1×10^{-4} cm²/seg (valor típico, para los suelos bogotanos, pero que en realidad podía ser un poco más alto), se obtiene un periodo de 46.000 años para la consolidación primaria y por lo tanto se puede deducir que muy probablemente los suelos del depósito lacustre se consolidaron (consolidación primaria) bajo la carga de sedimentación a medida que esta se formaba. Luego la deformación adicional sufrida por el depósito ha sido debida básicamente a la consolidación secundaria o deformación lenta de la estructura de suelo bajo la sobrecarga permanente del suelo por encima de un nivel determinado.

Lo anterior conlleva a deducir para los 20 m más superficiales del perfil (últimos 100.00 años) una relación de sobreconsolidación entre 1.15 y 1.6 teniendo en cuenta un índice de consolidación secundaria $C_{\alpha} = 0.045$ (para IP de 60%). El valor de C_{α} es el índice de consolidación en la curva e-logt (o $\Delta - \log t$) luego de completada la consolidación primaria. Este ha sido obtenido en ensayos de consolidación y se ha corroborado con valores de C_c ya que como Mesri explica (Mesri and Godlewski 1977) existe una relación única C_{α}/C_c para cada suelo (tabla 3). Para los suelos bogotanos se ha encontrado que esta relación tiene

un valor cercano a 0.03, por lo cual para índices de compresión C_c con valores entre 1.0 y 2.0, típicos de nuestros suelos, los valores de C_{α} , índice de consolidación secundaria, varían entre 0.03 y 0.06 (Ver valores de C_c y C_{α} en figura 10).

TABLE 2.—Values of C_{α}/C_c for Natural Soil Deposits

Soil (1)	C_{α}/C_c (2)	Reference (3)
Whangamarino clay	0.03-0.04	Newland and Allely (22)
Norfolk organic silt	0.05	Barber (2)
Calcareous organic silt	0.035-0.06	Wahls (28)
Amorphous and fibrous peat	0.035-0.083	Lea and Brawner (13)
Canadian muskeg	0.09-0.10	Adams (1)
Leda clay	0.03-0.055	Walker and Raymond (31)
Leda clay	0.04-0.06	Walker and Raymond (32)
Peat	0.075-0.085	Weber (33)
Post-glacial organic clay	0.05-0.07	Chang (9)
• Soft blue clay	0.026	Crawford and Sutherland (11)
Organic clays and silts	0.04-0.06	Ladd (12)
• Sensitive clay, Portland	0.025-0.055	Ladd (12)
Peat	0.05-0.08	Samson and La Rochelle (25)
San Francisco Bay mud	0.04-0.06	Su and Prysock (26)
New Liskeard varved clay	0.03-0.06	Quigley and Ogunbadejo (23)
Silty clay C	0.032	Samson and Garneau (24)
Nearshore clays and silts	0.055-0.075	Brown and Rashid (6)
Fibrous peat	0.06-0.085	Berry and Vickers (3)
• Mexico City clay	0.03-0.035	Mesri, et al. (19)
Hudson River silt	0.03-0.06	Mesri, Personal files
• Leda clay	0.025-0.04	Present paper
New Haven organic clay silt	0.04-0.075	Present paper

Tabla 3. C_{α} / C_c (Mesri y Goldlewski, 1977)

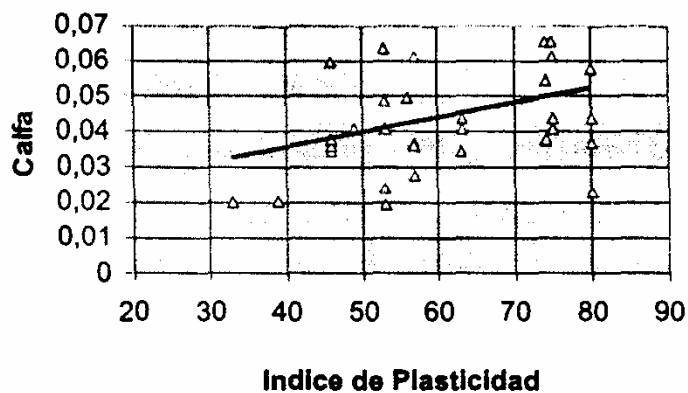
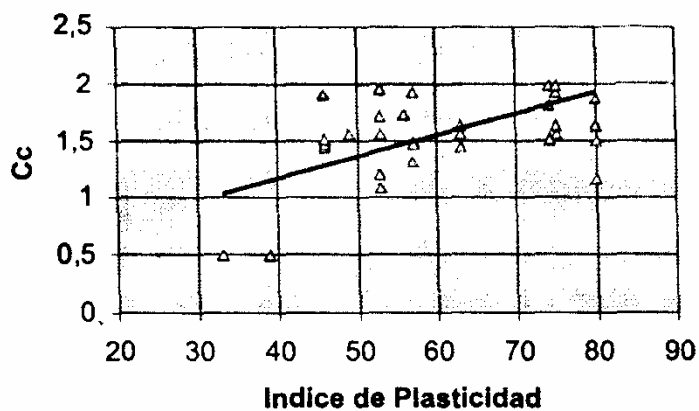
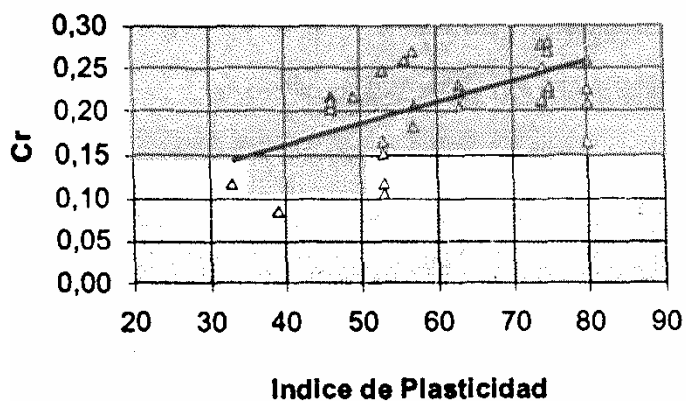


Figura 10. Valores de C_r , C_c y C_α en Función del Índice de Plasticidad para la Arcilla de Bogotá (J. A. Rodríguez, 2006)

La consolidación primaria ocurre de manera más o menos rápida en términos geológicos, si se compara con el tiempo de formación o sedimentación del depósito. La consolidación secundaria se presenta luego debido al peso de la columna del suelo, logrando la sobreconsolidación del depósito. Esto ha resultado en suelos menos compresibles, gracias a la lentitud de sedimentación, lo cual a su vez nos ha permitido la fundación de edificaciones hasta de cinco o seis pisos cerca de la superficie con asentamientos relativamente bajos. De todas formas son suelos blandos, muy profundos y con un nivel freático generalmente alto.

Luego de la colmatación del lago se presentó el descenso del nivel de agua y se depositaron algunos suelos de origen volcánico. La capa superior, de 2 a 6 m de espesor, se desecó excesivamente, creando la costra altamente sobreconsolidada, con relaciones de sobreconsolidación (RSC) superiores a 2 y en muchos casos cercanas a 5 o 6. Esta costra ha facilitado aún más la cimentación de las estructuras livianas, con zapatas aisladas, sin que se presenten asentamientos excesivos, ya que los esfuerzos transmitidos a las capas más profundas, cuya relación de sobreconsolidación es más baja, son suficientemente bajos y por lo tanto no exceden las presiones de preconsolidación.

Las edificaciones más pesadas exceden la presión de preconsolidación, aún con la compensación debida a un sótano y resultan en asentamientos excesivos. Se recurre entonces a trucos como la utilización de placas de cimentación con mayor altura o cubriendo áreas más grandes para lograr asentamientos aceptables. Pero la mejor solución ha resultado ser la utilización de pilotes trabajando por fricción en los suelos arcillosos blandos. Los pilotes reparten los esfuerzos a lo largo de su fuste sin permitir la compresión o consolidación de las capas más superficiales y llevan las cargas a profundidades mayores, por debajo de las cuales no se excede el esfuerzo de preconsolidación P_p o presión crítica. Estas capas por ser más antiguas presentan una relación de sobreconsolidación aún mayor.

