

PROYECTO: BIBLIOTECA MUNICIPIO DE HACARÍ N.S.



ESTUDIO GEOTECNICO

PREDIO UBICADO EN EL MUNICIPIO DE HACARÍ N.S.

FEBRERO DE 2015

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	7
1.1 Objetivo de la caracterización geotécnica	7
2. ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO	7
2.1 Localización del proyecto	7
2.2 Características Geológicas Regionales y Locales	8
2.2.1 Geología local	9
2.3 Características Tectónicas, Estructurales y de Sismicidad	10
2.4 Procesos Morfodinámicos Degradacionales.	10
3. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	12
3.1 Características Topográficas y Geotécnicas generales del Terreno de Fundación	12
3.2 Características Arquitectónicas y Estructurales del Proyecto	16
4. CARACTERIZACION GEOTECNICA DEL SUELO DE FUNDACION	17
4.1 Exploración del Perfil del Suelo	17
4.2 Ensayos de Laboratorio	18
5. RESULTADOS DE LA CARACTERIZACION GEOTECNICA DEL SUELO DE FUNDACIÓN DEL PROYECTO	19
5.1 Perfil estratigráfico Sondeo 1	19
5.2 Perfil estratigráfico Sondeo 2	21
5.3 Perfil estratigráfico Sondeo 3	22
5.4 Nivel Piezométrico o de Aguas Freáticas	22
6. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CAMPO	26
6.1 Ensayo de Penetración Estándar	26
7. ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN DEL PROYECTO	27

7.1 Alternativas de Cimentación	27
7.2 Nivel o Cota de Cimentación y Capacidad Portante.	27
7.2.1 Suelos cohesivos saturados.	29
7.4 Asentamientos o deformaciones	29
7.5 Módulo de reacción del suelo de fundación	31
7.6 Parámetros de presión de tierras	32
7.7 Parámetros de diseño sismo-resistente	33
8. CONCLUSIONES	36
9. RECOMENDACIONES	37
9.1 Complemento y Profundización del Estudio.	37
9.2 Impermeabilización y drenaje área de implantación del proyecto.	37
9.3 Recomendaciones generales para la construcción de la cimentación	38
9.4 Construcción obra de contención.	40
9.4 Otras recomendaciones	40
10. LIMITACIONES	41
11. ANEXO	43
11.1 Resumen Resultados Ensayos de Laboratorio	44
11.2 Ensayos de Laboratorio	45

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Ensayos de Laboratorio realizados	18
Tabla 2. Valores de N, N corregido y ángulo de fricción interna para el sondeo No. 1 ..	26
Tabla 3. Valores de N, N corregido y ángulo de fricción interna para el sondeo No. 2 ..	26
Tabla 4. Valores de N, N corregido y ángulo de fricción interna para el sondeo No. 3 ..	27
Tabla 5. Asentamientos inmediatos, por consolidación y totales para diferentes anchos de cimiento.	30
Tabla 6. Resumen de valores de Capacidad portante, profundidades de cimentación y Asentamientos totales esperados.	31

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 1. Ladera inestable sector occidental del lote.....	10
Fotografía 2. Ladera inestable por el sector occidental del lote.....	11
Fotografía 3. Ladera con procesos morfodinámicos activos.....	11
Fotografía 4. Muro y relleno en el sector oriental del lote.....	13
Fotografía 5. Sector occidental del lote en estudio.....	14
Fotografía 6. Ladera en el sector occidental del lote con proceso morfodinámico degradacional activo.....	14
Fotografía 7. Vivienda existente en el sector Norte del área de estudio.....	15
Fotografía 8. Vivienda existente en el sector Sur del área de estudio.....	15
Fotografía 9. Talud y muro correspondiente al relleno en el sector oriental del área en estudio.....	16
Fotografía 10. Muestras obtenidas en Sondeo No.1.....	19
Fotografía 11. Realización Sondeo No. 2.....	21
Fotografía 12. Materiales residuales encontrados entre 0.0 m y 3.0 m en el Sondeo No.2.....	22
Fotografía 13. Realización sondeo No. 3.....	23
Fotografía 14. Materiales residuales encontrados entre 0.0 m y 1.0 en el Sondeo No.3.....	23

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización general de la Zona de Estudio. Fuente: Google Earth-Consultor.	8
Figura 2. Formación geológica en la zona de estudio.	9
Figura 3. Sección Transversal en sector de estudio.	13
Figura 4. Localización de Sondeos en el área de estudio.	17
Figura 5. Perfil Estratigráfico Sondeo No. 1	20
Figura 6. Perfil Estratigráfico Sondeo No. 2	24
Figura 7. Perfil Estratigráfico Sondeo No. 3	25
Figura 8. Espectro Elástico de Diseño NSR-10	35

1. INTRODUCCIÓN

El informe contiene los resultados del estudio geotécnico realizado con el fin de establecer las condiciones del subsuelo en un área donde se proyecta construir una estructura que funcionará como biblioteca en el municipio de Hacarí, estableciendo las recomendaciones para la cimentación de la estructura requerida.

Para la elaboración del presente informe se siguieron los lineamientos generales de los Títulos A y H de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10. (Ley 1229 de 2008).

La caracterización geomecánica de los estratos de suelo encontrados, que se detalla a continuación, se realizó a través de la ejecución de tres sondeos con el equipo de penetración estándar SPT. Con estos sondeos se pueden establecer las propiedades geomecánicas de los depósitos que conforman el suelo de fundación (hasta la profundidad explorada) y establecer un diagnóstico de los procesos geodinámicos como asentamientos que ocasionan fallas o inestabilidad en la obra a construir.

1.1 Objetivo de la caracterización geotécnica

La caracterización geotécnica está orientada al análisis de las características geomecánicas de los estratos que conforman el terreno en un sector del municipio de Hacarí – N.S (8°19'09"N, 73°46"W), donde se construirá la estructura para el proyecto de la biblioteca, localización del nivel de agua subterránea o freático y la identificación de los problemas inherentes al suelo, a la formación geológica, a la topografía de la zona y a las características hidrológicas del sitio, evaluar la capacidad portante del suelo de cimentación y dar las recomendaciones de construcción necesarias.

2. ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO

2.1 Localización del proyecto

El predio de fundación del proyecto se ubica en el costado izquierdo de la carrera 7, vía de acceso al municipio desde La Playa N.S. En la **Figura 1** se presenta la localización de la zona de estudio.

Figura 1. Localización general de la Zona de Estudio. Fuente: Google Earth-Consultor.



2.2 Características Geológicas Regionales y Locales

El aspecto geológico en el ordenamiento de un municipio permite conocer de manera general la composición litológica, la génesis del material rocoso que compone el subsuelo y los procesos geológicos que han actuado en el pasado y que puedan ser fuentes de amenazas geológicas; además de establecer el inventario de minerales y rocas útiles con que cuenta el municipio.

Las formaciones rocosas correspondientes al Municipio de Hacarí se formaron a partir de la orogénia ocurrida en el oligoceno hasta principios del mioceno, que levanto y plegó la cordillera Oriental y la serranía del Perijá.

Los estratos rocosos se caracterizan por una mezcla de materiales de diferentes tipos y génesis cuyas edades varían desde el Pre-Devónico al reciente (408 a 2 millones de años), e incluyen afloramientos de rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias.

Las rocas que afloran en la zona son en su mayoría sedimentarias, correspondientes a depósitos aluviales producto de diversos procesos de meteorización química y física que afectaron las rocas preexistentes tales como la Formación Ortogneis (finales del Silúrico e

inicios del Devónico) y rocas sedimentarias preexistentes como la Formación Uribante, La Luna, Colon y Mito Juan (Paleozoico). En la zona se presenta una alta geodinámica generada por la falla de San Calixto (NW-SE)

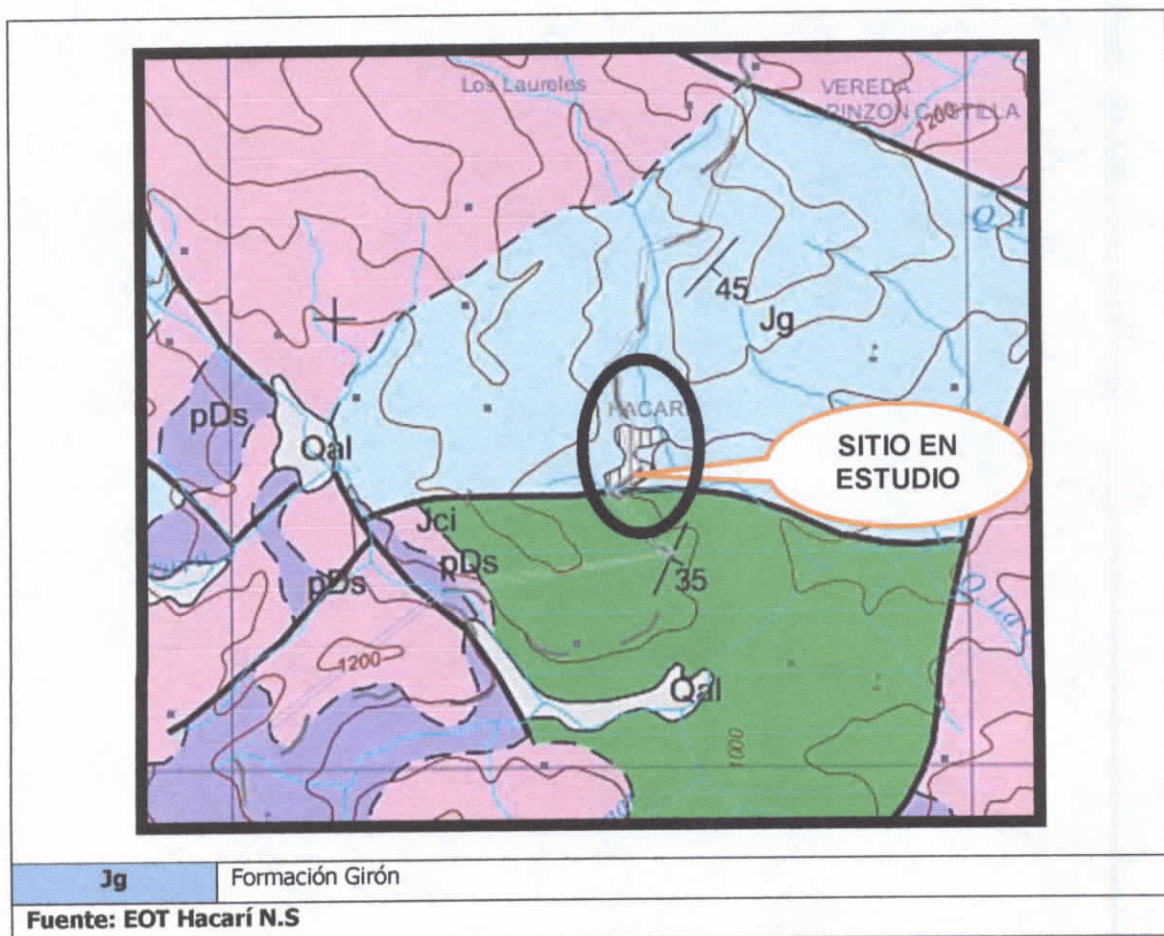
La anterior información se ha basado en las memorias explicativas del INGEOMINAS, y la información de la plancha 76 del INGEOMINAS.

2.2.1 Geología local

Formación Girón (Jg)

Afloran al nor-occidente del Municipio. Se encuentran yaciendo discordantemente sobre rocas del terciario pertenecientes a la formación Algodonal. Está constituida por areniscas de grano fino de color rojo, areniscas conglomeráticas, shales, conglomerados blancos y limolitas rojas. Estas rocas están afectadas por riolitas. Ver **Figura 2**.

Figura 2. Formación geológica en la zona de estudio.



2.3 Características Tectónicas, Estructurales y de Sismicidad

El estilo estructural del área trabajada es de fallamiento en bloques que restringen las rocas sedimentarias a las márgenes Oriental y Occidental y algunos retazos en la parte Central del área trabajada. Es te sistema de fallamiento característico del Macizo de Santander produce un levantamiento del zócalo ígneo-metamórfico, permitiendo su observación en superficie. Las rocas metamórficas se presentan en franjas alargadas, afectadas por cuerpos intrusivos-extrusivos y en una dirección aproximada NS, la cual junto con la foliación indican la orientación regional (NS a NNW) pero no presenta estructuras grandes que resaltar sino pliegues locales.

De acuerdo a la Norma Colombiana de diseño y construcción Sismo Resistente NSR-10 la zona correspondiente al municipio de Hacarí se encuentra ubicada en "**zona de amenaza sísmica alta**", donde el coeficiente de aceleración pico efectiva para diseño (A_a) es igual a 0.25 y el coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el umbral de daño (A_d) es 0.03. Estos parámetros son generalizados para todo el municipio, sin tener en cuenta comportamientos y efectos locales de propagación de las ondas sísmicas, los cuales se podrán obtener con un estudio de microzonificación sísmica.

2.4 Procesos Morfodinámicos Degradacionales.

En el área del proyecto se evidencian procesos morfodinámicos activos. En las zonas aledañas se evidencian procesos activos constituidos principalmente deslizamientos. Por el sector occidental del área de estudio se evidencian deslizamientos de tipo traslacional constituidos por materiales residuales y depósitos coluviales con fragmentos de roca de tamaño considerable. De acuerdo a lo comentado por los habitantes del sector en la ola invernal de hace 5 años se presentó un deslizamiento que cubrió toda el área actual para la implantación del proyecto En las Fotografías 1, 2 y 3 se aprecian estos procesos.

Fotografía 1. Ladera inestable sector occidental del lote.



