

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 1 - 59

ESTUDIO GEOTECNICO

Viviendas 2 Niveles.

**“ELABORACION DE LOS ESTUDIOS DE PRE-INVERSION
DENTRO DEL PROCESO DE LEGALIZACION DEL
ASENTAMIENTO DE LA NOHORA.”**

**MUNICIPIO DE VILLAVICENCIO DEPARTAMENTO DEL
META**

**DIRIGIDO A: VILLAVIVIENDA - EMPRESA
INDUSTRIAL Y COMERCIAL DEL MUNICIPIO**
 ¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo.

Elaboró: CONSULTORIA E INGENIERIA

INGEOLLANOS LTDA.

Nit. 9000 71 141 - 9

Villavicencio, Febrero de 2010

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 2 - 59

ELABORACION DE LOS ESTUDIOS DE PRE-INVERSION DENTRO DEL PROCESO DE LEGALIZACION DEL ASENTAMIENTO DE LA NOHORA

MUNICIPIO DE VILLAVICENCIO – META.

CONTENIDO

CAPÍTULO I.....	4
TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO	4
1. INTRODUCCIÓN	4
2. OBJETIVOS	5
OBJETIVO GENERAL	5
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
3. ALCANCE DEL ESTUDIO	6
4. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO	7
4.1.RECONOCIMIENTO DEL TERRENO	8
4.2.RECOPIACIÓN Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	9
4.3.TRABAJO DE CAMPO	10
4.4.TRABAJO DE LABORATORIO	11
4.5.ANÁLISIS DE GEOTECNIA Y RESULTADOS.....	12
5.1.INFORMACIÓN PRELIMINAR DE CAMPO	18
6.1.1. SONDEO No. 1.....	18
6.1.2. SONDEO No. 2.....	19
6.1.3. SONDEO No. 3.....	20
6.1.4. SONDEO No. 4.....	21
6.1.5. SONDEO No. 5.....	22
6.1.6. SONDEO No. 6.....	23
6.1.7. SONDEO No. 7.....	24

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 3 - 59

7. TRABAJO DE LABORATORIO	25
8. ESTUDIO DE SUELOS, ANÁLISIS DE INGENIERÍA Y RESULTADOS	26
8.1. CAPACIDAD PORTANTE.....	26
8.2. FRICCIÓN Y MÓDULO DE REACCIÓN	30
9 <i>CALCULO CAPACIDAD PORTANTE</i>	34
CAPÍTULO III	52
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	52

ANEXOS

- REGISTRO FOTOGRAFICO
- MAPA DE ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA
- MAPA DE VALORES DE Aa
- RESULTADOS DE LABORATORIO DE LOS SONDEOS.
 - SONDEO N° 1
 - SONDEO N° 2
 - SONDEO N° 3
 - SONDEO N° 4
 - SONDEO N° 5
 - SONDEO N° 6
 - SONDEO N° 7

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 4 - 59

CAPÍTULO I

TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO

1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio esta encaminado a determinar las principales Características y los Parámetros geomecánicos más representativos del subsuelo.

La caracterización de los suelos y las recomendaciones del presente Informe se hacen con el objeto de llevar a cabo la **ELABORACION DE LOS ESTUDIOS DE PRE-INVERSION DENTRO DEL PROCESO DE LEGALIZACION DEL ASENTAMIENTO DE LA NOHORA MUNICIPIO DE VILLAVICENCIO – META**, por lo cual se tiene como principal directriz, los trabajos de campo ejecutados en el área de estudio, los ensayos de laboratorio realizado a las muestras tomadas en campo y el análisis de resultados de los parámetros geotécnicos obtenidos.

Mediante el presente estudio geotécnico, se determinó el tipo de suelo, sus propiedades físico mecánicas más representativas, el levantamiento del perfil estratigráfico y la resistencia a la compresión simple del subsuelo a diferentes profundidades.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 5 - 59

2. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Identificar las principales características Geológicas, geomorfológicas y los principales parámetros Geotécnicos, que permitan determinar el comportamiento del subsuelo en el lugar.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar siete (7) sondeos a 6.00 m de profundidad cada uno, en el sector donde se construirán las obras, para determinar el perfil estratigráfico y las principales características geotécnicas del terreno.
- Establecer la Resistencia a la compresión simple del subsuelo en diferentes profundidades del área a estudiar, mediante la implementación del ensayo de penetración estándar (SPT).
- Hallar los parámetros geomecánicos Fricción, cohesión (ϕ') y Módulo de Reacción del suelo (E) a diferentes profundidades mediante los registros del SPT.
- Determinar el nivel freático del área de estudio.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 6 - 59

3. ALCANCE DEL ESTUDIO

De acuerdo al número de Sondeos realizados y a los ensayos de laboratorio dispuestos para el Estudio; se buscará simular las características del subsuelo. Con lo anterior se determinará la Resistencia a la compresión simple del Terreno, El perfil estratigráfico del suelo existente, y se hallarán los parámetros geomecánicos de cohesión, fricción, módulo de reacción, índice de plasticidad, granulometría, peso unitario entre otros; para la clasificación de estos suelos con fines de ingeniería.

4. METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

El presente estudio de suelos se establece siguiendo los procedimientos reglamentados por la norma NSR 98 y la Norma Técnica Colombiana para clasificación de Suelos.

Dentro de los ensayos geotécnicos se realizaron pruebas *in situ* y a nivel de laboratorio para de esa manera determinar las principales características del subsuelo de la zona de estudio. Para este proceso se reconocen los siguiente pasos.

- a) Reconocimiento del terreno
- b) Recopilación y revisión bibliográfica
- c) Trabajo de campo (Sondeos)
- d) Trabajo de laboratorio
- e) Análisis de geotecnia y resultados

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 8 - 59

4.1. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

El reconocimiento de la zona de estudio, se llevó a cabo mediante la visita de campo, que sirvió para establecer en forma preliminar el alcance de los trabajos de investigación del subsuelo, la localización y profundidad de los sondeos a realizar.

En la visita se realizó una inspección visual del área a estudiar y se observaron los puntos más favorables estratégicamente en donde se realizarían los sondeos, con el fin de obtener una concepción general de las características estratigráficas y principales parámetros de los suelos de la zona de estudio.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 9 - 59

4.2. RECOPIACIÓN Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

En esta etapa del estudio, se realizó la recopilación y revisión de la bibliografía existente con respecto a los estudios geotécnicos y de suelos del Municipio de Villavicencio – Meta, igualmente los documentos internos de laboratorio:

Norma Técnica Colombiana NTC-1504 “Clasificación de Suelos para Propósitos de Ingeniería” (Sistema de Clasificación Unificada de Suelos UCS), Normatización del Instituto Nacional de Vías (INVIAS):

Análisis Granulométrico por lavado sobre tamiz N° 200 y tamizado mecánico INV E-123,

Determinación de las Humedades INV E-122.

Descripción e identificación de suelos (procedimiento visual y manual) INV E-102,

Documentos de Ingeniería de Suelos.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 10 - 59

4.3. TRABAJO DE CAMPO

Una vez realizado el reconocimiento del terreno, se ubicaron de forma específica los puntos estratégicos de exploración en los sectores que se escogieron para que abarcaran la zona de estudio. Se decidió realizar siete (7) sondeos hasta una profundidad de 6.00 m.

Se hizo el levantamiento del perfil estratigráfico, así como la toma de muestras de suelo confiables para la realización de los ensayos de laboratorio, Límites Atterberg, Humedad Natural y Análisis Granulométrico.

Finalmente se consignó la descripción visual de los estratos, las profundidades en donde se presentaron cambios en la estratigrafía y una relación detallada de las muestras tomadas. Todas las muestras se rotularon y empacaron para ser transportadas al laboratorio.

4.4. TRABAJO DE LABORATORIO

El tipo y número de ensayos dependen de las características propias de los suelos a investigar así como de la complejidad del proyecto a realizar.

La ejecución de los ensayos se realizó teniendo en cuenta el análisis de cada uno de ellos para llegar a la caracterización mecánica del suelo presente en cada sondeo realizado. Los ensayos de laboratorio permiten conocer la clasificación, comportamiento esfuerzo deformación y propiedades de resistencia de los suelos.

Sobre la totalidad de las muestras obtenidas durante la ejecución de los sondeos se efectuó un programa de trabajo en laboratorio, con el fin de clasificar los materiales que constituyen los diferentes estratos del subsuelo.

