

# ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA

JULIO GARAVITO

## IV ENCUENTRO DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

FORO INTERNACIONAL SOBRE MICROZONIFICACION SISMICA

### PUENTE DE TERCER NIVEL CALLE 92

Germán Escobar <sup>(1)</sup> y Julio Moya <sup>(2)</sup>

#### 1. INTRODUCCION

El desarrollo del transporte masivo de Bogotá ha obligado a la ciudad a modernizar su infraestructura. Ha sido necesario ampliar, adecuar y construir vías para dar a los buses de Transmilenio pistas exclusivas.

La intersección de la Calle 92 con Autopista Norte desde antes de la introducción de buses articulados ya era un cruce en donde confluían la avenida 92, la autopista norte y la avenida NQS generando un gran problema de circulación, no solamente por el volumen de vehículos sino por los flujos de circulación que se cruzaban. Para solucionar este problema se construyeron primero los puentes de la autopista sobre la calle 92 que en ese entonces era la prolongación de la Avenida NQS. Como respuesta a la necesidad de abrir paso hacia la autopista norte de los vehículos que venían de sur a norte por la Avenida NQS se construyó el conector conocido como Puente Pastrana. Posteriormente, con la construcción de la Av. NQS hacia el norte los problemas se agravaron y se construyó un puente adicional sobre la Avenida NQS para descongestionar la avenida 92.

#### 2. GEOMETRIA DEL PUENTE

Con la llegada del sistema Transmilenio se dio una solución radical a esta Intersección, la cual comprende entre otras estructuras la construcción de un puente de tercer nivel para transporte mixto, para encausar el tráfico de la Avenida NQS

---

<sup>(1)</sup> Gerente de la Firma GEL Ingenieros Consultores Ltda. Diseñadores Estructurales del Puente Tercer Nivel Calle 92.

<sup>(2)</sup> Gerente de la Firma Ingeniería y Geotecnia Ltda., Ingenieros Consultores. Profesor de la Escuela Colombiana de Ingeniería. Asesor de Metrodistrito.

hacia la Autopista Norte en dirección norte - sur. La **Figura 1** muestra en planta todo el sistema actual de intersecciones vehiculares de la calle 92.

El puente de tercer nivel comienza en el carril oriental de la Avenida NQS y termina en el carril oriental de la Autopista Norte, pasando sobre los puentes de la autopista y de la calle 92, razón por la cual es denominado de tercer nivel. Presenta cuatro curvas horizontales de diferentes radios (**Figura 2**) y una curva vertical con una pendiente máxima del 6 %, lo que implica una variación de la pendiente transversal o peralte de la calzada a lo largo de toda la longitud del puente, para dar la seguridad necesaria al usuario (**Figura 3**). La longitud del puente es de 567 m y está dividida en 14 luces, siendo la mayor de 44.00 m y la menor de 36.00 m y tiene un ancho de tablero de 12.00 m para tres carriles, todos en un mismo sentido. El puente está apoyado sobre 13 pilas de alturas variables entre 6.45 y 12.70 m y sobre dos estribos (**Figura 4**).

### 3. SUPERESTRUCTURA

La estructura adoptada para el puente es mixta, compuesta de un cajón en acero A-588 Grado 50 y de una losa colaborante en concreto  $f'c = 35$  Mpa, pre-esforzado transversalmente para lograr un espesor moderado y está acoplada a la estructura de acero por medio de conectores de cortante, soldados a los patines superiores del cajón (**Figura 5**).

El cajón de acero esta compuesto por:

- Lámina inferior de 4.00 m de ancho. El espesor en las luces es de 9.5 mm y sobre apoyos de 16 mm a 22 mm. Esta lámina está rigidizada longitudinal y transversalmente.
- Dos almas inclinadas de 2.00 m de altura. El espesor en las luces es de 9.5 mm y en los apoyos de 12.7 mm salvo en los más solicitados donde llega a 16 mm (**Figura 6**). Presenta rigidizadores verticales espaciados aproximadamente cada 2.00 m y en zonas sobre apoyo cada 1.00 m y dos rigidizadores longitudinales a lo largo de todo el puente (**Figura 7**).
- Patines superiores de 450 mm de ancho en las luces y 600 mm sobre apoyo salvo en el apoyo 2 que tiene un ancho de 750 mm. El espesor varía entre 16 y 50 mm según las solicitaciones.
- Riostras verticales intermedias las cuales garantizan la indeformabilidad del cajón, colocadas en zonas curvas cada 5.50 m y en zonas rectas cada 11.00 m.

- Riostras verticales sobre apoyo las cuales transmiten las fuerzas horizontales de la losa a los apoyos.
- Contraviento horizontal que consiste en una viga en celosía que cierra el cajón de acero en la parte superior para darle rigidez a la torsión y estabilidad a los patines superiores en las zonas donde están sometidos a compresión (**Figura 8**).
- El peso de la estructura de acero es de 850 toneladas.

La Losa de concreto está conectada a la estructura de acero por medio de conectores de cortante que irónicamente no trabajan al corte, los cuales están soldados a los patines superiores del cajón.

La losa tiene un ancho de 12.00 m divididos así, dos voladizos de 3.50 m y zona entre patines de 5.00 m. El espesor sobre patines es de 0.35 m, en la llave de 0.25 m, y en los extremos de los voladizos de 0.20 m.

Esta losa presenta un refuerzo longitudinal de 1.00 % de la sección de concreto en las zonas sobre apoyo donde esta sometida a tracción y de 0.75 % en las luces donde está en compresión. En la **Figura 9** se muestra un corte transversal de la losa y en la **Figura 10** se observa la armadura longitudinal y transversal y los ductos transversales para el acero de preesfuerzo.

La losa colabora en la resistencia a la flexión longitudinal para las cargas permanentes y para las cargas vivas. En las zonas donde la losa está en compresión participa la sección total de concreto mientras que en las zonas donde esta en tracción solo participa el acero de refuerzo.

La losa está preesforzada transversalmente lo cual permite tener una losa de un espesor moderado y por ende un peso propio reducido. El preesforzado presenta un mejor comportamiento del concreto a la flexión que el concreto reforzado. El acero de preesfuerzo teniendo una resistencia más elevada que la del acero de refuerzo disminuye la cantidad de éste. Por un  $\text{cm}^2$  de acero de preesfuerzo debemos colocar  $3.5 \text{ cm}^2$  de acero pasivo. Para terminar, el acero de preesfuerzo es más económico que el acero de refuerzo.