4. NIVEL FREÁTICO

El nivel freático de las arcillas blandas está a diferentes profundidades en las diferentes zonas; es usual encontrarlo a 1 o 2 m de profundidad en zonas blandas (Lago, Toberin, San José de Bavaria, etc.) y a profundidades entre 3 y 4 m en las zonas construidas y desarrolladas hace más de 20 o 30 años (Niza, Normandia, Nicolás de Federmán, etc.). En algunas zonas se encuentra aún a mayor profundidad (zona de Siberia, Funza).

Sin embargo no es fácil detectar la verdadera posición de la tabla de agua o nivel de aguas libres, pues la arcilla es de muy baja permeabilidad y lo que usualmente se detecta son niveles colgados que varían estacionalmente en los suelos más superficiales. Como ejemplo están las aguas que se detectan en limos cafés y limos orgánicos más superficiales, que por ser más permeables pueden acumular agua en épocas de lluvia y que igualmente pueden perderla en épocas de verano, así como en capas arenosas cerca a los ríos o cerca al piedemonte. También hay aguas colgadas en grietas de tensión o de desecación en zonas como las áreas periféricas a la Autopista El Dorado, y en las áreas cercanas a Siberia-Funza. En estas zonas las grietas llegan a profundidades entre 5 y 6 m bajo la superficie y se encuentran llenas de agua (hasta unos 2 o 3 metros de profundidad bajo la superficie). El agua de las grietas fluye abundantemente hacía las excavaciones de sótanos o alcantarillados.

La verdadera posición del nivel freático y la cabeza piezométrica (que puede ser diferente a diferentes profundidades) se deben medir con piezómetros bien instalados, a la profundidad que se quiere medir la cabeza piezométrica. Además, esto toma un tiempo, pues es necesario lograr el equilibrio de las presiones de agua alterados por la excavación para la instalación del piezómetro. Además de que una vez logrado este equilibrio hay piezómetros de

respuesta rápida (hilo vibrátil) y de respuesta lenta (Casagrande). Por lo cual la ejecución de excavaciones y colocación de sobrecarga, que generan cambios de presión de aguas deben ser instrumentadas con piezómetros de respuesta rápida, sobre todo teniendo en cuenta que el suelo es de muy baja permeabilidad. Cabe anotar que se han medido coeficientes de permeabilidad en las arcillas blandas del perfil con valores entre 1×10^{-7} y 1×10^{-8} cm/seg, acordes con el índice de consolidación primaria de los suelos $C_v = 1 \times 10^{-4}$ cm²/seg.

Resulta muchas veces más conveniente estimar la posición del nivel freático con base en los resultados de los ensayos de resistencia, pues se ha observado claramente que al llegar al nivel de agua freática, en las arcillas homogéneas del depósito lacustre, hay un descenso sustancial en el valor de resistencia y su determinación es suficientemente precisa para proyectos convencionales.

Es muy usual encontrar cabezas piezométricas mas bajas en los suelos más profundos (figuras 11 y 12), posiblemente porque hay un flujo vertical hacia abajo y el terreno se está desecando a través de dos fuentes, a saber: 1. La capa base rocosa del acuífero (o en algunos casos a través de capas arenosas intermedias) y 2. Por la desecación superficial.

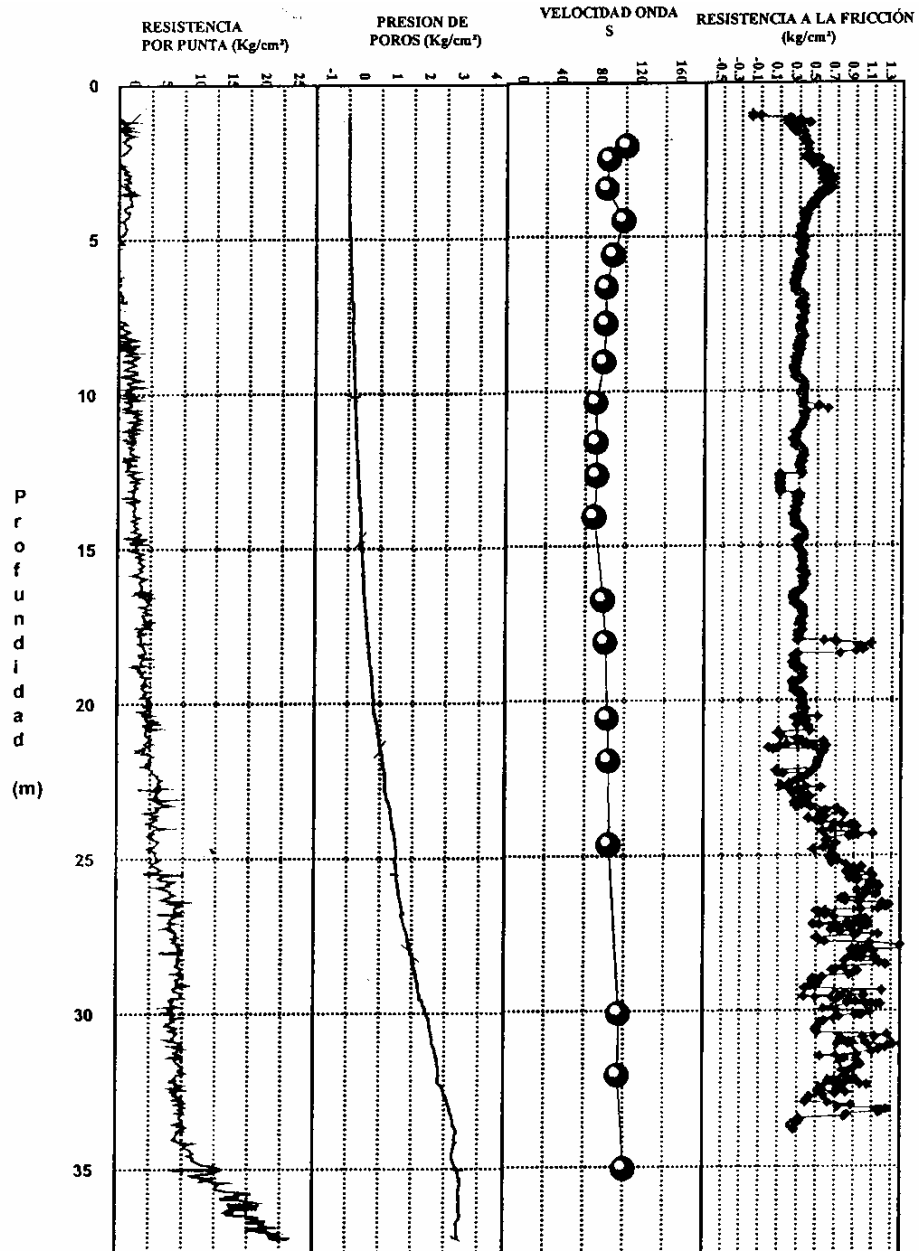


Figura 11. Cabeza Piezométrica Variable con Profundidad
Medida Hasta 35m – Av. 68 con Av. El Dorado