En el análisis de resultados se presentan los formatos de laboratorio efectuados en laboratorio (*ver anexos*). Con estos resultados y los registros de campo, se procedió a elaborar los registros definitivos, donde se consigna la estratigrafía del subsuelo, que también se presentan en dichos anexos.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 12 - 59

4.5. ANÁLISIS DE GEOTECNIA Y RESULTADOS

Concluidas las etapas de investigación, se establecieron los análisis de ingeniería para determinar la resistencia a la compresión simple del subsuelo de la zona de estudio, donde por medio de la exploración in situ (perforación estándar SPT). se pudo determinar que en general el terreno es muy homogéneo hasta los 6.00 m, de profundidad, presentando dos estratos de suelo bien definidos

La estratigrafía del suelo puede ser apreciada en los formatos anexos “*Perfiles Estratigráficos*”.

LOCALIZACIÓN GENERAL

La Ciudad de Villavicencio se encuentra ubicada en la estribación oriental de la Cordillera Oriental en el denominado Piedemonte llanero, que hace parte de una formación geológica reciente, altamente fallada, caracterizada por su constitución de depósitos sedimentarios del Cuaternario sin gran consolidación, además se identifica por su alta pluviosidad y su topografía abrupta.

El área de estudio está ubicada en el Sur-occidente del casco urbano de la ciudad de Villavicencio sector la NORA margen Derecha De La Vía Villavicencio - Acacias Km. 10 aprox.

COORDENADAS PUNTOS DE SONDEOS.

	ESTE	NORTE
sondeo 1	1042352	943021
sondeo 2	1042170	943023
sondeo 3	1042146	943026
sondeo 4	1042252	942939
sondeo 5	1042409	942953
sondeo 6	1042268	942972
sondeo 7	1042362	942979



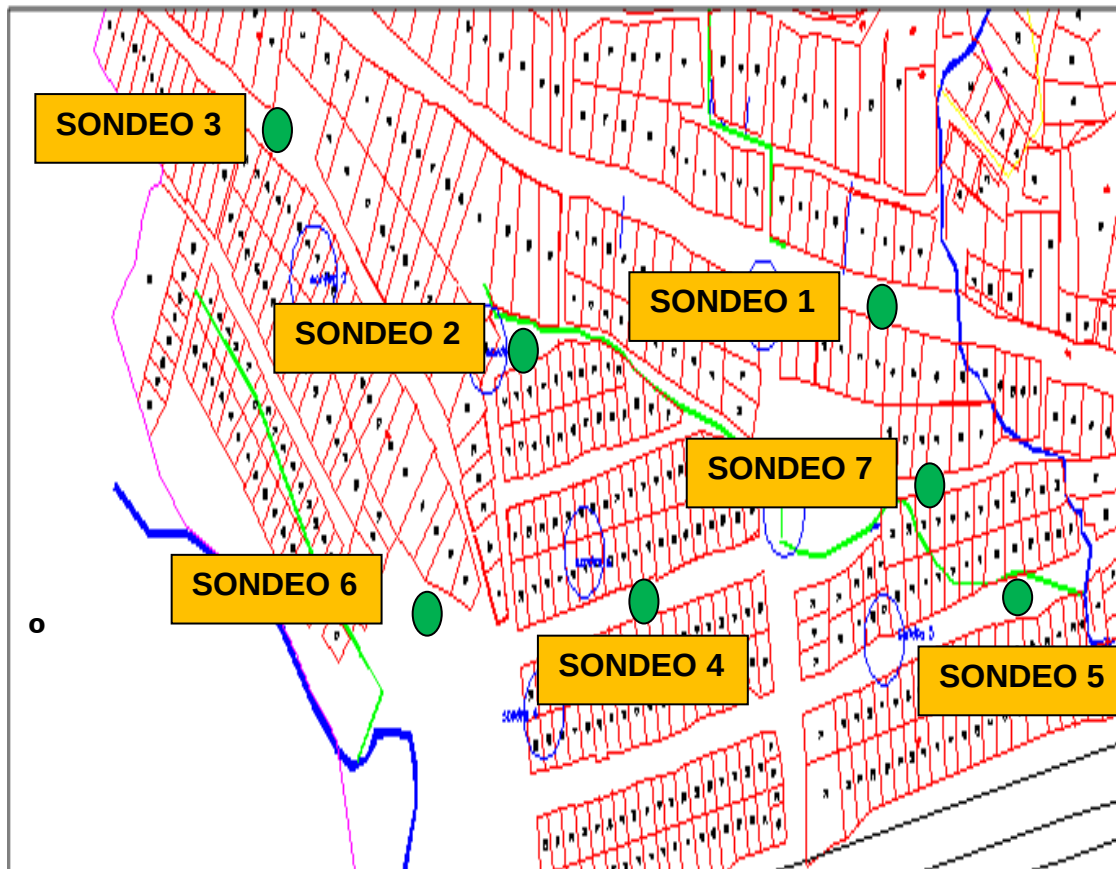
INGEOLLANOS LTDA.
CONSULTORÍA E INGENIERÍA
NIT 900071141-9
TEL. 665 75 75. ingeollanos@gmail.com
Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio - Meta.

Versión 0.

FEBRERO/2010

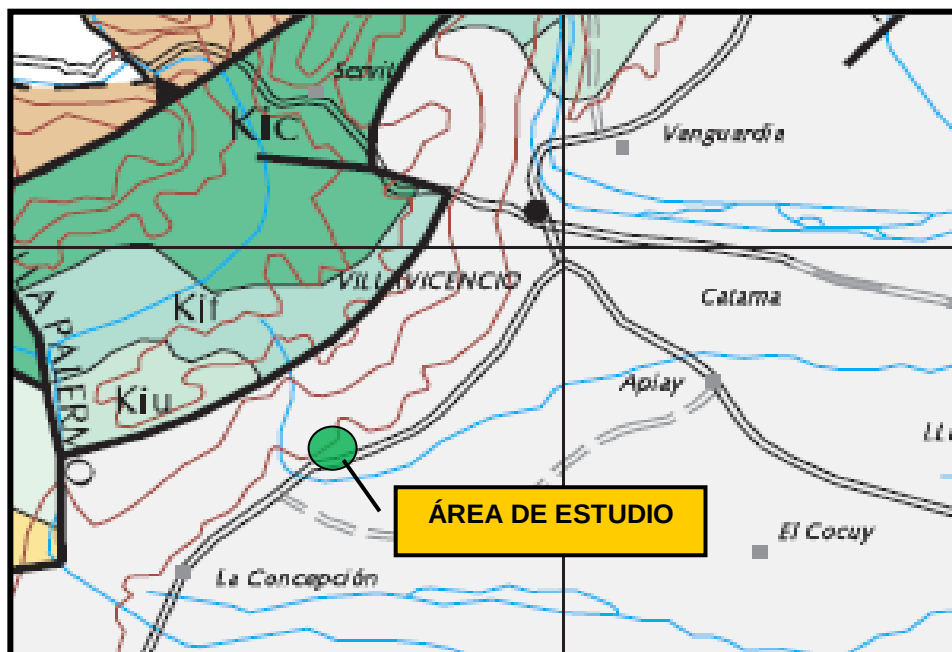
Pág 14 - 59

PLANO UBICACION SONDEOS LA NOHORA



GEOLOGÍA

En el área de estudio está compuesto (geológicamente hablando) por suelos aluviales pertenecientes al abanico de Villavicencio. Los primeros estratos de suelo están conformados por conglomerados en matrices arcillosas e intercalaciones de arenas y limos.



FUENTE INGEOMINAS

LEYENDA LITOESTRATIGRÁFICA

UNIDAD	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	Qal	Depósitos aluviales, unidad constituida por gravas, arenas y arcillas, acumuladas en los causes de los ríos, lagos y glaciales
	Kic	Grupo Caqueza, conglomerados pdimicticos, capas de calizas oscuras y lutitas negras, en la parte superior una secuencia de arenitas de cuarzo, intercaladas con lutitas y margas.
	Kif	Formación Fomeque, conjunto de luticas, calizas y arenitas

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 16 - 59

ESTRATIGRAFIA

En el área de estudio se reconocieron rocas pertenecientes a depósitos cuaternarios que hacen parte del abanico de Villavicencio conformado por suelos fluvio torrenciales con presencia de guijos y gravas de rocas sedimentarias y metamórficas, producto de la degradación de las unidades geológicas que conforman el Borde Llanero.

Se determinaron tres tipos de sedimento, correspondiente a abanicos aluviales subcrecientes, terrazas aluviales en varios niveles y aluviones recientes.

GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

FALLAMIENTO

En el área de estudio se asocia al sistema de fallas del borde llanero entre las principales se encuentran.

