



**CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE
ESTRUCTURAS SAS**

Una nueva generación de servicios

NIT 901027483-1

Proyecto: ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ

Cliente: CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA

Código: 2509

Hoja 1 De 77

ESTUDIO GEOTÉCNICO

PROYECTO:
ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR

LOCALIZACIÓN:
VEREDA CHORRO BLANCO
TUNJA, BOYACÁ

CLIENTE:
CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA

Ing. Esp. Elkin Andrés Vargas Cañón
M.P.: 15202-320643 BYC

A	21-MAY-2023	EMISIÓN PARA REVISIÓN				
			J. PEREZ	E. VARGAS	E. VARGAS	J. CALA
REVISIÓN	Fecha de emisión	DESCRIPCIÓN DE LA REVISIÓN	PREPARÓ	CHEQUEÓ	APROBÓ	AUTORIZÓ
	Date	Revisión Descripción	Prepared by	Checked by	Approved by	Authorized by

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA

3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN



TABLA DE CONTENIDO

0	INTRODUCCIÓN	7
1	LOCALIZACIÓN	8
2	OBJETIVO Y ALCANCE DEL ESTUDIO	9
2.1	OBJETIVO	9
2.2	ALCANCE	9
3	CATEGORIZACION DE LA CONSTRUCCIÓN	9
3.1	DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	9
3.2	EVALUACIÓN DE CARGAS	10
3.3	CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN	10
4	INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO	11
4.1	PROVINCIA GEOLÓGICA	11
4.2	GEOLOGIA LOCAL.....	13
4.3	GEOMORFOLOGÍA.....	14
4.4	MORFOLOGÍA DEL TERRENO.....	14
5	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	14
5.1	EXPLORACIÓN	15
5.2	NIVEL FREÁTICO.....	16
5.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	16
6	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	20
6.1	PRUEBAS DE CARACTERIZACIÓN	20
6.1.1	Humedad natural	20
6.1.2	Granulometría	22
6.1.3	Límites de Consistencia.....	22
6.1.4	Standard Penetración Test (SPT).....	26
6.1.5	Compresión Inconfinada	28
6.2	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	33
7	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA MODELACIÓN	37
7.1	PESO UNITARIO	37
7.2	ÁNGULO DE FRICCIÓN	38
7.3	MÓDULO DE ELASTICIDAD	39
7.4	RESISTENCIA AL CORTE.....	40
7.5	MÓDULO DE POISSON Y EMPUJES SOBRE EL TERRENO	43
7.6	RESUMEN DE PARÁMETROS DE DISEÑO	45
7.6.1	Análisis estratigráfico de la zona.....	45
8	DISEÑO CIMENTACIÓN	48
8.1	ESTRATO DE APOYO, TIPO DE CIMENTACIÓN Y PROFUNDIDAD	48
8.2	CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO.....	49



8.2.1	Zapatas y cimientos superficiales con $D_f > 1.00m$	49
8.2.2	Capacidad portante cimentación con Caisson $D > 1.00 m$	51
8.3	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS CIMENTACIÓN SUPERFICIAL	54
8.3.1	Asentamientos inmediatos	54
8.3.2	Asentamientos primarios	54
8.3.3	Asentamientos secundarios	56
8.3.4	Asentamientos totales	57
8.3.5	Asentamientos diferenciales	57
8.4	INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA	58
8.5	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS CIMENTACIÓN CAISSON	59
8.5.1	Asentamientos inmediatos	60
8.5.2	Asentamientos primarios	60
8.5.3	Asentamientos secundarios	62
8.5.4	Asentamientos totales	63
9	POTENCIAL DE COLAPSABILIDAD Y EXPANSIBILIDAD	64
9.1	POTENCIAL DE COLAPSO	64
9.1.1	CRITERIO DE LA NSR-10 – SUELOS COLAPSABLES	64
9.2	POTENCIAL DE EXPANSIÓN	65
10	CARACTERIZACIÓN SISMICA	65
10.1	PERFIL SÍSMICO	65
10.2	CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DE SUELO	66
10.2.1	NÚMERO MEDIO DE GOLPES	66
11	RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIÓN	68
11.1	DIRECCIÓN DEL DISEÑO Y LA OBRA	68
11.2	PROCEDIMIENTO PARA LA OBRA	68
11.3	RELLENOS	69
11.4	PROTECCIÓN DE EDIFICACIONES Y PREDIOS VECINOS	69
11.5	CONTROL DE HUMEDAD	69
12	LIMITACIONES	70
13	CONCLUSIONES DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO	70
14	ANEXOS	74
14.1	ANEXO A. REGISTRO FOTOGRÁFICO DE EXPLORACIÓN EN CAMPO 74	
14.2	ANEXO B. PERFILES ESTRATIGRÁFICOS	75
14.3	ANEXO C. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y REGISTROS DE PERFORACIÓN – SONDEOS	76
14.4	ANEXO D. MEMORIAS DE CÁLCULO CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS	77



LISTA DE IMÁGENES

Imagen 1. Localización zona de estudio.....	8
Imagen 2. Distribución arquitectónica de las plantas.	10
Imagen 3. Provincias geológicas de Colombia. Fuente: INGEOMINAS.....	12
Imagen 4. Geología local. Fuente: Servicio Geológico Colombiano. Geología de la Plancha 191 – Tunja.....	13
Imagen 5. Localización de perforaciones de exploración.....	15
Imagen 6. Localización de perforaciones de exploración.....	16
Imagen 7. Esquema perfil de suelo.....	36
Imagen 8. Corte longitudinal a analizar.	46
Imagen 9. Foto de campo que indica el buzamiento (inclinación de los estratos). 46	
Imagen 10. Foto de campo que indica el buzamiento (inclinación de los estratos) longitudinalmente sentido norte este.....	47
Imagen 11. Foto de campo que indica el buzamiento (inclinación de los estratos).	47
Imagen 12. Diagrama del sistema del coeficiente de balasto.....	58
Imagen 13. Localización zona de amenaza sísmica del proyecto según NSR-10	66

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de las unidades de construcción por categorías. Fuente: NSR-10	10
Tabla 2. Número mínimo de sondeos y profundidad por categoría de la unidad de construcción. Fuente: NSR-10	11
Tabla 3. Localización de perforaciones de exploración	16
Tabla 4. Número y ensayos realizados.	17
Tabla 5. Resultados ensayos realizados	18
Tabla 6. Resultados ensayos realizados	19
Tabla 7. Valores de límites líquidos e Índice de plasticidad	26
Tabla 8. Valores de N_{campo} y N_{60} , ensayos SPT realizados en todos los sondeos	27
Tabla 9. Consistencia del suelo a partir de los datos de SPT	28
Tabla 10. Resistencia al corte S_u del suelo.....	33
Tabla 11. Peso Unitario del suelo.....	37
Tabla 12. Valores de Resistencia al corte	41
Tabla 13. Factores de seguridad básico mínimos directos – NSR-10 Título H.....	43
Tabla 14. Parámetros empuje de tierras	45
Tabla 15. Resumen de parámetros de diseño.....	45
Tabla 16. Parámetros geotécnicos estimados para capacidad portante	48
Tabla 17. Parámetros geotécnicos estimados para capacidad portante	49
Tabla 18. Valores de capacidad portante del terreno estados límites de servicio , en kPa, $D_f = 1.0$ m.....	49
Tabla 19. Valores de carga admisible en kN. $D_f = 1.0$ m	50
Tabla 20. Capacidad admisible como bloque Q_{ga} a una profundidad empotrada de 0.5 m en el estrato portante para diferentes anchos de grupo Diámetro de 1.0 m.	52



Tabla 21. Capacidad admisible como sistema Q_{ga} a una profundidad empotrada de 0.5 m en el estrato portante para diferentes anchos de grupo Diámetro de 1.0 m.	53
Tabla 22. Asentamientos elásticos en la cimentación.	54
Tabla 23. Valor relación de vacíos.	55
Tabla 24. Asentamientos primarios en la cimentación.	56
Tabla 25. Asentamientos secundarios en la cimentación.	56
Tabla 26. Asentamientos totales en la cimentación.	57
Tabla 27. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados en función de la distancia entre apoyos. Fuente: NSR-10	57
Tabla 28. Asentamientos diferenciales en la cimentación.	58
Tabla 29. Valor de coeficiente de Balasto recomendado en kN/m^3 cimiento superficial.	59
Tabla 30. Asentamientos elásticos en la cimentación.	60
Tabla 31. Valor relación de vacíos.	61
Tabla 32. Asentamientos primarios en la cimentación.	61
Tabla 33. Asentamientos secundarios en la cimentación.	62
Tabla 34. Asentamientos totales en la cimentación.	63
Tabla 35. Clasificación del perfil del subsuelo.	64
Tabla 36. Clasificación de potencial expansivo del subsuelo.	65
Tabla 37. Parámetros Sísmicos sitio de estudio.	66
Tabla 38. Número medio de golpes N_{60}	67
Tabla 39. Clasificación del perfil de suelo. Tabla A.2.4-1, NSR-10	67

LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Variación de la humedad natural con la profundidad sondeos del 1 al 3 de los bloques BQ-1A y BQ-1B.	20
Gráfica 2. Variación de la humedad natural con la profundidad sondeos del 4 al 8 de los bloques BQ-2A, BQ-2B, BQ-3A y BQ-3B.	21
Gráfica 3. Variación de la granulometría con la profundidad.	22
Gráfica 4. Distribución de límites de consistencia sondeos del 1 al 4.	23
Gráfica 5. Distribución de límites de consistencia sondeos del 5 al 8.	24
Gráfica 6. Resultados carta de plasticidad, sondeos manuales S1 y S2.	25
Gráfica 7. Resultados carta de plasticidad, sondeos manuales S3 y S4.	25
Gráfica 8. Resultados carta de plasticidad, sondeos manuales S5 y S6.	25
Gráfica 9. Resultados carta de plasticidad, sondeos manuales S7 y S8.	26
Gráfica 10. Valores de golpeo N_{60} - Ensayo SPT.	28
Gráfica 11. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S1-M2 y S1-M3 respectivamente.	29
Gráfica 12. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S2-M2 y S3-M2 respectivamente.	30
Gráfica 13. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S4-M2 y S4-M3 respectivamente.	30
Gráfica 14. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S5-M2 y S5-M3 respectivamente.	31



Gráfica 15. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S6-M2 y S6-M3 respectivamente.....	31
Gráfica 16. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S7-M2 y S7-M3 respectivamente.....	32
Gráfica 17. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S8-M2.	32
Gráfica 18. Determinación del ángulo de fricción del subsuelo	38
Gráfica 19. Modulo elástico del subsuelo	40
Gráfica 20. Resistencia al corte no drenado del subsuelo (kPa)	42
Gráfica 21. Ábaco de presiones admisibles	50



0 INTRODUCCIÓN

A solicitud del cliente **CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA** y cumpliendo con lo estipulado en la normativa vigente, se llevó a cabo la investigación del subsuelo para el proyecto **“ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR”** para lo cual se llevaron a cabo ocho (8) sondeos manuales los cuales alcanzaron profundidades máximas entre 3.20 m y 6.20 m debido al rechazo presentado en el ensayo de SPT, registrándose 20 golpes sin avance para la penetración de un tubo de cuchara partida, aplicando una fuerza de 70 lbf, considerando que se requiere el doble de energía con este martillo, respecto de los requisitos de la norma de ensayo ASTM D1586 numeral 7.2.3. El sitio de estudio se ubica en la vereda Chorro Blanco, en el municipio de Tunja, Boyacá.

El presente documento, constituye el **Estudio Geotécnico** para el diseño de cimentación y recomendaciones generales de construcción; contiene criterios de diseño y memorias de cálculo respectivas de los diseños geotécnicos para la cimentación a construir, correspondiente a lo encontrado mediante exploración y ensayos de laboratorio realizados.



1 LOCALIZACIÓN

El sitio de estudio se encuentra ubicado en la vereda Chorroblando en el municipio de Tunja, departamento de Boyacá:



Imagen 1. Localización zona de estudio



2 OBJETIVO Y ALCANCE DEL ESTUDIO

2.1 OBJETIVO

Teniendo en cuenta las características geotécnicas encontradas en el terreno tales como la resistencia a la penetración, posición del nivel freático, clasificación, perfil estratigráfico, humedades, y resistencia del subsuelo, se pretende determinar los componentes del sistema de cimentación de la estructura, o en su defecto, la carga admisible por unidad de área.

2.2 ALCANCE

El alcance del diseño geotécnico para el proyecto “**ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ**”, contempla las siguientes actividades:

- Investigar detalladamente el comportamiento mecánico de los suelos existentes en la zona de estudio y las propiedades físico – mecánicas, con el fin de obtener los parámetros geotécnicos necesarios para los diferentes diseños geotécnicos y estructurales.
- Evaluación y diseño geotécnico de la cimentación, cálculo de capacidad portante y de deformaciones del subsuelo.
- Recomendaciones constructivas y precauciones de excavaciones si se requieren.

3 CATEGORIZACION DE LA CONSTRUCCIÓN

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

El proyecto consiste en la construcción de 29 aulas educativas y de servicios entre 1 y 2 niveles.

Distribuidas en bloques para la evaluación de parámetros geotécnicos se harán por bloque. Los bloques del proyecto son:

- BQ-1A
- BQ-1B
- BQ-2A
- BQ-2B
- BQ-3A
- BQ-3B

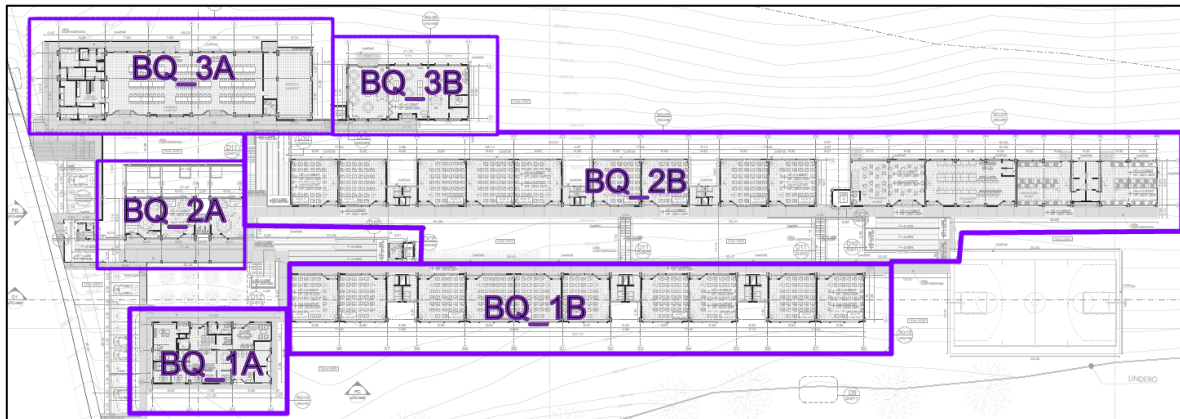


Imagen 2. Distribución arquitectónica de las plantas.