Fotografía 2. Ladera inestable por el sector occidental del lote.



Fotografía 3. Ladera con procesos morfodinámicos activos.



3. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

3.1 Características Topográficas y Geotécnicas generales del Terreno de Fundación

El área específica donde se construirá el proyecto presenta una topografía plana, corresponde a un sector conformado previamente. Parte del lote está nivelado mediante la construcción de un relleno y un muro de contención, ver **Fotografía 4** y **Figura 3**.

En el área de implantación del proyecto se tienen las siguientes condiciones:

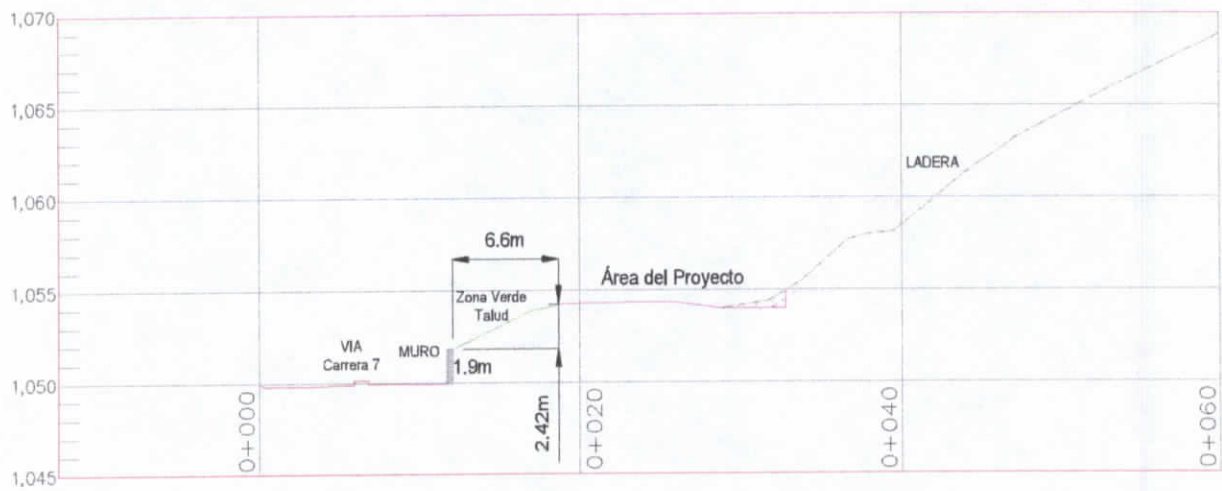
- a. *Al occidente:* se encuentra una ladera que ha sido intervenida y en la cual se evidencian procesos activos. En la parte superior de la ladera se encuentra construido un conjunto de viviendas que realizan descargas de aguas, que junto con la influencia de las lluvias, han estado afectando la estabilidad de la ladera, desencadenando los procesos de remoción en masa que se han presentado. Ver **Fotografía 3, 5 y 6**.
- b. *Al Norte:* Se tiene una construcción de un piso con uso para vivienda, ver **Fotografía 7**.
- c. *Por el sur:* Se encuentra una vivienda de dos pisos. Para su construcción se realizó intervención en la ladera de este sector y esta presenta algunos deslizamientos de tipo traslacional., ver **Fotografía 8**.
- d. *Por el oriente:* el lote presenta un talud correspondiente a un relleno realizado para la conformación del lote, se construyó un muro de contención en concreto reforzado para sostener dicho relleno, el muro es paralelo a la carrera 7, ver **Fotografía 9**.

Desde el punto de vista constructivo de la cimentación del proyecto, no se tienen problemas relevantes para su construcción. Pero sí se debe tener en cuenta que la cimentación por el sector oriental debe transmitir las cargas a una profundidad adecuada de modo que no se generen sobrepresiones que no hayan sido contempladas en el diseño del muro de contención, además de las obras que se deben proyectar por el sector occidental para garantizar la estabilidad de la ladera inestable. En todo el sector de estudio los suelos encontrados están bien consolidados y con capacidades de carga aceptables a partir de entre 1.5 m y 2.0 m.

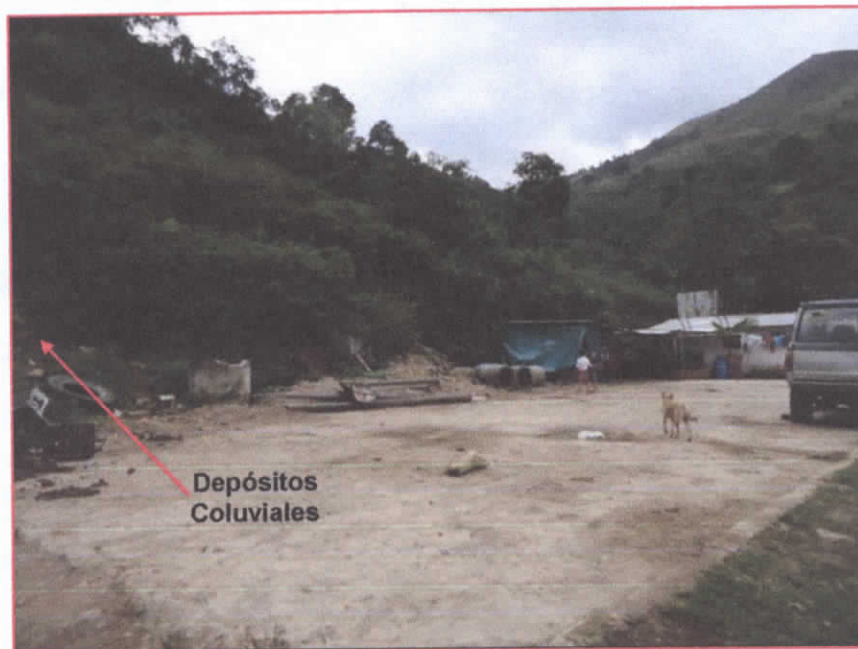
Fotografía 4. Muro y relleno en el sector oriental del lote.



Figura 3. Sección Transversal en sector de estudio.



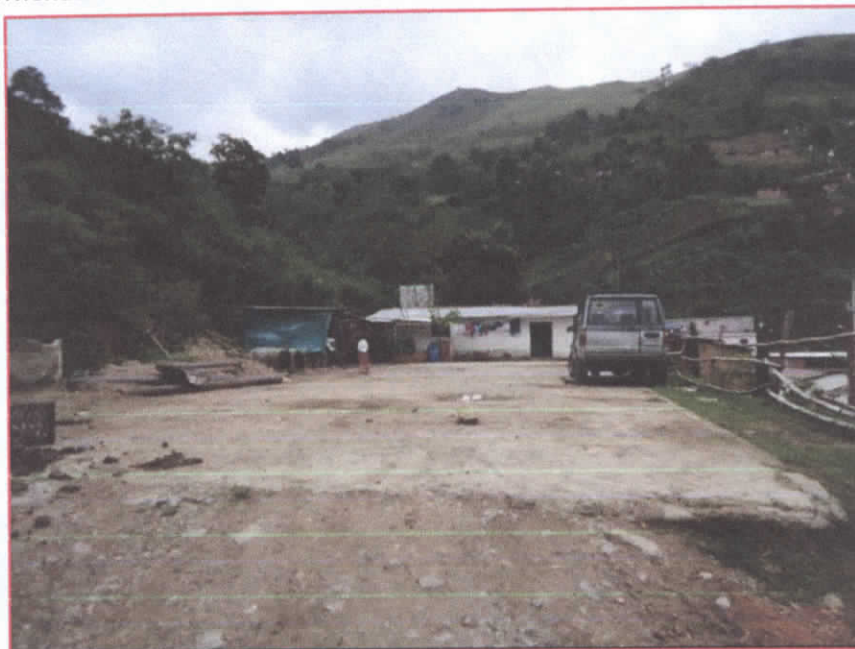
Fotografía 5. Sector occidental del lote en estudio.



Fotografía 6. Ladera en el sector occidental del lote con proceso morfodinámico degradacional activo.



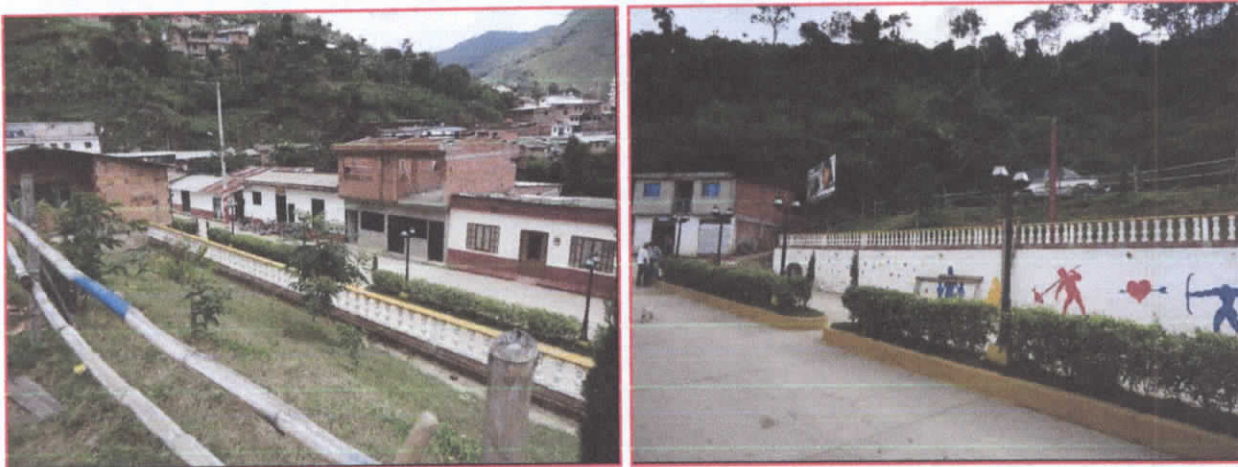
Fotografía 7. Vivienda existente en el sector Norte del área de estudio.



Fotografía 8. Vivienda existente en el sector Sur del área de estudio.



Fotografía 9. Talud y muro correspondiente al relleno en el sector oriental del área en estudio.



3.2 Características Arquitectónicas y Estructurales del Proyecto

El proyecto a construir consiste en una edificación de entre uno y dos pisos. Esta edificación funcionara como espacio para el funcionamiento de una biblioteca. La configuración estructural de la construcción no ha sido suministrada por el solicitante el estudio, por lo cual la capacidad de carga y los asentamientos se verificarán para la capacidad de carga total.

Dado que es un proyecto para una biblioteca, este se clasifica dentro del *grupo III de uso - Edificaciones de Atención a la Comunidad*, cuyo coeficiente de importancia es igual a 1.25.

Profundidad de Excavaciones: Esta será de entre 1.0 m y 2.0 m dependiendo del sector del lote donde se cimiente (profundidad que puede variar en sectores particulares del lote dependiendo de las condiciones que se encuentren al momento de realizar cada una de las excavaciones).

Número de unidades de construcción: De acuerdo a la NSR 10 el número de unidades de construcción será: 1 unidad correspondiente a la estructura a construir.

Categoría de las unidades: La construcción a realizar es de categoría Baja, debido a que se tiene un máximo de 2 niveles y las cargas máximas de servicio de las columnas se estima serán menores de 800 kN (80 ton).

4. CARACTERIZACION GEOTECNICA DEL SUELO DE FUNDACION

4.1 Exploración del Perfil del Suelo

La caracterización del perfil del suelo de fundación se llevó a cabo siguiendo los tres pilares básicos de la investigación en geotecnia: exploración mediante sondeos, perforaciones o apiques, experimentación mediante ensayos en campo y laboratorio y análisis de los resultados obtenidos.

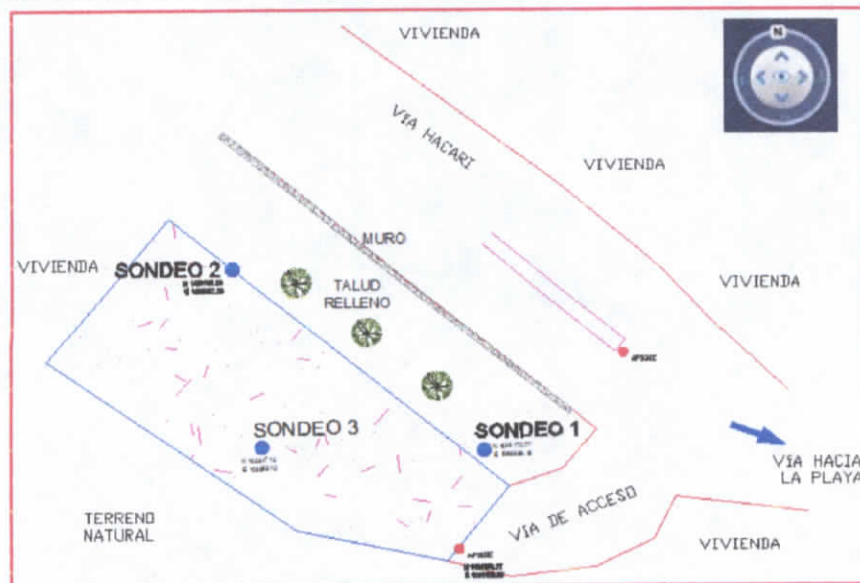
Los criterios establecidos para definir el número y profundidad de los sondeos de exploración del subsuelo fueron: la tipología estructural del proyecto, así como los lineamientos dados en el título H de la norma NSR-10, estudios previos realizados en el municipio y las características del perfil de suelo encontradas al momento de la exploración, el cual no mostró variaciones laterales ni verticales relevantes en toda el área de estudio.