La utilización del preesforzado implica mayor tecnología y responsabilidad. Los controles de la resistencia del concreto, de la elongación de los cables o torones, de la penetración de cuña, de la inyección de la lechada y su fraguado deben ser muy severos.

La losa está preesforzada con monotorones adheridos para lo cual se utilizó un nuevo tipo de ducto que nos garantiza la adherencia a través de la inyección de una lechada convencional. En la **Figura 11** se muestra el trazado de cables y en la **Figura 12** un detalle de esta armadura durante construcción.

Es importante tener en cuenta que la losa se diseñó como concreto preesforzado adherido, por lo tanto se admiten ciertas tracciones. Si la adherencia no se garantiza estaríamos en presencia de preesforzado no adherido para el cual no se admiten tracciones.

El problema de la introducción de esfuerzos a la estructura de acero y a la losa de concreto por efecto de la retracción del fraguado se ha minimizado realizando la conexión entre la viga de acero y la losa de concreto lo más tarde posible, de tal manera que la retracción se haya desarrollado al máximo. Esto se logra dejando unas reservas en la losa donde van los conectores las cuales serán vaciadas después del tensionamiento de la losa y lo más tarde posible. Es necesario pensar que una vez realizada la conexión se debe esperar que la resistencia al concreto de las cajas alcance al menos el 75% de la resistencia, en nuestro caso 26 MPa.

Es importante mencionar que mientras no se realice la conexión vaciando o fundiendo las reservas que contienen los conectores, la sección resistente es la viga metálica sola; la losa es solamente peso.

#### **4. PILAS Y ESTRIBOS**

El puente está apoyado sobre 13 pilas y dos estribos. Las pilas tienen todas diferentes longitudes siendo la más corta de 6.45 m la pila 14, y la más larga de 12.70 m la pila 7 debido a la curva vertical de la rasante.

El hecho que todas las pilas tengan diferente altura implica que las cargas o solicitaciones horizontales sobre cada una de ellas son diferentes. Dado que la rigidez de la pila a solicitaciones horizontales depende de la longitud a la potencia 3, las pilas cortas toman mucho más que las largas. Si se hubiera aplicado el mismo criterio utilizado para las otras pilas, las pilas 2 y 14 tendrían longitudes menores y su rigidez sería muy grande con respecto a las otras. Además, son las pilas más alejadas del punto fijo del puente. Por estas dos razones se determinó profundizar el dado para tener pilas un poco más largas.

Para las reacciones verticales se han diseñado unos apoyos en neopreno armado de dureza 60 los cuales han sido dimensionados de acuerdo con las solicitaciones. La almohadilla más grande se encuentra ubicada en el apoyo de la pila 2 y tiene como dimensiones 880 mm x 650 mm x 95 mm. La altura de todas las almohadillas es de 95 mm.

Para las solicitaciones horizontales provenientes del frenado, viento y sismo se colocaron unos espigos sobre todas las pilas que están conectados a la viga cajón mediante unas orejas soldadas a lado y lado. En los estribos no se previeron estas orejas sino que tienen unos topes limitando los movimientos transversales de los extremos de la viga cajón a 50 mm; en sentido longitudinal no hay ninguna restricción (**Figuras 13 y 14**).

Las pilas en su base tienen 4.32 m de longitud y 1.50 m de ancho. En la parte superior, la longitud se amplía gradualmente hasta 5.62 m. Las pilas son en concreto reforzado. El concreto  $f'c = 28$  MPa. El refuerzo longitudinal de la pila es del 1.00 % y los flejes cumplen con la separación especificada en el Código (**Figura 15**).

Lo dicho anteriormente es válido para todas las pilas salvo para la columna 6, próxima al carril sur norte de la autopista. Por razón de la posible prolongación de la paralela sur norte de la autopista fue necesario desplazar y reducir la sección de la pila 6 para dejar el espacio necesario. Esta pila no tiene las dimensiones de las anteriores sino que es más pequeña y de forma especial (**Figuras 16 y 17**).

La pila queda excéntrica con respecto al eje de la calzada y las solicitaciones son diferentes de las de las otras pilas ya que el momento de flexión transversal es muy importante. Para minimizar el efecto de esta flexión se decidió colocar un tensionamiento en la columna que generará un momento de sentido contrario, compuesto de tres cables de 12 torones de 5/8" (**Figuras 18 y 19**).

Los estribos en cada extremo del puente están diseñados solamente para cargas verticales. No sufren el empuje de la tierra pues el relleno está confinado por geotextil creando una tierra armada. Horizontalmente, no está contemplada ninguna solicitación. Si se colocara alguna restricción, el estribo absorbería la mayoría de estas fuerzas debido a su rigidez. El tope del cual se habló antes permite 50 mm de desplazamiento; cuando éste se produzca las fuerzas serían mínimas (**Figura 20**).

## 5. CIMENTACION

El diseño de la cimentación se basó en las recomendaciones del Estudio de Suelos y Análisis de Cimentaciones realizado por Alfonso Uribe S. y Cía. Ltda. en octubre de 2003 para Concreto S.A., constructores del puente. Teniendo en cuenta los 15 apoyos del puente, el número de perforaciones realizadas para el estudio de suelos y cimentaciones definitivo de AUS se complementó con información de las perforaciones para el estudio de suelos y cimentaciones realizado por Espinosa y Restrepo para el Consorcio Silva Fajardo & Cía. Ltda., Silva Carreño y Asociados S.A. - Sedic S.A., y presentado como parte de los documentos de la licitación.

A partir de los resultados de la investigación del subsuelo en el sitio (**Figura 21**) y de los ensayos de clasificación en el laboratorio que presentamos en forma resumida en las **Figuras 22 y 23** se estableció que el suelo de fundación hace parte de un depósito predominantemente arcilloso, típico de la Formación Sabana, con algunos estratos intercalados de materia orgánica y lentes de arena por debajo de los 35.00 m de profundidad. En el sector sur - occidental se encontró una capa superficial de arenas con gravas depositada en alguna época pasada por el río Negro, actualmente canalizado. En las **Figuras 24 y 25** se muestra la variación de la resistencia al corte

no drenada con la profundidad obtenida a partir de la información de los dos estudios mencionados anteriormente.