3.2 EVALUACIÓN DE CARGAS

Teniendo en cuenta las cargas máximas que transmitirá la estructura al suelo, se determinarán las características de capacidad portante, esfuerzos admisibles y asentamientos. De acuerdo con las características del proyecto, las cargas máximas serán las resultantes de la capacidad admisible del sistema de cimentación, sin superar las 80 Ton-f (800 kN) en el elemento vertical más cargado.

Si se observa que la evaluación de cargas considerada no corresponde con la realidad, se debe informar a la consultoría para realizar los cambios pertinentes y hacer las recomendaciones necesarias para la cimentación de acuerdo con las cargas propias del proyecto.

3.3 CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN

En las siguientes tablas se presenta los lineamientos para la categorización de las unidades de construcción, según lo establece el NSR-10 en su parágrafo “H.3.1.1- Clasificación de las unidades de construcción por categorías”.

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Tabla 1. Clasificación de las unidades de construcción por categorías. Fuente: NSR-10



Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Tabla 2. Número mínimo de sondeos y profundidad por categoría de la unidad de construcción. Fuente: NSR-10

La categoría de la unidad de construcción, número de sondeos y profundidad de éstos es la siguiente:

- De acuerdo con la Tabla 1 y el número de niveles de la edificación, la categoría de la unidad de construcción es: **Baja**
- De acuerdo con la Tabla 2 y la categoría de la unidad de construcción y el objetivo del presente estudio geotécnico, se establece que serán necesarios mínimo **4** sondeos, donde por lo menos el 50% de todos los sondeos alcance la profundidad dada en la Tabla H.3.2-1 y sujeto a lo estipulado en el literal H.3.2.5 del NSR-10 “Profundidad de los sondeos”. A esta observación hay que añadir lo consignado en el inciso (d) del mismo numeral, donde se especifica:
 - “En los casos donde se encuentren roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberá alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de este Reglamento), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:

4 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

4.1 PROVINCIA GEOLÓGICA

De acuerdo con la información mostrada por el INGEOMINAS, se tiene que el municipio de **Tunja** y toda el área Andina de Colombia, se ubica dentro de la Provincia Litosférica Continental Mesoproterozoica Grenvilliana PLCMG.

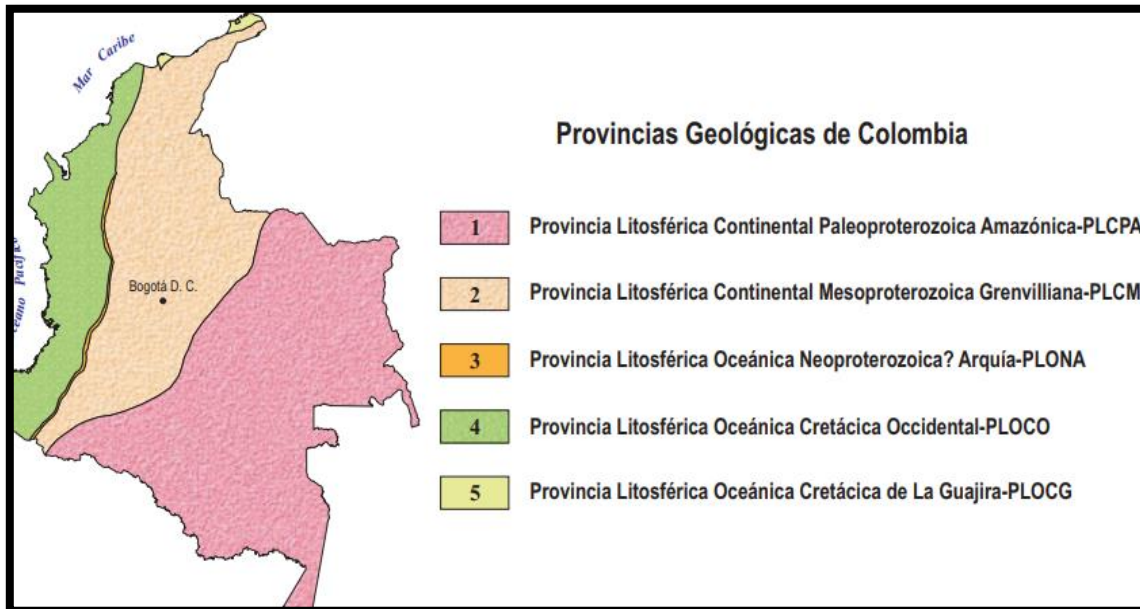


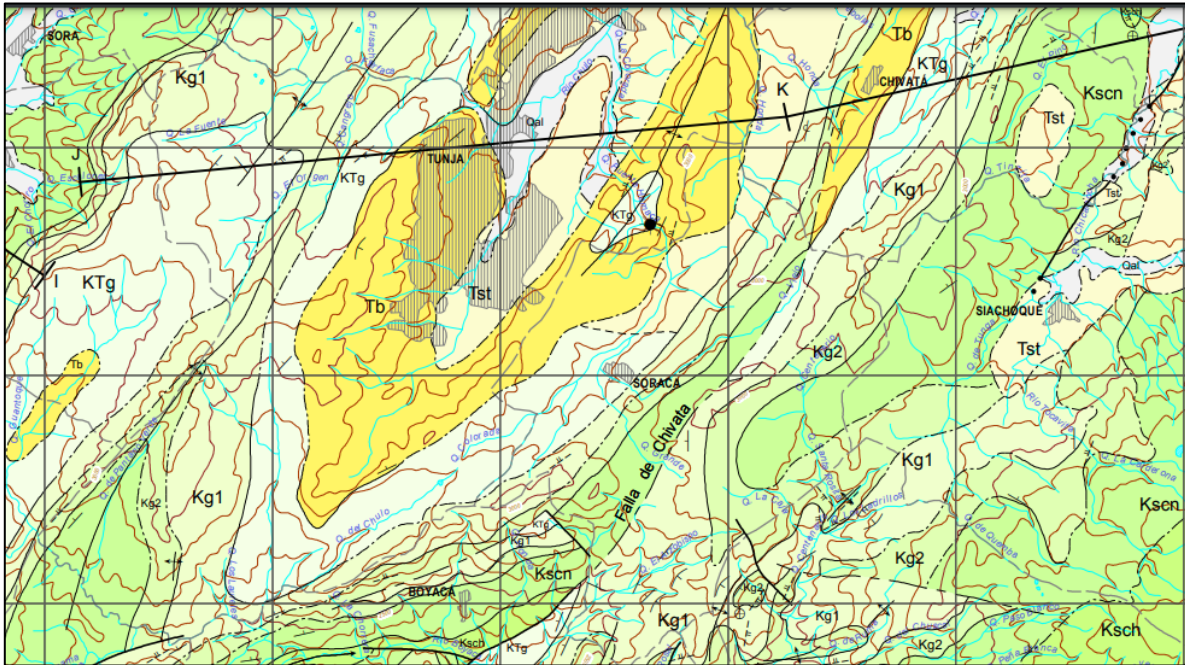
Imagen 3. Provincias geológicas de Colombia. Fuente: INGEOMINAS.

La Provincia Litosférica Continental Mesoproterozoica Grenvilliana PLCMG se constituye por anfibolitas y granulitas que afloran como bloques fallados aislados en las serranías de la Macarena y San Lucas, en los macizos de Garzón y Santander, en la Sierra Nevada de Santa Marta y en la Alta Guajira, así como también formando techos pendientes sobre plutones mesozoicos en la Cordillera Central. La PLCMG se extiende al occidente hasta la Falla de San Jerónimo.

El zócalo metamórfico más occidental corresponde a la (MP3NP1-Mg2) Provincia Litosférica Oceánica Neoproterozoica Arquía-PLONA que es de afinidad oceánica y consiste en esquistos cuarzo-sericiticos y anfibólicos, y anfibolitas, localmente granatíferas que afloran en un cinturón estrecho y alargado limitado al oriente por la Falla Silvia-Pijao y al occidente por la Falla (NP2-Ma3).



4.2 GEOLOGIA LOCAL



Formación Bogotá (Tb)	Areniscas cuarzosas prevalecientes, lodolitas subordinadas.	Tb
Formación Tilatá (Tst)	Gravas, arenas, arcillas, esporádicas capas de lignito.	Tst
Formación Guaduas (KTg)	Lodolitas prevalecientes, niveles de areniscas cuarzosas, capas de carbón.	KTg

Imagen 4. Geología local. Fuente: Servicio Geológico Colombiano. Geología de la Plancha 191 – Tunja.

El punto de estudio se localiza sobre la **Formación Bogotá (Tpb)**: Esta formación presenta una sucesión monótona de arcillolita abigarrada de colores gris, violeta y rojo en forma de bancos, y separados por niveles de areniscas arcillosas blancos a amarillos con espesor aproximado de 120m. Dicha Formación aflora en ambos flancos del Sinclinal de Tunja y Ventaquemada también en algunas zonas del Anticlinal de Puente de Boyacá; según T. VAN DER HAMMEN, ha sido datada del Paleoceno Superior-Eoceno Inferior, presenta concordancia con las areniscas de la Formación Cacho y hacia el techo yace discordantemente con la Formación Tilatá.

De igual forma se encuentran dos formaciones cercanas al sitio de estudio.

La Formación Tilatá (Tqt) se encuentra en capas horizontales entre Tilatá y la represa del Sisga, formada alternativamente de gredas capas arenosas y cascajos



con unos 100 m. de espesor visibles. En el área de estudio encontramos materiales horizontales homogéneos a lo largo del Sinclinal de Tunja, Oicatá, Paipa se observa un conjunto grueso arcillo – arenoso, que forma una terraza de unos 150 m. aproximadamente conformada por arenas y limos de color variable entre amarillo y rojizo, con intercalaciones conglomeráticas y frecuente estratificación cruzada. Según VAN DER HAMMEN, está datada del Plioceno, con la posibilidad de que la parte superior comprende el Pleistoceno Inferior.

Formación Guaduas (KTg) se encuentran arcillolitas laminadas a no laminadas, de color gris claro a abigarradas, con intercalación de cuarzoarenitas grises, de grano fino a medio y algunas capas de carbón. Restos de hojas y fragmentos pequeños de material vegetal carbonizados, son comunes a lo largo de la secuencia. El límite inferior de la unidad se ubica en el techo de la capa más alta de areniscas cuarzosas de la Formación Arenisca Tierna, que infrayace una secuencia monótona de lodolitas; el contacto superior se traza en el techo de la capa más alta de lodolitas que infrayace una secuencia de areniscas subfeldespáticas a sublitoarenitas de la Formación Cacho.

4.3 GEOMORFOLOGÍA

La zona se encuentra sobre un área de Montaña Anticlinal, donde los estratos se encuentran arqueados hacia arriba cuyas laderas son divergentes a partir de su eje; el buzamiento depende de la intensidad o características del plegamiento sufrido. La litología del área de estudio comprende areniscas cuarzosas con manto continuo de cenizas volcánicas terrenos planos a levemente inclinados, con algunos elementos de tipo aluvial, cerca del sector también se presentan lugares con pendientes más elevadas hasta llegar a escarpes o relieves fuertes.

4.4 MORFOLOGÍA DEL TERRENO

La zona específica de estudio está ubicada en una zona de pendientes medias a altas, a una altura media sobre el nivel del mar de 2930 m.s.n.m., al sur occidente del municipio de Tunja, Boyacá.

5 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Para la caracterización geotécnica de los suelos que conforman el terreno sobre el cual se llevará a cabo el proyecto, se realizaron actividades de exploración mediante perforaciones manuales, ensayos de campo, ensayos de laboratorio y análisis de ingeniería, teniendo en cuenta los lineamientos del Código Colombiano de Construcciones Sismo – Resistentes NSR-10 en el Título H, capítulos H.2.1, H.3.1.1, H.3.2, Tabla H.3.2.-1 y Tabla H.3.1-1.



5.1 EXPLORACIÓN

Con el fin de evaluar las propiedades geomecánicas que conforman el suelo del sitio de estudio, se llevó a cabo un programa de exploración del subsuelo que consistió en realizar ocho (8) sondeos manuales en diferentes localizaciones dentro del predio. Las perforaciones fueron identificadas como S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7 y S8 respectivamente.

Se tomaron muestras alteradas en bolsas plásticas para realizar ensayos de granulometría, humedad natural y límites de Atterberg; por otra parte; en campo se realizaron ensayos de penetración con una masa de 70 libras (300N), altura de caída promedio de 0,70 m, al cual se le aplicó la corrección pertinente para corresponder con el ensayo estándar.