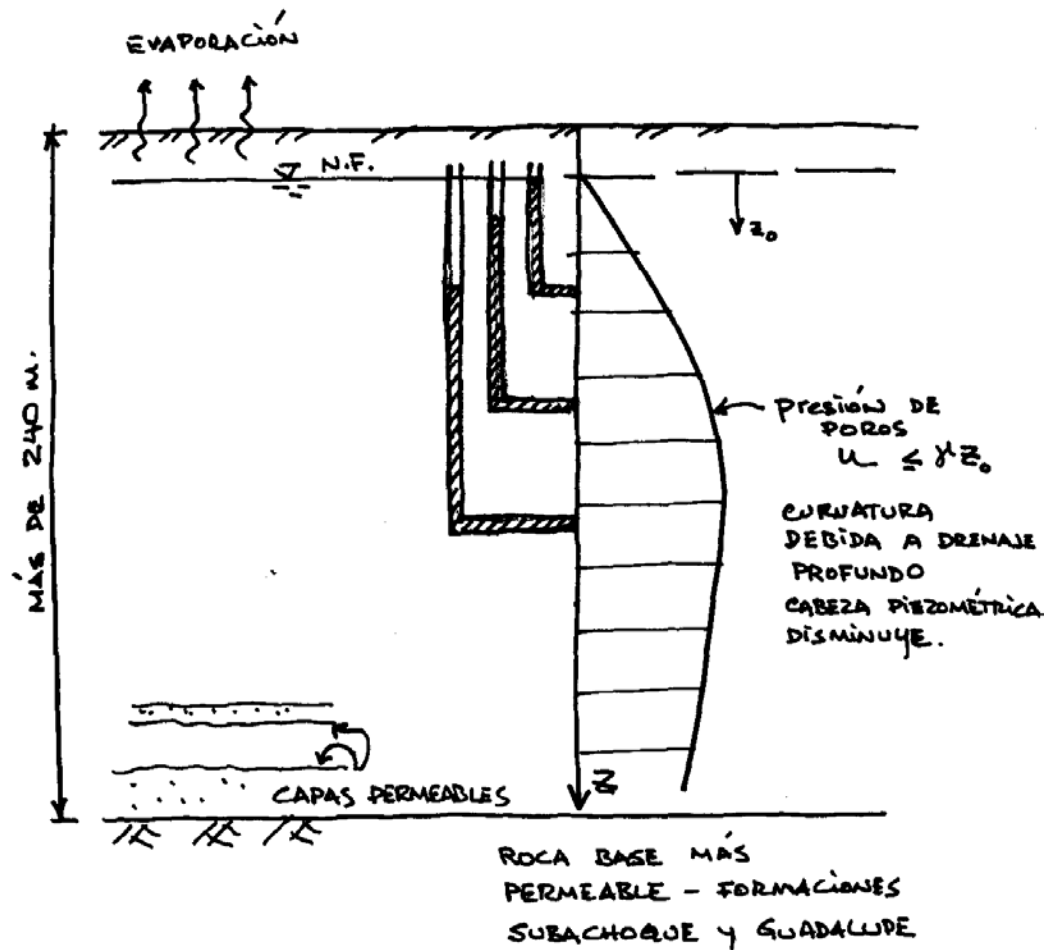


Figura 12. Cabeza Piezométrica en el Depósito Lacustre

La primera fuente de desecación genera el descenso del nivel freático y flujo hacia abajo mientras que la segunda genera también descenso del nivel freático pero sin flujo de agua a no ser por el flujo de capilaridad hacia la superficie. Esta información es básica para la explicación que se presenta de el fenómeno

de "los hoyos chupamanchas", cuya descripción se hace adelante en este trabajo.

De todas formas la posición del nivel freático y sus cambios son esenciales para entender el comportamiento del suelo y por supuesto el comportamiento de las edificaciones. Un descenso de 1 m en la posición del nivel freático implica un incremento de los esfuerzos efectivos en la totalidad de la profundidad de 1.0 T/m^2 (y asentamientos adicionales) en toda la zona (figura 13). Pero además implica que algunos edificios que sobrecargan el suelo hasta muy cerca a la presión de preconsolidación o presión crítica exceden este valor luego del descenso del nivel y sobrecarga del terreno y se asientan excesivamente pues la compresibilidad del terreno (índice de compresión) en este caso es la de la zona virgen de la curva de consolidación o en el mejor de los casos el de la zona de transición.

Lo anterior está agravado por la desecación diferencial de los suelos más superficiales, que dependiendo de su plasticidad y humedad natural, se desecan y disminuyen de volumen en algunas zonas más que en otras. Por supuesto cerca a los árboles generalmente se presenta una mayor desecación y disminución de volumen de los suelos, pues al descender el nivel freático los árboles extraen el agua de capilaridad de los suelos por encima de dicho nivel

generando la disminución drástica del volumen. Esto último resulta a veces catastrófico para casas o edificios pequeños construidos con mucha anterioridad. Se ondulan las vías, se salen las cajas y pozos y las pérdidas de dinero en un solo verano pueden ser inmensas.

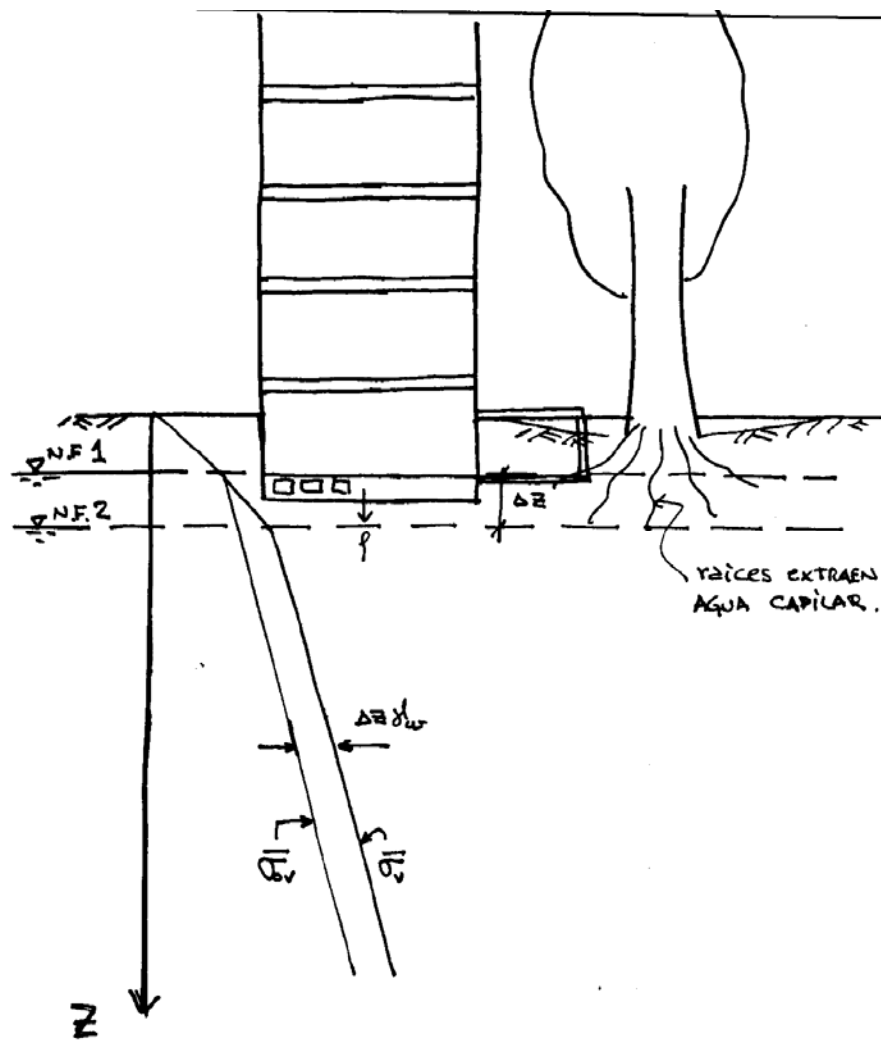


Figura 13. Descenso del Nivel Freático en 1m de Altura

5. ASENTAMIENTOS DE EDIFICIOS

La cimentación de edificios livianos hasta de cinco o seis pisos de altura en la zona blanda se puede hacer con placas flotantes o semiflotantes, aislando el edificio de las plataformas y centrándolo en lo posible con sus cargas y con su excavación.

Los edificios de siete a ochos pisos de altura deben contar con placa-pilotes o con pilotes para lograr un comportamiento adecuado y asentamientos bajos. La profundidad de los pilotes debe ser tal que los asentamientos totales sean menores a 5 cm (hasta 10 cm se podrían aceptar en casos excepcionales, aún cuando la norma permite 15 cm, valor que se considera excesivo) y por lo tanto se lograrán asentamientos diferenciales también aceptables. En estos edificios se ha observado a largo plazo que se presentan daños en la plataforma por asentamientos altos de las estructuras livianas-periféricas, acordes con la desecación y bajos en las torres. Se ha recomendado recurrir a pilotes también para las zonas de plataforma, aún cuando sea posible su fundación de manera superficial.

Edificios con alturas superiores a ocho pisos en la zona blanda deben contar con pilotes para lograr asentamientos bajos y esfuerzos en la masa de suelo

por debajo de la presión crítica o de preconsolidación o muy cerca de esta. Adicionalmente deben contar con una placa para garantizar un mejor comportamiento de la torre bajo las cargas estáticas y también bajo las cargas sísmicas. Es de anotar que los pilotes, aún siendo de 40 m o más de longitud podrían sufrir ante un evento sísmico, pues el exceso de presión de poros en la masa del suelo puede generar strength softening (ablandamiento), o disminución de la resistencia al corte, por descenso en los esfuerzos efectivos y por lo tanto una disminución momentánea de la capacidad de soporte del elemento. Se aclara que los pilotes en la actualidad están siendo diseñados para capacidades altas y factores de seguridad muy cercanos a 2.0, es decir muy cerca al límite permisible. De todas formas es importante que la cimentación sea diseñada de tal manera que se mantengan incrementos de esfuerzos en la masa de suelo por debajo de la presión de preconsolidación o muy cerca a esta en el peor de los casos, pues de esta forma se pueden garantizar asentamientos aceptables.