Para los análisis de estabilidad y deformación de la cimentación se consideró un pilote de concreto reforzado de sección cuadrada de 0.35 m de lado y 40.00 m de longitud. En el estudio de suelos de AUS la variación de la resistencia al corte no drenada con la profundidad se representó por la siguiente expresión:

$$C_u(\text{ton}/\text{m}^2) = 1.45 + 0.05 * Z$$

Para calcular la capacidad portante por adhesión lateral se adoptó un factor de corrección  $\alpha$  aplicado a la resistencia al corte no drenada  $C_u$  para tener en cuenta el efecto de la hincada del pilote sobre el suelo de fundación próximo al pilote en toda su longitud. Se estableció un factor de  $\alpha = 1.2$  para arcillas blandas con valores de  $C_u \leq 2.5 \cdot \text{ton}/\text{m}^2$  con el cual se llega a la siguiente expresión:

$$f_{su}(\text{ton}/\text{m}^2) = 1.74 + 0.06 * Z$$

La capacidad de carga última por la base se calculó por la siguiente expresión:

$$P_{BU}(\text{ton}) = 9 * C_u * A_p$$

Para un pilote de sección cuadrada de 0.35 m de lado y 40.00 m de longitud se obtienen los siguientes resultados:

Capacidad portante última por adhesión lateral:  $P_{fu} = 148.1 \cdot \text{ton} .$

Capacidad portante de seguridad por la base:  $P_{bs} = 3.8 \cdot \text{ton} .$

Capacidad portante última neta:  $P_{un} = 151.9 \cdot \text{ton} .$

Para los factores de seguridad adoptados, de 2.0 para adhesión lateral y 3.0 para la base, se obtiene la carga de diseño neta recomendada en el estudio de  $P_{dn} = 75.3 \cdot \text{ton}$  o una carga total  $P_{dt} = 82.4 \cdot \text{ton} .$

En el estudio de suelos y cimentaciones del Consorcio Silva Fajardo, Silva Carreño - Sedic, se recomienda adoptar para el diseño geotécnico de la cimentación pilotes pre-excavados y fundidos en el sitio con una fricción o adhesión lateral máxima admisible o de seguridad correspondiente a un factor de seguridad de 1.5 de  $f_{ss} = 1.3 \cdot \text{ton}/\text{m}^2$ . Para un pilote de sección circular de 0.45 m de diámetro y 40.00 m de longitud, con un área lateral equivalente al pilote hincado de 0.35 m de lado de sección cuadrada y de la misma profundidad, la capacidad portante de seguridad por fricción lateral resulta de  $P_{fs} = 73.5 \cdot \text{ton}$ , valor muy similar al recomendado en el

estudio definitivo. Sin embargo, es importante aclarar que para un factor de seguridad de 2.0 adoptado en el estudio de suelos y cimentaciones de AUS, la capacidad admisible se reduce significativamente a  $P_{fs} = 55.1 \cdot ton$ .

Para una carga vertical transmitida por el cabezal de una pila de 1200 ton, como se indica en el estudio, y suponiendo una eficiencia del grupo igual a 1.0 se determinó un grupo mínimo de 16 pilotes de concreto reforzado, de sección transversal cuadrada de 0.35 m de lado y 40.00 m de longitud efectiva. Los pilotes son prefabricados en tramos de 10.00 m y se acoplan durante el proceso de hinca. La cabeza de los pilotes queda también acoplada a un dado o cabezal que soporta la pila (**Figura 26 y 27**).

En el caso de los suelos arcillosos del sitio, para calcular la eficiencia del grupo de pilotes, preferimos adoptar el método propuesto por *Poulos y Davies* con el cual se obtiene un valor de eficiencia de  $Ef = 0.92$  considerando un grupo de 5 pilotes alineados y separados centro a centro 1.54 m. El mismo factor de eficiencia se obtiene con un grupo de pilotes 16 pilotes distribuidos en el perímetro de un cuadrado de 6.51 m de lado.

En el estudio se incluye además información adicional sobre predicción de asentamientos y sobre el coeficiente de reacción de subrasante para el análisis de deformaciones del grupo bajo cargas laterales por sismo.

Con relación al Módulo de Reacción de Subrasante horizontal, en el estudio de suelos y cimentaciones se recomienda para un pilote de sección transversal cuadrada de 0.35 m de lado, una variación lineal del módulo horizontal desde 400 t/m<sup>3</sup> a 5.00 m de su longitud hasta 800 t/m<sup>3</sup> en la base o sea a una profundidad del orden de 43.00 m. Este último valor se recomienda para el módulo de reacción vertical en la base del pilote.

Si aceptamos la recomendación conservadora de Davisson, el módulo lo calcularíamos por la siguiente expresión:

$$K_h = 67 * C_u / B$$

y si calculamos  $C_u$  por la expresión dada en el informe de suelos, se obtiene un rango entre 390 t/m<sup>3</sup> a 5.00 m y 690 t/m<sup>3</sup> en la base del pilote, similar al adoptado por AUS.

En consecuencia, la cimentación diseñada está compuesta por grupos de pilotes de concreto reforzado, amarrados con dados e integrados a las pilas. Los pilotes son prefabricados en planta, en tramos de 10.00 m de longitud y sección cuadrada de 0,35 m de lado; éstos fueron hincados a golpes con un martinete de vapor de acción simple como se muestra en la **Figura 28**, que tiene un martillo de 5.0 ton de peso y

una altura de caída graduable entre 35 y 40 cm. Los tramos se acoplaron adecuadamente (**Figura 29**) para lograr la longitud total de 40.00 m. Los estribos están cimentados cada uno sobre 12 pilotes como se indica en la **Figura 30** y la mayoría de las pilas sobre 16 pilotes cada una dispuestos en el perímetro de un dado o cabezal cuadrado del orden de 7.00 m de lado y 1.50 m de espesor (**Figuras 31, 32 y 33**). El dado de la pila 6 tiene una geometría y refuerzo especial para momentos de flexión transversales y para el punzonamiento de la pila debido su sección.

## 6. ANALISIS ESTRUCTURAL

Las cargas que se consideraron son todas aquellas especificadas en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Se consideraron tres carriles de tráfico en la misma dirección.

Para la superestructura se consideraron las fuerzas internas generadas por las cargas y otras solicitaciones. Los momentos de flexión, las fuerzas cortantes pero sobre todo los momentos de torsión generados por la curvatura y las cargas excéntricas fueron calculados y combinados según las directivas del Código. El análisis Estructural de la estructura mixta se hizo elásticamente sin mayoración de las cargas.