- Falla de Buenavista.
- Falla El Mirador
- Falla de Babarúa
- Sistema de fallas Villavicencio-Colepato
- Falla El Buque
- Ver mapa

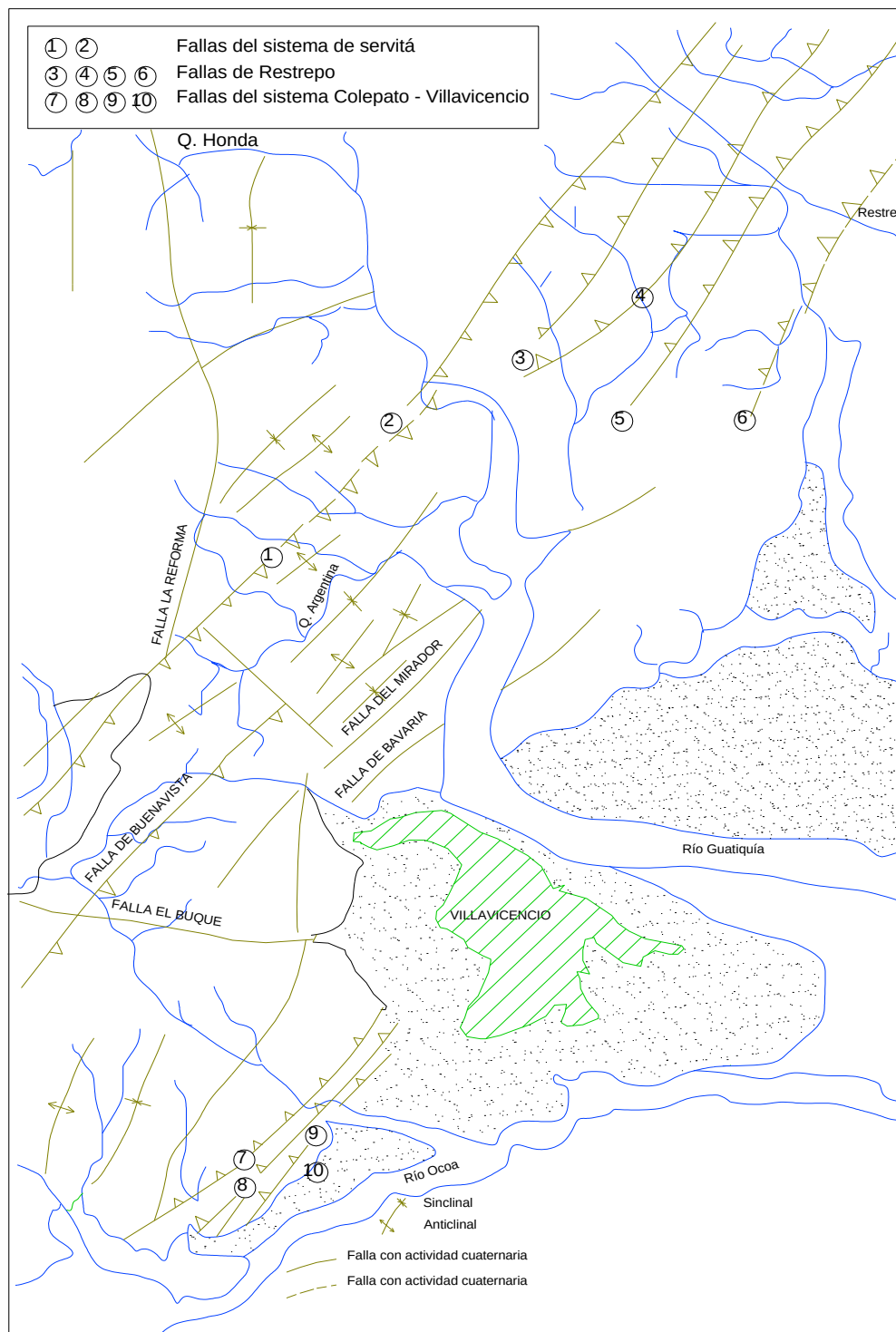


INGEOLLANOS LTDA.
CONSULTORÍA E INGENIERÍA
NIT 900071141-9
TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com
Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.

Versión 0.

FEBRERO/2010

Pág 17 - 59



Mapa de fallas activas locales, fuente INGEOMINAS

5.1. INFORMACIÓN PRELIMINAR DE CAMPO

Se realizaron tres (3) sondeos, alcanzando profundidades de 6.00 m, cada uno, con unas coordenadas así:

A continuación se presenta un resumen descriptivo de los suelos encontrados en cada sondeo

6.1.1. SONDEO No. 1.

Se realizó hasta una profundidad de 6.00 metros

0.00 a 0.05 m.	Relleno material granular color amarillo.
0.05 a 3.00 m.	suelo en matriz arcillo arenosa de color cafe claro, de consistencia FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$), clasificando como una arcilla de baja plasticidad CL.
3.00 a 6.00 m.	Cantos rodados TM 8", en matriz arcillo-arenosa de color café claro, de consistencia MUY FIRME ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$) .

NO PRESENTO NIVEL FREÁTICO.

(Ver anexos resultados de laboratorio)

6.1.2. SONDEO No. 2.

Se realizó hasta una profundidad de 6.00 metros

- | | |
|----------------|--|
| 0.00 a 0.05 m. | Relleno granular de color amarillo. |
| 0.05 a 3.00 m. | suelo en matriz arcillo arenosa de color cafe oscuro , variando su consistencia de FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$) a MUY FIRME ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$) clasificando como una arcilla de baja plasticidad CL. |
| 3.00 a 6.00 m. | Cantos rodados TM 22", en matriz arenosa-arcillosa de color café , de compacidad DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$) |

PRESENTO NIVEL FREÁTICO A UNA PROFUNDIDAD DE 2.50 Mts.
(Ver anexos resultados de laboratorio)

6.1.3. SONDEO No. 3.

Se realizó hasta una profundidad de 6.00 metros.

- | | |
|----------------|---|
| 0.00 a 0.05 m. | Relleno granular de color amarillo. |
| 0.05 a 1.00 m. | suelo en matriz arcillo arenosa de color cafe con vetas blancas , de compacidad FIRME ($q_u = 0.50 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$) clasificando como un suelo no plástico. |
| 1.00 a 3.00 m. | Cantos rodados TM 8" en matriz areno-arcillosa de color café, variando su compacidad de MUY FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$) a compacidad DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$). |
| 3.00 a 6.00 m. | Cantos rodados TM 24" en matriz areno-arcillosa de color café, de compacidad MUY DENSA ($q_u > 4.00 \text{ kg/cm}^2$) . |

NO PRESENTO NIVEL FREÁTICO.

(Ver anexos resultados de laboratorio)

6.1.4. SONDEO No. 4.

Se realizó hasta una profundidad de 6.00 metros.

0.00 a 0.05 m. Relleno granular de color amarillo.

0.05 a 1.00 m. suelo en matriz arcillo arenosa de color cafe, de consistencia FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$) clasificando como una arcilla de baja plasticidad CL.

1.00 a 3.00 m. Cantos rodados TM 12" en matriz areno-arcillosa de color café, de compacidad DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$).

.

3.00 a 6.00 m. Cantos rodados TM 20" en matriz areno-arcillosa de color café, de compacidad MUY **DENSA** ($q_u > 4.00 \text{ kg/cm}^2$) .

NO PRESENTO NIVEL FREÁTICO.

(Ver anexos resultados de laboratorio)

6.1.5. SONDEO No. 5.

Se realizó hasta una profundidad de 6.00 metros.

0.00 a 0.05 m. Relleno granular de color amarillo.

0.05 a 1.00 m. suelo en matriz arcillo arenosa de color cafe, de consistencia FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$) clasificando como una arcilla de baja plasticidad CL.

1.00 a 3.00 m. Cantos rodados TM 12" en matriz areno-arcillosa de color café, variando su compacidad de SUELTA ($q_u = 0.25 - 0.50 \text{ kg/cm}^2$). A MUY FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$). el suelo no presento plasticidad.

3.00 a 6.00 m. Cantos rodados TM 20" en matriz areno-arcillosa de color café, variando su compacidad de DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$). A MUY **DENSA** ($q_u > 4.00 \text{ kg/cm}^2$) .

PRESENTO NIVEL FREÁTICO A UNA PROFUNDIDAD DE 1.50 Mts.
 (Ver anexos resultados de laboratorio)

6.1.6. SONDEO No. 6.

Se realizó hasta una profundidad de 6.00 metros.

- | | |
|----------------|--|
| 0.00 a 0.05 m. | Relleno granular de color amarillo. |
| 0.05 a 1.00 m. | suelo en matriz arcillo arenosa de color cafe, de consistencia MEDIA ($q_u = 0.50 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$) . |
| 1.00 a 3.00 m. | Cantos rodados TM 10" en matriz areno-arcillosa de color café, variando su compacidad de FIRME ($q_u = 0.50 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$). A MUY FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$). el suelo no presento plasticidad. |
| 3.00 a 6.00 m. | Cantos rodados TM 18" en matriz areno-arcillosa de color café, de compacidad MUY FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$). |

NO PRESENTO NIVEL FREÁTICO.