A continuación se presentan una serie de curvas teóricas de asentamientos para edificaciones con alturas entre 5 y 20 pisos. Se utilizó el perfil estratigráfico obtenido en la zona de la planta de tratamiento de aguas residuales del Salitre, (PTAR-Salitre), cerca al cruce del río Bogotá con la calle 80, pues es el perfil típico de la zona blanda. En primera instancia se muestra

una curva de esfuerzos verticales efectivos (figura 14) obtenida con base en las densidades del terreno y en la posición del nivel freático aproximadamente a 2 m bajo la superficie. Aparecen allí los puntos que muestran la presión de preconsolidación en ensayos de consolidación realizados en el laboratorio y la curva teórica de presión de preconsolidación adoptada para los cálculos. Se puede ver que esta curva representa una relación de sobreconsolidación cercana a 1.3, acorde con la edad del depósito en los 50 m más superficiales. La figura siguiente (figura 15) muestra los esfuerzos causados por edificios de 5, 10, 15, y 20 pisos con un sótano y suponiendo una cimentación conformada por una placa semiflotante. Por su puesto los edificios de 10 a 20 pisos generan sobre presiones en el suelo por encima de la presión de preconsolidación en los primeros 20 a 30 m del perfil y asentamientos muy altos. La tercera y cuarta figura (figuras 16 y 17) muestran el incremento de esfuerzos debido a los mismos edificios pero en el primer caso con pilotes de 30 m de profundidad y en el segundo caso con pilotes de 50 m de profundidad. Se puede observar allí que los edificios de 15 y 20 pisos de altura producen esfuerzos mayores a la presión de preconsolidación cuando se utilizan pilotes de 30 m de profundidad, mientras que los edificios hasta de 10 pisos de altura causan esfuerzos en la masa de suelo que no sobrepasan dicha presión de preconsolidación. En la figura para pilotes de 50 m de profundidad se ve que los edificios hasta de 20

pisos de altura sobrepasan pero muy ligeramente la presión de preconsolidación de los suelos.

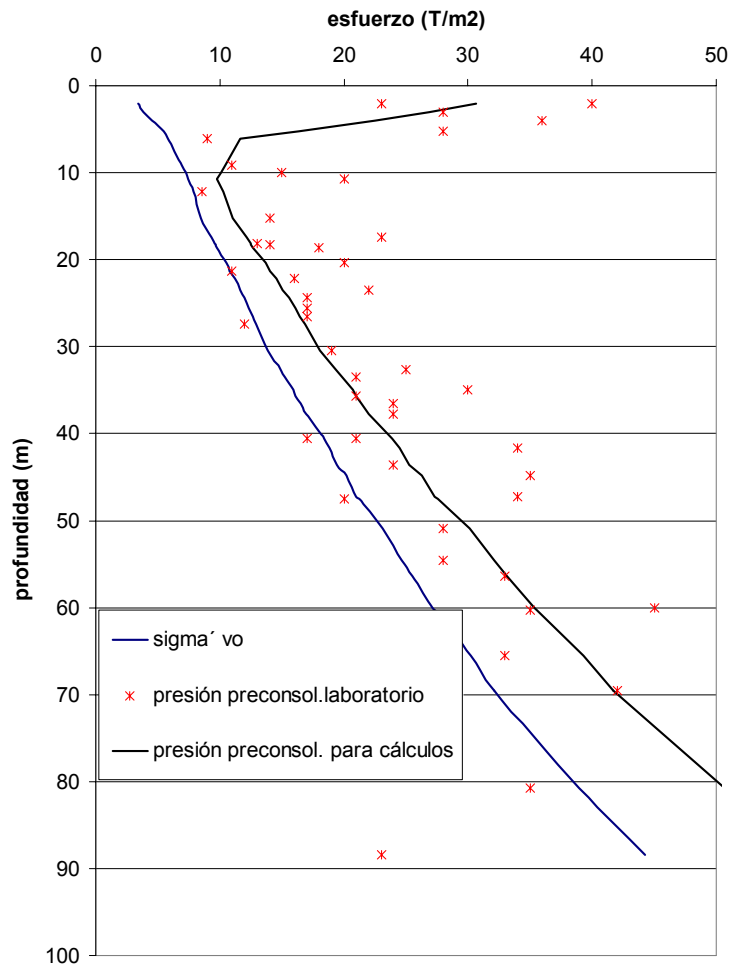


Figura 14. Presiones de Preconsolidación y Esfuerzo Vertical Efectivo basados en Suelos Planta de Tratamiento Aguas Residuales (PTAR) del Salitre