La exploración se llevó a cabo mediante tres (3) sondeos por percusión con el equipo de penetración estándar SPT, teniendo en cuenta los criterios de la norma NSR-10. La profundidad máxima de exploración fue *-4.0 m para el sondeo No. 1, en el No. 2 de -3.0 m y para el sondeo No. 3 de 1.0 m*. Encontrándose para todos los sondeos un perfil de suelo residual compuesto por limos y arcillas arenosas de color marrón.

Todos los sondeos se realizaron hasta la profundidad en la que las presiones transmitidas al suelo serán del orden del 10% (2.5 veces el ancho de la zapata más grande) o hasta la profundidad mínima estipulada en el título H de la NSR-10 o hasta que el equipo SPT presentó rechazo de acuerdo a la Norma ASTM D-1586.

En la **Figura 4** se muestra la localización de los sondeos 1 a 3 realizados en el área de estudio.

Figura 4. Localización de Sondeos en el área de estudio.



4.2 Ensayos de Laboratorio

En los sondeos 1 a 3 se realizó un muestreo representativo de los diferentes estratos o capas de suelo tomando muestras inalteradas para los ensayos de peso unitario, y alteradas para ensayos de clasificación y humedades.

Las muestras obtenidas se describieron e identificaron en campo y laboratorio para posteriormente realizar el programa de ensayos que se muestra en la **Tabla 1**.

Tabla 1. Ensayos de Laboratorio realizados

Ensayo	Norma
Granulometría (tamaño de granos)	ASTM D 421-58 y D 422-63, INV E-123
Contenido de humedad	NTC 1495 ASTM D 2216
Limite plástico e Índice de Plasticidad	NTC 1493 ASTM D 4318
Limite Líquido	NTC 1494 ASTM D 4318
Clasificación	NTC 1504 ASTM D 2487
Gravedad Específica	NTC 1974, INV E-222 y INV E-223
Penetración Estándar	ASTM D-1586-99, INV E-111-07

En el **Anexo 11.2** se muestran los resultados de los ensayos de laboratorio para los sondeos 1 a 3.

5. RESULTADOS DE LA CARACTERIZACION GEOTECNICA DEL SUELO DE FUNDACIÓN DEL PROYECTO

5.1 Perfil estratigráfico Sondeo 1

Este sondeo se realizó en la parte oriental del lote, hacia el sector donde se tiene el talud y el muro (carrera 7). El perfil del suelo explorado está conformado entre 0.0 m y 1.0 m por materiales correspondientes a rellenos y materia orgánica. Entre 1.0 m y 2.0 m se encuentran materiales limo-arcillo-arenosos de color marrón con vetas de material color amarillo de alta plasticidad (MH), y entre 2.0m y 4.0 m se tienen arcillas arenosas de plasticidad media, color marrón y con vetas de materiales color gris (CL). Corresponden a suelos de compresibilidad alta a media, con capacidad portante de baja hasta los 2 m y aceptable entre 2 m y 4 m. Todos los materiales corresponden a suelos residuales evolucionados de la formación ígnea presente en este sector del municipio de Hacarí (Formación Girón "Jg"). La toma de muestras se aprecia en la **Fotografía 9**. En la **Figura 5** se puede apreciar el perfil encontrado en el sondeo.

Fotografía 10. Muestras obtenidas en Sondeo No.1.

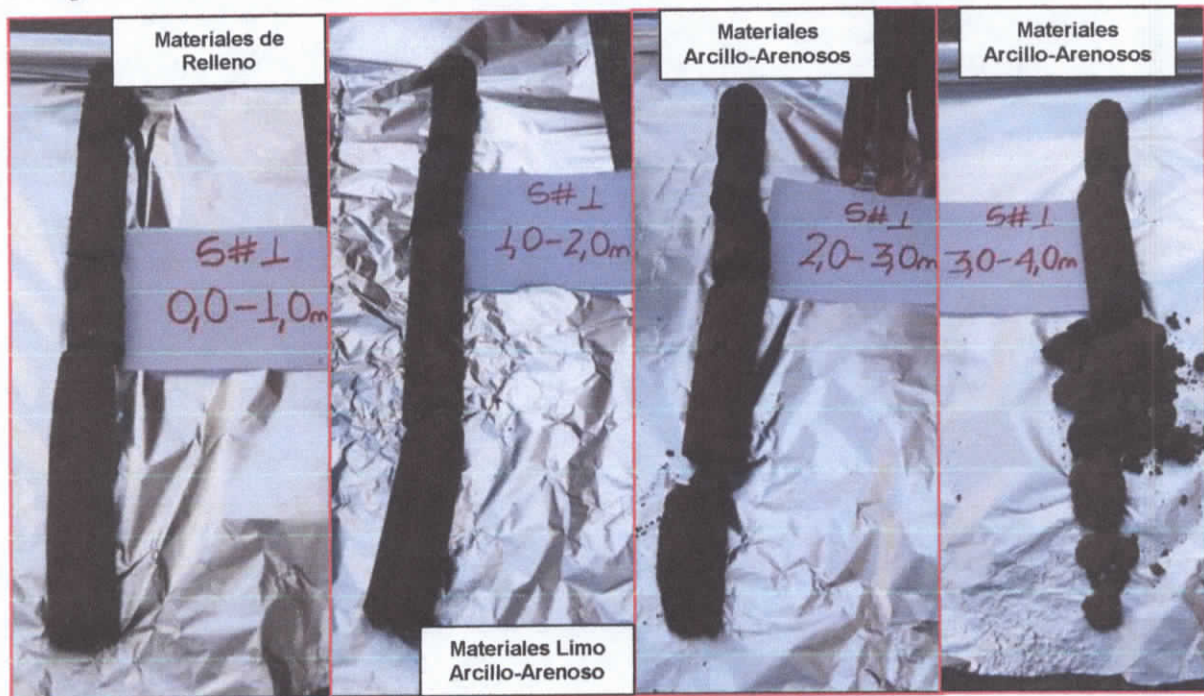
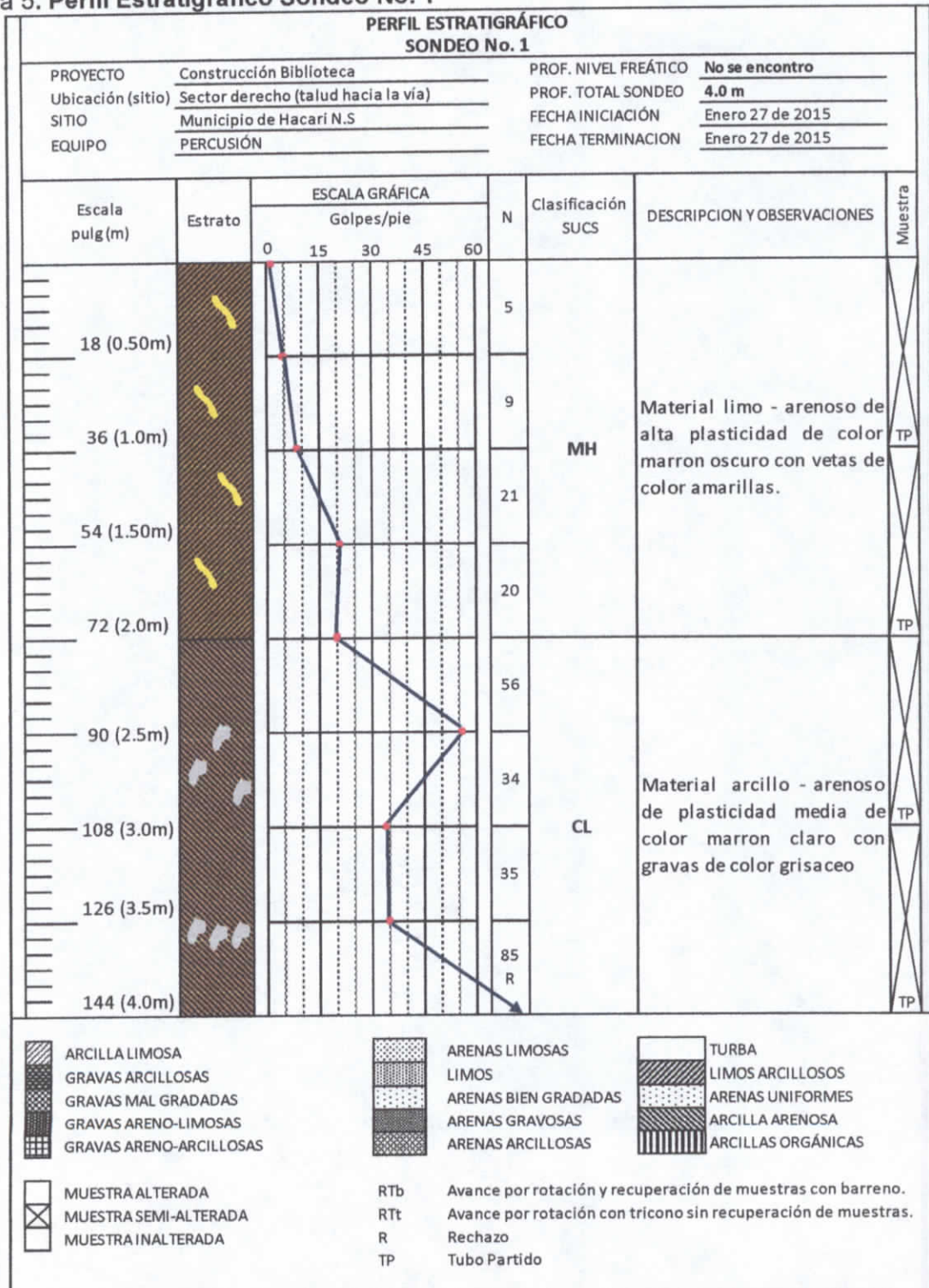


Figura 5. Perfil Estratigráfico Sondeo No. 1



Fuente: Consultor.

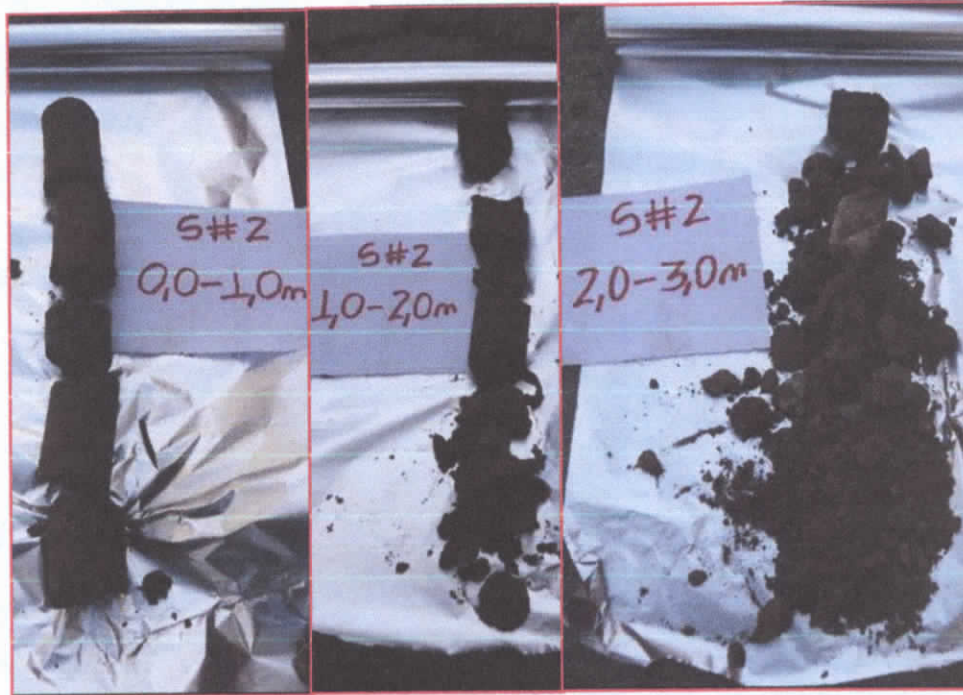
5.2 Perfil estratigráfico Sondeo 2

Este sondeo se realizó en la parte nor-oriental del área en estudio, hasta una profundidad de 3.0 m. entre 0.0 m y 1.0 m se encontraron materiales limo-arcillo-arenosos de color marrón (MH) corresponden a materiales de relleno, entre 1.0 m y 3.0 m se encontraron materiales arcillo-arenosos (CL) de color marrón con vetas de material de color gris. Los materiales presentan compresibilidad alta hasta 1.0 m de profundidad y media entre 2.0 m y 3.0 m. La capacidad portante es baja hasta 1.5 m de profundidad, aceptable de 1.5 m a 2.5 m y buena a partir de 2.5 m. La realización de este sondeo y la toma de muestras se aprecian en las Fotografías 10 a 13. En la Figura 6 se puede apreciar el perfil de este sondeo.

Fotografía 11. Realización Sondeo No. 2



Fotografía 12. Materiales residuales encontrados entre 0.0 m y 3.0 m en el Sondeo No.2



5.3 Perfil estratigráfico Sondeo 3

Este sondeo se realizó en la parte occidental del área en estudio. En este sondeo se exploró hasta una profundidad de 1.0 m debido a que se presentó rechazo del tomamuestras del equipo SPT, se realizó verificación con la punta cónica tipo Peck y el resultado se mantuvo. El perfil del suelo explorado está conformado entre 0.0 m y 1.0 m por arcillas arenosas de color marrón con vetas de material gris (CL). Corresponden a materiales de compresibilidad media y de capacidad portante media a buena. La realización de este sondeo y la toma de muestras se aprecian en las Fotografías 12 y 13. En la Figura 7 se puede apreciar el perfil de este sondeo.