La sección óptima para las fuerzas internas generadas es el cajón por su excelente rigidez y resistencia a la torsión, a la flexión en momento positivo y negativo y al cortante. Además, el aspecto estético juega un papel muy importante en esta obra. El cálculo de la resistencia se hizo según la teoría elástica.

Se prestó especial atención a los problemas de estabilidad de las láminas de acero sometidas a compresión y al diseño y colocación de rigidizadores.

Las fuerzas internas de las columnas, de los dados y de los pilotes fueron analizadas también, elásticamente, combinadas y mayoradas según las recomendaciones del Código. En el cálculo de la resistencia si se aplicó la teoría de los estados últimos. No se hicieron redistribuciones. En la Pila 6, por ser preesforzada, se verificaron los esfuerzos al estado de servicio.

Para el análisis sísmico se utilizó el espectro para la zona 3 Lacustre A según la Microzonificación de Bogotá. El comportamiento de este puente difiere enormemente del de un puente rectilíneo de la misma longitud. Los desplazamientos son más pequeños y la repartición de las fuerzas en los elementos es más favorable ya que las pilas presentan ejes fuertes que varían de  $0^\circ$  en la pila 2 a  $90^\circ$  en la pila 14. Para el caso de la temperatura,  $+20^\circ$  a  $-20^\circ$ , las deformaciones son más pequeñas comparadas con las del puente rectilíneo. La razón es que la elongación o el acortamiento son absorbidos por la ampliación o disminución del radio de curvatura.

Las fuerzas internas de la losa fueron calculadas con base en el Código. Siendo concreto preesforzado se verificó que se respetaran los esfuerzos de tracción permitidos en elementos con preesforzado adherido y se verificó la seguridad a la rotura.

## 7. PRUEBAS DE CARGA DE PILOTES

Para comprobar los resultados de los análisis realizados durante la etapa de diseño de la cimentación, se programó una prueba de carga para un pilote. La prueba se realizó sobre un pilote hincado entre los apoyos 13 y 14 pero unos 5.00 m más superficial que los pilotes de cimentación y utilizando como reacción cuatro pilotes de igual sección transversal y de 20.00 m de longitud. El pilote falló a una carga de 97.65 ton con un asentamiento inicial de unos 17 mm, que se incrementó a carga constante hasta unos 25 mm y posteriormente el pilote se continuó penetrando hasta unos 43 mm con una carga de 75 ton; luego se descargó hasta 10 ton y éste presentó una recuperación elástica del orden de 9 mm. Con este resultado el factor de seguridad para la carga promedio de 65 ton por pilote (pila más cargada obtenida en el diseño estructural) resulta de 1.50. La falla prematura del pilote de prueba indicaba una condición local más desfavorable que la adoptada en el estudio de suelos y cimentaciones, la cual podría repetirse en otros sectores del puente. Se decidió por lo tanto realizar una nueva prueba de carga en otro pilote.

Para la segunda prueba de carga se seleccionó uno de los pilotes de cimentación de la pila 8, utilizando como pilotes de reacción otros pilotes de cimentación vecinos. El pilote falló a unas 150 toneladas, con un asentamiento del orden de 30 mm que se aumentó a carga constante hasta 40 mm. El factor de seguridad para la carga promedio de 65 ton resulta de 2.3, con el cual se estaría cumpliendo con el mínimo de 2.0 establecido por el Código. Los resultados carga - asentamiento de las dos pruebas de carga se muestran en la **Figura 34**.

Con los resultados de las dos pruebas de carga no era posible tomar una decisión con respecto al sistema de cimentación adoptado. Además, para la época en que se realizó la segunda prueba, se había hincado la casi totalidad de los pilotes y se había terminado la construcción de los dados correspondientes y las pilas se encontraban prácticamente terminadas.

Con el objeto de encontrar una explicación a la diferencia de resultados de las dos pruebas de carga se revisó toda la información disponible en los dos estudios de suelos realizados para el puente; el inicial realizado por los diseñadores para una solución básica de puente para la licitación y el estudio de suelos adicional para el diseño del puente propuesto por Metrodistrito y aprobado por el IDU. Se evaluó además, toda la información disponible en estudios de suelos realizados para otros puentes de la intersección de la Calle 92. Los resultados de todos estos estudios muestran variaciones significativas de las propiedades índice y de resistencia al corte y compresibilidad del subsuelo en dirección horizontal y vertical.

Los registros de hincas de los pilotes confirmaban los resultados de la variabilidad del subsuelo. Desafortunadamente, no se llevó a cabo un registro de los niveles de energía utilizados durante la hincas de los cuatro tramos de cada pilote y por lo tanto estos resultados no fueron concluyentes (**Figuras 35, 36, 37 y 38**). También es importante destacar que la mayoría de los ingenieros geotecnistas que han realizado estudios en el sector predicen una capacidad portante última entre 130 y 160 toneladas para el tipo de pilote adoptado o su equivalente preexcavado y fundido en el sitio de sección circular y de la misma longitud efectiva. En consecuencia, algunos argumentaban que el pilote ensayado en la primera prueba no era representativo de los pilotes de cimentación por encontrarse del orden de 5.00 m más superficial.

## **8. ASESORIA DE SUELOS Y CIMENTACIONES**

Para encontrar una solución al problema planteado, se consideró necesario ampliar la investigación del subsuelo, realizar pruebas de carga adicionales y pruebas de integridad del primer pilote ensayado e investigar a partir de análisis adicionales de estabilidad y deformación cualquier reserva de capacidad de carga que pudiera tener el sistema de cimentación adoptado y que no hubiera sido considerada en los análisis convencionales. Todo el programa de investigación se desarrolló entre julio de 2004 y febrero de 2005, sin interrumpir el normal desarrollo de la obra y antes de tomar decisiones extremas muy costosas y demoradas, como sería la de reforzar la cimentación existente de todos los 15 apoyos con pilotes adicionales.