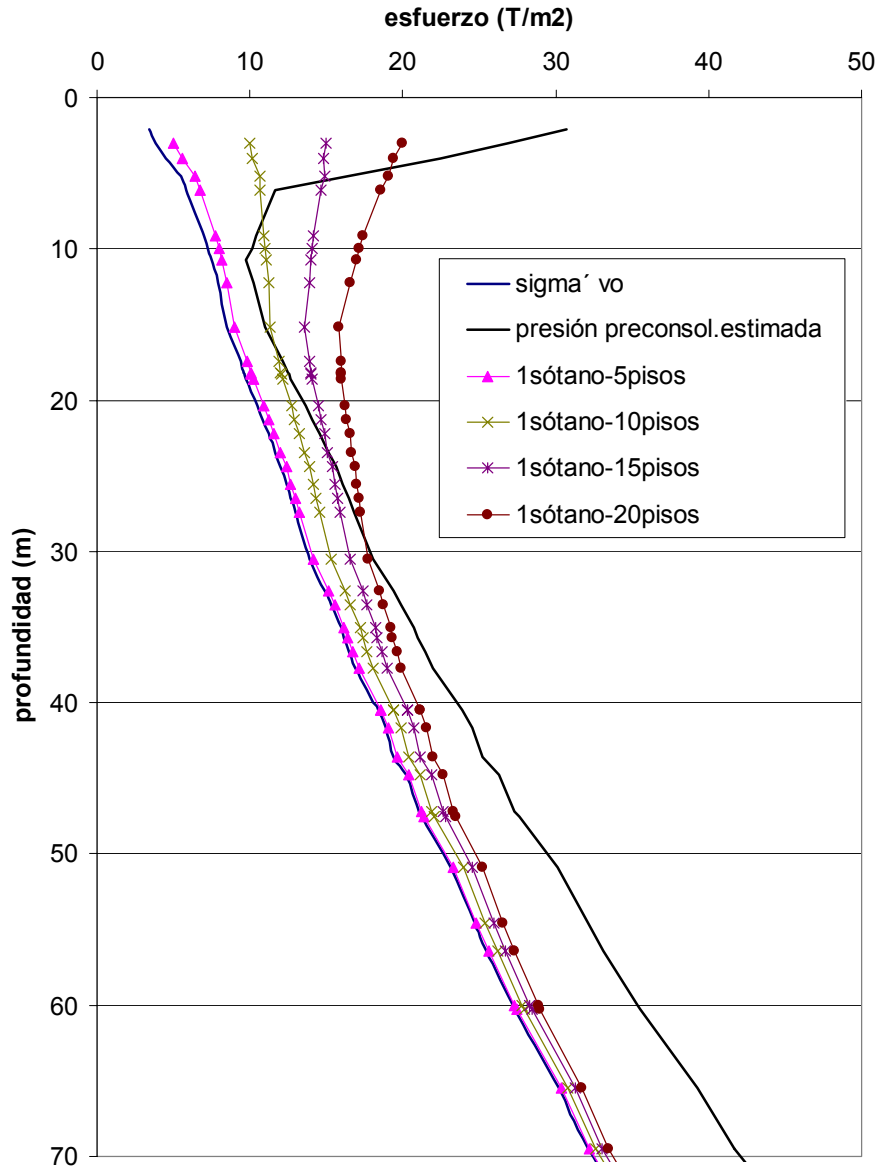


Figura 15. Esfuerzos causados por edificio (16m*50m) con placa

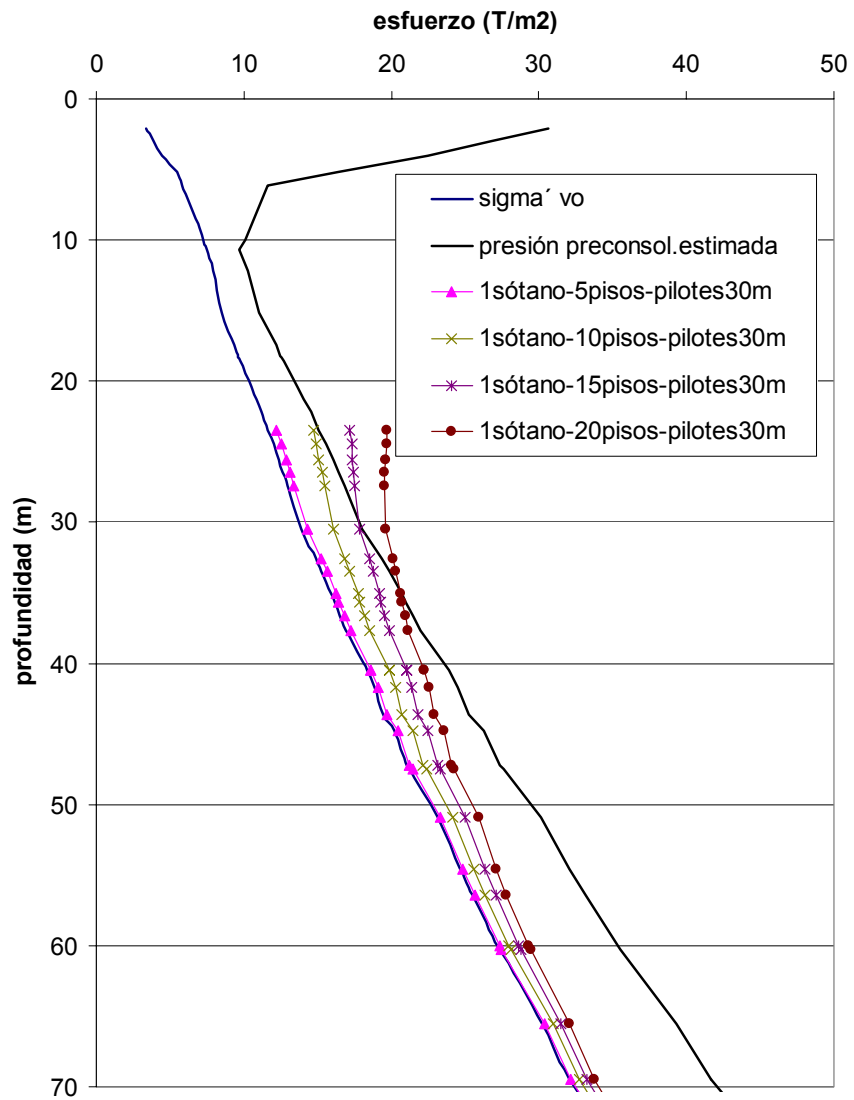


Figura 16. Esfuerzos causados por edificio (16m*50m) con pilotes de 30m

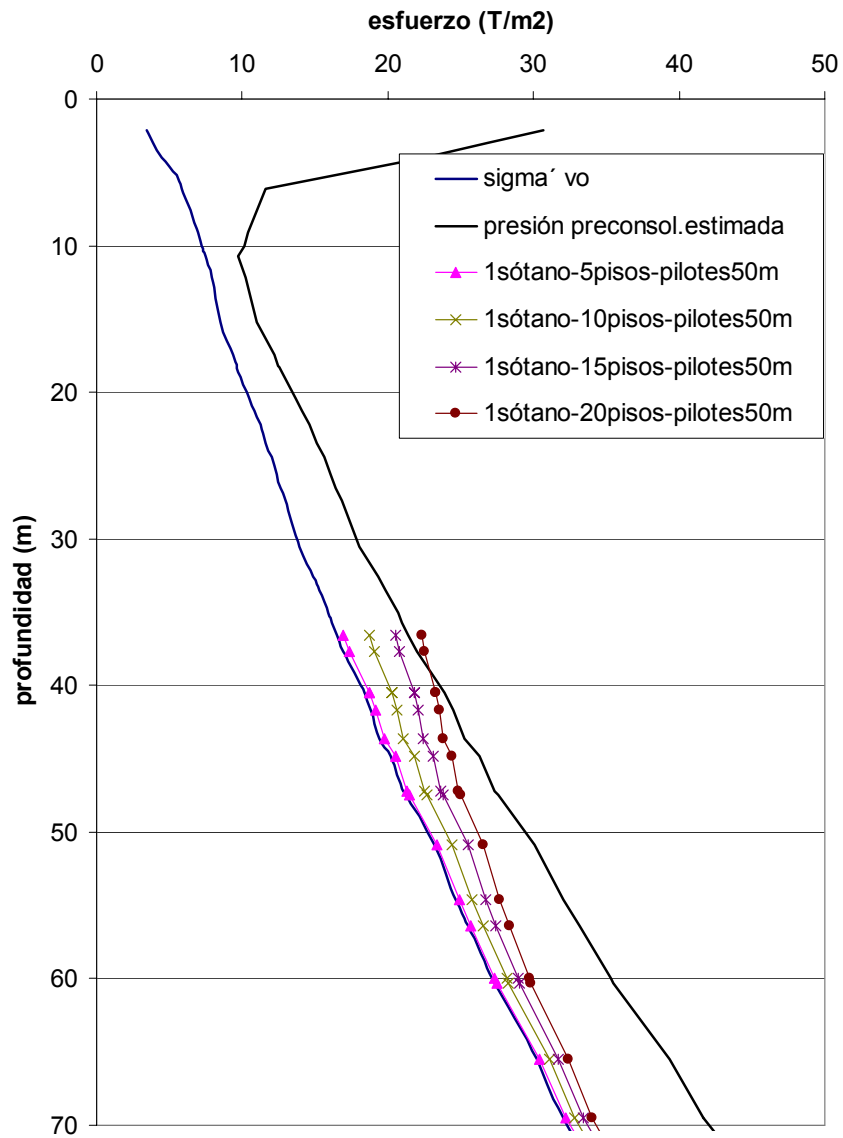


Figura 17. Esfuerzos causados por edificio (16m*50m) con pilotes de 50m

La figura siguiente (figura 18) muestra los asentamientos calculados con base en los índices de compresión obtenidos en los ensayos de consolidación realizados sobre muestras inalteradas obtenidas en los sondeos de la PTAR-Salitre. Como se ve los edificios de 20 pisos resultan en asentamientos excesivos a menos que se utilicen los pilotes más profundos y los edificios de 5 pisos pueden quedar cimentados de manera superficial con asentamientos relativamente bajos.