Los resultados de las perforaciones y ensayos de laboratorio se encuentran en los registros del sondeo, donde la profundidad 0,00 m es la superficie del terreno. Los sondeos realizados para cada estructura prevista para el proyecto se localizan como se muestra a continuación:



Imagen 5. Localización de perforaciones de exploración

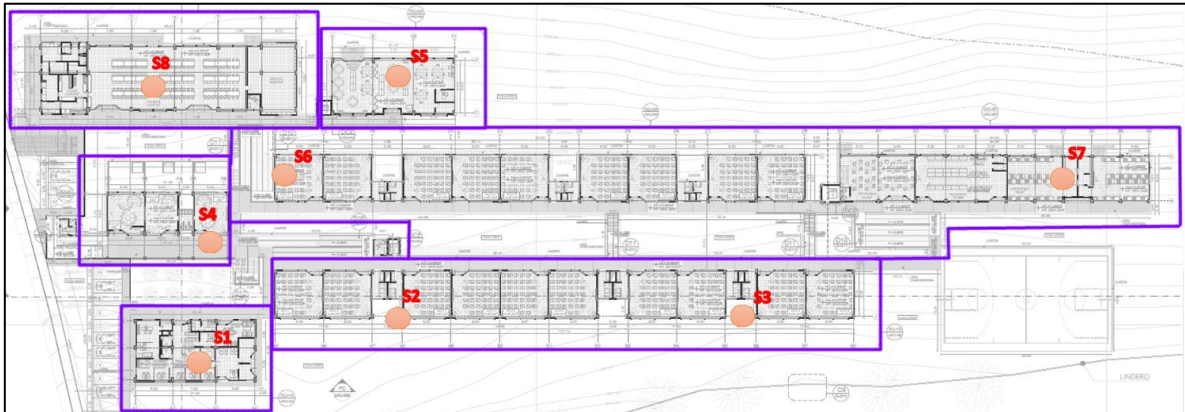


Imagen 6. Localización de perforaciones de exploración

SONDEO	LOCALIZACIÓN		BLOQUE
	NORTE	ESTE	
S1	5°29'15.45"N	73°23'35.55"O	BQ-1A
S2	5°29'13.97"N	73°23'35.19"O	BQ-1B
S3	5°29'12.49"N	73°23'35.28"O	
S4	5°29'15.40"N	73°23'34.93"O	BQ-2A
S5	5°29'14.50"N	73°23'33.98"O	BQ-3B
S6	5°29'14.81"N	73°23'34.59"O	BQ-2B
S7	5°29'11.41"N	73°23'34.57"O	
S8	5°29'15.71"N	73°23'34.10"O	BQ-3A

Tabla 3. Localización de perforaciones de exploración

5.2 NIVEL FREÁTICO

Uno de los aspectos que suele generar problemas con mayor frecuencia durante las etapas de excavación y construcción consiste en la existencia de agua subterránea, ya sea libre o confinada. La presencia de agua afecta negativamente las propiedades de los suelos, en este caso, en la exploración realizada **no se encontró nivel freático a una profundidad visible**.

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de establecer las propiedades geotécnicas e índice de los suelos del depósito, se estableció un programa de ensayos de laboratorio. Se tuvo en cuenta que los ensayos realizados se efectuaron con una norma de referencia, que para el caso es aceptable normas vigentes del Instituto Nacional de Vías (INVIAS) o de las Normas Técnicas Colombianas NTC. El programa de ensayos incluyó:



SONDEO	NORMA				
	INV E - 111 - 13	INV E - 122 - 13	INV E - 124 - 13	INV E - 125 - 13	INV E - 152 - 13
S1	4	7	7	4	2
S2	3	6	6	5	1
S3	3	6	6	3	1
S4	3	5	5	2	2
S5	3	6	6	2	2
S6	3	6	6	4	2
S7	2	5	5	2	2
S8	2	4	4	3	1
NORMA		ENSAYO			
INV E - 111 - 13		ENSAYO DE PENETRACIÓN NORMAL SPT Y MUESTREO DE SUELOS CON TUBO PARTIDO			
INV E - 122 - 13		HUMEDAD NATURAL			
INV E - 124 - 13		LAVADO SOBRE TAMIZ N°200			
INV E - 125 - 13		LÍMITES DE ATTERBERG			
INV E - 152 - 13		COMPRESIÓN INCONFINADA EN MUESTRAS DE SUELO			

Tabla 4. Número y ensayos realizados.

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados se resumen en la siguiente tabla:



**CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE
ESTRUCTURAS SAS**
Una nueva generación de servicios
NIT 901027483-1

Proyecto: **ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ**
Cliente: **CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA**
Código: **2509**

Hoja 18 De 77

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD		W%	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN	LÍMITES			Su (kN/m ²)	PESO UNITARIO	
		INICIO	FIN		GRAVA S	ARENA S	FINOS		LL	LP	CLASIFICACIÓN		HÚMEDO (kN/m ³)	SECO (kN/m ³)
1	1	0.00	1.20	95.96%	0%	62%	38%	Arena con poca finos color negro	NP	NP	NO PLASTICO	-	-	-
1	2	1.20	1.80	65.00%	3%	64%	34%	Arena con poca finos color negro con manchas pardo oscuro	NP	NP	NO PLASTICO	47.53	14.90	8.29
1	3	1.80	2.60	64.66%	2%	58%	41%	Arena con poca finos color negro con manchas pardo oscuro	-	-	-	30.34	16.20	10.12
1	4	2.60	3.40	57.56%	0%	21%	79%	Finos con poca arena color amarillo con manchas negro	47	32	ML	-	-	-
1	5	3.40	4.30	38.98%	0%	26%	74%	Finos con poca arena color blanco con manchas amarillo	-	-	-	-	-	-
1	6	4.30	5.20	45.86%	0%	19%	81%	Finos con rastros de arena color amarillo con manchas blanco	56	29	CH	-	-	-
1	7	5.20	6.10	34.84%	0%	25%	75%	Finos con poca arena color amarillo con manchas blanco	-	-	-	-	-	-
2	1	0.00	1.20	58.89%	7%	86%	7%	Arena con rastros de finos color pardo oscuro con manchas blanco	-	-	-	-	-	-
2	2	1.20	1.90	37.57%	6%	47%	47%	Finos y arena color amarillo opaco con vetas blanco	37	29	ML	62.74	17.16	12.15
2	3	1.90	2.50	38.55%	2%	66%	32%	Arena con finos color amarillo opaco con vetas blanco	28	23	CL-ML	-	-	-
2	4	2.50	3.30	20.52%	0%	80%	20%	Arena con poca finos color amarillo con vetas blanco	20	NP	NO PLASTICO	-	-	-
2	5	3.30	4.20	31.43%	0%	35%	65%	Finos y arena color amarillo con vetas rojo	43	20	CL	-	-	-
2	6	5.10	6.20	29.96%	0%	15%	84%	Finos con poca arena color rojo	38	22	CL	-	-	-
3	1	0.00	1.20	35.93%	4%	80%	16%	Arena con poca finos color amarillo pálido	-	-	-	-	-	-
3	2	1.20	1.90	30.31%	0%	36%	64%	Finos y arena color amarillo pálido con vetas amarillo quemado	42	21	CL	71.72	18.27	13.35
3	3	1.90	2.50	46.78%	0%	15%	85%	Finos con poca arena color amarillo pálido con vetas amarillo quemado	-	-	-	-	-	-
3	4	2.50	3.30	36.09%	0%	16%	84%	Finos con poca arena color amarillo pálido con vetas rojo	59	31	MH	-	-	-
3	5	3.30	4.10	26.81%	0%	14%	86%	Finos con poca arena color rojo	-	-	-	-	-	-
3	6	4.10	5.00	45.33%	0%	10%	90%	Finos con poca arena color rojo	58	32	MH	-	-	-
4	1	0.00	1.20	74.43%	0%	42%	58%	Finos y arena color blanco con manchas negro	-	-	-	-	-	-
4	2	1.20	1.90	44.04%	2%	69%	29%	Arena con finos color blanco	43	43	ML	101.93	17.58	12.15
4	3	1.90	2.50	56.48%	0%	4%	96%	Finos con rastros de arena color blanco	-	-	-	144.53	17.07	11.61
4	4	2.50	3.30	36.45%	0%	21%	79%	Finos con poca arena color pardo claro	47	26	CL	-	-	-
4	5	3.30	4.10	32.75%	0%	11%	89%	Finos con poca arena color pardo claro	-	-	-	-	-	-

Tabla 5. Resultados ensayos realizados

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA
3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN



**CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE
ESTRUCTURAS SAS**
Una nueva generación de servicios
NIT 901027483-1

Proyecto: **ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ**
Cliente: **CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA**
Código: **2509**

Hoja 19 De 77

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD		W%	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN	LÍMITES			Su (kN/m ²)	PESO UNITARIO	
		INICIO	FIN		GRAVA S	ARENA S	FINOS		LL	LP	CLASIFICACIÓN		HÚMEDO (kN/m ³)	SECO (kN/m ³)
5	1	0.00	1.20	68.30%	0%	54%	46%	Arena y finos color pardo oscuro	-	-	-	-	-	-
5	2	1.20	1.80	77.10%	0%	51%	49%	Arena y finos color pardo oscuro	22	NP	NO PLASTICO	158.18	18.76	14.50
5	3	1.80	2.60	40.49%	0%	29%	71%	Finos con arena color amarillo pálido con vetas pardo oscuro	-	-	-	122.91	19.63	15.82
5	4	2.60	3.40	31.45%	0%	23%	77%	Finos con poca arena color amarillo con vetas blanco	62	40	MH	-	-	-
5	5	3.40	4.20	30.87%	0%	15%	85%	Finos con poca arena color amarillo con vetas pardo oscuro	-	-	-	-	-	-
5	6	4.20	4.50	18.23%	19%	1%	80%	Finos con poca arena color rojo con vetas amarillo	-	-	-	-	-	-
6	1	0.00	1.20	112.26%	0%	33%	67%	Finos con arena color amarillo	46	39	ML	-	-	-
6	2	1.20	1.80	31.46%	0%	31%	69%	Finos con arena color blanco con manchas amarillo opaco	-	-	-	86.27	19.23	15.01
6	3	1.80	2.50	16.17%	0%	64%	36%	Arena y finos color amarillo con vetas blanco	36	22	CL	76.08	20.70	16.90
6	4	2.50	3.30	24.14%	0%	37%	63%	Finos y arena color amarillo	35	22	CL	-	-	-
6	5	3.30	4.10	19.34%	3%	26%	71%	Finos con arena color amarillo con vetas rojo	-	-	-	-	-	-
6	6	4.10	4.60	23.94%	0%	1%	99%	Finos con rastros de arena color rojo con manchas amarillo	77	36	MH	-	-	-
7	1	0.00	1.20	36.50%	1%	77%	23%	Arena con poca finos color amarillo con vetas pardo oscuro	-	-	-	-	-	-
7	2	1.20	1.80	40.41%	0%	72%	28%	Arena con finos color amarillo opaco con vetas blanco	33	24	CL	83.63	19.30	15.12
7	3	1.80	2.50	25.99%	0%	52%	48%	Arena y finos color amarillo opaco con vetas blanco	-	-	-	47.12	18.02	13.25
7	4	2.50	3.30	27.10%	0%	1%	99%	Finos con rastros de arena color amarillo con vetas blanco	-	-	-	-	-	-
7	5	3.30	4.00	21.83%	0%	6%	94%	Finos con rastros de arena color amarillo con vetas rojo	71	35	MH	-	-	-
8	1	0.00	1.20	34.04%	0%	20%	80%	Finos con poca arena color amarillo con vetas blanco	66	34	MH	-	-	-
8	2	1.20	1.80	26.45%	0%	36%	64%	Finos y arena color amarillo con vetas blanco	-	-	-	168.45	17.69	12.26
8	3	1.80	2.60	14.28%	0%	74%	26%	Arena con finos color amarillo con vetas blanco	37	16	CL	-	-	-
8	4	2.60	3.20	18.49%	0%	56%	44%	Arena y finos color amarillo con vetas amarillo quemado	37	16	CL	-	-	-

Tabla 6. Resultados ensayos realizados

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA

3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN



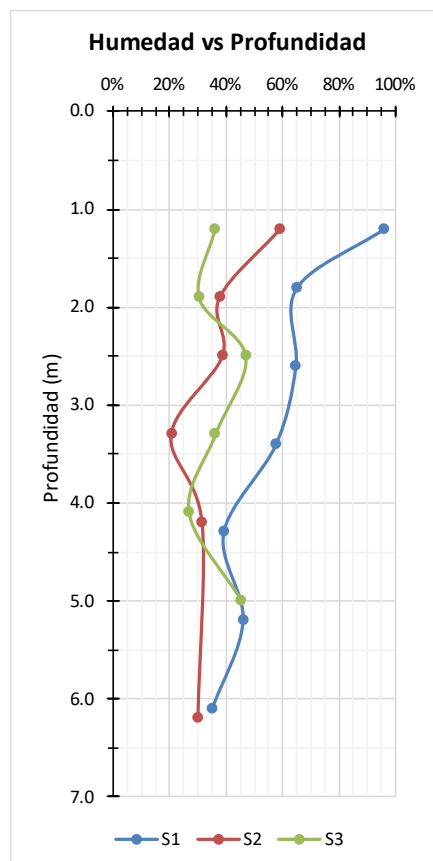
6 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

La caracterización geotécnica comprende la clasificación de los suelos y el análisis de las propiedades geomecánicas de los suelos identificados, además, incluye la determinación de los perfiles estratigráficos. Posterior a este análisis, será posible elaborar los cálculos de capacidad y diseños geotécnicos para las diferentes estructuras del proyecto.

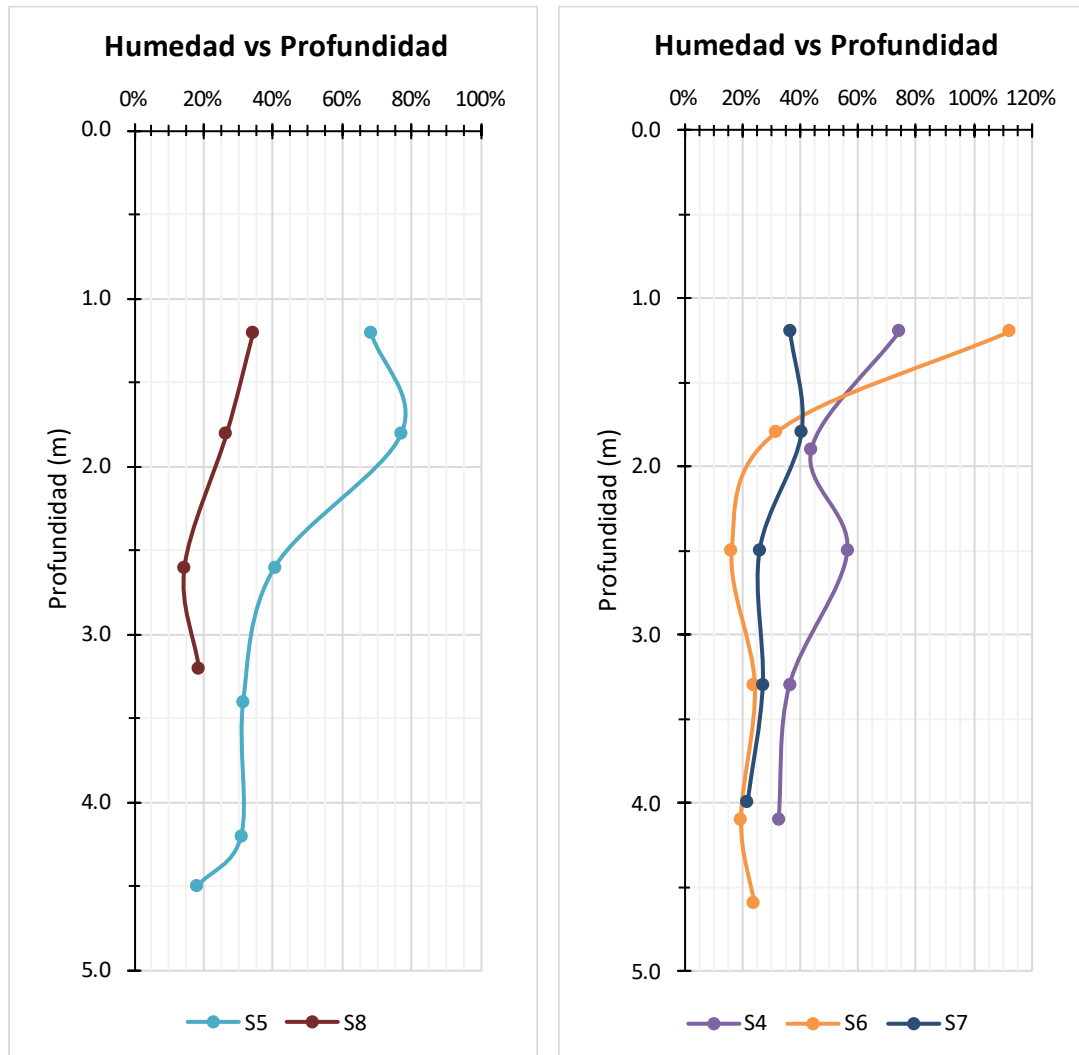
6.1 PRUEBAS DE CARACTERIZACIÓN

6.1.1 Humedad natural

Este ensayo tiene como finalidad la determinación del contenido de agua expresado como porcentaje en una muestra de suelo, siendo una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este, algunos de estos cambios pueden ser cambios de volumen, cohesión y estabilidad mecánica. Los resultados y la variación de la humedad por sondeo se muestran en la Gráfica 1 y 2.