El estudio se desarrolló por etapas, comenzando con una evaluación de la información disponible, visitas a la obra durante las cuales se pudo presenciar el desarrollo de la segunda prueba de carga de un pilote de cimentación y reuniones técnicas con ingenieros de diseño y construcción y representantes de la interventoría. La revisión de estudios de suelos y cimentaciones realizados para proyectos similares en el área proporcionó información muy útil sobre caracterización geotécnica y capacidad portante de cimentaciones profundas

## **9. PRUEBAS DE CARGA ADICIONALES**

Se acordó repetir la prueba de carga del primer pilote de prueba, manteniendo su posición inicial y realizar posteriormente una nueva prueba de carga del mismo pilote, después de rehincarlo hasta la profundidad de los pilotes de cimentación más cercanos. En esta segunda etapa se dejó planteada la conveniencia de realizar una investigación complementaria del subsuelo por medio de perforaciones adicionales y ensayos de campo y laboratorio. Los resultados de estas dos pruebas adicionales confirmaron los obtenidos en la primera prueba. En la **Figura 39** se presenta el resultado carga - asentamiento de la tercera prueba; la falla del pilote a 90 ton indica un resultado ligeramente más desfavorable que el de la primera prueba. En la **Figura 40** se presenta el registro de hincas del pilote con gato para llevarlo al nivel de los

pilotes de cimentación. Se aprecia en esta penetración de 5,00 m la pérdida de resistencia del suelo arcilloso por remoldeo. Posteriormente, la cuarta prueba sobre el primer pilote dio un resultado similar a la primera como se muestra en la **Figura 41**. Se comprobó por lo tanto que la baja capacidad del pilote no se debía a su localización más superficial comparada con la de los pilotes de cimentación.

## 10. INVESTIGACION COMPLEMENTARIA DEL SUBSUELO

Para la tercera etapa se aprobó y llevó a cabo la investigación complementaria del subsuelo por medio de perforaciones, ensayos de campo y laboratorio y sondeos con cono CPT. Todos los procedimientos para realizar las actividades de campo fueron establecidos conjuntamente por los ingenieros Jorge Durán, Asesor de la interventoría y Julio Moya, Asesor de Metrodistrito y su cumplimiento fue supervisado en forma permanente por una ingeniera civil y con la tarea de mantener permanentemente informado al ingeniero asesor de los resultados que se fueran obteniendo y de situaciones no previstas. En esta forma se realizaron las perforaciones B1 y B2 y los sondeos de penetración estática con cono B3 y B4, cuya localización se muestra en la **Figura 42**.

Todas las muestras fueron identificadas visualmente en el campo y en el laboratorio y todo el programa de ensayos de clasificación, resistencia al corte y consolidación fue preparada conjuntamente por los ingenieros Jorge Durán, Asesor de la Interventoría y Julio Moya, Asesor de Metrodistrito. Los resultados de los ensayos de clasificación se muestran en las **Figuras 43, 44 y 45** y confirman los resultados de los estudios previos. La resistencia al corte no drenada fue determinada con ensayos con penetrómetro y veleta manuales sobre las muestras tomadas en las perforaciones y los resultados se presentan en las **Figuras 46, 47, 48 y 49**. La resistencia al corte no drenada fue determinada también directamente en el sitio con ensayos de veleta a diferentes profundidades en las perforaciones. Los resultados fueron corregidos por plasticidad (**Figura 50**) y se presentan en la **Figura 51**.

Para determinar los parámetros de compresibilidad y consolidación se realizaron ensayos de consolidación unidimensional lenta con ciclo intermedio de descarga y recarga y en las **Figuras 52 a 56** se presentan algunos de los resultados. Con toda la información obtenida en la investigación complementaria en el campo y laboratorio se pudo reducir significativamente la alta dispersión de los datos y adoptar una caracterización del subsuelo con parámetros más confiables. Los resultados de los sondeos de penetración estática con cono CPT no resultaron confiables por falla en el funcionamiento de los manómetros que miden la resistencia por punta. Sin embargo, pudimos aprovechar la información de los manómetros que miden la resistencia total a la penetración de todo el sistema formado por el cono y las varillas de extensión, como se muestra en la **Figura 57**.

## 11. CARACTERIZACION GEOTECNICA

El suelo de fundación de la cimentación del puente está formado por un depósito de arcillas de alta plasticidad, de consistencia media a blanda y ligeramente sobreconsolidados por desecación. Hasta la profundidad explorada de unos 55 m se presentan intercalados estratos de poco espesor de suelos orgánicos y algunos lentes de arena. A mayor profundidad se deben encontrar estratos arenosos con agua a presión superior a la hidrostática. El nivel freático se encuentra a unos 2.00 m de profundidad y los piezómetros instalados a 23.00 y 55.00 m de profundidad, registran niveles piezométricos unos pocos decímetros por encima del nivel del terreno.

Las propiedades índice, resistencia al corte no drenada y módulos de deformación obtenidos de los estudios iniciales muestran una dispersión importante, que atribuimos en parte a la variabilidad natural de las condiciones del subsuelo y de sus parámetros de resistencia y compresibilidad. Aunque todo el depósito tiene el mismo origen geológico, es normal encontrar algunas diferencias en sus características en dirección horizontal a diferentes profundidades. Las dos perforaciones B1 y B2 que se realizaron con una supervisión muy estricta presentan unos resultados con una dispersión mucho menor que los encontrados en otros estudios de suelos del sector.

## 12. ANALISIS DE CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTES

Los resultados obtenidos de la investigación complementaria del subsuelo en los dos sitios de las pruebas de carga no presentan diferencias significativas en sus características y propiedades y permitieron despejar muchas de las incertidumbres planteadas inicialmente sobre el subsuelo del área y el sistema de cimentación del puente. Se pudo establecer una caracterización geotécnica y parámetros de resistencia y compresibilidad confiables para los análisis de estabilidad y deformación y predecir el comportamiento de la cimentación bajo diferentes condiciones de cargas temporales y permanentes.

Los análisis de estabilidad de un pilote con base en los resultados de la investigación complementaria del subsuelo dieron una capacidad portante última en el rango de 147 a 157 ton como se muestra en la tablas de las **Figuras 58 y 59**. A pesar de todos los esfuerzos para encontrarle una explicación a los resultados tan bajos de capacidad portante última obtenidos en la primera prueba de carga y confirmados por la tercera y cuarta prueba realizadas sobre el mismo pilote, continuamos sin encontrar las posibles causas.

Para las condiciones de carga muerta más carga viva máxima, la carga promedio máxima por pilote resulta de 65 ton y se presenta en la Pila 2 (Ver Tabla en la **Figura 60**). Para el rango esperado de capacidad portante última neta calculada de 147 a 157 ton el factor de seguridad resulta entre 2,3 y 2,4. Para la capacidad más baja obtenida de 97 ton el factor de seguridad se reduce a 1.5.