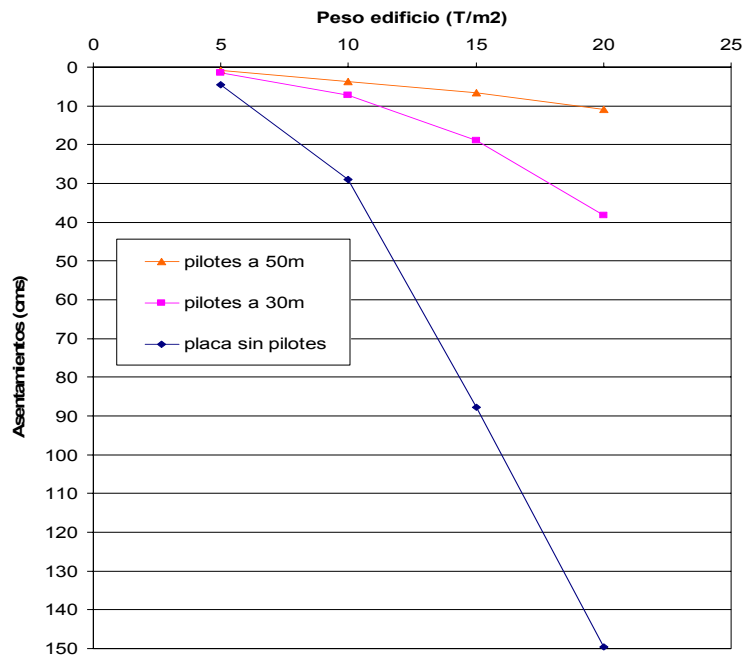


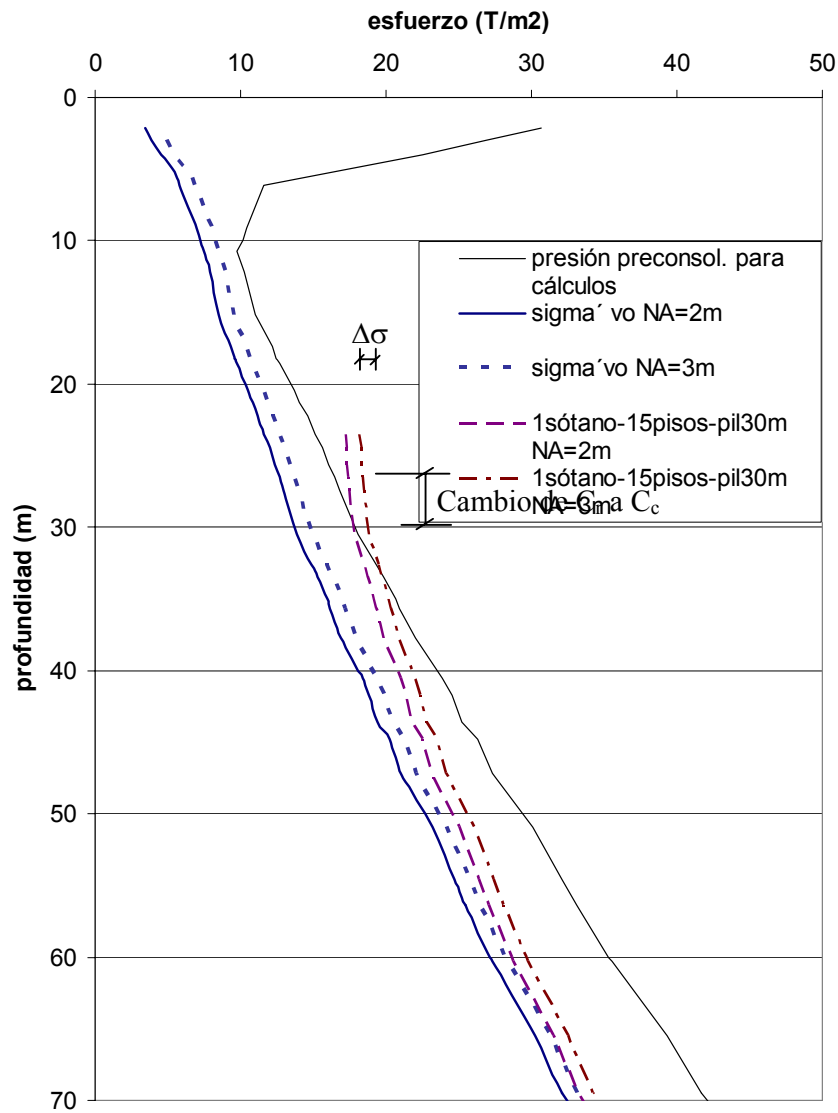
Figura 18. Asentamientos para edificio (16m*50m) de un sótano en suelos PTAR-Salitre

Estas conclusiones son claras y han resultado en la utilización de pilotes de fricción para los edificios de mayor altura, todo esto con base en que los suelos tienen una relación de sobreconsolidación debida a la edad del depósito, que permite su sobrecarga y la obtención de asentamientos aceptables. Sin embargo, muchos de estos edificios generan esfuerzos en la masa de suelo que llevan la presión total muy cerca al valor de presión de preconsolidación de los suelos. Lo anterior implica asentamientos más altos pues se generan esfuerzos en la zona de transición de las curvas de consolidación.

Pero, de manera aún más importante, al presentarse un descenso del nivel freático, que afortunadamente es muy lento, de cerca de 1 m, en muchos casos y en una parte de la altura del suelo se generan sobrepresiones por encima de la presión de preconsolidación y por lo tanto asentamientos altos para las edificaciones más pesadas. Es así como edificios cimentados de manera más o menos adecuada, superficialmente mediante placas flotantes o semiflotantes o a mayor profundidad con pilotes de fricción, han permanecido estables durante algunos años, pero luego de un periodo sufren un incremento en la rata o velocidad de asentamiento y por lo tanto asentamientos mayores a los previsibles. El descenso del nivel freático, inevitable en la actualidad, produce asentamientos grandes de edificaciones relativamente pesadas porque se excede la presión crítica P_p y dichos asentamientos son mayores a los

asentamientos generados en las zonas periféricas al edificio, en donde también desciende el nivel freático pero no se exceden los esfuerzos de preconsolidación. Puesto que estos edificios se asientan con relación a edificaciones, vías y otras estructuras periféricas se presentan daños importantes y disminución del valor de la propiedad. Las figuras 19 y 20 muestran el exceso de carga por cambio en 1.0 m de altura del nivel freático, para edificios de 15 y 20 pisos sobre pilotes de 30 m.

La figura 21 muestra los asentamientos adicionales debidos al descenso del nivel freático. Se aclara que este es el incremento en asentamientos luego de que se ha producido tanto la consolidación primaria como el asentamiento en toda la zona debido al descenso de 1 m de nivel de agua. Los edificios de 5 pisos sufren un cambio pero pequeño luego del descenso del nivel de agua. De igual manera los edificios de 10 pisos con pilotes de 30 m sufren un asentamiento adicional pequeño mientras que los edificios de 10 pisos cimentados superficialmente sufrirían un asentamiento relativamente alto. Para los edificios de 15 y 20 pisos aún con pilotes de 30 m se obtienen asentamientos adicionales altos debidos al descenso del nivel freático con relación a los asentamientos que sufren las vecindades. Este efecto no ha sido tenido en cuenta tradicionalmente.



**Figura 19. Cambio en esfuerzos cuando el nivel de agua baja 1m.
Edificio (16m*50m) 15 pisos con pilotes de 30m**

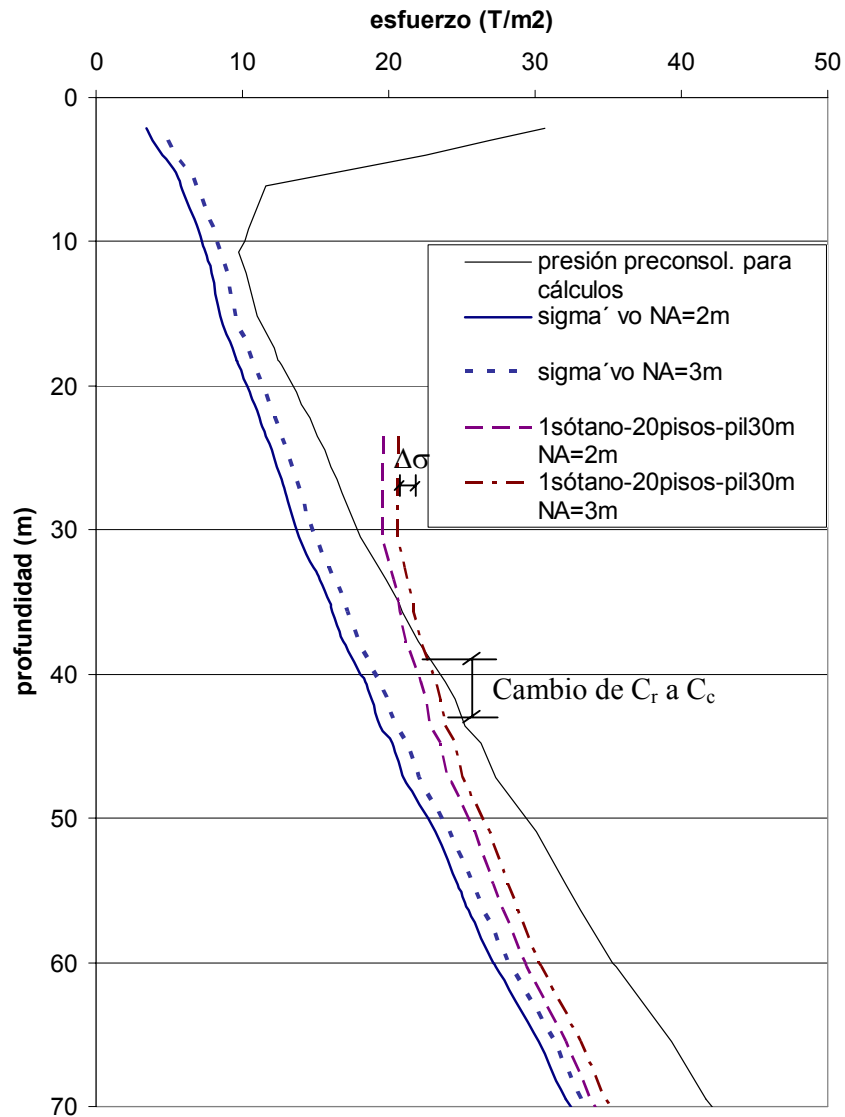


Figura 20. Cambio en esfuerzos cuando el nivel de agua baja 1m. Edificio (16m*50m) 20 pisos con pilotes de 30m