5.4 Nivel Piezométrico o de Aguas Freáticas

El nivel de aguas freáticas NO se encontró en el sondeo No.1 a No. 3 hasta la máxima profundidad explorada de 4.0 m. Para el sondeo 1 las humedades naturales están entre 24% y 34% entre 0 y 2.5 m y de alrededor del 11% de 2.5 m a 4.0 m. (Ver Anexo 11.2), en el sondeo 2 la humedad varía entre 15% al 20% desde 0.5 m a 3.0 m y para el sondeo 3 la humedad es de alrededor del 12% a 1.0 m de profundidad. El grado de saturación varía entre el 50% y el 100%. De acuerdo a los resultados de ensayos de laboratorio se tiene que los suelos presentan valores de humedad natural cercanas o inferiores al límite plástico.

Fotografía 13. Realización sondeo No. 3.



Fotografía 14. Materiales residuales encontrados entre 0.0 m y 1.0 en el Sondeo No.3.

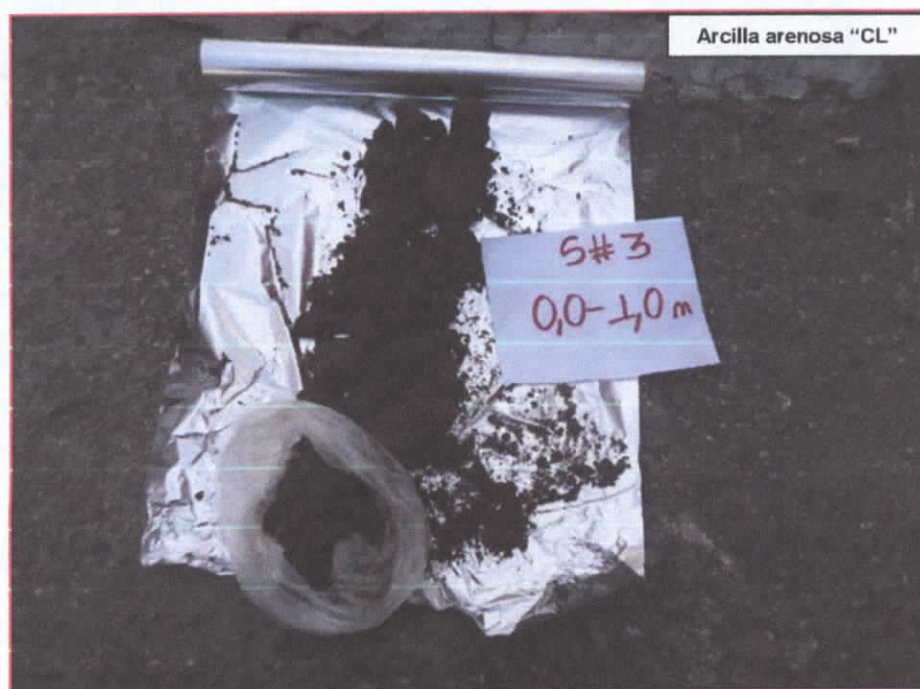
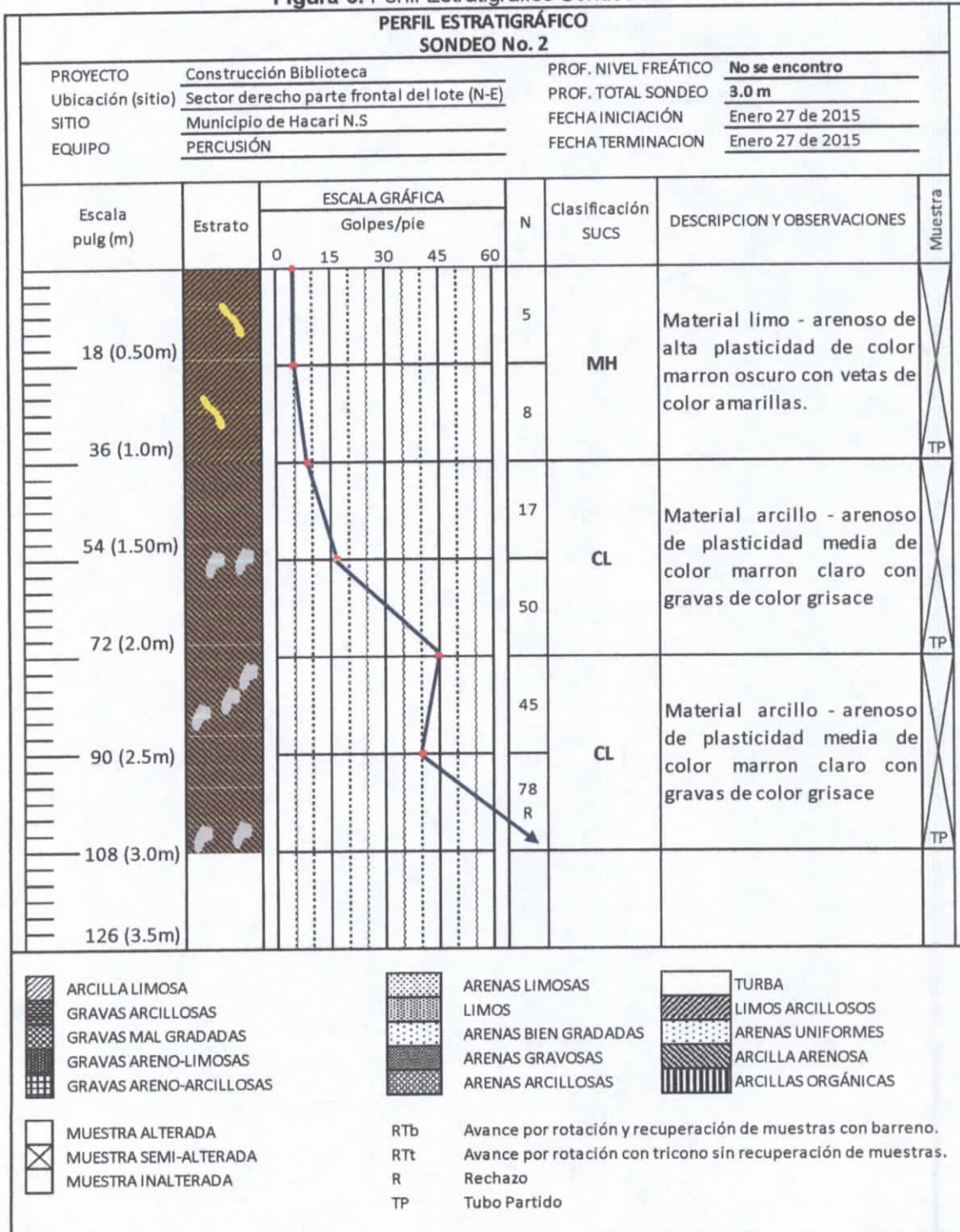
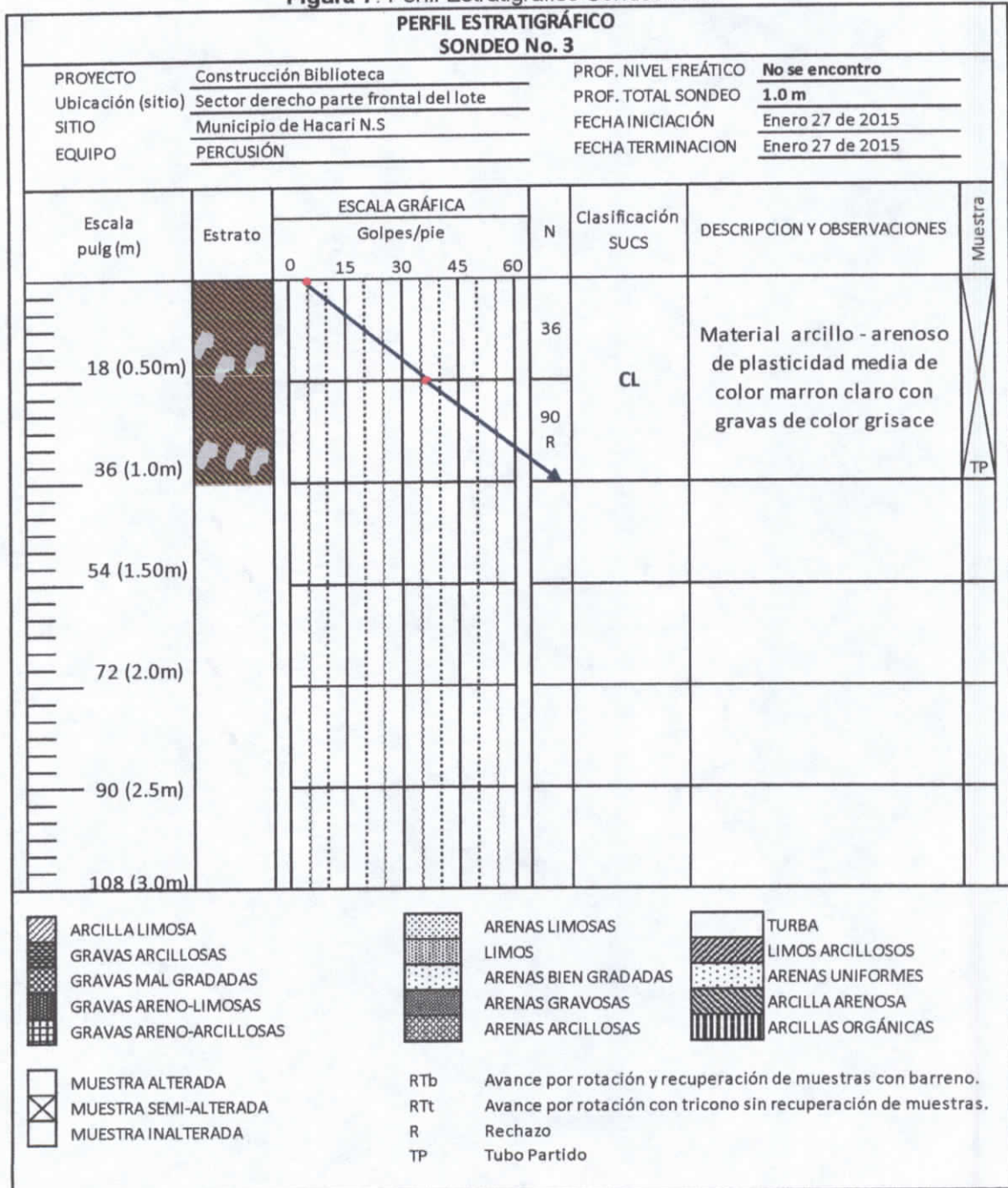


Figura 6. Perfil Estratigráfico Sondeo No. 2



Fuente: Consultor

Figura 7. Perfil Estratigráfico Sondeo No. 3



Fuente: Consultor.

6. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CAMPO

6.1 Ensayo de Penetración Estándar

En las **Tablas 2 a 4** se presentan los resultados de los ensayos de penetración estándar (S. P. T.) para cada uno de los sondeos efectuados, con los valores de N corregido y su ángulo de fricción obtenido por correlación con los valores de N_{60} calculados. El ángulo de fricción se determinó con la relación de Peck, Hanson y Thornburn (1974)¹

Tabla 2. Valores de N, N corregido y ángulo de fricción interna para el sondeo No. 1

Profundidad	N	h (m)	N_{60}	Angulo de Fricción	Angulo de Fricción prom.
0.0 - 0.5	5	0.50	3	28.0	29.68
0.5 - 1.0	9	1.00	6	28.9	
1.0 - 1.5	21	1.50	13	30.9	
1.5 - 2.0	20	2.00	13	30.9	
2.0 - 2.5	56	2.50	35	36.9	34.50
2.5 - 3.0	34	3.00	21	33.2	
3.0 - 3.5	35	3.50	22	33.4	
3.5 - 4.0	85	4.00	53	41.5	41.50

Fuente: Trabajo de Campo.

Tabla 3. Valores de N, N corregido y ángulo de fricción interna para el sondeo No. 2

Profundidad	N	h (m)	N_{60}	Angulo de Fricción	Angulo de Fricción prom.
0.0 - 0.5	5	0.50	3	28.0	28.97
0.5 - 1.0	8	1.00	5	28.6	
1.0 - 1.5	17	1.50	11	30.3	
1.5 - 2.0	50	2.00	31	35.9	35.50
2.0 - 2.5	45	2.50	28	35.1	
2.5 - 3.0	78	3.00	49	40.5	40.50

Fuente: Trabajo de Campo.

¹ Das, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones, 5ª edición. Edit. Cengage Learning, México 2008. pág. 83.

Tabla 4. Valores de N, N corregido y ángulo de fricción interna para el sondeo No. 3

Profundidad	N	h (m)	N ₆₀	Angulo de Fricción	Angulo de Fricción prom.
0.0 - 0.5	36	0.50	23	33.7	33.70
0.5- 1.0	90	1.00	56	42.2	42.20

Fuente: Trabajo de Campo.

7. ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN DEL PROYECTO

De acuerdo a los resultados de investigación del subsuelo en cuanto a resistencia, compresibilidad, condiciones hidráulicas y asumiendo las características estructurales del proyecto, se efectuaron los análisis de estabilidad (*Capacidad Portante*) y deformaciones (*Asentamientos*).

7.1 Alternativas de Cimentación

Aun cuando la magnitud de sobrecargas del proyecto no fue suministrada. Para las características del proyecto y de los suelos descritos mediante este estudio geotécnico, se puede utilizar una estructura de cimentación superficial tipo convencional, conformada por zapatas individuales amarradas en las dos direcciones, eventualmente zapatas combinadas y losa de cimentación.