(Ver anexos resultados de laboratorio)

6.1.7. SONDEO No. 7.

Se realizó hasta una profundidad de 6.00 metros.

- 0.00 a 0.05 m. Relleno granular de color amarillo.
- 0.05 a 1.00 m. suelo en matriz arcillo arenosa de color cafe, de consistencia FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$).
- 1.00 a 3.00 m. Cantos rodados TM 10" en matriz areno-arcillosa de color café, variando de una consistencia de FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$). A una compacidad MUY FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$). clasificando como una arcilla de baja plasticidad CL.
- 3.00 a 6.00 m. Cantos rodados TM 18" en matriz areno-arcillosa de color café, de compacidad DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$). El suelo no presento plasticidad.

NO PRESENTO NIVEL FREÁTICO.

(Ver anexos resultados de laboratorio)

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 25 - 59

7. TRABAJO DE LABORATORIO

En laboratorio se realizaron ensayos de:

- Análisis Granulométrico por lavado sobre tamiz N° 200 y tamizado mecánico INV E-123,
- Determinación de las Humedades INV E-122.
- Límites líquido y plástico. LIMITES DE ATTERBERG - NORMA I.N.V. E – 126

Con estos resultados, y los datos de campo, se procedió a elaborar el registro definitivo de los sondeos, toda esta información se consigna en la estratigrafía del subsuelo.

8. ESTUDIO DE SUELOS, ANÁLISIS DE INGENIERÍA Y RESULTADOS

El interés del presente capítulo, radica en presentar los resultados obtenidos sobre el estado y la resistencia a la compresión simple que ofrece el suelo de acuerdo con la profundidad, (*Ver resultados en los Anexos de Laboratorio*).

Con base en los registros del número de golpes obtenidos mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), y realizadas las correcciones por confinamiento y niveles freáticos, se obtendrán los parámetros geomecánicos de módulo de reacción (E) y ángulo de fricción interna del suelo (ϕ') y cohesión en condiciones de esfuerzos efectivos.

8.1. CAPACIDAD PORTANTE

Con el fin de obtener un criterio sobre la capacidad portante del suelo presente en la zona intervenida, se realizaron siete (7) sondeos verticales mediante equipo de percusión hasta alcanzar una profundidad de 6.00 m. en cada sondeo; siguiendo el procedimiento establecido en la norma INV E-111 “Ensayo de penetración Normal y muestreo con tubo partido de los suelos (SPT)”.

Se registraron los valores *in situ* del suelo para establecer el soporte de cargas del suelo. *Ver en anexos, Ensayo de Penetración Normal.*

Con los resultados de N (número de golpes de SPT en campo) se determina la consistencia del suelo cohesivo o compacidad de la arena según sea el caso, mediante los siguientes rangos.

CORRELACIÓN DEL NÚMERO DE GOLPES DE SPT Y q_u .

COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA		CONSISTENCIA SUELOS COHESIVOS		Kg/ cm ²
Nº DE GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA	Nº DE GOLPES	CONSISTENCIA	q_u
0 - 4	MUY SUELTA	0 - 1	MUY BLANDA	< 0,25
5 - 10,	SUELTA	2 - 4,	BLANDA	0,25 - 0,50
11 - 20,	FIRME	5 - 8,	MEDIA	0,50 - 1,00
21 - 30,	MUY FIRME	9 - 15,	FIRME	1,00 - 2,00
31 - 50	DENSA	16 - 30,	MUY FIRME	2,00 - 4,00
MAS DE 50	MUY DENSA	MAS DE 30	DURA	> 4,00

A partir de esta verificación se establece la resistencia a la compresión simple del subsuelo.

Al correlacionar la estratigrafía de los tres sondeos realizados en el área de estudio se observa una homogeneidad en cuanto a la estratigrafía del subsuelo hasta la profundidad de exploración.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 28 - 59

SONDEO N° 1. A partir de 0.00 hasta 3.00 m. Presento una consistencia FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 1. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento una consistencia MUY FIRME ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 2. A partir de 0.00 hasta 2.00 m. Presento una consistencia FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 2. A partir de 2.00 hasta 3.00 m. Presento una consistencia MUY FIRME ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 2. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento una compacidad DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 3. A partir de 0.00 hasta 1.00 m. Presento una compacidad FIRME ($q_u = 0.50 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 3. A partir de 1.00 hasta 2.00 m. Presento una compacidad MUY FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 3. A partir de 2.00 hasta 3.00 m. Presento una compacidad DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 3. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento una compacidad MUY DENSA ($q_u > 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	
	Versión 0.	
	FEBRERO/2010	
	Pág 29 - 59	

SONDEO N° 4. A partir de 0.00 hasta 1.00 m. Presento una consistencia FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 4. A partir de 1.00 hasta 3.00 m. Presento una compacidad DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 4. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento una compacidad MUY DENSA ($q_u > 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 5. A partir de 0.00 hasta 1.00 m. Presento una consistencia FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 5. A partir de 1.00 hasta 2.00 m. Presento una compacidad SUELTA ($q_u = 0.25 - 0.50 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 5. A partir de 2.00 hasta 3.00 m. Presento una compacidad MUY FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 5. A partir de 3.00 hasta 5.45 m. Presento una compacidad DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 5. A partir de 5.45 hasta 6.00 m. Presento una compacidad MUY DENSA ($q_u > 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 6. A partir de 0.00 hasta 1.00 m. Presento una consistencia MEDIA ($q_u = 0.50 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 6. A partir de 1.00 hasta 2.00 m. Presento una compacidad FIRME ($q_u = 0.50 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 6. A partir de 2.00 hasta 6.00 m. Presento una compacidad MUY FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 7. A partir de 0.00 hasta 2.00 m. Presento una consistencia FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 7. A partir de 2.00 hasta 3.00 m. Presento una compacidad MUY FIRME ($q_u = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$.)

SONDEO N° 7. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento una compacidad DENSA ($q_u = 2.00 - 4.00 \text{ kg/cm}^2$.)

8.2. FRICCIÓN Y MÓDULO DE REACCIÓN

Para la determinación del módulo de reacción de suelo (E) y el ángulo de fricción interna (ϕ), se utiliza la tabla propuesta por Carlos Crespo Villalaz en el libro "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", para suelos arenosos.

N° DE GOLFES	CONSISTENCIA	q_u (Kg/cm ²)	ϕ Ángulo rozamiento interno (°)	E (Kg/cm ²)
0 - 4	MUY SUELTA	< 0,25	28	100
5 - 10	SUELTA	0,25 - 0,50	28 - 30	100 - 250
11 - 20	FIRME	0,50 - 1,00	30 - 33	250 - 325
21 - 30	MUY FIRME	1,00 - 2,00	33 - 36	325 - 500
31 - 50	DENSA	2,00 - 4,00	36 - 41	500 - 1000
MAS DE 50	MUY DENSA	> 4,00	> 41	> 1000

Para la determinación del módulo de reacción de suelo (E) y el ángulo de fricción interna (ϕ), se utiliza la tabla propuesta por Carlos Crespo Villalaz en el libro “Mecánica de Suelos y Cimentaciones”, para suelos arcillosos.

Nº DE GOLFES	CONSISTENCIA	q_u (Kg/cm ²)	ϕ Ángulo rozamiento interno (°)	E (Kg/cm ²)
0 - 1	MUY BLANDA	< 0,25	0	3
2 - 4,	BLANDA	0,25 - 0,50	0 - 2	30
5 - 8,	MEDIA	0,50 - 1,00	2 - 4	45 - 90
9 - 15,	FIRME	1,00 - 2,00	4 - 6	90 - 200
16 - 30,	MUY FIRME	2,00 - 4,00	6 - 12	>200
MAS DE 30	DURA	> 4,00	>14	>200

A partir de estas tablas se estimaron los siguientes ángulos de fricción y módulo de reaccion del suelo.