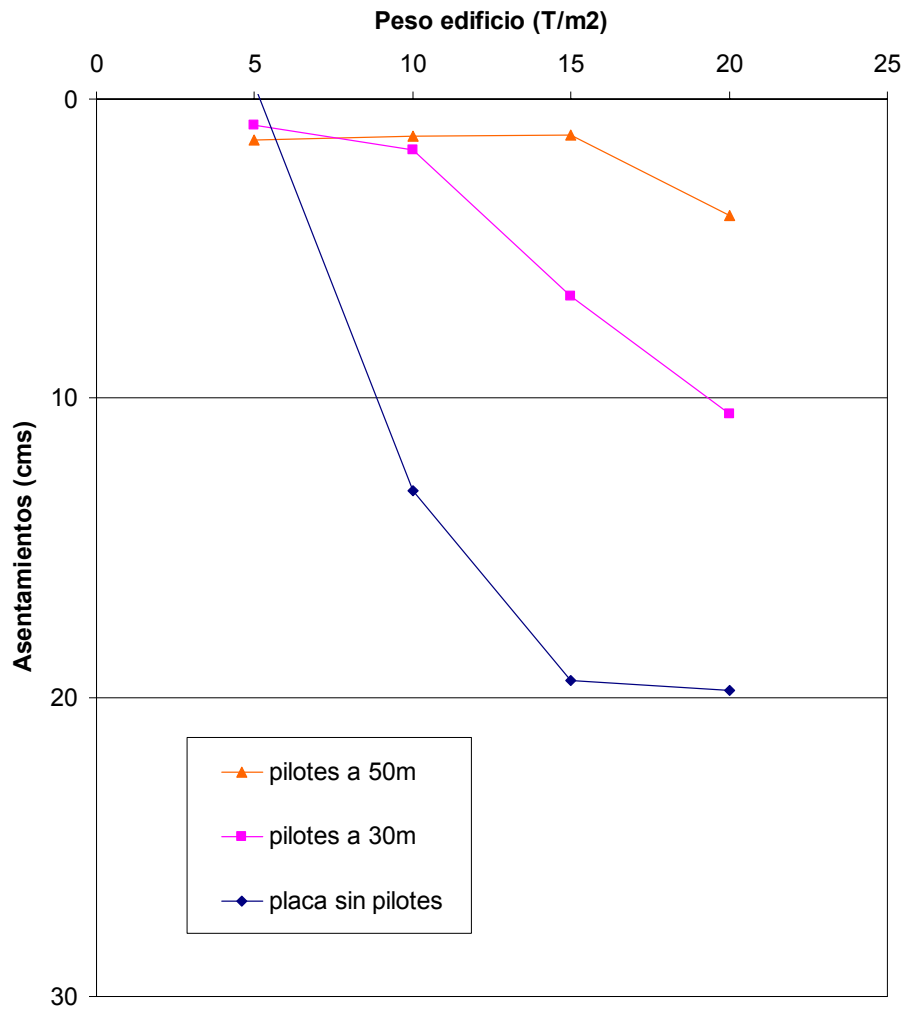


Figura 21. Asentamientos Adicionales causados cuando baja en nivel agua 1m. Edificio (16m*50m) de un sótano en suelos PTAR-Salitre

Conviene anotar aquí que, de acuerdo con el artículo publicado por Augusto Espinosa en 1997, los edificios no solo sufren asentamientos por consolidación primaria de la arcilla sino también por consolidación secundaria, poco tenida en cuenta. Adicionalmente se presentan asentamientos luego de movimientos telúricos de poca magnitud. En el artículo mencionado se presentan los asentamientos de 3 edificios durante un periodo comprendido entre 1985 y 1996 (figura 22) y allí se pueden observar primero los asentamientos debidos a consolidación secundaria y segundo a los debidos a sismos de poca magnitud (figura). En 1995 los movimientos telúricos generaron un cambio dependiente en la curva de asentamientos luego de cada uno de estos eventos.

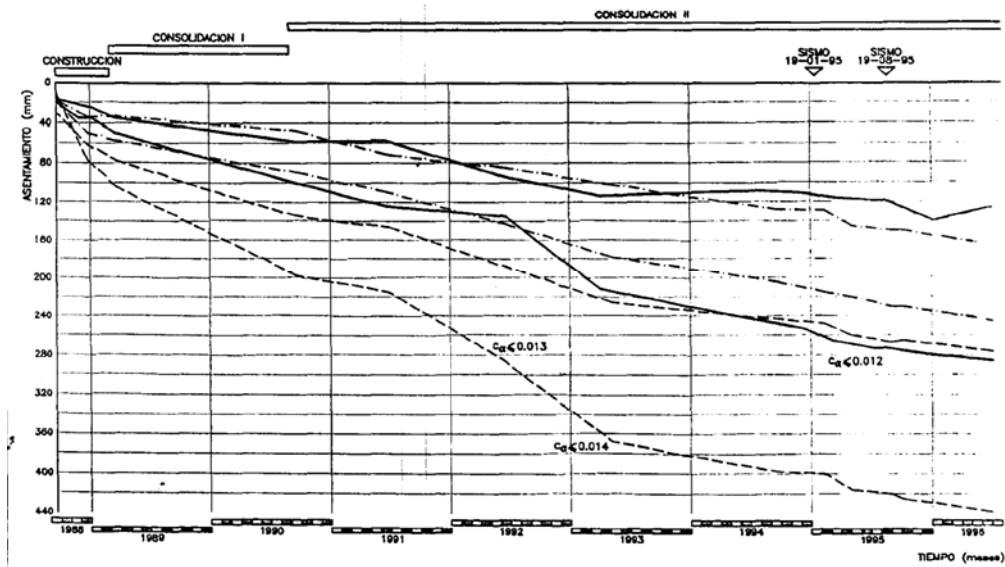


Figura 22. Asentamientos de Tres Edificio (A. Espinosa, 1999)

6. EL HOYO CHUPAMANCHAS

El "Hoyo Chupamanchas", bautizado así de manera jocosa por el Ingeniero Augusto Espinosa, es un fenómeno difícil de predecir y que ha resultado en no pocos daños en casas y edificios construidos en las cercanías a los piedemontes, tanto de los Cerros de Suba como de los Cerros Orientales de la Ciudad. La manifestación del fenómeno es el hundimiento local de los suelos superficiales en áreas de dimensiones suficientemente pequeñas como para producir asentamientos diferenciales en edificios o en casas construidas cerca de la zona deprimida. Existen ejemplos de hundimientos de edificaciones cimentadas superficialmente que han resultado inexplicables a la luz de los sondeos y de los ensayos de laboratorio, pues no se exceden las presiones de preconsolidación de los suelos y los edificios o casas deberían tener un comportamiento adecuado; sin embargo, los asentamientos excesivos, cuya ocurrencia inicia en un momento determinado de la historia del terreno, se presentan con hundimiento de los terrenos superficiales hacia un punto o zona específica.

Se postula aquí que esto se debe a la extracción de agua de las capas más permeables generalmente profundas pero que en el piedemonte se encuentran muy seguramente a profundidades inferiores a 50 m; seguramente una

discontinuidad en la roca, o una mayor permeabilidad de esta en una zona determinada, resulte en un flujo de agua hacia abajo (muchas veces por extracción de agua en terrenos vecinos) y la consolidación de las arcillas blandas hacia la zona con mayor drenaje. La figura 23 adjunta muestra el esquema teórico de por qué puede presentarse el fenómeno.