Gráfica 1. Variación de la humedad natural con la profundidad sondeos del 1 al 3 de los bloques BQ-1A y BQ-1B.



Gráfica 2. Variación de la humedad natural con la profundidad sondeos del 4 al 8 de los bloques BQ-2A, BQ-2B, BQ-3A y BQ-3B.

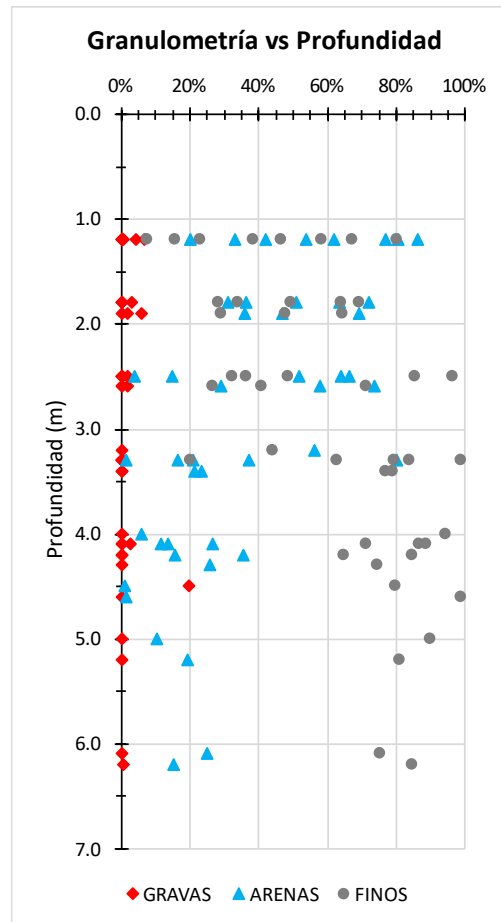
En la gráfica de humedad vs. Profundidad se aprecia que el suelo en general presenta humedades variables entre el 14% y hasta el 112%, con un cambio notable en el primer metro de superficie en los Sondeos con mayores valores con respecto al resto a las siguientes profundidades. El valor pico de humedad (112.26%) se encuentra a 1.0 m de la superficie, en la localización del sondeo 6. El valor promedio de humedad de las cuatro localizaciones de perforación es de **45%**.

“Los valores de humedad altos en el primer metro de profundidad de los sondeos se da por la temporada invernal cuando se realizaron los sondeos.”



6.1.2 Granulometría

Este ensayo determina la gradación del grano que compone el material, su determinación se hace mediante el paso del material a través de mallas de diferentes tamaños, que actúan como filtro reteniendo el material más grueso.

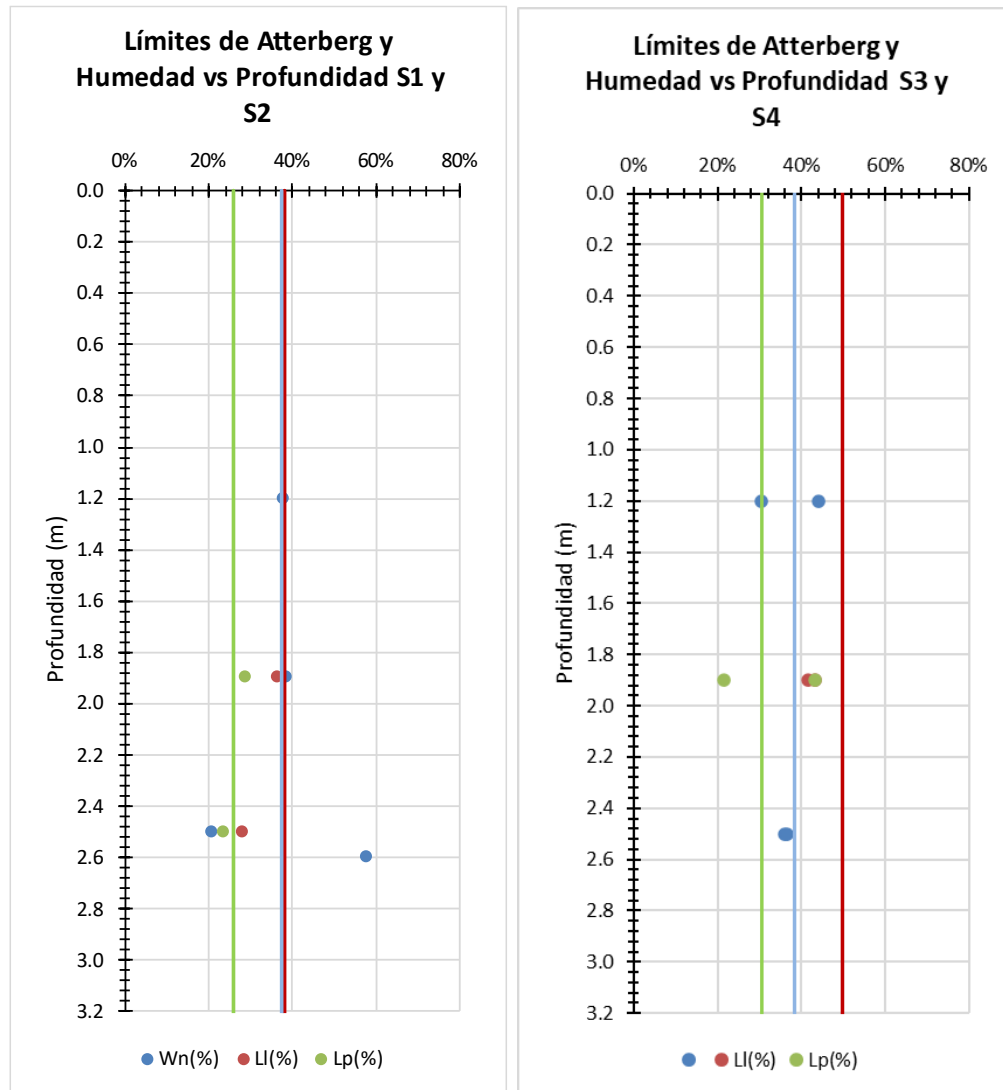


Gráfica 3. Variación de la granulometría con la profundidad

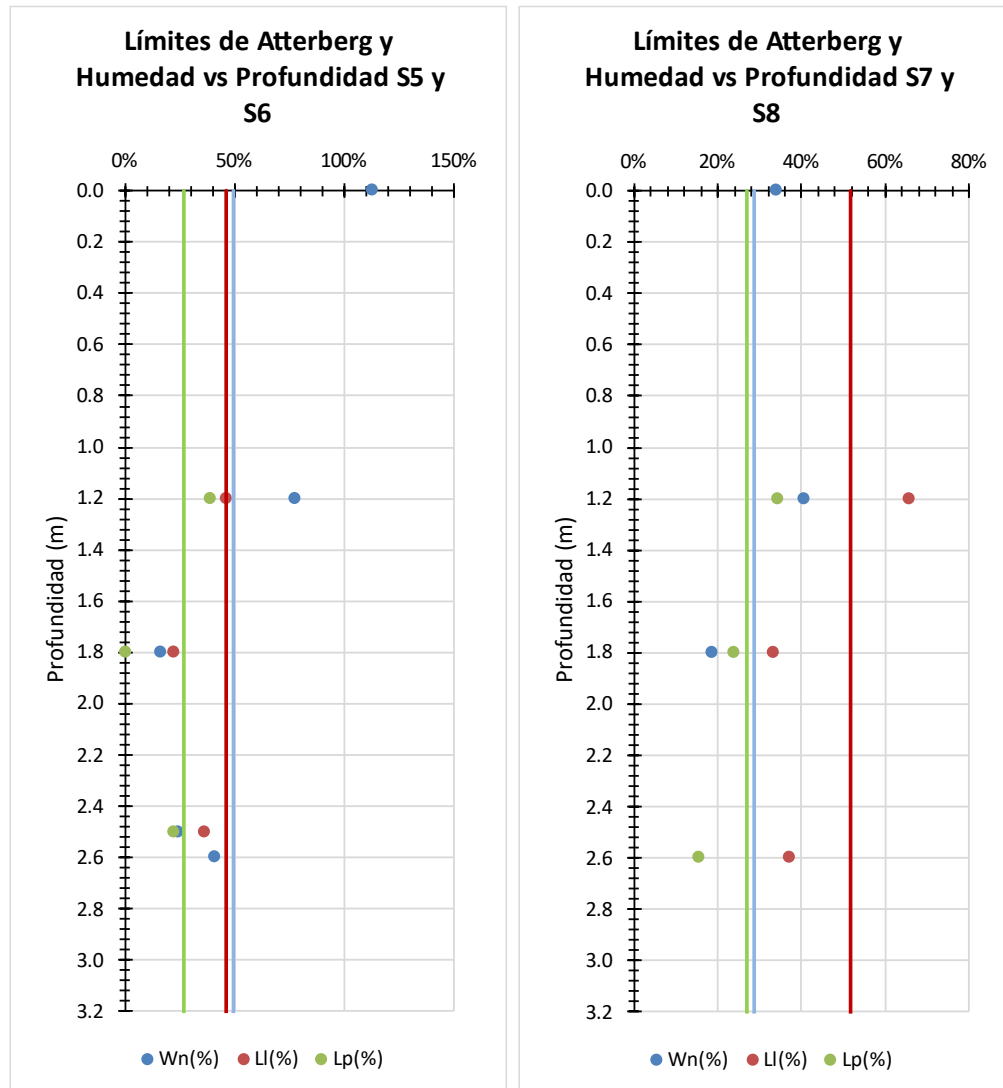
La gráfica de granulometría vs. profundidad muestra que la composición del suelo es predominantemente fina-granular, correspondiente la parte fina a limos en los primeros metros y arcillas a mayores profundidades; el material granular de tamaño arena varía entre el 1.09% y el 86.03%, el material fino se encuentra entre el 7.42% y hasta el 98.85%, y la presencia de material tamaño grava esta entre 0.00% y hasta el 19.37% en toda la profundidad de exploración.

6.1.3 Límites de Consistencia

Los límites de consistencia permiten caracterizar el comportamiento de la fracción fina del suelo. Estos límites indican el comportamiento del suelo en función del contenido de humedad que presentan:



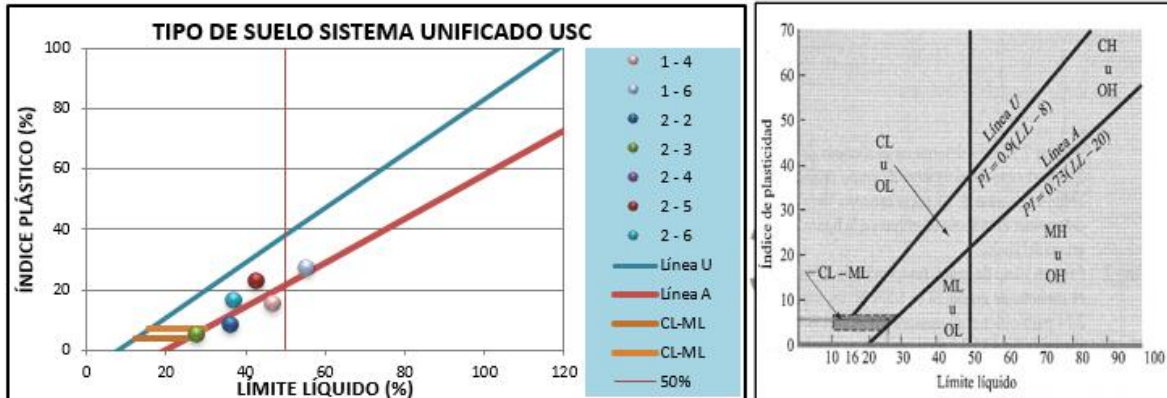
Gráfica 4. Distribución de límites de consistencia sondeos del 1 al 4.