SONDEO N° 1. A partir de 0.00 hasta 3.00 m. Presento un $\phi = 4 - 6^\circ$ y $E = 90 - 200 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 1. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento un $\phi = 6 - 12^\circ$ y $E > 200 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 2. A partir de 0.00 hasta 2.00 m. Presento un $\phi = 4 - 6^\circ$ y $E = 90 - 200 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 2. A partir de 2.00 hasta 3.00 m. Presento un $\phi = 6 - 12^\circ$ y $E > 200 \text{ kg/cm}^2$.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 32 - 59

SONDEO N° 2. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento un $\phi = 36 - 41^\circ$ y $E = 500 - 1000 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 3. A partir de 0.00 hasta 1.00 m. Presento un $\phi = 30 - 33^\circ$ y $E = 250 - 325 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 3. A partir de 1.00 hasta 2.00 m. Presento un $\phi = 33 - 36^\circ$ y $E = 325 - 500 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 3. A partir de 2.00 hasta 3.00 m. Presento un $\phi = 36 - 41^\circ$ y $E = 500 - 1000 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 3. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento un $\phi > 41^\circ$ y $E > 1000 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 4. A partir de 0.00 hasta 1.00 m. Presento un $\phi = 4 - 6^\circ$ y $E = 90 - 200 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 4. A partir de 1.00 hasta 3.00 m. Presento un $\phi = 36 - 41^\circ$ y $E = 500 - 1000 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 4. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento un $\phi > 41^\circ$ y $E > 1000 \text{ kg/cm}^2$.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 33 - 59

SONDEO N° 5. A partir de 0.00 hasta 1.00 m. Presento un $\phi = 4 - 6^\circ$ y $E = 90 - 200 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 5. A partir de 1.00 hasta 2.00 m. Presento un $\phi = 28 - 30^\circ$ y $E = 100 - 250 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 5. A partir de 2.00 hasta 3.00 m. Presento un $\phi = 33 - 36^\circ$ y $E = 325 - 500 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 5 A partir de 3.00 hasta 5.45 m. Presento un $\phi = 36 - 41^\circ$ y $E = 500 - 1000 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 5. A partir de 5.45 hasta 6.00 m. Presento un $\phi > 41^\circ$ y $E > 1000 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 6 A partir de 0.00 hasta 1.00 m. Presento un $\phi = 2-4 - ^\circ$ y $E = 45-90 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 6. A partir de 1.00 hasta 2.00 m. Presento un $\phi = 30 - 33^\circ$ y $E = 250-325 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 6. A partir de 2.00 hasta 6.00 m. Presento un $\phi = 33 - 36^\circ$ y $E = 325 - 500 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 7 A partir de 0.00 hasta 2.00 m. Presento un $\phi = 4 - 6^\circ$ y $E = 90 - 200 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 7. A partir de 2.00 hasta 3.00 m. Presento un $\phi = 33 - 36^\circ$ y $E = 325 - 500 \text{ kg/cm}^2$.

SONDEO N° 7. A partir de 3.00 hasta 6.00 m. Presento un $\phi = 36 - 41^\circ$ y $E = 500 - 1000 \text{ kg/cm}^2$.

9 CALCULO CAPACIDAD PORTANTE

Los parámetros geomecánicos o de resistencia al corte con los que se diseñará la estructura de cimentación, se determinan de la siguiente forma. El número de golpes por pie de penetración del ensayo SPT promedio es de 15, y el peso unitario promedio es de 1.876 ton/m³.

De lo anterior se muestra el resultado obtenido del valor corregido de N, teniendo en cuenta que en el estrato analizado no se encontró nivel freático en la exploración realizada.

$$\sigma_T = \gamma * h = 1.876 \text{ ton/m}^3 * 1.50 \text{ m} = 2.814 \text{ ton/m}^2$$

$$U = \gamma_w * h_w = 1,0 \text{ ton/m}^3 * 0.0 \text{ m} = 0.00 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma' = \sigma_T - U = 2.814 - 0,00 = 2.814 \text{ ton/m}^2$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \sigma'_{v0}} = \frac{2}{1 + 0.2814} = 1.5607$$

$$N_{COR} = C_N N_F = 1.30 * 15 = 19 \text{ golpes/pie}$$

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 35 - 59

Para obtener el valor del ángulo de fricción interna ϕ del suelo se procede aplicando la ecuación de Wolff (1989), la cual correlaciona el valor de ϕ y el valor de NCOR de la siguiente manera:

¡Error! No se pueden crear objetos modificando códigos de campo.

A partir de la anterior ecuación se tiene que el ángulo de fricción interna del suelo de cimentación es de 32° .

La cohesión del suelo, se toma como cero ($0,0 \text{ ton/m}^2$) debido al carácter netamente granular del suelo de cimentación.

Los parámetros de resistencia al corte del suelo con los que se realizará el diseño de la estructura de cimentación son:

Cohesión $c = 0,0 \text{ ton/m}^2$

Ángulo de Fricción Interna $\phi = 32^\circ$

Peso Unitario Total $\gamma_T = 1.876 \text{ ton/m}^3$ (Promedio)

9.1 ESTRUCTURA Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

De acuerdo a la profundidad de desplante (D_f) y el ancho de los cimientos (B), existen tres tipos de cimentación como se observa a continuación.

Tabla No. 1. Tipos de Cimentación

CLASE	RELACION	TIPO DE CIMENTACION
Superficiales	$D_f/B = 0,0 \text{ m} - 4,50 \text{ m}$	Zapatas y placas
Semiprofundas	$D_f/B = 5,0 \text{ m} - 10,0 \text{ m}$	Cajones – caissons
Profundas	$D_f/B \geq 10,0 \text{ m}$	Pilas – pilotes

FUENTE: INGENIERIA DE FUNDACIONES: FUNDAMENTOS E INTRODUCCION AL ANALISIS GEOTECNICO. MANUEL DELGADO VARGAS. EDITORIAL ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA, 1998.

Basados en la tabla anterior, se determina realizar el diseño del sistema de cimentación superficial por medio de zapatas cuadradas, cuya la relación $B/L=1$. Con esto se consigue un factor de seguridad alto para las condiciones más extremas de carga del suelo sobre la construcción.

9.2 ELECCION DE LA PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

El procedimiento para elegir la profundidad de cimentación consiste en optar por una profundidad determinada, con base en consideraciones de tipo constructivo y económico principalmente, chequeando con un factor de seguridad F.S. (3,0 Norma NSR -98) si a esta profundidad el suelo de cimentación nos ofrece las condiciones de resistencia para fundar la estructura.

Si en este chequeo no se satisface las condiciones de seguridad, se elige una profundidad mayor que no sobrepase los límites económicamente factibles, o si no, se procede a cambiar el tipo de cimentación hasta lograr una profundidad “Técnica, Económica, de Facilidad Constructiva y de Seguridad” aceptable para proceder con el diseño estructural.

9.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

El esfuerzo límite básico de falla de cimentaciones superficiales, puede establecerse de acuerdo con la Ecuación General de Capacidad Portante según Terzaghi:

$$\delta u = C * N_c * S_c + \gamma_t * D_f * N_q * S_q + 0,5 * \gamma_t * B * N_\gamma * S_\gamma$$

Donde N_c , N_q , y N_γ son factores adimensionales de capacidad portante los cuales dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo de fundación, calculados según las siguientes ecuaciones:

Factores de corrección por Fricción

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

Factores de corrección por Sobrecarga

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

Factores de corrección por Base

$$N_\gamma = \tan \phi / 2 ((K_p \gamma / \cos^2 \phi) - 1)$$

Factores de Corrección por Forma de la Cimentación

<i>Continua</i>	<i>Redonda</i>	<i>Cuadrada</i>	<i>Rectangular</i>
$S_c = 1.0$	$S_c = 1.3$	$S_c = 1.3$	$S_c = 1 + 0.2 K_p (B/L)$
$S_\gamma = 1.0$	$S_\gamma = 0.6$	$S_\gamma = 0.8$	$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 39 - 59

Siendo,

L = longitud de la cimentación

B = ancho de la cimentación

$L \geq B$

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo de cimentación

Una vez obtenidos todos los parámetros de la ecuación de Terzaghi se realizó la gráfica en la que se interrelacionan la profundidad de cimentación (D_f) y la capacidad máximo admisible, según el ancho del cimientto (B).

Hay que tener en cuenta que este gráfico se realizó para la capacidad portante del suelo de fundación, para un tipo de cimentación superficial por el sistema de zapata cuadrada con una relación $B/L=1$.