La utilización de zapatas combinadas depende de la magnitud de las cargas estructurales, efectuando el respectivo análisis de la sumatoria de áreas individuales de cimientos versus el área total de la cimentación e igualmente manteniendo el criterio de separación mínimo de cada uno de estos elementos.

Si la sumatoria de áreas individuales de elementos de cimentación supera el 50%, del área de la planta total de cimentación, no puede utilizarse cimientos o elementos individuales, debiéndose recurrir a la utilización de zapatas combinadas o losa de cimentación.

Las características definitivas de la estructura de cimentación se deben definir en el diseño estructural más conveniente y siguiendo los criterios de la norma colombiana de diseño de construcciones sismorresistente *NSR-10*.

7.2 Nivel o Cota de Cimentación y Capacidad Portante.

La cota de fundación depende del nivel de desplante requerido, el cual está condicionado por las dimensiones estructurales de los elementos que conformen la cimentación; dimensiones que varían de acuerdo a la alternativa finalmente adoptada. Lo anterior también condicionado al cumplimiento del estado límite de falla y de servicio, para las condiciones finales de carga.

Para la construcción de entre uno y dos pisos, la estructura de cimentación a utilizar es una **Cimentación superficial tipo convencional**, conformada por elementos individuales tipo zapatas, unidas con vigas de amarre armadas, para los ejes de que conste la estructura.

El nivel o cota de cimentación establecida para la estructura de soporte de las construcciones se define a continuación (la profundidad de cimentación puede ser menor o mayor y dependerá de las condiciones particulares del suelo en cada sitio de excavación). **Las profundidades de desplante que se plantean toman en cuenta la capacidad admisible de carga encontrada en los diferentes sectores del lote a partir de los datos de los sondeos No.1 a No.3 y la cota actual del terreno:**

- ✓ Para cimentaciones en el sector donde se realizó el Sondeo No.1, se cimentarán las columnas a una profundidad media de 2.0 m. El material sobre el que se cimentarán las estructuras corresponde al material arcillo-arenoso de color marrón con vetas de material color gris. Este material se encontró entre 2.0 m y 4.0 m en el sondeo No.1 (tener en cuenta que el sondeo No.1 se realizó sobre el talud del relleno presente en ese sector del lote). Este es un material que presenta un nivel de compresibilidad medio, corresponde a un suelo rígido y tiene una capacidad portante baja dado que se asume que el suelo podría trabajar bajo condición de esfuerzos totales. De acuerdo a lo anterior a la profundidad de 2.0 m la capacidad portante a utilizar es de $1.8 \text{ kg/cm}^2 = 18 \text{ ton/m}^2 = 180 \text{ kPa}$.
- ✓ Para las cimentaciones en el sector donde se realizó el Sondeo No.2 (sector NE del lote), el material sobre el que se cimentará la estructura corresponde al material arcillo-arenoso de color marrón con vetas de material color gris a una profundidad de 1.5 m por debajo del nivel actual del área en estudio. Este es un material que presenta un nivel de compresibilidad medio, corresponde a un suelo rígido y tiene una capacidad portante aceptable dado que se asume que el suelo podría trabajar bajo condición de esfuerzos totales. De acuerdo a lo anterior a la profundidad de 1.5 m la capacidad portante a utilizar es de $2.0 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ ton/m}^2 = 200 \text{ kPa}$.
- ✓ Para las cimentaciones en el sector donde se realizó el Sondeo No.3 (sector occidental del lote), el material sobre el que se cimentará la estructura corresponde al material arcillo-arenoso de color marrón con vetas de material color gris a una profundidad de 1.0 m por debajo del nivel actual del área en estudio. Este es un material que presenta un nivel de compresibilidad medio, corresponde a un suelo duro y tiene una capacidad portante alta aún bajo la suposición de que podría trabajar bajo condición de esfuerzos totales. De acuerdo a lo anterior a la profundidad de 1.0 m la capacidad portante a utilizar es de $2.0 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ ton/m}^2 = 200 \text{ kPa}$. Podría en este sector utilizarse una capacidad portante mayor, pero se limita a 200 kPa, para balancear la cimentación.
- ✓ Para sitios intermedios entre los lugares donde se realizaron los sondeos se debe verificar la presencia de los mismos materiales presentes a 2.0 m en el sondeo 1, 1.5 m en el sondeo 2 y 1.0 m en el sondeo 3. La profundidad de cimentación se espera que este entre 1.0 y 2.0 m para estos sectores.

En general la capacidad de carga que se puede adoptar para toda el área en estudio es de $1.8 \text{ kg/cm}^2 = 18 \text{ ton/m}^2 = 180 \text{ kPa}$.

Para la evaluación de la capacidad de soporte del suelo se utilizaron correlaciones con los resultados del ensayo SPT según correspondiera a suelos cohesivos saturados, parcialmente saturados o suelos granulares.

7.2.1 Suelos cohesivos saturados.

Se consideran el comportamiento del suelo como cohesivo en los casos en que se predomine la presencia de suelos arcillosos y limo arcillosos plásticos.

Se determinó la capacidad de soporte del suelo, utilizando la ecuación deducida por Terzaghi, tomando el comportamiento del suelo bajo condiciones no drenadas ($\theta = 0$)

La ecuación es:

$$q_a = C_u * N_c / F.S.$$

En la cual

q_a = Capacidad de soporte admisible NETA del suelo

C_u = Resistencia al corte no drenado.

N_c = Factor de capacidad de carga = 5.14 para $\theta = 0$

F.S. = Factor de seguridad = 3.0

Correlacionando el valor del SPT acorde con el tipo de suelo se tomó la capacidad de soporte para los suelos de carácter arcilloso, de acuerdo a la correlación de la resistencia al corte no drenado y valores de N (Sower, 1979).

Para el cálculo de la capacidad portante se estimó, a partir de los datos N de campo del ensayo SPT, un valor medio para el área de estudio de $N_{60}=30$ golpes/pie. Con este valor y las correlaciones anteriores se estima una capacidad de carga suponiendo suelos cohesivos saturados de $q_{adm.} = 2.30 \text{ kg/cm}^2 = 23.0 \text{ ton/m}^2 = 230 \text{ kPa}$, pero se tomará para efectos de verificar asentamientos $1.8 \text{ kg/cm}^2 = 18 \text{ ton/m}^2 = 180 \text{ kPa}$.

7.4 Asentamientos o deformaciones

Para los sitios donde la cimentación se apoye sobre depósitos de suelos granulares, el cálculo de los asentamientos se realiza utilizando las expresiones dadas por el método empírico de Terzaghi-Peck² (1968) en las cuales se relacionan los asentamientos de la fundación con la resistencia a la penetración estándar N. estas expresiones son:

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

$$K_B = \left(\frac{2B}{0.3 + B} \right)^2 \quad C_1 = \frac{7.62}{N} \quad K_D = 1.0 - 0.25 * \frac{D}{B} \quad K_W = 1.0 \quad \text{si } D_W \geq 2B$$

Donde:

² D'Appolonia E. et al. Drilled Piers. Foundation Engineering Handbook. 1975. Ingeniería de fundaciones. Delgado, Vargas Manuel. Pag. 347.

S = Asentamiento en cm.

q = Presión de fundación, kg/cm^2

B = ancho del cimiento (zapata), m.

N = Número de golpes del ensayo normal de penetración, en un espesor B bajo el nivel de fundación.

D = profundidad de fundación bajo el nivel del terreno, m.

D_w = Profundidad del nivel freático bajo el nivel del terreno, m.

Para el caso de cimentaciones sobre suelos cohesivos de compresibilidad media y alta se determinan los asentamientos totales como la suma de los asentamientos inmediatos³ más los asentamientos por consolidación primaria⁴.

En la **Tabla 5** se presentan los cálculos de asentamientos que aplican para el estrato y profundidad de cimentación en los sectores donde se realizaron los sondeos No.1 a No.3. Estos se calcularon inicialmente con la capacidad portante determinada según condiciones de suelos granulares o cohesivos saturados, **en este caso la capacidad portante queda restringida por el estado límite de servicio a $q_{adm}=1.6 \text{ kg/cm}^2$.**

Tabla 5. Asentamientos inmediatos, por consolidación y totales para diferentes anchos de cimiento.

ASENTAMIENTOS Utilizando la Capacidad Admisible de 1.6 kgf/cm^2 y una Profundidad de cimentación de 2.0 m con cimiento Cuadrado			
ANCHO CIMIENTO (m)	ASENTAMIENTO INMEDIATO (cm)	ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACION (cm)	ASENTAMIENTO TOTAL (cm)
1.0	0.59	2.88	3.47
1.2	0.71	3.33	4.04
1.4	0.84	3.76	4.59
1.5	0.90	3.96	4.86
1.6	0.96	4.16	5.12
1.8	1.10	3.77	4.87
2.0	1.23	4.90	6.13

Los asentamientos totales calculados para diferentes anchos de cimiento son del orden de 4.2 cm en promedio, menores a 15 cm acorde a lo establecido en el numeral H.4.9.3 de la NSR-10. Para el caso de los asentamientos diferenciales esperados, estos serán despreciables pues la cimentación se realizará sobre el mismo estrato en todo al área a construir y no se tiene variación apreciable entre los asentamientos en cada zona a cimentar. Lo anterior debido a que la presión a transmitir con cada zapata será de 160 kPa (1.60 kg/cm^2), en promedio. Los asentamientos totales podrán ser inferiores a los mostrados en la **Tabla 5**, teniendo en cuenta que estos fueron calculados para una capacidad de carga del suelo de 16 ton/m^2 y la presión real a transmitir podría ser inferior a dicho valor.

³ Berry P. et al. Mecánica de Suelos. Edit. McGraw Hill Colombia, 2000. pág. 71.

⁴ Das Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Edit. CENGAGE Learning, México, 2008. pág. 36.

En la **Tabla 6** se resumen los valores de capacidades portantes a utilizar según el sector donde se cimiente, la profundidad de cimentación y los asentamientos esperados.

Tabla 6. Resumen de valores de Capacidad portante, profundidades de cimentación y Asentamientos totales esperados.

Sondeo	Sector Lote	Capacidad de Carga Adm. (kg/cm ²)	Profundidad de Cimentación (m)	Asentamientos (m)
Sondeo No.1	Sur-oriental	1.60	2.00	0.042
Sondeo No.2	Nor-oriental	1.60	1.50	0.042
Sondeo No.3	Occidental	1.60	1.00	0.042

La variación de los asentamientos diferenciales será proporcional a la magnitud diferencial de las cargas. Pueden incrementarse las cuantías por maniobras erróneas en la etapa de construcción, situación que no se predice mediante este cálculo y es de entera responsabilidad de los constructores.

Con el fin de evitar inconvenientes relacionados con los esfuerzos transmitidos diferencialmente a las capas del subsuelo por las cargas de la estructura, lo que finalmente se puede traducir en asentamientos diferenciales, es conveniente trabajar con presiones de contacto (cimiento-suelo) del orden del 90% de las máximas permitidas, en las áreas más cargadas y del 100% para las de menor carga, esto permitirá balancear la cimentación.

7.5 Módulo de reacción del suelo de fundación

El módulo de reacción o balasto del suelo se emplea una correlación empírica que relaciona los valores de N golpes/pie del ensayo de penetración estándar, ancho y longitud del cimiento en metros⁵.

$$K_s = \frac{N}{5.5} * \frac{\left(1 + 0.5 * \frac{B}{L}\right)}{1.5}$$

Donde:

N = Número de penetración estándar corregido

B = Ancho del cimiento

L = Largo del cimiento

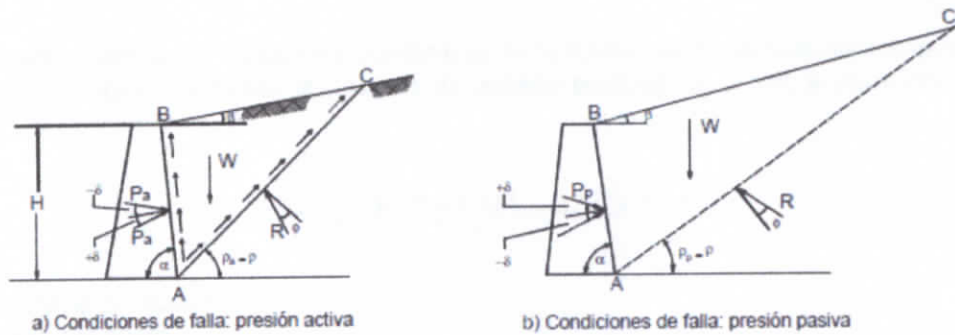
El valor de **Ks** se obtiene para los materiales por debajo de la profundidad de cimentación. El valor escogido de acuerdo a la profundidad de cimentación establecida para cada sector estudiado del lote es aplicable para el diseño o análisis de interacción suelo-estructura de elementos aislados cuadrados o para el diseño estructural de losas de cimentación. En general

⁵ Cernica (1995) Geotechnical-Foundations Design-Jhon Wiley. Pag. 225.

para todo el lote se estableció un N_{60} de diseño para estimar los diferentes parámetros, este valor es del orden de 17 golpes/pie, obteniéndose para el mismo un $K_s=5.45 \text{ kg/cm}^3 = 53465 \text{ kN/m}^3$

7.6 Parámetros de presión de tierras

Para el diseño de las estructuras de contención, en caso de proyectarse alguna, se debe tener en cuenta el empuje lateral de tierras ocasionado por el perfil del suelo natural. Para la determinación de los parámetros de diseño se recomienda el uso de la teoría de Coulomb.