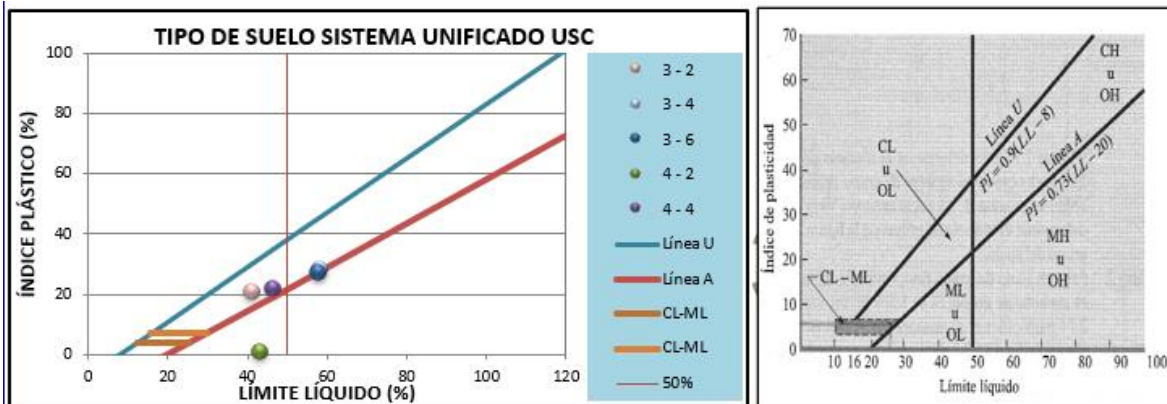
Gráfica 5. Distribución de límites de consistencia sondeos del 5 al 8.

En las gráficas anteriores, se presenta la distribución de los valores de límite líquido y límite plástico obtenidos para las diferentes muestras evaluadas en comparación con los valores de humedad encontrados en el ensayo de humedad, obteniendo como resultado que el valor promedio de humedad de las muestras se concentra por debajo del valor promedio de los límites de consistencia, indicando una consistencia líquida a nivel superficial y plástica a mayor profundidad. Se presentan valores promedio de 39.21% de humedad natural, límite líquido 45% y límite plástico 29%.

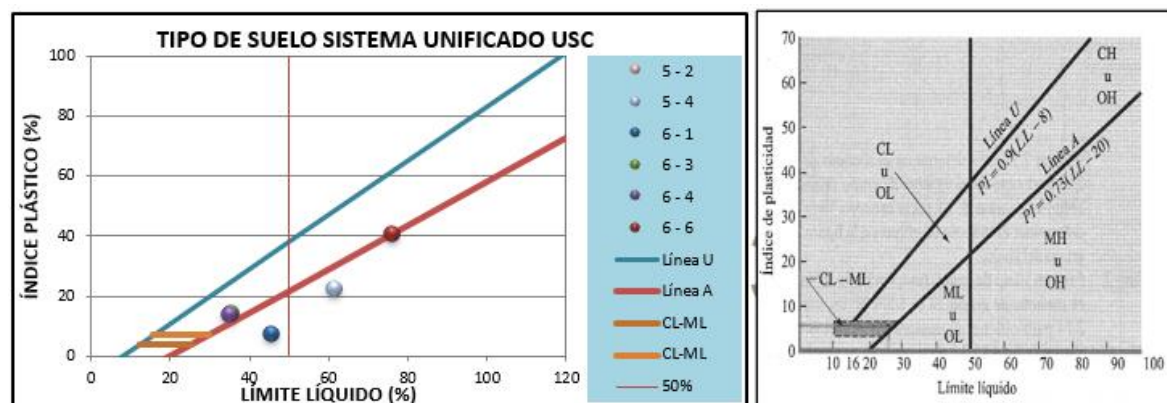
A continuación, se presenta la gráfica donde se ubican los resultados de la clasificación sobre las muestras ensayadas (límites de consistencia), en la carta de plasticidad para los sondeos realizados:



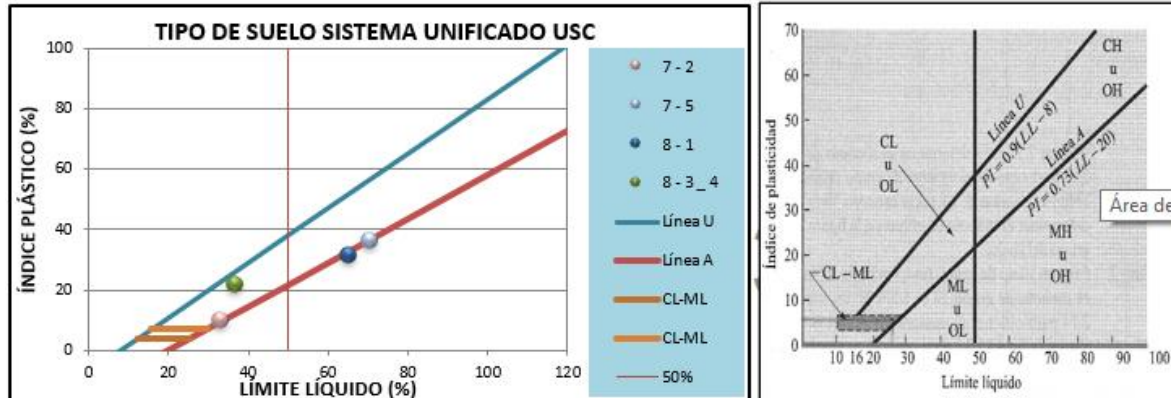
Gráfica 6. Resultados carta de plasticidad, sondeos manuales S1 y S2.



Gráfica 7. Resultados carta de plasticidad, sondeos manuales S3 y S4.



Gráfica 8. Resultados carta de plasticidad, sondeos manuales S5 y S6.



Gráfica 9. Resultados carta de plasticidad, sondeos manuales S7 y S8.

Los resultados de límites obtenidos muestran que la clasificación para la fracción fina del suelo corresponde principalmente a arcillas y limos de baja plasticidad cerca de la superficie (CL-ML) y limos y arcillas de alta plasticidad a mayor profundidad (MH-CL).

Índice de Plasticidad %							
SONDEO MUESTRA	Profundidad		Límite Líquido %	Límite Plástico %	Índice de Plasticidad %	Tipo de Suelo	Tipo de Suelo
S-M	P (m)		LI	Lp	Ip	TS	NOMBRE
1 - 1.	0.00	1.20	NP	NP	NP	-	NO PLASTICO
1 - 2.	1.20	1.80	NP	NP	NP	-	NO PLASTICO
1 - 4	2.60	3.40	47	32	15	ML	Limos inorgánicos de baja plasticidad
1 - 6	4.30	5.20	56	29	27	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad
2 - 2	1.20	1.90	37	29	8	ML	Limos inorgánicos de baja plasticidad
2 - 3	1.90	2.50	28	23	4	ML	Limos inorgánicos de baja plasticidad
2 - 4	2.50	3.30	20	NP	NP	-	NO PLASTICO
2 - 5	3.30	4.20	43	20	23	CL	Arcillas inorgánicas de baja plasticidad
2 - 6	5.10	6.20	38	22	16	CL	Arcillas inorgánicas de baja plasticidad
3 - 2	1.20	1.90	42	21	20	CL	Arcillas inorgánicas de baja plasticidad
3 - 4	2.50	3.30	59	31	28	MH	Limos inorgánicos de alta plasticidad
3 - 6	4.10	5.00	58	32	27	MH	Limos inorgánicos de alta plasticidad
4 - 2	1.20	1.90	43	43	0	ML	Limos inorgánicos de baja plasticidad
4 - 4	2.50	3.30	47	26	21	CL	Arcillas inorgánicas de baja plasticidad
5 - 2	1.20	1.80	22	NP	NP	-	NO PLASTICO
5 - 4	2.60	3.40	62	40	22	MH	Limos inorgánicos de alta plasticidad
6 - 1	0.00	1.20	46	39	7	ML	Limos inorgánicos de baja plasticidad
6 - 3	1.80	2.50	36	22	14	CL	Arcillas inorgánicas de baja plasticidad
6 - 4	2.50	3.30	35	22	14	CL	Arcillas inorgánicas de baja plasticidad
6 - 6	4.10	4.60	77	36	40	MH	Limos inorgánicos de alta plasticidad
7 - 2	1.20	1.80	33	24	10	CL	Arcillas inorgánicas de baja plasticidad
7 - 5	3.30	4.00	71	35	36	MH	Limos inorgánicos de alta plasticidad
8 - 1	0.00	1.20	66	34	31	MH	Limos inorgánicos de alta plasticidad
8 - 3 - 4	1.80	2.60	37	16	22	CL	Arcillas inorgánicas de baja plasticidad

Tabla 7. Valores de límites líquidos e Índice de plasticidad

6.1.4 Standard Penetración Test (SPT)

Este ensayo, es un ensayo de campo que mide la resistencia a la penetración del terreno mediante la hincada dinámica de un sacamuestras con forma normalizada. Consiste en medir el número de golpes necesario para que se introduzca a una

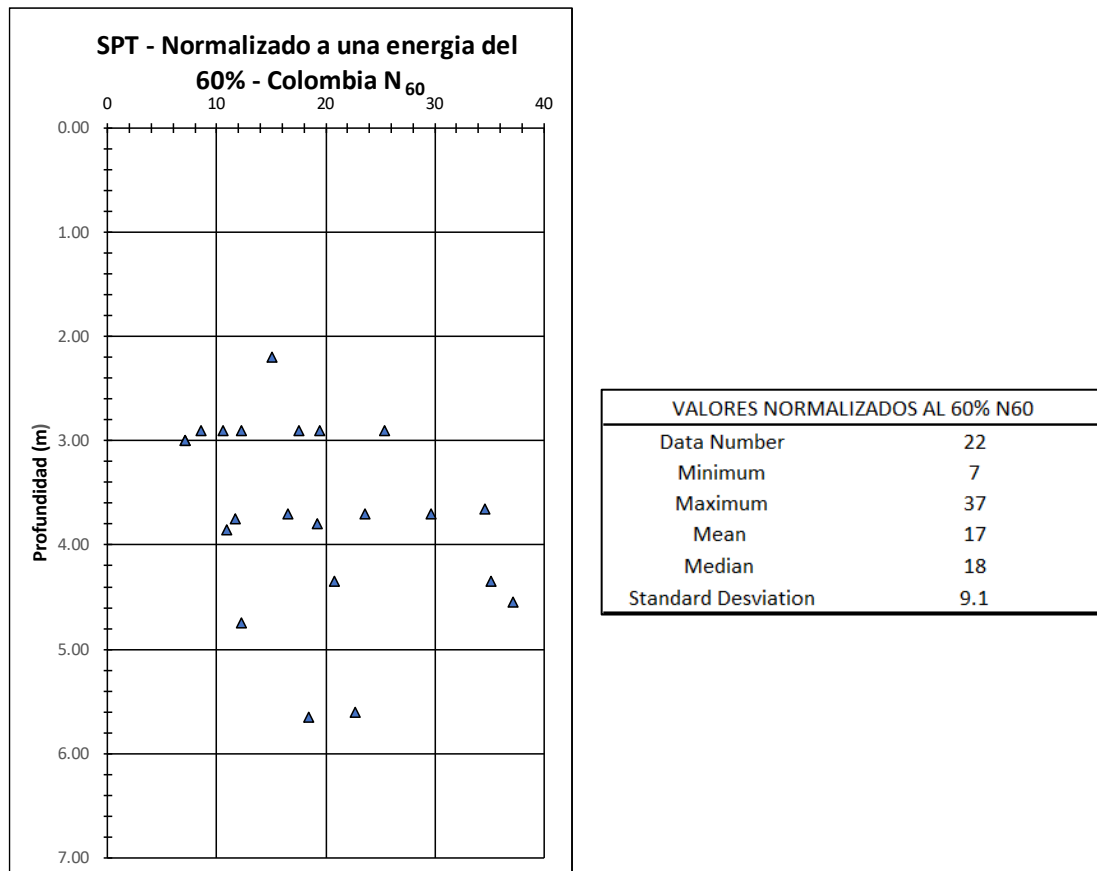


determinada profundidad con cuchara partida o Split Spoon, que permite tomar una muestra en su interior, naturalmente alterada.

A partir de los ensayos de SPT realizados en los sondeos, se ha elaborado la Gráfica, que correlaciona los resultados de N_{60} con la profundidad de ejecución. En este gráfico se han incorporado los valores de golpeo necesarios para obtener muestras alteradas a 45 cm de penetración, considerando los valores del golpeo de los últimos 30 cm al 60% de energía para la obtención del N_{60} .

SONDEO	TIPO MUESTRA	PROF. INICIAL [m]	PROF. FINAL [m]	Golpes/ pie			N_{campo}	N_{60}	N_{45}
				1	2	3			
1	ML	2.6	3.4	11	14	15	15	7.1	5.3
1	ML	3.4	4.3	18	20	22	21	11	8.2
1	MH	4.3	5.2	24	24	26	25	12	9.2
1	MH	5.2	6.1	30	33	38	36	18	14
2	CL	2.5	3.3	36	44	27	36	18	13
2	CL	3.3	4.2	18	20	25	23	12	8.8
2	CL	5.1	6.1	17	30	57	44	23	17
3	MH	2.5	3.3	20	24	26	25	12	9.3
3	MH	3.3	4.1	26	28	35	32	17	12
3	MH	4.1	5	69	75	75	75	37	28
4	CL	2.5	3.3	16	17	18	18	8.6	6.5
4	CL	3.3	4.1	37	48	65	57	30	22
5	MH	2.6	3.4	10	13	16	15	7.1	5.3
5	MH	3.4	4.2	32	34	40	37	19	14
5	MH	4.2	4.5	65	65	75	70	35	26
6	CL	2.5	3.3	14	18	25	22	11	8
6	CL	3.3	4.1	36	40	50	45	24	18
6	CL	4.1	4.6	75	81	2	42	21	16
7	MH	2.5	3.3	24	34	45	40	20	15
7	MH	3.3	4	66	74	75	75	35	26
8	CL	1.8	2.6	14	20	37	29	15	11
8	CL	2.6	3.2	45	48	55	52	25	19

Tabla 8. Valores de N_{campo} y N_{60} , ensayos SPT realizados en todos los sondeos



Gráfica 10. Valores de golpeo N_{60} - Ensayo SPT

En la Tabla 8 y la Gráfica 5, se pueden identificar valores de N_{60} entre 7 y hasta 37, correspondiendo a una consistencia **MEDIA a DURA** en la profundidad explorada. Consistencia predominante en las profundidades exploradas **MUY COMPACTA**.