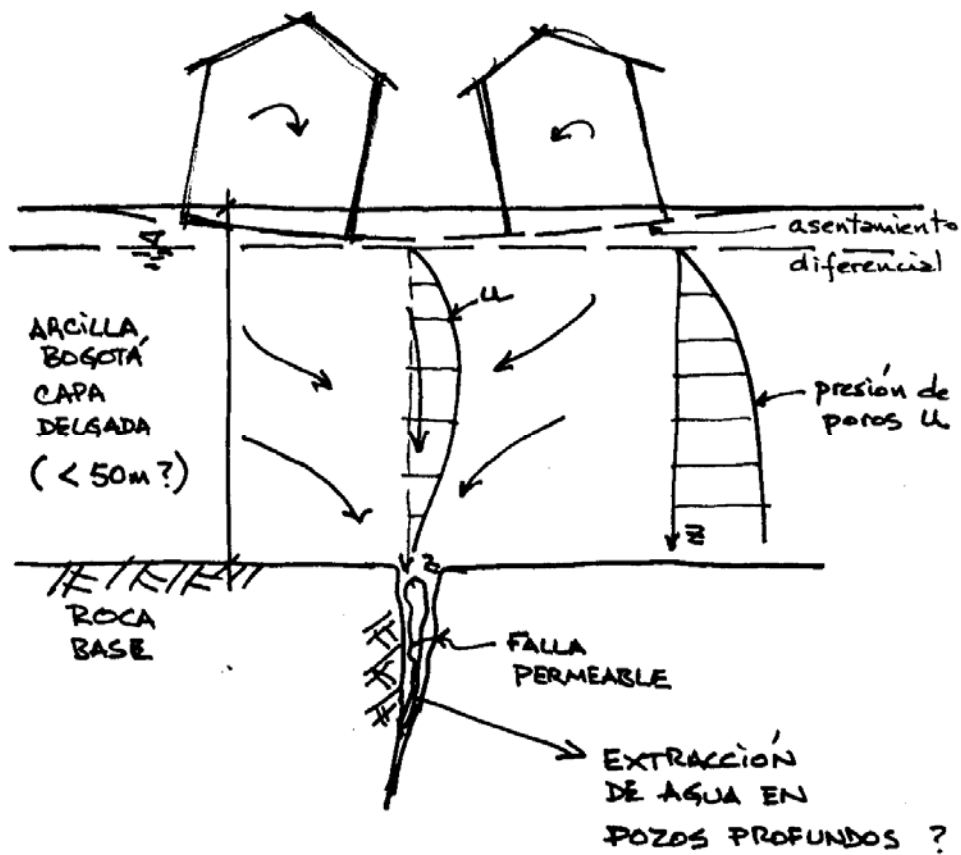


Figura 23. Hoyo Chupamanchas

Se postula también que esto ocurre en toda la Sabana pero cuando el espesor del depósito es grande, seguramente superior a los 50 m, las ondulaciones en superficie cubren áreas relativamente grandes y no generan asentamientos diferenciales de importancia en distancias cortas. Sin embargo cerca a los piedemontes el poco espesor del depósito resulta en asentamientos diferenciales grandes en distancias cortas, lo cual a su vez produce daños en las edificaciones apoyadas sobre estos. En la ciudad hay ejemplos de este tipo de asentamientos en la zona de la carrera 11 al norte de la calle 92 y hasta la calle 100, en las cercanías a la avenida Boyacá y hacia el occidente de esta, entre las calles 134 y 170, y recientemente se observó el asentamiento excesivo, ocurrido durante 30 o 40 años, de uno de los tubos del acueducto que viene de Tibitoc a lo largo del ferrocarril. En una zona sufrió asentamientos de cerca de 40 cm durante este periodo sin que existiese una causa superficial aparente para la consolidación de los suelos superficiales.

El fenómeno es difícil de predecir, pero debe ser tenido en cuenta sobre todo en los casos de cimentaciones cerca a los piedemontes para evitar asentamientos excesivos de edificaciones livianas soportadas superficialmente.

7. CONCLUSIONES

Luego de estos análisis se presentan las siguientes conclusiones:

1. La arcilla blanda o Arcilla Bogotá, se encuentra sobreconsolidada por deformación de tipo secundario o creep. Esta sobreconsolidación es mayor a mayor profundidad. Se postula aquí que la consolidación primaria ocurre a medida que se sedimenta el depósito y la consolidación secundaria por lo tanto ha venido ocurriendo prácticamente desde su formación.
2. La medición de la posición del nivel freático es difícil. Se debe hacer con piezómetros de respuesta rápida, y cuidadosamente instalados. Para proyectos convencionales se puede inferir su posición de la curva de resistencia al corte con profundidad.
3. La preconsolidación de las arcillas blandas del depósito lacustre ha permitido o facilitado la cimentación de edificaciones livianas de manera superficial. De no ser por el estado sobreconsolidado de estos suelos se presentarían asentamientos muy grandes de todas las edificaciones apoyadas en las arcillas blandas.

4. Edificios de cierto peso (más de 7 pisos de altura) deben contar con pilotes, así sea posible lograr la flotación con los sótanos.

5. Los pilotes son necesarios en muchos casos por razones constructivas. Aún así los pilotes de fricción permiten el traslado de las cargas a suelos más profundos, en donde la presión crítica o de preconsolidación es más alta y se reparten las cargas en un área mayor, con lo cual se obtienen asentamientos bajos.

6. Los edificios con alturas superiores a 8 pisos deberían contar con placa-pilotes como sistema de cimentación en el suelo blando para lograr un mejor comportamiento del edificio ante un evento sísmico. Sobre todo teniendo en cuenta que no se tiene gran certeza sobre la capacidad de los pilotes ante un evento sísmico de gran magnitud.

7. Las profundidades mínimas de los pilotes dependen de los resultados de los análisis de asentamientos. Únicamente la cantidad de pilotes depende de las sumas de las capacidades individuales y del análisis de capacidad de grupo. No se debe cimentar un edificio con pilotes cortos así la suma resulte en una capacidad suficiente, pues lograr asentamientos bajos es muy importante.

8. En las zonas de piedemonte se debe tener especial cuidado con las diferencias de suelos entre un extremo y otro de los edificios. Diferencias en espesor, consistencia o aún en clasificación del material en las zonas de piedemonte han resultado en asentamientos diferenciales y en grandes dolores de cabeza para los proyectistas y constructores de edificaciones.

9. En general el nivel freático de las vecindades no es afectado por la extracción de agua en las excavaciones para sótanos dada la baja permeabilidad de los suelos. Sin embargo se debe tener especial cuidado con suelos de piedemonte, más permeables (arenas y capas de turba con permeabilidades del orden de 1×10^{-4} cm/seg.) pues las turbas y las arcillas intercaladas con estas se consolidan muy rápidamente produciendo asentamientos grandes a corto plazo.

10. Existe la posibilidad de que el proyecto este localizado en la zona del piedemonte en un área de mayor desecación que podría resultar en asentamientos diferenciales o excesivos, independientemente del peso de la edificación. Se debe analizar esta posibilidad y escoger fundaciones profundas si es necesario.

Referencias

- Espinosa Silva, A. (1997) "El Agua en la Arcilla de Bogotá" IX Jornadas Geotécnicas, Sociedad Colombiana de Ingenieros.
- Espinosa Silva, A. (1999) "...And Back to Theory" Geo-engineering for Underground Facilities, edited by Fernández, G.
- Ingeominas-Universidad de Los Andes (1997) Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá, Convenio Interadministrativo 01-93 UPES.
- Instituto de Ensayos e Investigación (IEI 1980) "Prueba de Carga Vertical-Constructora Mendes Junior, Av 68 for Autop Medellín" Informe del Instituto de Ensayos e Investigación, Universidad Nacional.
- Maldonado, R. (1998) "Big Digs in the Lacustrine Soil of Bogotá, Colombia" Big Digs Around the World, Geotechnical Special Publication, ASCE.
- Mesri, G y Godlewski , P.M. (1977) "Time and Stress-Compressibility Interrelationship" Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE.

- Parry, R. H. G. and Wroth, C.P, (1981) "Shear Stress-Strain Properties of Soft Clay", Soft Clay Engineering, edited by Brand E.W. and Brenner, R.P.
- Rodriguez Ordoñez, J.A. (2006) "Estratigrafía y Comportamiento de Suelos Blandos de la Sabana de Bogotá" Boletín Colombiano de Geotecnia, Sociedad Colombiana de Geotecnia.