$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Para $\alpha = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$, se obtienen los siguientes valores para K_a :

δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0.390	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217	0.198
16	0.349	0.324	0.300	0.278	0.257	0.237	0.218	0.201	0.184
17	0.348	0.323	0.299	0.277	0.256	0.237	0.218	0.200	0.183
20	0.345	0.320	0.297	0.276	0.255	0.235	0.217	0.199	0.183
22	0.343	0.319	0.296	0.275	0.254	0.235	0.217	0.199	0.183

Para $\alpha = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$, se obtienen los siguientes valores para K_p :

δ	$\phi = 26$	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2.561	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599	5.045
16	4.195	4.652	5.174	5.775	6.469	7.279	8.229	9.356	10.704
17	4.346	4.830	5.385	6.025	6.767	7.636	8.661	9.882	11.351
20	4.857	5.436	6.105	6.886	7.804	8.892	10.194	11.771	13.705
22	5.253	5.910	6.675	7.574	8.641	9.919	11.466	13.364	15.726

Los sismos locales tendrán periodos de vibración corta y por ende afectarán principalmente a las estructuras más bajas y los sismos distantes tendrán periodos de vibración mayor afectando a las estructuras más altas cuyos periodos de vibración son igualmente mayores.

Las cimentaciones, en condiciones dinámicas de sismos, cumplen entonces la función de recibir las señales de vibración sísmica del suelo, amortiguarlas en algún grado y transmitir las a la superestructura de la edificación; recibir las cargas inerciales de respuesta de la estructura y transmitir las nuevamente al suelo de fundación. Como no existen dichos estudios, para los diseños estructurales de las edificaciones se toma como parámetros sísmicos, los generalizados por regiones en las tablas de la NSR-10, lo cual puede llevar en algunos casos a sobreestimaciones y en otros a subestimaciones en los espectros locales de diseño.

Para la determinación del tipo de perfil de suelo se calculó el N_{medio} (A2.4.3.2 – NSR-10) de todo el perfil de suelo explorado, obteniéndose un valor de 30 golpes/pie. Lo anterior permite definir que el perfil de suelo corresponde al tipo D (Tabla A.2.4.-2 NSR-10).

De acuerdo a la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, los parámetros de diseño sismo resistente específicos para el proyecto son los siguientes:

- *Zona de Amenaza Sísmica: Intermedia.*
- *Aceleración pico efectiva para diseño (A_a) = 0.25*
- *Velocidad horizontal pico efectiva, para diseño (A_v) = 0.20*
- *Aceleración pico efectiva para el umbral de daño (A_d)=0.03*
- *Perfil de suelo natural entre 1.0 m y 3.5 m= TIPO D.*
- *Velocidad media de la onda de cortante (V_s) = 198.9 m/s*
- *Coefficiente F_a para la zona de periodos cortos del espectro= 1.3*
- *Coefficiente de sitio F_v para la zona de periodos intermedios del espectro= 2.0*
- *Coefficiente de Importancia= 1.25*

Para el análisis de la acción sísmica se recomienda utilizar el espectro elástico de diseño de la Norma NSR-10, definido mediante los anteriores parámetros el cual está establecido para un coeficiente de amortiguamiento del 5% del crítico, ver **Figura 8**.

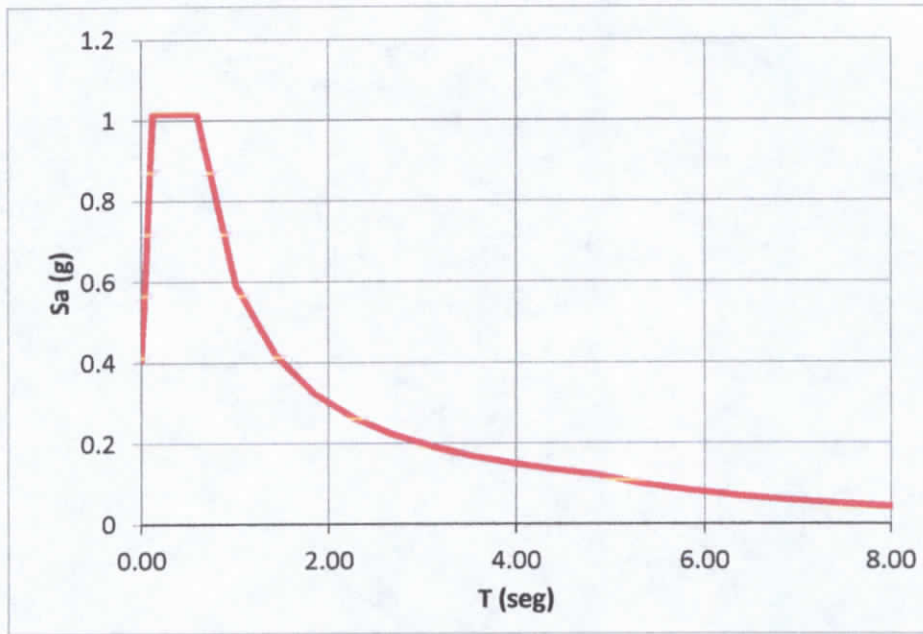


Figura 8. Espectro Elástico de Diseño NSR-10

8. CONCLUSIONES

- La zona para la construcción de la estructura que constituirá el proyecto de la biblioteca se encuentra ubicada en el municipio de Hacarí N.S.
- Geomorfológicamente el sector de estudio corresponde a unidades de origen denudacional-estructural cuya unidad litológica es la formación de origen ígneo "**Formación Girón – Jg**", esta unidad en el sector de estudio es susceptible a procesos denudativos (erosión y movimientos en masa). Los suelos evolucionados a partir de esta unidad litológica están conformados por materiales limo-arcillo-arenosos (**MH y CL**).
- El área de fundación o implantación del proyecto es geotécnicamente estable. Aun así los procesos morfodinámicos activos presentes se encuentran en un área cercana al área de fundación y en eventos anteriores han afectado dicha área.
- No se suministró para la caracterización geotécnica que se presenta la tipología estructural y las cargas definitivas del proyecto, por lo que se asumieron las capacidades portantes admisibles para la determinación de los asentamientos, recomendando utilizar estructuras de cimentación superficial tipo zapatas individuales unidas mediante vigas de amarre reforzadas.
- Los parámetros aplicados al diseño sismo resistente se estiman considerando lo establecido por la NSR-10, ver numeral 7.7.
- Se ha recomendado para la cimentación una profundidad de 2.0 m para los sectores donde se realizó el sondeo No. 1, de 1.5 m donde se realizó el sondeo No. 2 y de 1.0 m para el sector donde se realizó el sondeo No.3. La capacidad portante recomendada a estas profundidades es de 160 kPa (Ver Tabla 6) con el fin de obtener asentamientos inmediatos inferiores a 1" y controlar los asentamientos diferenciales. La cimentación se debe realizar sobre los materiales arcillo-arenosos de plasticidad media de color marrón y con presencia de vetas de material gris claro.

9. RECOMENDACIONES

9.1 Complemento y Profundización del Estudio.

- Es recomendable a la hora de realizar las excavaciones la presencia de un profesional geotecnista y recopilar muestras de suelo para realizar ensayos de corte directo o triaxiales en varios estratos para complementar el estudio y realizar un ajuste a los parámetros obtenidos mediante correlaciones con los resultados del ensayo SPT, en caso de que se proyecten estructuras de más de tres niveles.
- Para el caso de la ladera en el sector occidental del lote se recomienda realizar un estudio detallado de estabilidad, que permita definir si en la condición actual es estable o no si para condiciones extremas de saturación lo es o no. Además de identificar el espesor de los depósitos coluviales que se aprecian en este sector adyacente a la zona de estudio.

9.2 Impermeabilización y drenaje área de implantación del proyecto.

- Se deben evitar infiltraciones exteriores por aguas lluvias que alteren las condiciones de humedad del suelo a nivel de cimentación. Las zonas verdes que se proyecten deben poseer bermas y sistemas de evacuación rápida de aguas para evitar infiltración que altere la humedad del suelo, ello porque por las características de alta plasticidad que presenta el material superior con espesor entre 1 y 2 m, hacen que un aumento del contenido humedad redunde en pérdida significativa de la capacidad de carga y aumento de la deformabilidad.
- *Es importante construir un adecuado sistema de recolección de las aguas de escorrentía y su entrega en forma adecuada al sistema de recolección de aguas lluvias. Para lo anterior se recomienda proyectar un canal perimetral a la estructura a construir, con ello se puede realizar un adecuado manejo de las aguas que provengan del sector de ladera en la parte occidental del lote y se evita la posible erosión del material del talud del relleno existente en la parte oriental del mismo.*
- *Dadas las condiciones de la ladera en la parte occidental del área de estudio, se recomienda la construcción de subdrenes horizontales para el manejo de las aguas freáticas.*

- Los materiales de relleno de las excavaciones para la cimentación deberán ser de características granulares para evitar su saturación.
- Toda estructura que se apoye sobre el suelo natural deberá hacerlo sobre una capa de suelo granular (arena gruesa de río) de mínimo 20 cm de espesor, para evitar el efecto de la humedad que asciende por capilaridad.

9.3 Recomendaciones generales para la construcción de la cimentación

- Para el caso de la alternativa de cimentación mediante elementos individuales tipo zapatas, se debe colocar un solado en concreto pobre con espesor mínimo de 5.0 cm, el cual garantice el aislamiento del suelo con el elemento de cimentación.
- Las zapatas deberán cimentarse a una profundidad que corresponde a las características del perfil de suelo explorado en cada sector del lote (*Ver Tabla 6*). Estas profundidades se referencian respecto a las cotas actuales del terreno (ya que no se suministraron las cotas definitivas del proyecto). En general el suelo de cimentación debe ser el conformado por arcillas arenosas de color marrón, las cuales corresponden a suelos algo rígidos, de compresibilidad media y de capacidad portante aceptable.
- Los taludes que se presenten producto de las excavaciones o movimiento de tierra que se realice para obtener las cotas finales del proyecto, se debe tener cuidado de que no permanezca expuesto durante mucho tiempo. Se recomienda construir las estructuras de contención que sean requeridas inmediatamente después de la excavación.
- Como uno de los requisitos de la NSR-10 se debe indicar el tiempo máximo de exposición del suelo en los cimientos. Se recomienda que la exposición del suelo no sea superior a 12 horas; por esta razón se recomienda el colocar un solado o concreto pobre en toda el área perimetral del cimiento inmediatamente se realicen las excavaciones. Para este proceso se recomienda colocar una malla de gallinero que evite el agrietamiento excesivo de esta protección.

- *Excavaciones para zapatas individuales.* En el caso de las excavaciones superiores a 1.5 m de profundidad se debe tener en cuenta lo siguiente: *La excavación se iniciará con una dimensión de 0.5 m mayor a la requerida por la zapata hasta 1.5 m de profundidad y luego se continua con la dimensión de la zapata hasta los 2.0 m de profundidad, esto generará una grada en la excavación facilitando el apuntalamiento del primer talud de la excavación.*

- *El apuntalamiento de las paredes de la excavación se realizará con tableros metálicos debidamente arriostrados mediante el uso de parales colocados en forma diagonal. Los parales poseen un sistema de tornillo que permitirá realizar los ajustes requeridos en el apuntalamiento.*
- *En la medida de lo posible fundir la zapata respectiva y realizar los rellenos en forma adecuada, esto debido a que los suelos encontrados son muy susceptibles de perder capacidad de carga por variación de su contenido de humedad. En caso de lluvias durante la excavación se deberá comprobar la idoneidad del piso de la misma antes de colocar el concreto de limpieza.*
- Se debe cuidar que los arriostres o bases de los puntales estén colocados sobre terreno firme.
- Cuando la lluvia inunde la zanja, es imprescindible hacer una revisión minuciosa y detallada antes de reanudar los trabajos. Se disminuirá inmediatamente las aguas que afloran o caigan en el interior de las zanjas para evitar alteraciones en estabilidad de los taludes. En época lluviosa o por escorrentías provenientes de drenajes u ojos de agua, deben tomarse medidas preventivas para el desvío de las aguas en la parte baja de la ladera que se encuentra en el lote.
- La remoción de los sistemas de apuntalamiento deberá empezar y continuar desde el fondo de la excavación.
- Se recomienda sobrepasar la entibación en una altura de al menos 20 cm sobre el borde de la excavación para que sirva de rodapié y evite la caída de objetos y materiales a la zanja. (Rodapié: tope que se coloca al borde de la excavación para detener la caída del material próximo al borde).
- Si se encuentran capas de tierra poco consistentes o grandes bloques de roca, estos deben removerse comenzando desde la parte superior de la excavación.
- Guiar los baldes con materiales durante su izado para que no golpee las paredes de la entibación.

- La excavación debe poseer un terraplén contra la entrada de agua en caso de lluvias.
- Se debe constatar que los puntales estén arriostrados entre sí.
- Al final de cada jornada de trabajo y cuando se presenten lluvias se cubrirá la excavación con un material impermeable y se deberá señalizar la localización de la excavación.
- Debe colocarse escalera que cubra toda la profundidad de la excavación y sobresalga de la misma.
- Todos los trabajadores deberán usar zapatos de seguridad y también deberán usar casco
- Debe hacerse responsable a una persona competente de verificar y realizar inspecciones frecuentes del apuntalamiento y se deben dar instrucciones a todos los trabajadores para que se comuniquen inmediatamente cualquier indicio de debilidad.

9.4 Construcción obra de contención.

Como se describió en los numerales 2.4 y 3.1 de este informe, en la parte occidental del área de estudio se evidencian deslizamientos ocurridos recientemente. Con el ánimo de proteger la infraestructura a construir y las personas que allí convivan, se recomienda que se proyecte la construcción de un muro de contención por este sector del lote. Dicho muro deberá diseñarse para las presiones laterales que los depósitos de material existente o futuros puedan generar y contará con la altura suficiente para proteger el área de construcción de la biblioteca de eventos de remoción en masa que se presenten en la ladera.