CONSISTENCIA	N (SPT)
Muy Blanda	< 2
Blanda	2 a 4
Mediana	4 a 8
Compacta	8 a 15
Muy compacta	15 a 30
Duro	> 30

Tabla 9. Consistencia del suelo a partir de los datos de SPT

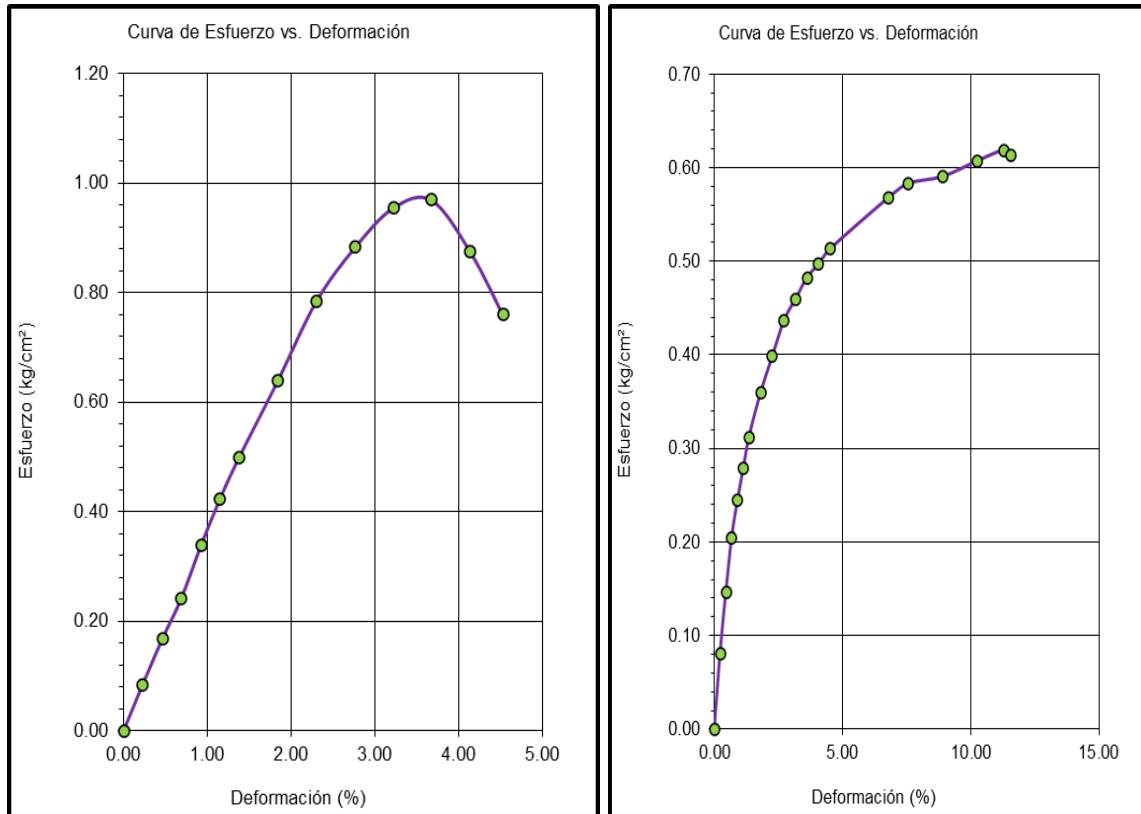
6.1.5 Compresión Inconfinada

El ensayo de compresión inconfinada tiene como finalidad la determinación de la resistencia a la compresión inconfinada de los suelos cohesivos, sobre muestras inalteradas o remoldeadas, aplicando carga axial y usando el método de deformación controlada. Como resultado de este ensayo se obtiene el valor del

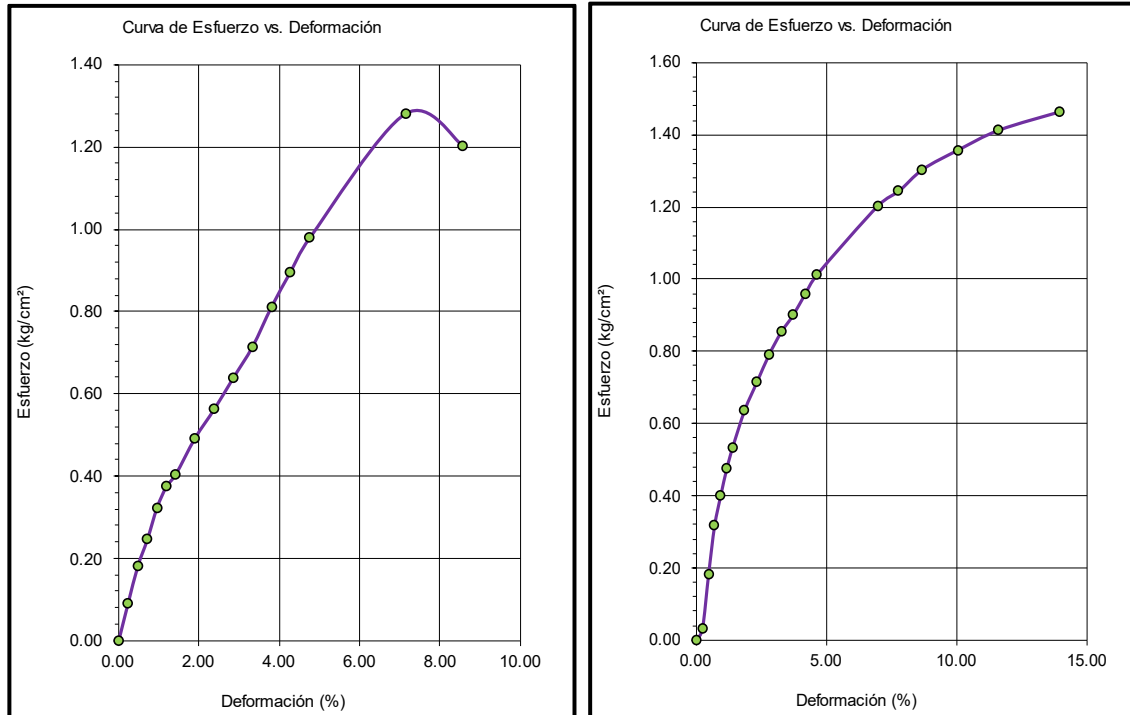


parámetro de la resistencia no drenada de un suelo, con el cual se puede estimar la consistencia de éste.

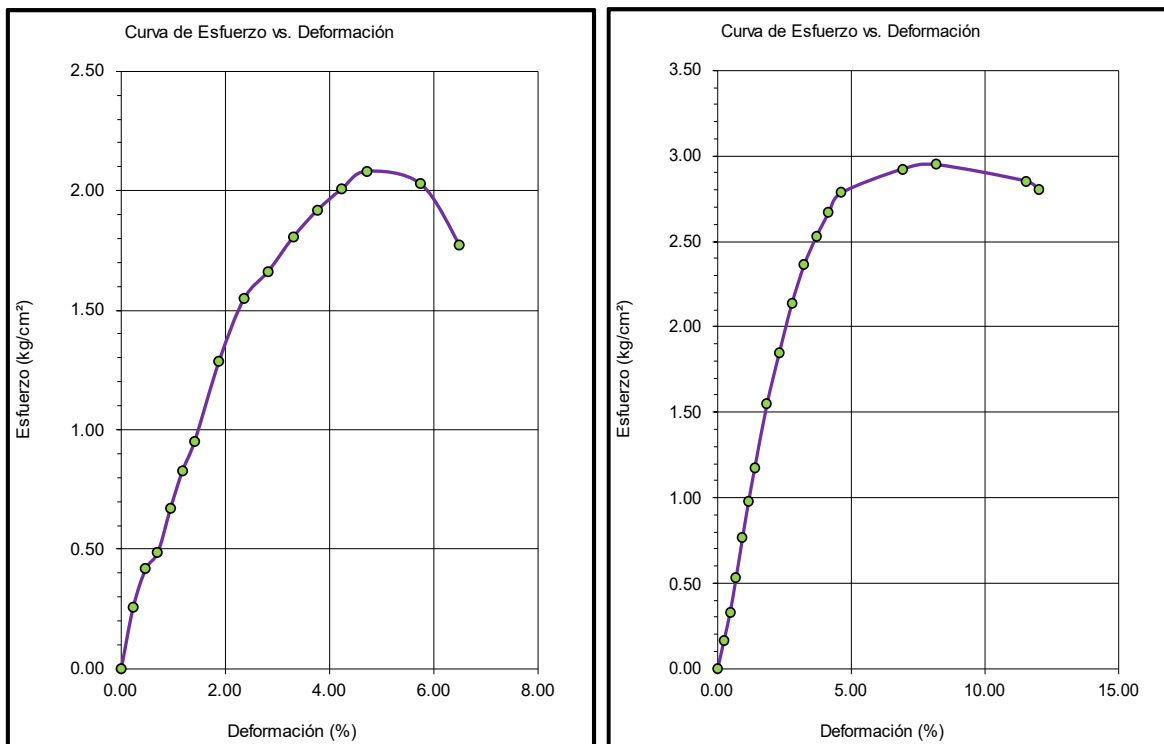
Los resultados obtenidos para este ensayo se muestran a continuación:



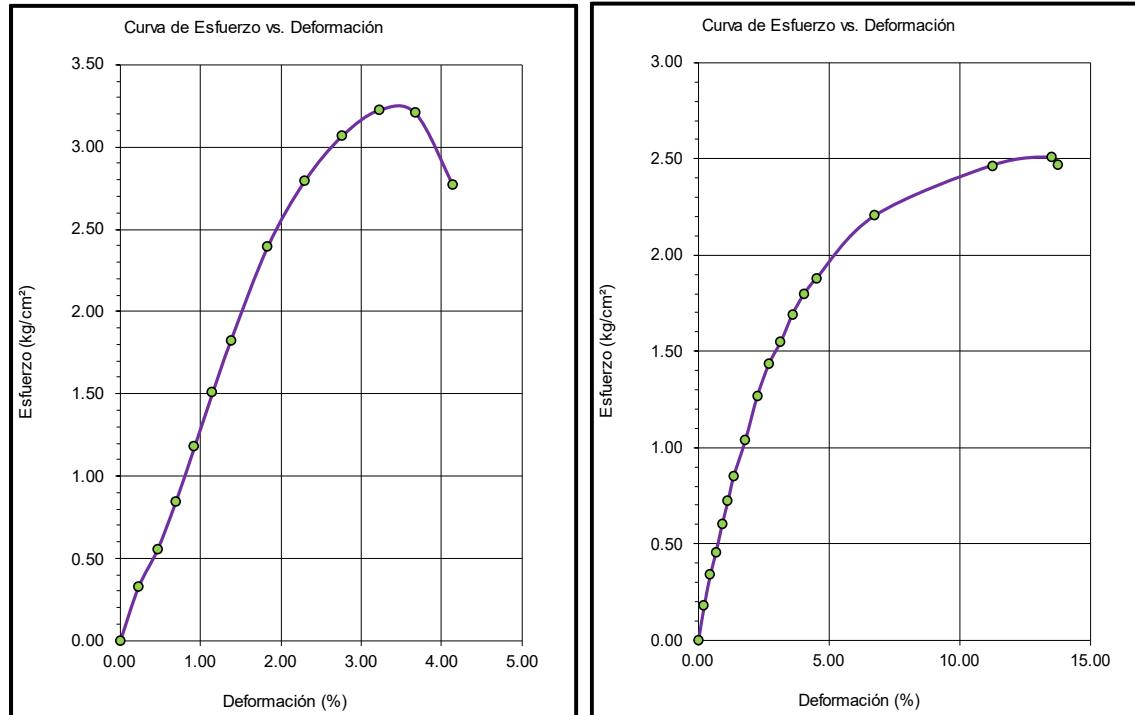
Gráfica 11. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S1-M2 y S1-M3 respectivamente.



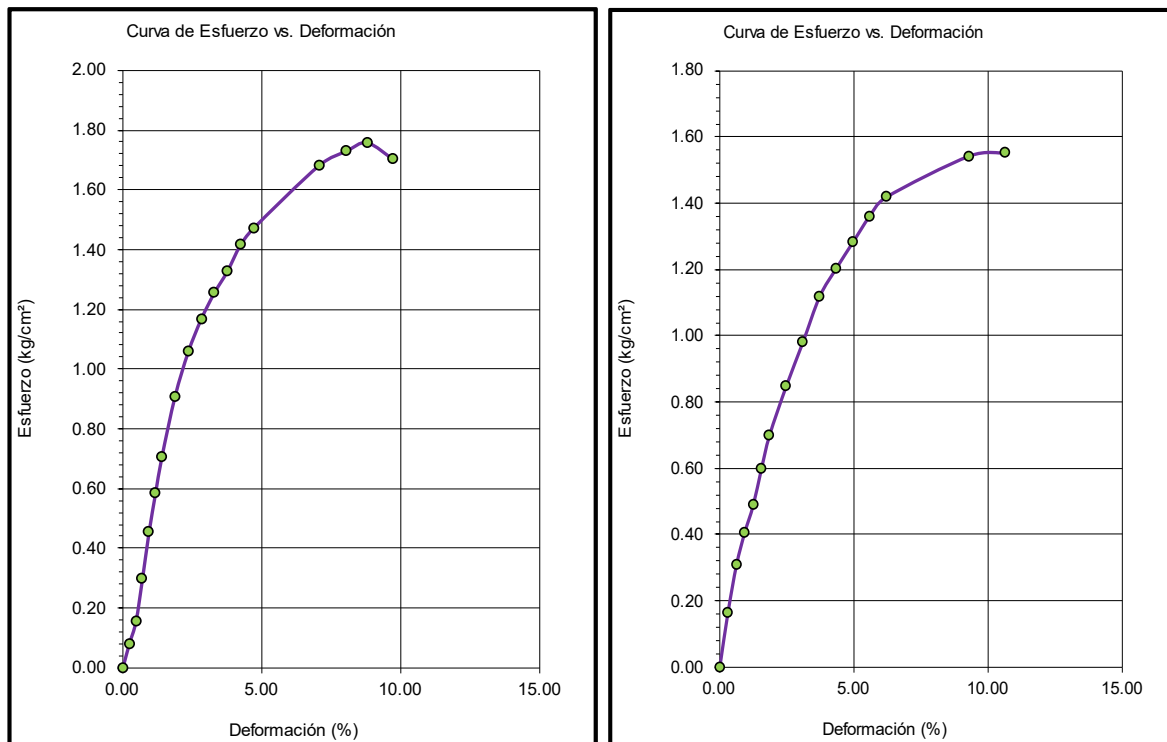
Gráfica 12. Curva Esfuerzo vs. Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S2-M2 y S3-M2 respectivamente.