Para la condición más crítica de sismo la carga promedio máxima por pilote se presenta en la Pila 5 y es de 110 ton (Tabla de la **Figura 60**). En este caso el factor de seguridad esperado para las condiciones normales del subsuelo, se encuentra en el rango de 1.3 a 1.4 y para la capacidad última más baja obtenida en la primera prueba de carga resulta de 0.9.

En los cálculos anteriores hemos supuesto que el dado o cabezal de amarre de los pilotes no participa en la capacidad portante del sistema de cimentación y además, en el caso de sismo, hemos supuesto que la resistencia al corte del suelo en la inmediata vecindad del pilote se mantiene inalterada. Adicional a esta suposición algunos ingenieros estructurales y posiblemente algunos Códigos consideran que en el caso de sismo se puede admitir un incremento de la capacidad del pilote del orden de un 30 %, generalizando en esta forma una recomendación adoptada normalmente en el diseño estructural para los materiales como el concreto y el acero.

Durante el sismo se puede presentar una reducción importante de la capacidad del pilote por remoldeo parcial de la arcilla debido a los muy pequeños y acelerados desplazamientos alternativos del pilote y esta reducción es más pronunciada en los suelos arcillosos sensibles como es el caso de las arcillas lacustres de la Formación Sabana y como consecuencia de esta reducción, el factor de seguridad resulta menor que los anteriores. El Código Colombiano de Puentes no dice nada al respecto, pero si quisiéramos aplicar este concepto de reducción por remoldeo o por deformaciones excesivas, podemos aprovechar la información de carga obtenida durante la rehincha del primer pilote de prueba (**Figura 40**). El factor de reducción por remoldeo resulta del orden de 0.80 y los factores de seguridad calculados anteriormente se reducirían al rango de 1.0 a 1.2 con las capacidades últimas calculadas y se reduce a 0.70 con la capacidad más baja de la primera prueba de carga.

Resulta razonable suponer, que en estos casos más críticos entraría a colaborar el dado de amarre que tiene una capacidad portante muy importante como sistema de cimentación superficial, para incrementar el factor de seguridad del sistema combinado. La proporción de la carga total transmitida por el dado es un problema más complejo de compatibilidad de deformaciones, que un problema de variación del factor de seguridad.

### **13. ANALISIS DE ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES**

Para la condición de carga muerta más carga viva máxima se calculó un asentamiento inmediato o a corto plazo utilizando teoría elástica y parámetros no drenados de compresibilidad obtenidos a partir de correlaciones con la resistencia al corte no drenada  $C_u$  del suelo de fundación (**Figura 61**). El asentamiento inmediato calculado es del orden de 25 mm y este resultado no cambia en forma significativa si los pilotes transmiten la totalidad de la carga o si el dado contribuye con un pequeño porcentaje. Los asentamientos medidos cuando las pilas estaban sometidas a un 80

% de la carga total esperada fueron del orden de 8 a 12 mm. Este asentamiento se comenzó a medir cuando las pilas estaban totalmente terminadas y antes de colocar las vigas cajón de la superestructura y por lo tanto no incluyen el asentamiento inmediato que se presentó bajo el peso del dado y de la pila en cada eje que es del orden del 30 % de la carga total. Si suponemos que el asentamiento inmediato es proporcional a la carga aplicada, hasta ese momento se debieron haber presentado asentamientos a corto plazo del orden de unos 13 a 19 mm. Seguramente este pequeño asentamiento se corrigió al nivelar las pilas a la cota proyectada.

El asentamiento total a largo plazo o bajo condiciones drenadas para esta misma condición de carga muerta más carga viva máxima se calculó siguiendo la teoría de la consolidación de Terzaghi, teniendo en cuenta los esfuerzos iniciales e historia de esfuerzos del suelo (**Figura 62**) y los cambios en los esfuerzos debidos a las cargas aplicadas. Se consideraron dos casos extremos y uno intermedio con relación a los parámetros de compresibilidad del suelo  $C_r$  y  $C_c$  (**Figura 63**) o los módulos de deformación correspondientes (**Figuras 64 y 65**); el Caso 1 que supone que todas las deformaciones se presentan en la zona de recompresión con compresibilidad  $C_r$ , el Caso 2 considerando los valores mínimos de la relación de sobreconsolidación RSC y deformaciones en la zona de recompresión y compresión virgen con compresibilidades  $C_r$  y  $C_c$  respectivamente, y el Caso 3 igual al anterior pero teniendo en cuenta además unos valores más altos de la RSC, obtenidos en algunos de los ensayos de consolidación en las proximidades de las capas orgánicas dentro del depósito de arcilla (**Figura 62**). Si la totalidad de la carga es soportada por los pilotes, los asentamientos totales a largo plazo para la hipótesis extremas de compresibilidad indicadas, están dentro del rango de 53 a 137 mm ( Ver Tablas de las **Figuras 66, 67 y 68**) y para los primeros 20 años de vida útil, dentro del rango de 50 a 110 mm. Se analizó también un problema hipotético considerando una cimentación superficial sometida a diferentes porcentajes de la carga total. Esta información resulta muy útil para el análisis de interacción dado - pilotes - suelo.

#### 14. SISTEMA DADO - PILOTES

El asentamiento del sistema dado - pilotes - suelo de fundación se determinó utilizando el método de análisis propuesto por Randolph para condiciones a corto y a largo plazo (**Figuras 69 y 70**). A corto plazo el asentamiento calculado es del orden de 25 mm, muy similar al obtenido con solo pilotes. En este caso el dado únicamente toma del orden de un 3 % de la carga total (Tablas de las **Figuras 71, 72, y 73**). A largo plazo o condición drenada, el asentamiento del sistema y la forma como se distribuye la carga total entre el dado y los pilotes es diferente para los tres casos considerados. Para el Caso 1, únicamente en la zona de recompresión la placa solo toma un 2 % de la carga total y el asentamiento a largo plazo resulta de unos 50 mm (**Figura 71**). Para el Caso 2 más desfavorable con deformaciones en las zonas de recompresión y compresión virgen la placa toma del orden de un 6 % de la carga y el asentamiento a largo plazo resulta de unos 125 mm (**Figura 72**) y para los primeros

20 años de vida útil de la estructura el rango de asentamientos esperados estará entre 50 y 110 mm aproximadamente (**Figura 73**).