La cimentación del muro se puede realizar a una profundidad no inferior a 1.5 m, con una capacidad portante de $2.3 \text{ kg/cm}^2 = 23 \text{ ton/m}^2 = 230 \text{ kPa}$. El muro deberá disponer del correspondiente sistema de drenaje mediante Geodrén vial, el cual debe contar con sus respectivas salida o entrega al sistema de drenaje de la edificación.

9.4 Otras recomendaciones

- La construcción de la estructura de cimentación debe hacerse preferiblemente en época de verano para evitar alteraciones y remoldeo del suelo.
- Los ductos sanitarios que estén enterrados dentro del suelo deben construirse en tubería flexible tipo PVC para evitar roturas. Si se hace necesario perforar un elemento de cimentación,

dichas perforaciones no deben tener alturas mayores a 15 cm ni longitudes superiores a 30 cm. Cuando se perfora la viga de amarre se deben colocar dos estribos adicionales a cada lado de la perforación a 5 cm de la misma y espaciados 10 cm uno del otro.

- En los sitios donde se requieran hacer rellenos, estos se deben compactar a una densidad máxima del 90% de la máxima del Proctor modificado, en capas no superiores a 15 cm.
- Los refuerzos que se coloquen en la cimentación deben estar aislados del suelo natural no menos de 5 cm en suelo seco y 7.5 cm en suelo húmedo, dado que los suelos encontrados en los sondeos realizados poseen un apreciable contenido de humedad se debe realizar un recubrimiento del refuerzo de 7.5 cm.
- Debido a la baja capacidad portante encontrada en los primeros 50 cm, los pisos deberán ser reforzados con una malla electrosoldada para controlar las fisuras debidas a las deflexiones que se puedan presentar, colocando previamente una capa de material granular para evitar el ascenso capilar.
- Para dar una correcta interpretación y aplicabilidad a esta caracterización geotécnica se debe contemplar en su totalidad y limitaciones a los capítulos de conclusiones y recomendaciones.
- Se recomienda programar visitas del Ingeniero a cargo de este estudio durante la construcción de la cimentación, con el fin de inspeccionar el proceso de excavación, la construcción de los elementos de cimentación y la aprobación del suelo de fundación.

10. LIMITACIONES

- La información consignada en este informe corresponde a una caracterización de los suelos presentes en el lote hasta una profundidad de entre 0.0 m y 4.0 m en el sondeo No. 1, entre 0.0 m y 3.0 m en el sondeo No. 2 y entre 0.0 m y 1.0 m para el sondeo No.3.
- Los resultados obtenidos en esta caracterización geotécnica, al igual que las recomendaciones, están basados en la información suministrada por los proyectistas, respecto a la posible tipología estructural del proyecto, condiciones geológicas y propiedades geomecánicas del perfil del suelo explorado mediante pruebas de campo y laboratorio.

- Cualquier modificación a la tipología referida tanto en altura como en área en planta, implicará nuevas condiciones de interacción suelo-estructura, por lo cual será necesario introducir las variables de ajuste o profundización al estudio de suelos; e incluso aumentar la profundidad de exploración y número de sondeos, de acuerdo con los parámetros respectivos de la NSR-10.
- El procedimiento constructivo de la cimentación, al igual que el piso de fundación, el manejo de drenaje y la adecuación de rellenos de nivelación; deberán ser aprobados por un ingeniero con experiencia. Lo anterior mediante visitas concertadas con los proyectistas y constructores.


MP. 54202-2160910 NTS

Ing. AGUSTIN A. MACGREGOR TORRADO
Ingeniero Civil
Director del Estudio

11. ANEXO

11.1 Resumen Resultados Ensayos de Laboratorio

CLASIFIC. SUCS	LL(%)	LP(%)	IP(%)	%PASA T.200	%w	SUELO TIPO H.2.5 NSR-10	Cc	Compresibilidad
MH	62.0	41.3	20.7	88.83	24.68	COHESIVO	0.47	ALTA
MH	62.0	41.3	20.7	88.83	34.93	COHESIVO	0.47	ALTA
MH	62.0	41.3	20.7	88.83	34.93	COHESIVO	0.47	ALTA
MH	62.0	41.3	20.7	88.83	29.51	COHESIVO	0.47	ALTA
CL	42.5	23.3	19	72.59	29.51	COHESIVO	0.29	MEDIA
CL	42.5	23.3	19	72.59	10.79	COHESIVO	0.29	MEDIA
CL	42.5	23.3	19	72.59	10.79	COHESIVO	0.29	MEDIA
CL	42.5	23.3	19	72.59	11.15	COHESIVO	0.29	MEDIA
MH	62.0	41.3	21	88.83	11.34	COHESIVO	0.47	ALTA
MH	62.0	41.3	21	72.59	19.91	COHESIVO	0.47	ALTA
CL	42.5	23.3	19	72.59	19.91	COHESIVO	0.29	MEDIA
CL	42.5	23.3	19	72.59	15.23	COHESIVO	0.29	MEDIA
CL	36.4	20.0	16	59.70	15.23	COHESIVO	0.24	MEDIA
CL	42.5	23.3	19	72.59	6.54	COHESIVO	0.29	MEDIA
CL	42.5	23.3	19	72.59	11.72	COHESIVO	0.29	MEDIA

11.2 Ensayos de Laboratorio

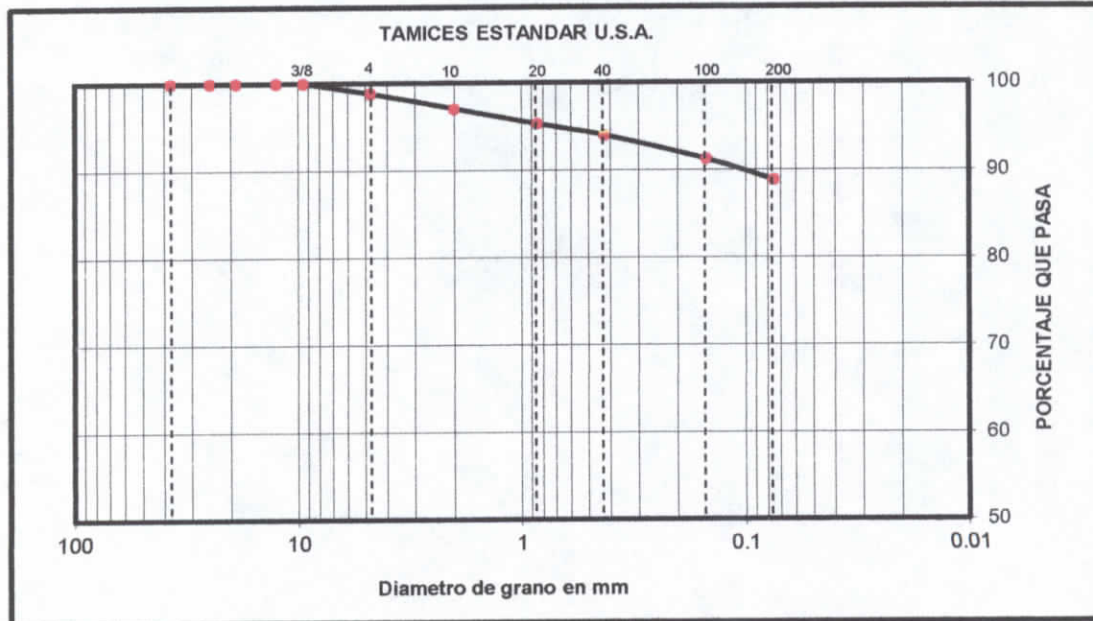
UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER - SECCIONAL OCAÑA
LABORATORIO DE SUELOS - PAVIMENTOS Y CONCRETOS



ANALISIS GRANULOMETRICO NORMA INV E-123-07

Localización	Municipio Hacari Norte de Santander	Sondeo	1, 2
Descripción	LIMO ARENOSO DE ALTA PLASTICIDAD	Muestra N°	1
Obra	Construcción de una Biblioteca	Profundidad	S# 1 (0 - 2 m) S# 2 (0 - 1 m)
Solicitante	Ing. Ever Leonardo Ramirez	Fecha	Enero 27/2015

Pesos total de la Muestra (grs.) = 981					RANGOS DE DISEÑO	
TAMIZ (pulg)	ABERTURA (mm)	Peso (grs.) Retenido	TAMICES		SUPERIOR	INFERIOR
			% Retenido	% Pasa	% Pasa	% Pasa
11/2	37.5	0.0	0.00	100.00		
1	25	0.0	0.00	100.00		
3/4	19	0.0	0.00	100.00		
1/2	12.5	0.0	0.00	100.00		
3/8	9.5	0.0	0.00	100.00		
4	4.75	11.2	1.14	98.86		
10	2.00	17.5	1.78	97.07		
20	0.85	17.3	1.76	95.31		
40	0.425	13.0	1.33	93.99		
100	0.150	26.8	2.73	91.25		
200	0.075	23.8	2.43	88.83		
Pasa 200		871.4	88.83			



Grava = 1.14%	Arena = 10.03%	Finos = 88.83%
Clasificación AASHTO A-7-5(33)	Clasificación U.S.C.S MH	

ELABORACION
Lab. OLIVER PICON VACA

REVISÓ
Ing. ROMEL GALLARDO AMAYA

Firma

Firma

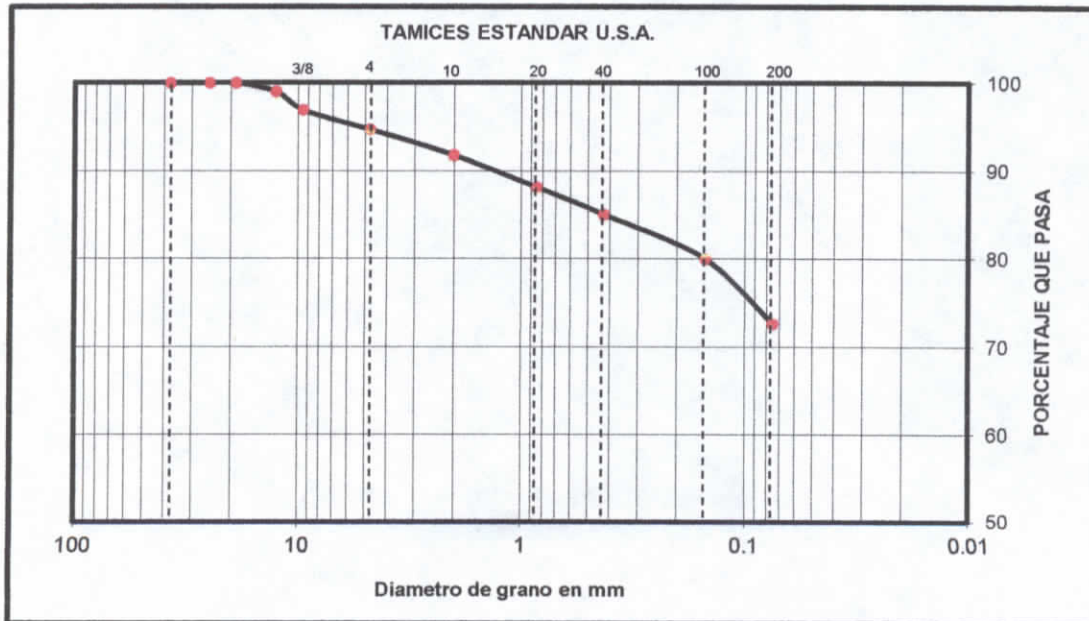
UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER - SECCIONAL OCAÑA
LABORATORIO DE SUELOS - PAVIMENTOS Y CONCRETOS



ANALISIS GRANULOMETRICO NORMA INV E-123-07

Localización	Municipio Hacari Norte de Santander	Sondeo	1, 2, 3
Descripción	ARCILLA ARENOSA DE PLASTICIDAD MEDIA	Muestra N°	2
Obra	Construcción de una Biblioteca	Profundidad	S# 1 (2 - 4 m) S# 2 (1 - 2 m) S# 3 (0 - 1 m)
Solicitante	Ing. Ever Leonardo Ramirez	Fecha	Enero 27/2015

Pesos total de la Muestra (grs.) = 753.4					RANGOS DE DISEÑO	
TAMIZ (pulg)	ABERTURA (mm)	Peso (grs.) Retenido	TAMICES		SUPERIOR	INFERIOR
			% Retenido	% Pasa	% Pasa	% Pasa
11/2	37.5	0.0	0.00	100.00		
1	25	0.0	0.00	100.00		
3/4	19	0.0	0.00	100.00		
1/2	12.5	7.6	1.01	98.99		
3/8	9.5	15.6	2.07	96.92		
4	4.75	16.8	2.23	94.69		
10	2.00	21.9	2.91	91.78		
20	0.85	28.0	3.72	88.07		
40	0.425	22.8	3.03	85.04		
100	0.150	38.0	5.04	80.00		
200	0.075	55.8	7.41	72.59		
Pasa 200		546.9	72.59			



Grava = 5.31%	Arena = 22.1%	Finos = 72.59%
Clasificación AASHTO A-7-6(14)	Clasificación U.S.C.S CL	