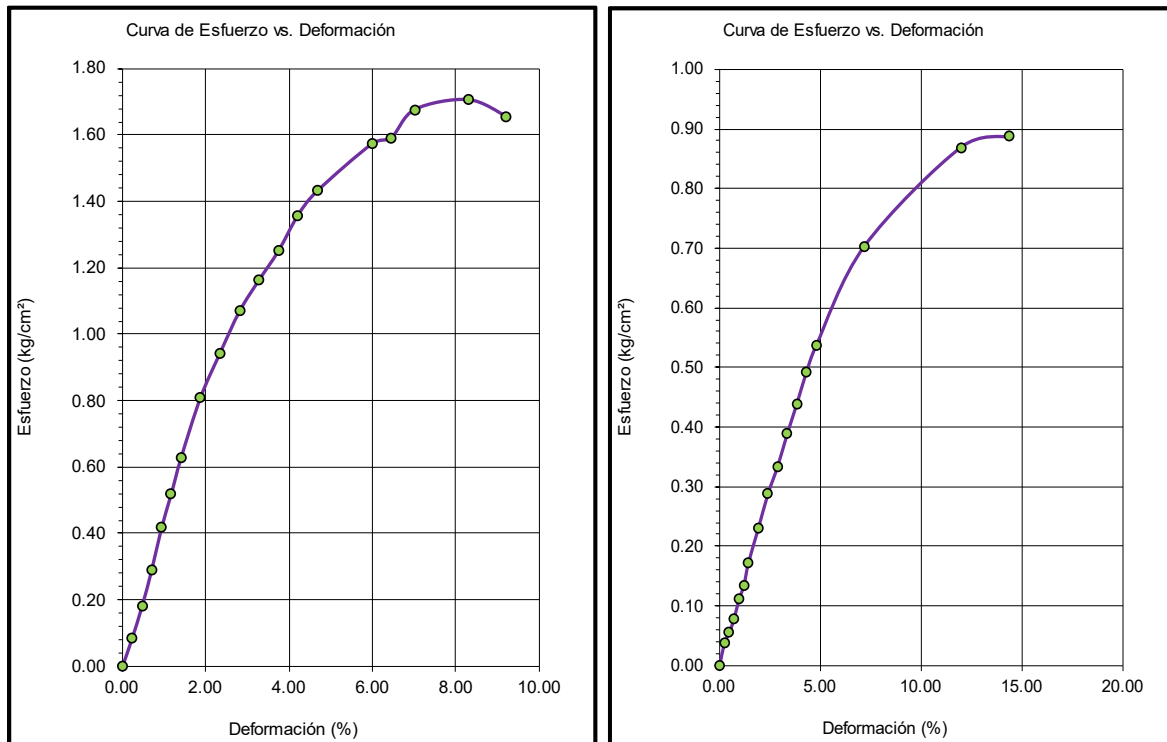
Gráfica 13. Curva Esfuerzo vs. Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S4-M2 y S4-M3 respectivamente.



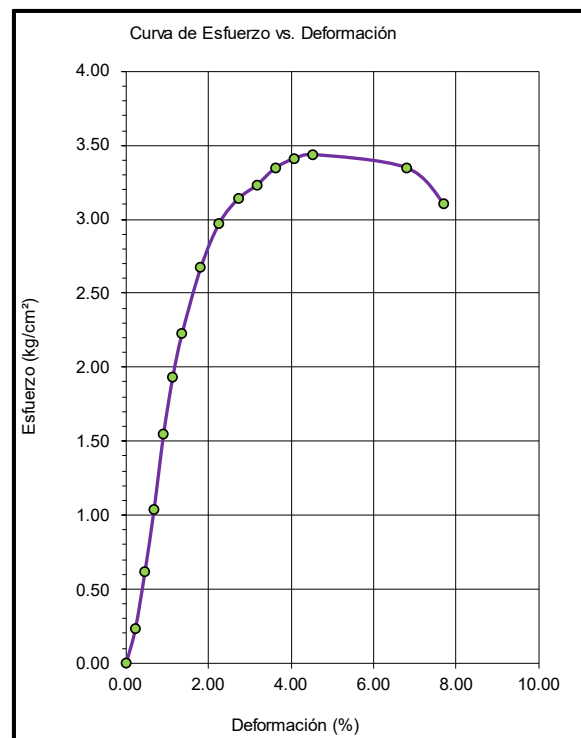
Gráfica 14. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S5-M2 y S5-M3 respectivamente.



Gráfica 15. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S6-M2 y S6-M3 respectivamente.



Gráfica 16. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S7-M2 y S7-M3 respectivamente.



Gráfica 17. Curva Esfuerzo vs Deformación Ensayo Compresión Inconfinada S8-M2.



Se obtiene resistencia al corte para cada muestra ensayada como se presenta a continuación:

Sondeo-Muestra	Profundidad (m)	Resistencia al corte Su (kN/m ²)
S1 - M2	1.20 - 1.80	47.53
S1 - M3	1.80 - 2.60	30.34
S2 - M2	1.20 - 1.90	62.74
S3 - M2	1.20 - 1.90	71.72
S4 - M2	1.20 - 1.90	101.93
S4 - M3	1.90 - 2.50	144.53
S5 - M2	1.20 - 1.80	158.18
S5 - M3	1.80 - 2.60	122.91
S6 - M2	1.20 - 1.80	86.27
S6 - M3	1.80 - 2.50	77.78
S7 - M2	1.20 - 1.80	83.63
S7 - M3	1.80 - 2.50	43.47
S8 - M2	1.20 - 1.80	168.45

Tabla 10. Resistencia al corte Su del suelo

6.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Según los registros de campo y ensayos de laboratorio, en los diferentes sondeos se encontraron materiales con las siguientes características:

- **Sondeo N° 1:** A partir del nivel superficial del sitio de estudio, se identifica una capa de material de arena con pocos finos de color negro hasta una profundidad de 1.20 m, luego se encuentra material compuesto por arena con pocos finos color negro con manchas pardo oscuro hasta una profundidad de 2.60 m, ahora se encuentra material de finos con poca arena color blanco con manchas amarilla hasta 4.30 m, y luego se encuentra material similar de finos con poca arena de color amarillo con manchas blancas hasta los 6.10 m donde se presentó rechazo por parte del suelo de estudio; el material no presenta mayor cambio ni en apariencia ni en comportamiento, a esta profundidad se dio por terminada la exploración. No se encontró presencia de agua en toda la profundidad de la perforación.
- **Sondeo N° 2:** A partir del nivel superficial del sitio de estudio, se identifica una capa de material de arena con rastros de finos color pardo oscuro con manchas blanco hasta 1.20 m, luego se encuentra material de arena con finos color amarillo con vetas blanco hasta una profundidad de 3.30 m, y por último se encuentra material compuesto por finos con poca arena color rojo hasta una



profundidad de 6.20 m donde se presentó rechazo por parte del suelo de estudio; el material no presenta mayor cambio ni en apariencia ni en comportamiento, a esta profundidad se dio por terminada la exploración. No se encontró presencia de agua en toda la profundidad de la perforación.

- **Sondeo N° 3:** A partir del nivel superficial del sitio de estudio, se observa una capa de material de arena con pocos finos color amarillo pálido hasta 1.20 m, luego se encuentra material de finos con poca arena color amarillo pálido con vetas rojo hasta los 3.30 m, y por último se encuentra material compuesto por finos con poca arena color rojo hasta la profundidad de 5.00 m profundidad a la cual se finaliza la exploración; el material no presenta mayor cambio ni en apariencia ni en comportamiento. No se encontró presencia de agua en toda la profundidad de la perforación.
- **Sondeo N° 4:** A partir del nivel superficial del sitio de estudio, se observa una capa de material de finos y arena color blanco con manchas negro hasta 1.20 m, luego se encuentra material de finos con rastros de arena color blanco hasta los 2.50 m, y por último se encuentra material compuesto por finos con poca arena color pardo claro hasta la profundidad de 4.10 m profundidad a la cual se finaliza la exploración; el material no presenta mayor cambio ni en apariencia ni en comportamiento. No se encontró presencia de agua en toda la profundidad de la perforación.
- **Sondeo N° 5:** A partir del nivel superficial del sitio de estudio, se observa una capa de material de arena y finos color pardo oscuro hasta 1.80 m, luego se encuentra material de finos con arena color amarillo con vetas pardo oscuro hasta los 2.60 m, seguido se encuentra material compuesto por finos con poca arena color amarillo con vetas pardo oscuro hasta la profundidad de 4.20 m, y por último se encuentra material de finos con poca arena color rojo con vetas amarillo a una profundidad de 4.50 m a la cual se finaliza la exploración; el material no presenta mayor cambio ni en apariencia ni en comportamiento. No se encontró presencia de agua en toda la profundidad de la perforación.
- **Sondeo N° 6:** A partir del nivel superficial del sitio de estudio, se observa una capa de material de finos y arena color amarillo con vetas hasta 3.30 m, seguido se encuentra material compuesto por finos con arena color amarillo con vetas rojo hasta la profundidad de 4.10 m, y por último se encuentra material de finos con rastros de arena color rojo con manchas amarillo a una profundidad de 4.60 m a la cual se finaliza la exploración; el material no presenta mayor cambio ni en apariencia ni en comportamiento. No se encontró presencia de agua en toda la profundidad de la perforación.



- **Sondeo N° 7:** A partir del nivel superficial del sitio de estudio, se observa una capa de material de arena con pocos finos color amarillo con vetas pardo oscuro hasta 1.20 m, seguido se encuentra material compuesto por arena y finos color amarillo opaco con vetas blanco hasta la profundidad de 2.50 m, seguido de un material de finos con rastros de arena color amarillo con vetas blanco hasta los 3.30 m, y por último se encuentra material de finos con rastros e arena color amarillo con vetas rojo a una profundidad de 4.00 m a la cual se finaliza la exploración; el material no presenta mayor cambio ni en apariencia ni en comportamiento. No se encontró presencia de agua en toda la profundidad de la perforación.
- **Sondeo N° 8:** A partir del nivel superficial del sitio de estudio, se observa una capa de material de finos con poca arena color amarillo con vetas blanco hasta 1.20 m, seguido se encuentra material compuesto por finos y arenas color amarillo con vetas blanco hasta la profundidad de 1.80 m, y por último se encuentra material de arena y finos color amarillo con vetas amarillo quemado a una profundidad de 3.20 m a la cual se finaliza la exploración; el material no presenta mayor cambio ni en apariencia ni en comportamiento. No se encontró presencia de agua en toda la profundidad de la perforación.

El perfil de suelo se define con base en la variación de las propiedades mecánicas con la profundidad. A partir del nivel del terreno y, de acuerdo con las actividades de exploración realizadas, se clasifica el perfil estratigráfico.

Luego de analizar la información obtenida en campo y en laboratorio se estableció que la estratigrafía presente en la zona de estudio es la siguiente:



**CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE
ESTRUCTURAS SAS**

Una nueva generación de servicios
NIT 901027483-1

Proyecto: ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ

Cliente: CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA

Código: 2509

Hoja 36 De 77

PERFIL ESTRATIGRAFICO

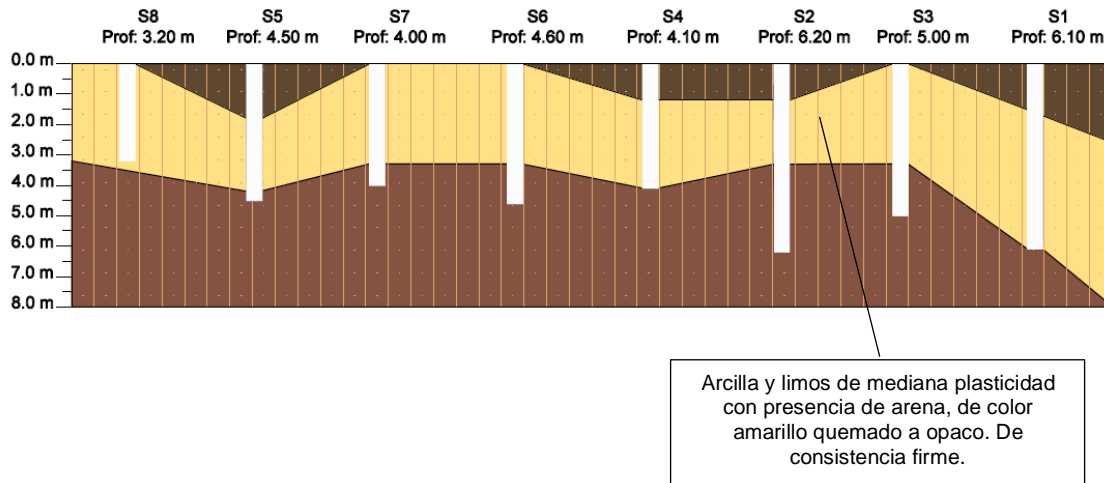


Imagen 7. Esquema perfil de suelo

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA
3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN



7 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA MODELACIÓN

Para evaluar la cimentación nueva, se solicitan los siguientes parámetros de los suelos:

7.1 PESO UNITARIO

El peso unitario está definido como la masa del cuerpo por unidad de volumen. Este parámetro varía en función del contenido de agua que tenga el suelo así: húmedo (no saturado), saturado y seco.