En condiciones normales las diferencias de carga entre pilas vecinas no son significativas y por lo tanto los asentamientos diferenciales, para el caso más desfavorable de diferencia de cargas que se presenta entre las pilas 2 y 3, resulta prácticamente despreciable si el suelo se comporta como en el Caso 1 y de unos 25 mm para el Caso 2 más desfavorable. Se podría plantear una condición extrema si la Pila 2 más cargada se encuentra en el suelo del Caso 2 con un asentamiento de 90 mm y la Pila 3 menos cargada se encuentra en el suelo más favorable del Caso 1 con un asentamiento de 48 mm, ambos calculados para 20 años. En estas condiciones el asentamiento diferencial resulta de unos 42 mm (**Figura 74**). Una situación similar se puede presentar en el caso de redistribución de cargas entre una pila y las vecinas como consecuencia de asentamientos diferenciales entre ellas.

## 15. PRUEBA DE CARGA DEL PUENTE

Una de las actividades más importantes que se realizó antes de dar el puente al servicio fue la prueba de carga.

Con ésta se verificó la resistencia y el comportamiento del puente. Ante la imposibilidad de probar todo el puente, el diseñador decidió probar las secciones más solicitadas del mismo. Se escogieron las siguientes secciones:

- Secciones en la luz entre pilas 12 y 13, luz de máxima longitud 44.00 m, máximo momento positivo en la viga cajón.
- Sección sobre Pila 12, entre luces de 44.00 m, máximo momento negativo y máximo cortante en la viga cajón.
- Sección sobre pila 6, entre luces de 37.00 y 41.00 m, combinación de momento de flexión negativo y momento de torsión y cortante.
- Sección en la luz entre pilas 6 y 7, luz de longitud 37.00 m, luz curva con el menor radio de curvatura, comportamiento a la torsión.
- Pila 6, pila excéntrica, mayor momento de flexión transversal en pilas. Momento de flexión y cortante en el voladizo que soporta la viga cajón.

Para realizar las pruebas se utilizaron camiones mezcladores cargados con gravilla cuyo peso era de 28 toneladas. La distribución de esta carga es así: por Pacha de llantas traseras 5.3 ton cada una, son 4 y por llanta delantera, 3.4 ton cada una, son 2 (**Figuras 75 y 76**).

Varias secciones y puntos de las luces y apoyos probados fueron instrumentados con deformímetros, los cuales permitían una lectura de gran precisión. Complementariamente, se fijaron unos puntos que permitieran tomar medidas de deformaciones con nivel de precisión.

Para generar en las luces los momentos positivos para los cuales fueron diseñadas, fue necesario colocar 6 camiones mezcladores en la posición determinada por el análisis estructural.

Para generar en las secciones sobre apoyo los momentos negativos para los cuales fueron diseñadas fue necesario colocar 12 camiones mezcladores en la posición determinada por el análisis estructural.

El orden de entrada permitió verificar el comportamiento del puente a la torsión.

Los momentos de flexión, los cortantes, los momentos de torsión y las deformaciones en varias secciones y puntos de la viga cajón y de las pilas, fueron determinados para cada uno de los camiones y para las diferentes combinaciones resultantes del orden de entrada. Los valores de las deformaciones calculados eran comparados con los medidos a la entrada de cada camión.

La comparación de los valores calculados y los medidos nos permitió determinar que el comportamiento del puente no era normal durante la prueba sobre la pila 6. Una inspección permitió descubrir la falla de uno de los neoprenos (**Figura 77**). Esta falla condujo a la estructura a redistribuir las fuerzas de apoyo, resultando el voladizo de la pila 6 sobrecargado. La revisión de todos los apoyos de neopreno tuvo como resultado la decisión de cambiarlos todos.

Una vez cambiados los apoyos de neopreno y reforzado el voladizo de la pila 6 para poder responder a cualquier otra eventualidad, se repitió la prueba y los resultados fueron satisfactorios (**Figura 78**).

## **16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

El subsuelo del área de estudio es típico de la Formación Sabana. Está formado por un depósito de arcillas de alta plasticidad con intercalaciones de estratos orgánicos de poco espesor y eventuales lentes de arena hasta la profundidad explorada de 55 metros.

El nivel freático aparece a una profundidad del orden de 2.00 metros. Las presiones de poros por debajo del nivel freático son superiores a la hidrostática debido a la presencia de acuíferos confinados que se encuentran a mayor profundidad de la explorada, con niveles piezométricos por encima de la superficie del terreno.

Los resultados de los ensayos de campo y laboratorio de los estudios iniciales y complementarios muestran variaciones significativas en dirección horizontal y vertical de las propiedades índice y parámetros de resistencia y compresibilidad. Los resultados de campo y laboratorio de la investigación complementaria del subsuelo permitieron reducir significativamente la alta dispersión de la información y adoptar una caracterización del subsuelo con parámetros más confiables. Sin embargo, deben esperarse algunas diferencias de comportamiento bajo las cargas de cimentaciones superficiales y profundas de estructuras localizadas en el área de estudio.

Los registros de hinca de los pilotes de cimentación confirman los resultados de la variabilidad del subsuelo. Desafortunadamente no se llevó un registro de los niveles de energía utilizados durante la hinca y por lo tanto estos resultados no se pueden interpretar de una manera confiable.

Estudios anteriores realizados por diferentes ingenieros geotecnistas en el área conducen a valores similares de la capacidad portante admisible para los pilotes de cimentación adoptados.

Los criterios iniciales de diseño del puente y los análisis complementarios muestran que el sistema de cimentación adoptado cumple con los requisitos de estabilidad y deformación. Aunque el factor de seguridad obtenido para la condición más desfavorable del subsuelo se aparta de los criterios establecidos en el Código de Puentes, el sistema de cimentación adoptado presenta una reserva adicional de capacidad portante suministrada por el dado o cabezal de amarre del grupo de pilotes, la cual no fue tomada en cuenta en los diseños iniciales.

Los asentamientos medidos durante la etapa de construcción se encuentran dentro de los valores de los asentamientos inmediatos calculados.

Los resultados de los análisis de estabilidad y deformación del sistema combinado placa (cabezal) - pilotes se consideran dentro de los límites admisibles por la estructura. Para carga muerta más carga viva máxima y condiciones normales del suelo de fundación se obtuvieron factores de seguridad en el rango de 2.3 a 2.4 y para las condiciones más críticas encontradas en los estudios, el factor de seguridad se reduce a 1.60. Los resultados de los análisis de asentamientos indican asentamientos totales máximos en el rango de 50 a 110 mm y diferenciales entre pilas vecinas inferiores a 30 mm bajo condiciones normales y unos 40 mm bajo condiciones extremas o más desfavorables.