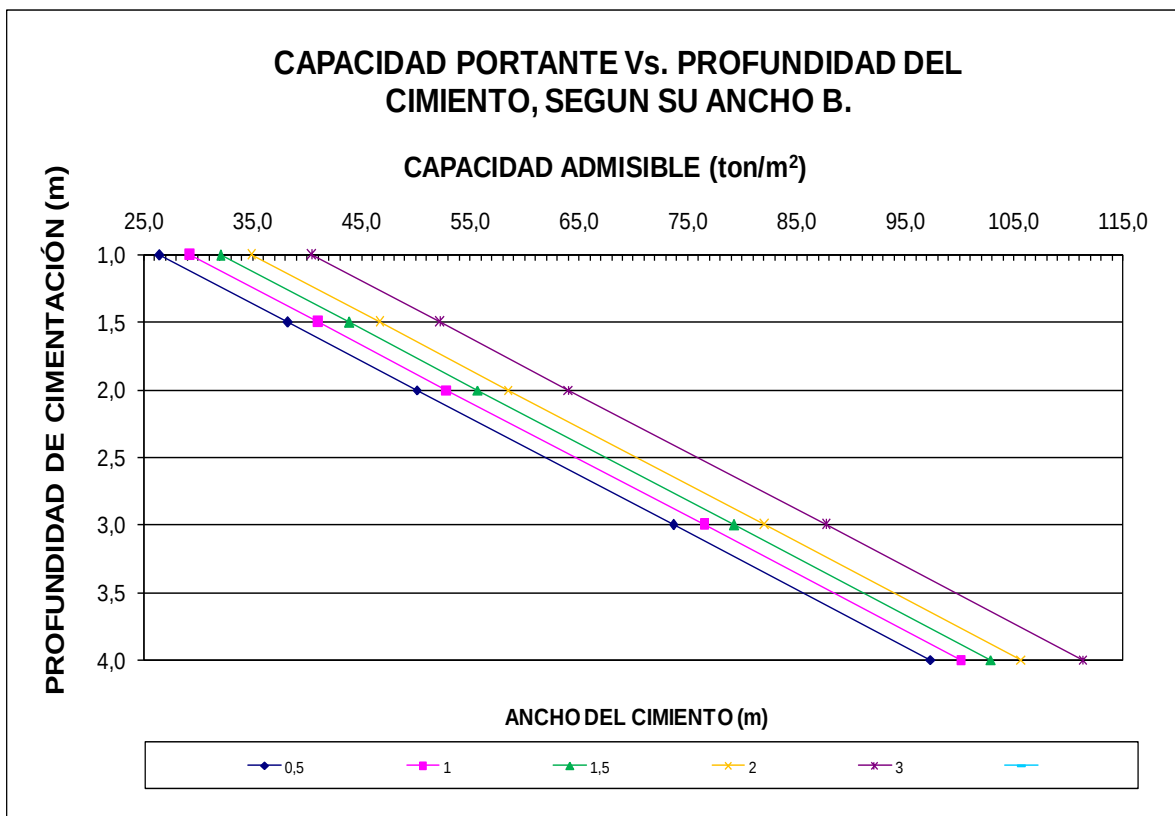
GRÁFICO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Relación B/L=1

$\gamma_t = 1.876 \text{ gr/cm}^3$

$\phi = 32^\circ$

$C_u = 0 \text{ Ton/m}^2$



	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 41 - 59

9.4 COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS

Los coeficientes de presión de tierras en estado activo y estado pasivo k_a y k_p respectivamente se determinaron según Coulomb de acuerdo a la Norma NSR - 98, Título H (Estudios Geotécnicos) como se muestra a continuación, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo de fundación de 32° .

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32}{2} \right) = 0.31$$

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{32}{2} \right) = 3.25$$

10 EVALUACIÓN DE ASENTAMIENTOS

La magnitud y velocidad de asentamientos y deformaciones resultantes medidos en estructuras cimentadas sobre suelos granulares, señalan que la parte del asentamiento de principal trascendencia es de carácter inmediato. No obstante que la magnitud de este asentamiento pueda ser apreciablemente menor que la de similares fundaciones sobre suelos cohesivos, es necesario considerar debidamente los asentamientos de estructuras sobre gravas, arenas y estimarlos con precisión, porque la mayoría de las estructuras son más sensibles a los asentamientos rápidos de distorsión que a los lentos; hasta el punto que, con notable frecuencia, el diseño de fundaciones sobre suelos granulares resulta regido por el criterio de asentamiento.

La alta permeabilidad característica de las arenas y gravas es responsable de que la mayor parte del asentamiento tenga lugar durante la aplicación de las cargas sobre la fundación; es más: a pesar de que las arenas y las gravas estén por debajo del nivel freático y completamente saturadas, los excesos de presión de poros se disipan rápidamente durante el proceso de carga. Por esto, se debe calcular el asentamiento en las arenas y gravas para la máxima intensidad funcional de carga (muerta más viva). Si dicha aplicación ocurre durante el proceso constructivo, el asentamiento se habrá movilizado en su mayor parte al terminar el período de

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 43 - 59

construcción. Por consiguiente, con posterioridad a la finalización de dicho período sólo son probables asentamientos menores por fluencia, excepto cuando se requieran fundaciones muy anchas, o se presenten mezclas areno limosas.

Como el suelo de fundación es principalmente granular los asentamientos que se producirán son inmediatos, es decir, se producirán al mismo tiempo o a medida en que se aplica la carga y en ocasiones la totalidad del asentamiento se producirá inclusive antes de terminarse la construcción.

10.1 MÉTODO DE SCHMERTMANN – HARTMAN (1978)

Se basa en la variación de N del SPT con la profundidad, considerando que su influencia se extiende hasta dos veces el ancho del cimiento y dividido en tres subcapas. La ecuación para determinar este asentamiento es la siguiente:

$$S_T = C_1 C_2 \overline{q_n} \sum_{n=1}^{n=n} \left(\frac{\Delta z I_z}{E_z} \right)_i$$

Donde:

S_T = Asentamiento total inmediato (mm)

C_1 = Factor de alivio de deformaciones

C_2 = Factor por fluencia en el tiempo

$\overline{q_n}$ = Esfuerzo neto de contacto (ton/m²)

I_z = Factores de influencia de asentamiento

E_z = Módulo de elasticidad del suelo (ton/m²)

Δz = Espesor de las capas de influencia de asentamiento

N = Número de golpes/pie (medido en campo y sin corregir)

La metodología para la determinación del asentamiento según este método se muestra a continuación:

De acuerdo con el diseño estructural se tiene que el esfuerzo neto de contacto $\overline{q_n} = 15.00 \text{ ton/m}^2$

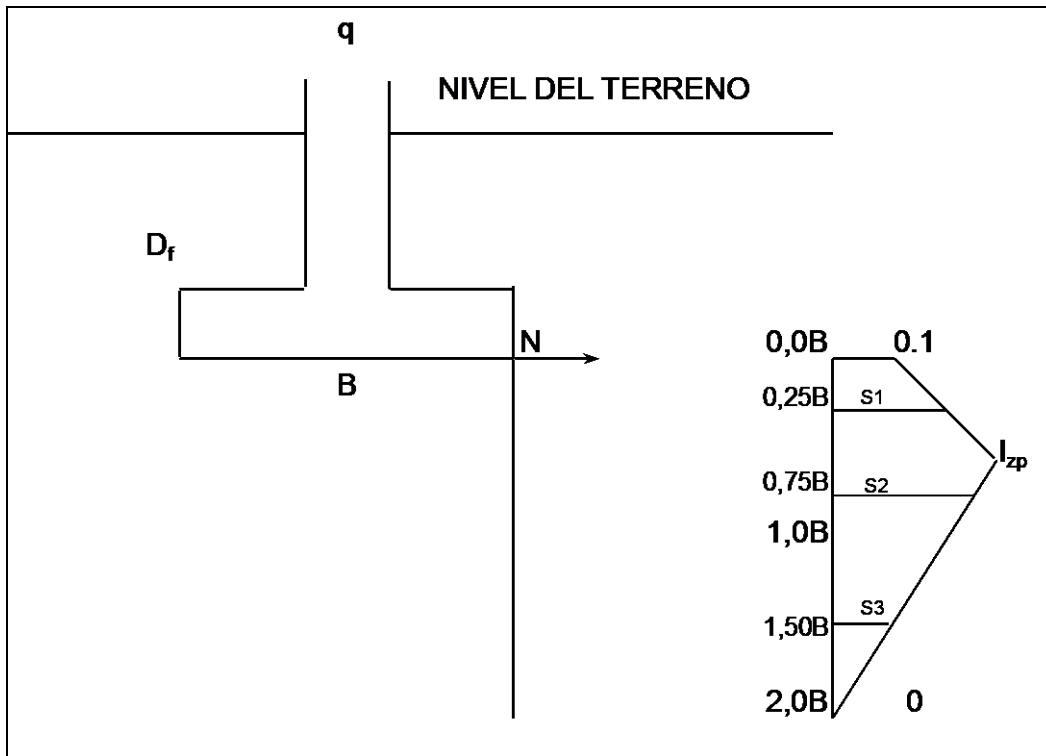
$$C_1 = 1,0 - 0,50 \frac{\gamma D_f}{q_n}$$

$$C_2 = 1,0 + 0,20 \log \left(\frac{\text{taños}}{0,10} \right)$$

t = Tiempo para que se produzca la fluencia (se toma como 5 años, debido al carácter inmediato de los asentamientos)

$$C_1 = 0,97$$

$$C_2 = 1,34$$



Esquema del Método de Schmertmann – Hartman (1978) para la Determinación de Asentamientos en Suelos Granulares

Se determina la presión efectiva de sobrecapa al nivel del máximo valor de la influencia de asentamiento I_{zp} de acuerdo con la figura anterior:

$$\sigma'_{vo} = \gamma \cdot (0.5B + D_f) = 2.53 \text{ ton/m}^2$$

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{q_n}{\sigma'_{vo}}} ; I_{zp} = 0.84; \text{ se restringe a } 0,60$$

Las influencias en la mitad del espesor de las subcapas (I_{z1} , I_{z2} , I_{z3}) se obtienen por interpolación en el diagrama de la figura, como se muestra en la siguiente tabla.