ELABORACION

Lab. OLIVER PICON VACA

REVISÓ

Ing. ROMEL GALLARDO AMAYA

Firma

Firma

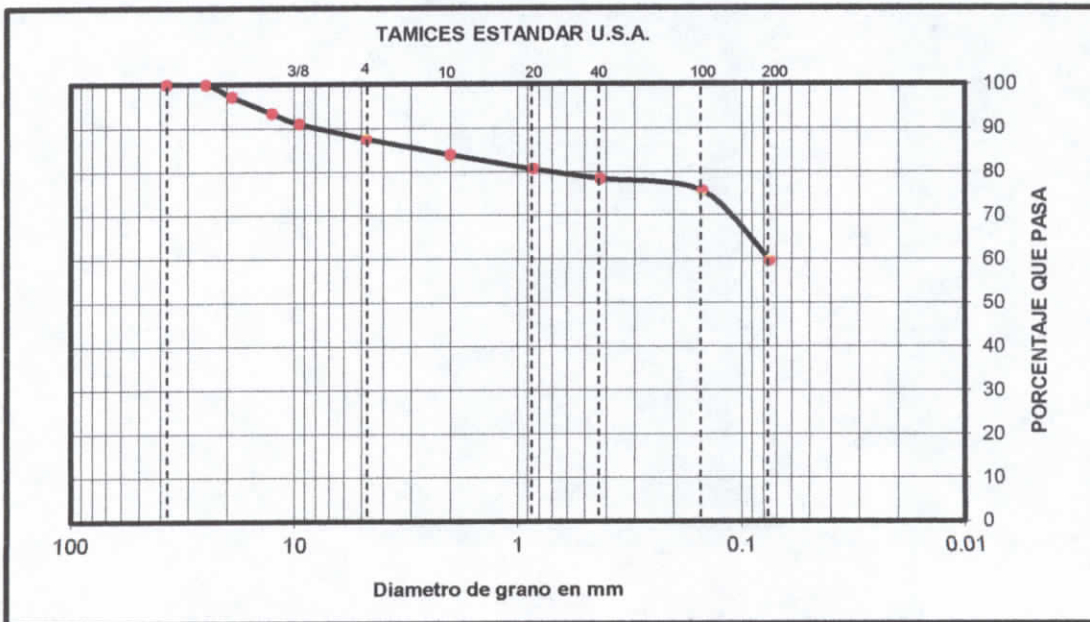
UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER - SECCIONAL OCAÑA
LABORATORIO DE SUELOS - PAVIMENTOS Y CONCRETOS



ANALISIS GRANULOMETRICO NORMA INV E-123-07

Localización	Municipio Hacari Norte de Santander	Sondeo	2
Descripción	ARCILLA ARENOSA DE PLASTICIDAD MEDIA CON GRAVAS DE TAMAÑO MAX. 1"	Muestra N°	3
Obra	Construcción de una Biblioteca	Profundidad	S# 2 (2 - 3 m)
Solicitante	Ing. Ever Leonardo Ramirez	Fecha	Enero 27/2015

Pesos total de la Muestra (grs.) = 964.9					RANGOS DE DISEÑO	
TAMIZ (pulg)	ABERTURA (mm)	Peso (grs.) Retenido	TAMICES		SUPERIOR	INFERIOR
			% Retenido	% Pasa	% Pasa	% Pasa
11/2	37.5	0.0	0.00	100.00		
1	25	0.0	0.00	100.00		
3/4	19	26.8	2.78	97.22		
1/2	12.5	37.1	3.84	93.38		
3/8	9.5	22.6	2.34	91.04		
4	4.75	34.0	3.52	87.51		
10	2.00	34.4	3.57	83.95		
20	0.85	32.3	3.35	80.60		
40	0.425	21.3	2.21	78.39		
100	0.150	27.4	2.84	75.55		
200	0.075	153.0	15.86	59.70		
Pasa 200		576.0	59.70			



Grava = 12.49%	Arena = 27.82%	Finos = 59.7%
Clasificación AASHTO A-6(8)	Clasificación U.S.C.S CL	

S

ELABORACION Lab. OLIVER PICON VACA	REVISÓ Ing. ROMEL GALLARDO AMAYA
Firma	Firma



GRAVEDAD ESPECIFICA

Proyecto Construcción de Biblioteca
 Descripción ARCILLA ARENOSA DE PLASTICIDAD MEDIA
 Sitio Municipio de Hacarí Norte de Santander.

Sondeo 1,2,3
 Muestra N° 1
 Profundidad S# 1 (2 - 4 m)
S# 2 (1 - 2 m)
S# 3 (0 - 1 m)
 Fecha Enero 27 2015

GRAVEDAD ESPECIFICA FRACCION FINA I.N.V. E-128-07

PRUEBA N°	1	2	3
Peso del Pignómetro [W] (gr)	150.2	151.9	158.4
Peso suelo seco horno [Wo] (gr)	63.53	61.68	62.16
Peso Pignómetro+agua+suelo [W1] (gr)	704.36	696.61	711.13
Peso Pignómetro+agua [W2] (gr)	664.39	657.75	672.00
Volumen Pignómetro [V] (cm ³)	500.0	500.0	500.0
Temperatura agua en el ensayo (T°C)	24°C	24°C	24°C
Factor de corrección de temperatura [K]	0.9991	0.9991	0.9991
Gravedad Específica [Ss]	2.694	2.700	2.697
Gravedad Específica promedio (Ss prom.)	2.697		

Aplicación: $Ss = [Wo \cdot K] / [W2 + Wo - W1]$

GRAVEDAD ESPECIFICA FRACCION GRUESA I.N.V. E-223-07

PRUEBA N°	1	2
Peso Muestra Ret. Tamiz N°8 Saturada Superficialmente Seca en el aire (gr) [B]		
Peso Muestra Ret. Tamiz N°8 Saturada y Sumergida en agua (gr) [C]		
Peso seco de la muestra (gr) [A]		
% Muestra Total Retenida Tamiz N°8 (gr)		
% Muestra Total que pasa Tamiz N°8 (gr)		
Gravedad específica Fracción Gruesa		
Gravedad especif. prom. Fracción grueasa	#¡DIV/0!	

Aplicación: $Ss = [A] / [A - C]$

Ss Muestra Total= **2.697**

OBSERVACIONES

Temp. En °C	Dens. Rel. Agua	F.C (K)
18	0.9986244	1.0004
19	0.9984347	1.0002
20	0.9982343	1.0000
21	0.9980233	0.9998
22	0.9978018	0.9996
23	0.9975702	0.9993
24	0.9973286	0.9991
25	0.9970770	0.9989
26	0.9968156	0.9986
27	0.9965451	0.9983
28	0.9962652	0.998

Factores de corrección por temperatura

ENSAYÓ	Oliver Picon
REVISÓ	Romel Gallardo Amaya



UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER

SECCIONAL OCAÑA

PLAN DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS

PESO UNITARIO

Localización	Municipio de Hacari Norte de Santander.		
Descripción	LIMO ARENOSO DE ALTA PLASTICIDAD	Capa de Material	
Obra	Construcción de Biblioteca	Solicitante	Ing. Ever Leonardo Ramirez
		Fecha	27-ene-15

PRUEBA N°	1	2	3	4	5
Profundidad (Mts.)	1.00				
Material	Suelo 1				
Peso de la Muestra sola al aire (grs.)	122.9				
Peso de la Muestra + parafina al aire (grs.)	125.7				
Peso parafina (grs.)	2.8				
Densidad parafina (g/cm ³)	0.8915				
Volumen parafina (cm ³)	3.10				
Peso Muestra + parafina en el agua (grs)	59.90				
Volumen Muestra + parafina (cm ³)	65.76				
Volumen Muestra (cm ³)	62.66				
Peso Unitario Muestra (g/cm ³)	1.961				

Observaciones

Recomendaciones

ENSAYO

ELABORO

Firma

Firma



UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER
SECCIONAL OCAÑA
PLAN DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
PESO UNITARIO

Localización	Municipio de Hacari Norte de Santander.	Capa de Material	
Descripción	ARCILLO ARENOSO DE PLASTICIDAD MEDIA	Solicitante	Ing. Ever Leonardo Ramirez
Obra	Construcción de Biblioteca	Fecha	27-ene-15

PRUEBA N°	1	2	3	4	5
Profundidad (Mts.)	1.00				
Material	Suelo 2				
Peso de la Muestra sola al aire (grs.)	135.1				
Peso de la Muestra + parafina al aire (grs.)	137.6				
Peso parafina (grs.)	2.5				
Densidad parafina (g/cm ³)	0.8915				
Volumen parafina (cm ³)	2.80				
Peso Muestra + parafina en el agua (grs.)	70.70				
Volumen Muestra + parafina (cm ³)	66.92				
Volumen Muestra (cm ³)	64.12				
Peso Unitario Muestra (g/cm ³)	2.107				

Observaciones _____

Recomendaciones _____

ENSAYO

ELABORO

Firma

Firma



UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER

SECCIONAL OCAÑA

PLAN DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS

PESO UNITARIO

Localización	Municipio de Hacari Norte de Santander.		
Descripción	LIMO ARENOSO DE ALTA PLASTICIDAD	Capa de Material	
Obra	Construcción de Biblioteca	Solicitante	Ing. Ever Leonardo Ramirez
		Fecha	27-ene-15

PRUEBA N°	1	2	3	4	5
Profundidad (Mts.)	1.00				
Material	Suelo 1				
Peso de la Muestra sola al aire (grs.)	122.9				
Peso de la Muestra + parafina al aire (grs.)	125.7				
Peso parafina (grs.)	2.8				
Densidad parafina (g/cm ³)	0.8915				
Volumen parafina (cm ³)	3.10				
Peso Muestra + parafina en el agua (grs)	59.90				
Volumen Muestra + parafina (cm ³)	65.76				
Volumen Muestra (cm ³)	62.66				
Peso Unitario Muestra (g/cm ³)	1.961				

Observaciones

Recomendaciones

ENSAYO

ELABORO

Firma

Firma



UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER
SECCIONAL OCAÑA
PLAN DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
PESO UNITARIO

Localización	Municipio de Hacari Norte de Santander.	Capa de Material	
Descripción	ARCILLO ARENOSO DE PLASTICIDAD MEDIA	Solicitante	Ing. Ever Leonard
Obra	Construcción de Biblioteca	Fecha	27-ene-15

PRUEBA N°	1	2	3	4	5
Profundidad (Mts.)	1.00				
Material	Suelo 2				
Peso de la Muestra sola al aire (grs.)	135.1				
Peso de la Muestra + parafina al aire (grs.)	137.6				
Peso parafina (grs.)	2.5				
Densidad parafina (g/cm ³)	0.8915				
Volumen parafina (cm ³)	2.80				
Peso Muestra + parafina en el agua (grs)	70.70				
Volumen Muestra + parafina (cm ³)	66.92				
Volumen Muestra (cm ³)	64.12				
Peso Unitario Muestra (g/cm ³)	2.107				

Observaciones

Recomendaciones

ENSAYO

ELABORO

Firma

Firma

**CONTENIDO DE AGUA DE LOS SUELOS**

Localización	Municipio Hacari Norte de Santander	Sondeo	1,2,3
Descripción		Muestra N°	3
Obra	Construcción de una Biblioteca	Profundidad	S# 1 (0 - 4 m) S# 2 (0 - 3 m) S# 3 (0 - 1 m)
Solicitante	Ing. Ever Leonardo Ramirez	Fecha	Enero 27/2015

SONDEO N°1

PRUEBA N°	1-S1	2-S1	3-S1	4-S1	5-S1	6-S1
Profundidad (m)*	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	
Recipiente N°	11	2	18	11	20	
Peso del recipiente. P1 (grs.)	80.35	78.48	79.73	78.49	85.80	
Peso recipiente+suelo húmedo. P2 (grs.)	143.20	139.09	134.31	135.05	110.70	
Peso recipiente+suelo seco. P3 (grs.)	130.76	123.40	121.82	129.54	105.30	
Peso del suelo seco (grs.)	50.4	44.9	42.1	51.1	19.5	
Peso del agua (grs.)	12.4	15.7	12.5	5.5	5.4	
Contenido de humedad (w%)	24.68	34.93	29.67	10.79	27.69	

SONDEO N°2

PRUEBA N°	1-S2	2-S2	3-S2	4-S2	5-S2	6-S2
Profundidad (m)*	1.0	2.0	3.0	2.0		
Recipiente N°	23	12	3	20		
Peso del recipiente. P1 (grs.)	78.98	81.45	79.89	79.43		
Peso recipiente+suelo húmedo. P2 (grs.)	145.56	120.05	128.39	117.44		
Peso recipiente+suelo seco. P3 (grs.)	138.78	113.64	121.98	114.11		
Peso del suelo seco (grs.)	59.8	32.2	42.1	34.7		
Peso del agua (grs.)	6.8	6.4	6.4	3.3		
Contenido de humedad (w%)	11.34	19.91	15.23	9.60		

SONDEO N°3

PRUEBA N°	1-S3	2-S3	3-S3	4-S3	5-S3	6-S3
Profundidad (m)*	1.0	2.0				
Recipiente N°	15	19				
Peso del recipiente. P1 (grs.)	77.67	71.85				
Peso recipiente+suelo húmedo. P2 (grs.)	150.65	149.07				
Peso recipiente+suelo seco. P3 (grs.)	146.17	140.97				
Peso del suelo seco (grs.)	68.5	69.1				
Peso del agua (grs.)	4.5	8.1				
Contenido de humedad (w%)	6.54	11.72				

ENSAYO

OLIVER PICON VACCA

REVISÓ

ROMEL GALLARDO AMAYA

Firma

Firma

REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA



MATRICULA PROFESIONAL No:
54202216090NTS
INGENIERO CIVIL

DE FECHA 03/11/2011
AGUSTIN ARMANDO
MACGREGOR TORRADO
C.C. 13176963
UNIVERSIDAD FRANCISCO DE
PAULA SANTANDER-OCANA


PRESIDENTE DEL CONSEJO