Bajo las acciones críticas de sismo el factor de seguridad se reduce a valores entre 1.3 y 1.4 bajo condiciones normales del subsuelo y resulta muy cercano a 1.0 en los casos más desfavorables del subsuelo y de cargas. Si aceptamos una reducción de un 20% en la capacidad portante de los pilotes bajo el efecto dinámico del sismo, los factores de seguridad anteriores se reducen en la misma proporción y si resultan inferiores a 1.0, se debe interpretar que la placa de cimentación entrará a colaborar durante el sismo con un porcentaje de carga adicional.

Como resultado de todo lo anterior podemos concluir que el sistema de cimentación adoptado para los apoyos del puente de tercer nivel, cumple satisfactoriamente con los criterios de estabilidad y deformación para condiciones de carga muerta y carga viva máxima y para cargas extremas de sismo. El sistema inicialmente concebido para cada pila como un grupo de pilotes aislados unidos por un dado de amarre, en la realidad trabajará como un sistema combinado dado - pilotes interactuando con el suelo de fundación.

El criterio que controla el comportamiento de este sistema es el de asentamientos a corto y largo plazo, con una contribución del dado relativamente pequeña, 3 a 6 % de transmisión de las cargas estructurales directamente al suelo de fundación, en tanto que los pilotes transmitirán el 97 a 94 % de las cargas a niveles más profundos del subsuelo. Bajo estas condiciones los pilotes trabajarán con factores de seguridad más bajos, del orden de 2.3 a 2.4 para condiciones normales del suelo de fundación y de 1.6 para condiciones más desfavorables. Para el sistema se espera un asentamiento total máximo de unos 25 mm a corto plazo y de 50 a 110 mm a largo plazo. Los asentamientos diferenciales entre pilas vecinas son de unos 30 mm para condiciones normales del subsuelo y de unos 40 mm para condiciones extremas más desfavorables y un tiempo de funcionamiento del orden de 20 años.

Para condiciones críticas de carga por sismo el factor de seguridad en los pilotes se baja hasta 1.2 a 1.4 para condiciones normales del subsuelo y alrededor de 1.0 para las condiciones más desfavorables del subsuelo encontradas en el estudio. El asentamiento calculado a corto plazo varía de 20 a 25 mm o sea un asentamiento adicional despreciable. Si se presenta una pérdida de capacidad portante del pilote durante el sismo que podemos estimar en un 20 %, en condiciones normales del subsuelo no se modifican apreciablemente los asentamientos. Sin embargo, en condiciones más desfavorables del subsuelo, el dado debe tomar la pérdida de carga de los pilotes y transmitirla directamente al suelo de fundación y como consecuencia se presentarán asentamientos inmediatos mayores.

Sobre el comportamiento desfavorable del primer pilote de carga, hasta el momento ha quedado sin una respuesta. Si observamos el registro de hinca del pilote de prueba, en los últimos metros se presenta en dos niveles una reducción importante de los golpes por metro de penetración. Teniendo en cuenta que el subsuelo hasta la profundidad investigada de 55 m está formado predominantemente por una arcilla de origen lacustre cuya resistencia aumenta gradualmente con la profundidad, los cambios registrados al final de la hinca podrían indicar que el último tramo del pilote sufrió un desacople por algún defecto en la junta. Los ensayos de integridad a partir del análisis de propagación de ondas de compresión indicaron que a 30 m de profundidad la onda no continuó propagándose. Sin embargo, por tratarse de las primeras experiencias en nuestro medio con pilotes seccionados y las limitaciones atribuibles al sistema, en particular una energía del impacto insuficiente para alcanzar los 40 m, el resultado no se consideró concluyente. Sin embargo, el resultado de la primera prueba es el esperado para un pilote de la misma sección transversal pero de 30 m de longitud efectiva.

Se recomienda mantener un control de nivelaciones periódicas para medir los asentamientos inmediatos y retardados de cada una de las pilas. Es conveniente medir estos asentamientos en 4 puntos extremos de la sección transversal para evaluar también posibles desplomes. La mayor fuente de error en el caso actual está en la estabilidad del BM de referencia y en el error de cierre de las nivelaciones.

Sugerimos aprovechar el primer pilote de prueba y los pilotes de reacción como BM's de referencia o de comprobación. Los resultados de estas nivelaciones deben suministrarse en forma oportuna al ingeniero geotecnista para la interpretación de los resultados.

## 17. REFERENCIAS

- a) Informe del Estudio de Suelos y Análisis de Cimentaciones, realizado por ALFONSO URIBE S Y CÍA. LTDA para CONCRETO S.A., constructores del puente, de fecha octubre 9 de 2003.
- b) Estudio de Cimentaciones - Informe Final Actualizado. Espinosa y Restrepo Ltda. para CONSORCIO SILVA FAJARDO & CÍA. LTDA., SILVA CARREÑO Y ASOCIADOS S.A. – SEDIC S.A. de septiembre de 2002.
- c) Planillas de Pilotaje Puente Tercer Nivel. Registros de Hinca entre diciembre de 2003 y Junio de 2004. Subcontratista del pilotaje SOLETANCHE BACHY CIMAS S.A. Información preparada por CONCRETO S.A.
- d) Prueba de Carga en Pilote de Prueba  $D = 35 * 35 \cdot cm$ . SALAZAR FERRO INGENIEROS S.A. del 9 de julio de 2004.
- e) Segunda Prueba de Carga en Pilote del Eje 8, realizada entre julio 13 a 16 de 2004. Información suministrada en CD por SALAZAR FERRO INGENIEROS SA.
- f) Planos de Cimentación del Puente Tercer Nivel Calle 92, del No. 002 al 037. GEL Ingenieros Consultores Ltda. Enero a junio de 2004.
- g) Estudio de Suelos y Cimentaciones para el refuerzo de la cimentación del Viaducto de la NQS. AREAS LTDA. 1999
- h) Estudio de Suelos Puente Vehicular Calle 92 – Autopista. Realizado por el Ingeniero Álvaro Jaime González García para MIGUEL ÁVILA REYES y GUILLERMO GONZÁLEZ G. & CÍA. en diciembre de 1994.

**Mayo 3, 4 y 5 de 2006**