Método de Schmertmann para la Determinación de Asentamientos en Suelos Granulares

σ'_{vp} (ton/m ²)	Δq (ton/m ²)	I_{zp}	I_1	I_2	I_3
2,53	28,74	0,84	0,60	0,3500	0,5000

Subcapa No.	Δz_i (mm)	q_c (ton/m ²)	E (ton/m ²)	I_z	$(I_z/E)\Delta z_i$
1	0,35	760,00	1.900,00	0,3500	0,0001
2	0,70	760,00	1.900,00	0,5000	0,0002
3	1,40	760,00	1.900,00	0,2000	0,0001
				$\Sigma =$	0,0004

σ'_o (ton/m ²)	Δq (ton/m ²)	C_1	C_2	S (mm)
28,74	0,97	1,34	0,015	14,75

El asentamiento máximo esperado según este método para la cimentación de la edificación es de **14.75 mm.**

10.2 MÉTODO DE MEYERHOF (1965)

Los asentamientos inmediatos basados en este método, se determinan de acuerdo a la siguiente formulación y teniendo en cuenta la siguiente tabla.

$$S = q * C_1 * K_B * K_D * K_W$$

Donde:

q = Presión portante admisible (28.7 ton/m²)

N = Número de golpes N_{COR} del SPT = 19

D_f = Profundidad de cimentación = 1.00 m.

B = Ancho de la cimentación = 0.70 m.

D_w = Profundidad del nivel freático (1,0 si $D_w \geq 2B$) = 0.00 m.

Cálculo de Asentamientos según Meyerhof

Autor	$C_1 = 1/K_1$ (cm ³ /kg)	K_B	K_D	K_W
Meyerhof (1965)	5,08/N	$(2B/(B+0,3))^2$	$1,0 - 0,25(D_f/B)$	1,00

FUENTE: INGENIERÍA DE FUNDACIONES, FUNDAMENTOS E INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS GEOTÉCNICO. MANUEL DELGADO VARGAS. EDITORIAL ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA 1998

A partir de las anteriores ecuaciones y una vez realizados los reemplazos correspondientes se obtiene que el asentamiento según Meyerhof (1965) es de **19.59 mm**.

10.3 MÉTODO DE DE BEER – MARTENS (1957)

El asentamiento inmediato basado en este método, se determina de acuerdo con la siguiente formulación:

$$S_T = \sum \frac{H_i}{C_i} \ln \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$$

Donde:

$$C_i = 1,90 \frac{q_c}{\sigma'_{vo}}, \quad q_c = 4 \text{ N (kg/cm}^2\text{)} = 40 \text{ N (ton/m}^2\text{)}$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO A Z = 1.00 M MEDIDOS DESDE LA SUPERFICIE DEL TERRENO.

$$\sigma'_{vo} = 1.18 \text{ ton/m}^2$$

$$C_1 = 305.26$$

El incremento en el esfuerzo efectivo vertical debido a $\overline{q_n}$ es:

$$\Delta \sigma'_{vo} = \frac{\overline{q_n} * B * L}{(B + z)(L + z)}$$

$$\Delta \sigma'_{vo} = 12.77 \text{ ton/m}^2$$

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 50 - 59

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO A $Z = 1.00$ M MEDIDOS DESDE LA SUPERFICIE DEL TERRENO.

$$\sigma'_{v0} = 1.80 \text{ ton/m}^2$$

$$C_2 = 201.02$$

El incremento en el esfuerzo efectivo vertical debido a $\overline{q_n}$ es:

$$\Delta\sigma'_{v0} = 4.60 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando la ecuación se obtiene un asentamiento inmediato de
obtiene **$S_T = 6.17 \text{ mm}$**

10.4 ASENTAMIENTO DE DISEÑO

Con la evaluación de los asentamientos inmediatos por tres diferentes métodos propuestos por varios autores, se pudo obtener lo siguiente:

Autor	S _T
SCHMERTMANN – HARTMAN (1978)	14.75 mm.
MEYERHOF (1965)	19.59 mm.
DE BEER – MARTENS (1957)	6.17 mm.

Se puede observar que el máximo valor de asentamiento se obtiene mediante la aplicación del Método de MEYERHOF (1965); por lo tanto, se recomienda que el análisis estructural se realice teniendo en cuenta este valor de asentamiento.

Como el suelo de fundación es granular, el asentamiento máximo total permisible debe ser 25.4 mm (1 pulg.), el valor obtenido es menor (19.59 mm), por lo tanto, el asentamiento calculado es aceptable.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 52 - 59

CAPÍTULO III

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Mediante el presente estudio geotécnico realizado en el sector de la Nohora, se logro conocer las condiciones actuales del subsuelo obteniendo los principales parámetros geomecánicos como son: clasificación con fines de ingeniería, perfil estratigráfico, cálculos de capacidad portante, parámetros de cohesión (C), fricción (ϕ) y módulo de reacción del suelo (E) entre otros.
- Durante el proceso de trabajo de campo se realizaron pruebas *in situ* al terreno explorado, se tomaron muestras alteradas e inalteradas a las cuales se le realizaron pruebas de laboratorio con el fin de establecer sus propiedades físico-mecánicas. Con esto se logró clasificar el suelo y conocer el estado actual del terreno.
- Durante la exploración se pudo evidenciar que estratigrafía del subsuelo es bastante homogénea hasta los 6.00 m. de profundidad en toda el área de estudio. Compuesto por dos estrato de materiales sedimentarios; el primer estrato esta constituido por un suelo arcillo-arenoso de color café claro con presencia de cantos rodados de TM 10" a medida que aumenta

la profundidad variando su compacidad de Firme a una compacidad Densa, hasta los 3.00 metros de profundidad, de los 3.00 m, hasta la profundidad de exploración se encuentra un estrato de suelo areno arcillosa con presencia de cantos TM 22” variando su compacidad de densa a muy densa hasta la profundidad de exploración.

- Concluida la etapa de investigación, se establecieron los análisis de ingeniería de la zona de estudio y los parámetros de ángulo de fricción interna y módulo de reacción del suelo, así:

PARAMETROS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO GEOTECNICO							
SECTOR LA NOHORA VILLAVICENCIO META							
SONDEO	PROFUNDIDAD (M)	CONSISTENCIA	COMPACIDAD	ANGULO FRICCION INTERNA DEL SUELO	MODULO DE ELASTICIDAD Kg/Cm ²	COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRAS Ka	COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRAS Kp
SONDEO Nº 1	0,00 - 3,00	FIRME		4 - 6º	90 - 200	0,81	1,23
SONDEO Nº 1	3,00 - 6,00	MUY FIRME		6 - 12º	> 200	0,66	1,52
SONDEO Nº 2	0,00 - 2,00	FIRME		4 - 6º	90 - 200	0,81	1,23
SONDEO Nº 2	2,00 - 3,00	MUY FIRME		6 - 12º	> 200	0,66	1,52
SONDEO Nº 2	3,00 - 6,00		DENSA	36 - 41º	500 - 1000	0,21	4,81
SONDEO Nº 3	0,00 - 1,00		FIRME	30 - 33º	250 - 325	0,31	3,25
SONDEO Nº 3	1,00 - 2,00		MUY FIRME	33 - 36	325 - 500	0,26	3,85
SONDEO Nº 3	2,00 - 3,00		DENSA	36 - 41º	500 - 1000	0,21	4,81
SONDEO Nº 3	3,00 - 6,00		MUY DENSA	> 41º	> 1000	0,21	4,81
SONDEO Nº 4	0,00 - 1,00	FIRME		4 - 6º	90 - 200	0,81	1,23
SONDEO Nº 4	1,00 - 3,00		DENSA	36 - 41º	500 - 1000	0,21	4,81
SONDEO Nº 4	3,00 - 6,00		MUY DENSA	> 41º	> 1000	0,21	4,81
SONDEO Nº 5	0,00 - 1,00	FIRME		4 - 6º	90 - 200	0,81	1,23
SONDEO Nº 5	1,00 - 2,00		SUELTA	28 - 30º	100 - 250	0,33	3,00
SONDEO Nº 5	2,00 - 3,00		MUY FIRME	33 - 36	325 - 500	0,26	3,85
SONDEO Nº 5	3,00 - 5,45		DENSA	36 - 41º	500 - 1000	0,21	4,81
SONDEO Nº 5	5,45 - 6,00		MUY DENSA	> 41º	> 1000	0,21	4,81
SONDEO Nº 6	0,00 - 1,00	MEDIA		2 - 4º	45 - 90	0,87	1,15
SONDEO Nº 6	1,00 - 2,00		FIRME	30 - 33º	250 - 325	0,31	3,25
SONDEO Nº 6	2,00 - 6,00		MUY FIRME	33 - 36	325 - 500	0,26	3,85
SONDEO Nº 7	0,00 - 2,00	FIRME		4 - 6º	90 - 200	0,81	1,23
SONDEO Nº 7	2,00 - 3,00		MUY FIRME	33 - 36	325 - 500	0,26	3,85
SONDEO Nº 7	3,00 - 6,00		DENSA	36 - 41º	500 - 1000	0,21	4,81

- En los siete sondeos realizados, hasta una profundidad de 6.00 m, se establecieron dos tipos de estratos bien definidos estratigráficamente, con alternancia de algunos estratos. variando su tonalidad de acuerdo a la profundidad de exploración.
- Asentamientos obtenidos por tres autores :

Autor	S _T
SCHMERTMANN – HARTMAN (1978)	14.75 mm.
MEYERHOF (1965)	19.59 mm.
DE BEER – MARTENS (1957)	6.17 mm.

Como el suelo de fundación es granular, el asentamiento máximo total permisible debe ser 25.4 mm (1 pulg.), el valor obtenido es menor (19.59 mm), por lo tanto, el asentamiento calculado es aceptable para una zapata de 0.70m * 0.70m a una profundidad de 1.00m.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 55 - 59

EXCAVACIONES Y RELLENOS

Para contrarrestar las posibles dificultades que se puedan presentar, las excavaciones se deben realizar de la siguiente manera:

- 1- Excavación y construcción controladas: consiste en realizar una excavación completa hasta profundidades en las cuales los taludes no presenten evidencias de inestabilidad, a partir de este punto la excavación se debe realizar avanzando en trinchera angosta en cuyo fondo se construyen sectores de la fundación. Sobre éstos se apoyan los elementos de soporte de la estructura, lo que permite avanzar en la construcción y aplicación de las cargas.
- 2- Rapidez de la construcción, tanto en la ejecución de la excavación como en la aplicación de cargas.
- 3- Se recomienda una sobre excavación de 0,40 m por debajo del nivel de cimentación, esto con el fin de realizar una conformación del terreno, luego rellenar con material seleccionado y compactado para sobre este relleno apoyar las zapatas de cimentación.
La granulometría del material de relleno sin importar la estructura que se vaya a construir debe cumplir según la siguiente tabla:

Tabla 1. Especificación Granulométrica para el Material de Relleno

TAMIZ		PORCENTAJE QUE PASA	
Normal	Alternativo	BG – 1	BG – 2
37,5 mm	1 1/2"	100	–
25,0 mm	1	70 – 100	100
19,0 mm	3/4"	60 – 90	70 – 100
9,5 mm	3/8"	45 – 75	50 – 80
4,75 mm	No. 4	30 – 60	35 – 65
2,0 mm	No. 10	20 – 45	20 – 45
425 µm	No. 40	10 – 30	10 – 30
75 µm	No. 200	5 – 15	5 – 15

Además de lo anterior el material de relleno debe cumplir con lo siguiente:

Partículas fracturadas mecánicamente (agregado grueso) = 50% mínimo.

Desgaste en la Máquina de los Ángeles = 40% máximo en cinco ciclos.

Pérdidas en ensayo de solidez: en sulfato de sodio = 12% máximo, en sulfato de magnesio = 18% máximo.

	INGEOLLANOS LTDA. CONSULTORÍA E INGENIERÍA NIT 900071141-9 TEL. 665 75 75.ingeollanos@gmail.com Cra. 16 # 18 - 23 Brr.El Remanso - Villavicencio – Meta.	Versión 0.
		FEBRERO/2010
		Pág 57 - 59

Índices de aplanamiento y alargamiento = 35% máximo.

Límite líquido máximo = 26%

Índice de plasticidad $\leq 6\%$

Equivalente de arena = 30% mínimo.

Bajo ninguna circunstancia se debe permitir la descarga de aguas superficiales en las zonas aledañas al lote del proyecto una vez hecha la fundación.

LIMITACIONES

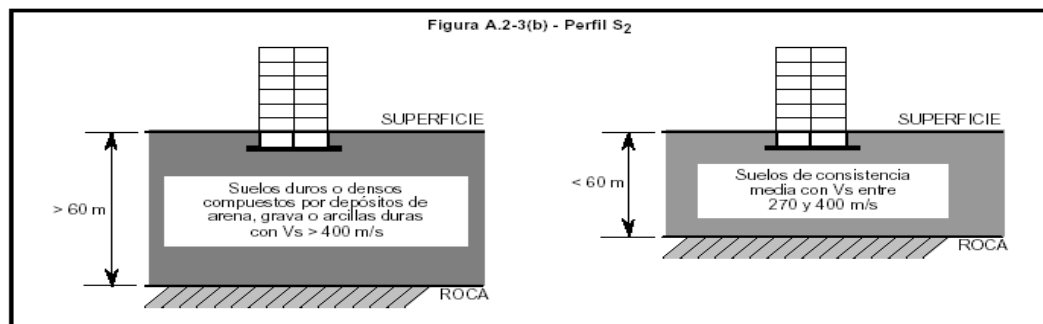
Los resultados obtenidos en este estudio, lo mismo que las recomendaciones dadas están basados en las características estructurales del proyecto, lo mismo que las propiedades geomecánicas del subsuelo explorado mediante pruebas de campo y laboratorio.

Cualquier modificación posterior en las características arquitectónicas y estructurales del proyecto con relación a las suministradas, implicarán nuevas condiciones de estabilidad y deformación que deben ser calculadas, ya que el alcance del estudio fue para viviendas de dos plantas.

Se recomienda programar una visita del diseñador geotécnico durante la construcción de la cimentación con el fin de inspeccionar el proceso de excavación y aprobación del suelo de fundación.

Si durante la construcción aparecen circunstancias no previstas en este informe, se deberá avisar al diseñador geotécnico para buscar las soluciones y recomendaciones más convenientes.

- Según la norma colombiana de sismo resistencia NSR 98, el perfil tipo del suelo corresponde al tipo S2, con las siguientes características: (a) perfiles en donde entre la roca y la superficie existen más de 60 m de depósitos estables de suelos duros, o densos, compuestos por depósitos estables de arcillas duras o suelos no cohesivos, con una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 400 m/s.



FUENTE NSR-98

- Según el mapa de amenaza sísmica de la NSR 98 la zona de estudio se localiza en una Zona Alta y según el mapa de riesgo sísmico de la NSR 98 la zona de estudio se localiza en una región Tipo 7, con una aceleración pico de 0.30 g.

DEPARTAMENTO DEL META							
MUNICIPIO	A _a	A _d	ZONA DE AMENAZA SISMICA	MUNICIPIO	A _a	A _d	ZONA DE AMENAZA SISMICA
VILLAVICENCIO	0,3	0,03	ALTA	LA URIBE	0,30	0,03	ALTA
ACACIAS	0,30	0,03	ALTA	LEJANIAS	0,25	0,03	ALTA
BARRANCA DE UPIA	0,20	0,03	INTERMEDIA	PUERTO CONCORDIA	0,10	0,01	BAJA
CABUYARO	0,15	0,02	INTERMEDIA	PUERTO GAITAN	0,1	0,02	BAJA
CASTILLA LA NUEVA	0,25	0,03	ALTA	PUERTO LOPEZ	0,15	0,02	INTERMEDIA
CUMARAL	0,25	0,03	ALTA	PUETO LLERAS	0,10	0,02	BAJA
EL CAVARIO	0,30	0,03	ALTA	PUERTO RICO	0,1	0,02	BAJA
EL CASTILLO	0,25	0,03	ALTA	RESTREPO	0,3	0,03	ALTA
EL DORADO	0,20	0,03	INTERMEDIA	SAN CARLOS DE GURAOA	0,15	0,02	INTERMEDIA
FUENTE DE ORO	0,20	0,03	INTERMEDIA	SAN JUAN DE ARAMA	0,20	0,03	INTERMEDIA
GRANADA	0,20	0,03	INTERMEDIA	SAN JUANITO	0,30	0,03	ALTA
GUAMAL	0,30	0,03	ALTA	SAN LUIS DE CUBARRAL	0,30	0,03	ALTA
MAPIRIPAN	0,075	0,01	BAJA	SAN MARTIN	0,25	0,03	ALTA
MESETAS	0,25	0,03	ALTA	VISTA HERMOSA	0,15	0,02	INTERMEDIA
LA MACARENA	0,10	0,02	BAJA				

Atentamente,

NELSON BARRERA TORRES.
INGENIERO GEOLOGO.
GERENTE INGEOLLANOS LTDA.