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Para los suelos de los estratos de apoyo, se obtienen los siguientes valores de peso unitario:

Sondeo-Muestra	Profundidad (m)	Peso Unitario Húmedo (g/cm ³)	Peso Unitario Seco (g/cm ³)
S1 - M2	1.20 - 1.80	1.49	0.83
S1 - M3	1.80 - 2.60	1.62	1.01
S2 - M2	1.20 - 1.90	1.72	1.21
S3 - M2	1.20 - 1.90	1.83	1.34
S4 - M2	1.20 - 1.90	1.76	1.21
S4 - M3	1.90 - 2.50	1.71	1.16
S5 - M2	1.20 - 1.80	1.88	1.45
S5 - M3	1.80 - 2.60	1.96	1.58
S6 - M2	1.20 - 1.80	1.92	1.50
S6 - M3	1.80 - 2.50	2.07	1.69
S7 - M2	1.20 - 1.80	1.93	1.51
S7 - M3	1.80 - 2.50	1.80	1.33
S8 - M2	1.20 - 1.80	1.77	1.23
γ_{prom} (g/cm ³)		1.86	1.40

Tabla 11. Peso Unitario del suelo

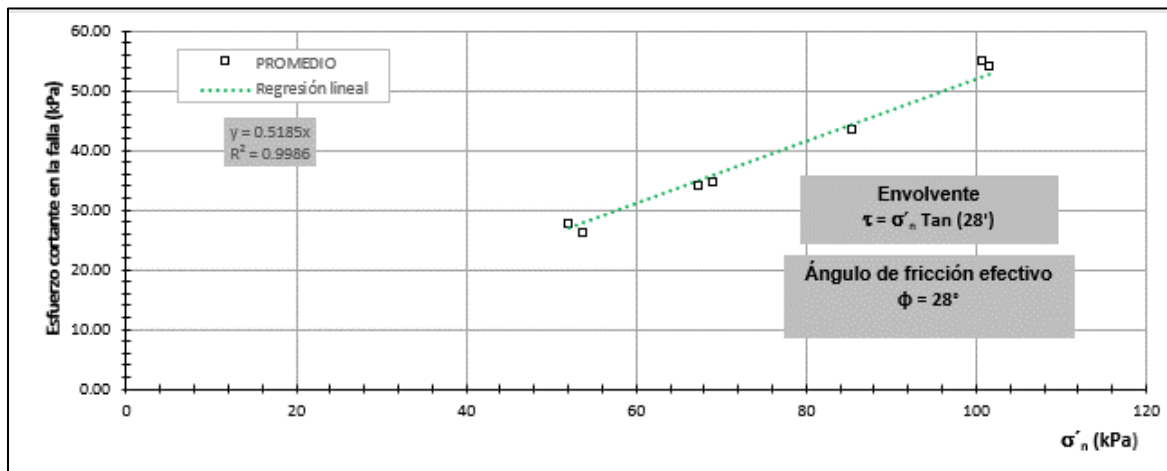
De las muestras del sondeo 1 ensayadas, los resultados obtenidos de peso unitario seco menores o cercanos a 1.00 g/cm³, a los que no se le pudieron realizar ensayos de límites en estas mismas, se infiere que es un suelo colapsable u orgánico con presencia de raíces, estrato en donde no se debe cimentar ninguna estructura.

Para el suelo del estrato de apoyo, despreciando los resultados del sondeo 1 se obtiene un valor de peso unitario húmedo y seco promedio: $\gamma_{sat} = 1.86 \text{ g/cm}^3$ (18.6 kN/m³) y $\gamma_{sec} = 1.40 \text{ g/cm}^3$ (14.0 kN/m³).



7.2 ÁNGULO DE FRICCIÓN

Para el cálculo del ángulo de fricción del subsuelo del subsuelo, se aplicaron las metodologías de autores conocidos tales como Kishida, Peck, Peck et all, JNR y JRB:



SONDEO	PROF. INICIAL [m]	PROF. FINAL [m]	ÁNGULO EFECTIVO TOTAL ENVOLVENTE [°]				
			Kishida	Peck	Peck, et all	JNR	JRB
1	2.6	3.4	23.16	28.63	26.25	28.00	22.07
1	3.4	4.3	25.11	28.70	26.25	28.53	23.76
1	4.3	5.2	25.72	28.73	26.25	28.72	24.28
1	5.2	6.1	28.17	28.85	26.25	29.60	26.40
2	2.5	3.3	27.82	28.83	26.25	29.47	26.10
2	3.3	4.2	25.51	28.72	26.25	28.66	24.10
2	5.1	6.1	29.59	28.93	26.25	30.19	27.64
3	2.5	3.3	25.76	28.73	26.25	28.74	24.32
3	3.3	4.1	27.45	28.81	26.25	29.33	25.79
3	4.1	5.0	33.68	29.20	26.25	32.23	31.17
4	2.5	3.3	24.00	28.66	26.25	28.22	22.80
4	3.3	4.1	31.68	29.06	26.25	31.17	29.44
5	2.6	3.4	23.16	28.63	26.25	28.00	22.07
5	3.4	4.2	28.45	28.86	26.25	29.71	26.65
5	4.2	4.5	33.16	29.16	26.25	31.95	30.72
6	2.5	3.3	24.98	28.70	26.25	28.49	23.64
6	3.3	4.1	29.88	28.94	26.25	30.32	27.89
6	4.1	4.6	28.98	28.89	26.25	29.93	27.11
7	2.5	3.3	28.52	28.87	26.25	29.74	26.71
7	3.3	4.0	33.02	29.15	26.25	31.87	30.61
8	1.8	2.6	26.88	28.78	26.25	29.12	25.29
8	2.6	3.2	30.44	28.98	26.25	30.58	28.37

ÁNGULO DE FRICCIÓN ϕ'	
Mean	28
Mínimo	22
Máximo	34

Gráfica 18. Determinación del ángulo de fricción del subsuelo

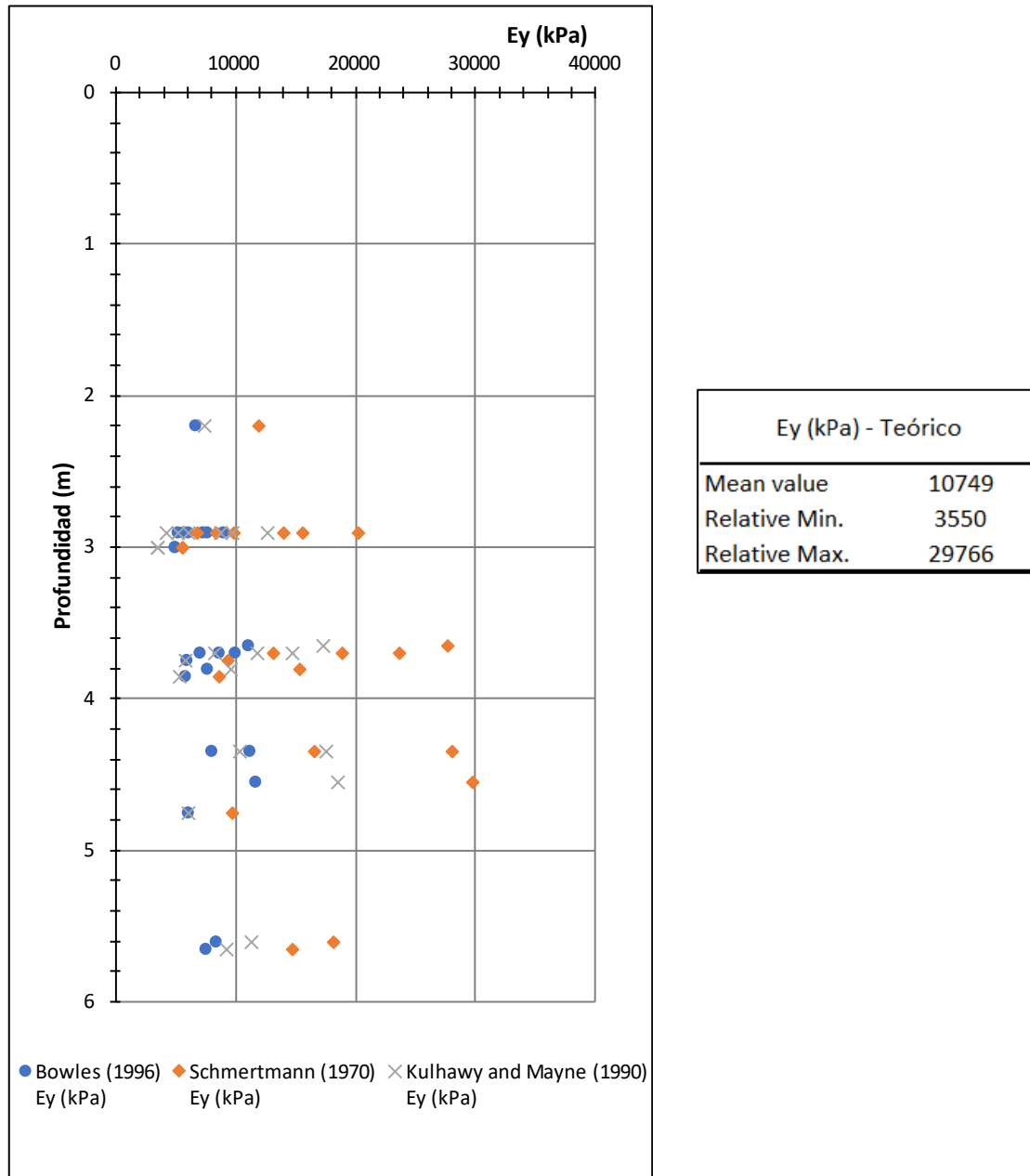


Por el contenido de material fino presente, se toma el valor mínimo de **22°** como ángulo de fricción considerando una condición crítica en el estrato portante, y para efectos del cálculo de la capacidad portante se empleará este valor.

7.3 MÓDULO DE ELASTICIDAD

Es una medida de firmeza o rigidez del suelo. El suelo no es un material elástico, no se deforma de manera lineal, pero el módulo de elasticidad E, puede obtenerse como tangente de la curva de carga de suelos para deformaciones pequeñas, más allá de lo cual, el comportamiento pasa a ser plástico y no es posible emplear este módulo.

Para el cálculo de los módulos de elasticidad del subsuelo, se aplicaron las metodologías de autores como Bowles, Schmertmann y Kulhawy and Mayne para obtener los valores de los módulos de elasticidad del subsuelo:



Gráfica 19. Modulo elástico del subsuelo

Se toma un valor de **10749 kPa (10.749 MPa)** como Módulo de Elasticidad para el estrato portante.

7.4 RESISTENCIA AL CORTE

A partir de los valores de SPT, una vez corregido el número de campo N_{campo} , se procede a estimar los parámetros de resistencia del subsuelo con la aplicación de metodologías de reconocidos autores tales como Stroud, Sower, Sirvikaya y Torol y Szachy y Vargi, que correlacionan los valores de N_{campo} , N_{60} y N_{45} con

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA
3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

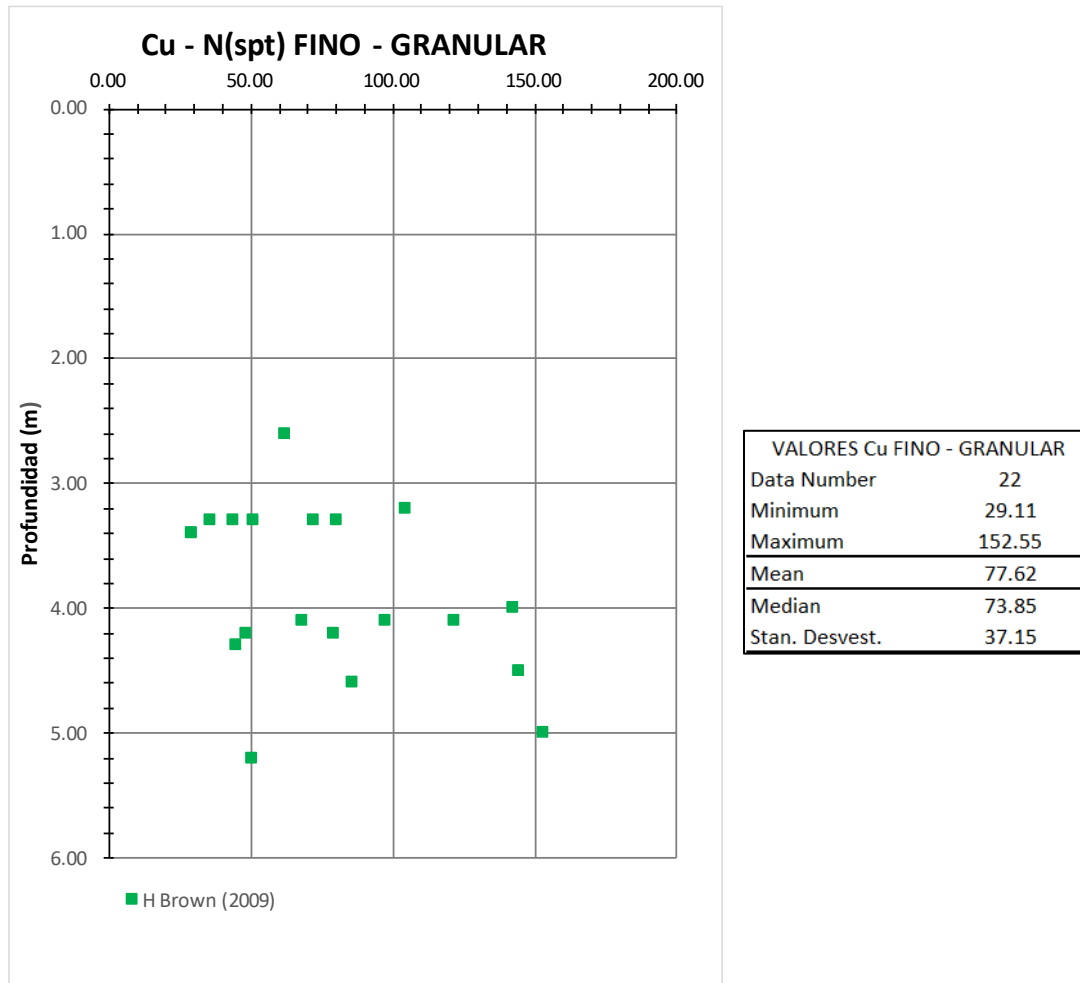
ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN



características del suelo tales como sus propiedades índice, obteniendo los siguientes valores de resistencia al corte del suelo, además de los obtenidos de los ensayos de compresión correspondientes:

SONDEO	TIPO MUESTRA	PROF. INICIAL [m]	PROF. FINAL [m]	Golpes/ pie			N _{camp} °	N ₆₀	N ₄₅	Cu - N(SPT) COHESIVO (kPa)				Cu - N(SPT) FINO - GRANULAR (kPa)	Cu LABORATORIO (kPa)
				1	2	3				Szechy y Vargi (1978)	Sirvikaya y Togrol (2009)	Stroud (1975)	Sower (1979)	H Brown (2009)	Compresión Incofinada
1	ML	2.6	3.4	11	14	15	15	7.1	5.3	6.00	35.00	48.28	54.38	29.11	47.53
1	ML	3.4	4.3	18	20	22	21	11	8.2	26.00	74.41	49.10	78.75	44.74	30.34
1	MH	4.3	5.2	24	24	26	25	12	9.2	6.00	83.56	55.13	93.75	50.23	
1	MH	5.2	6.1	30	33	38	36	18	14	75.00	126.11	83.21	133.13	75.81	
2	CL	2.5	3.3	36	44	27	36	18	13	6.00	86.44	119.22	133.13	71.89	62.74
2	CL	3.3	4.2	18	20	25	23	12	8.8	75.00	80.30	56.51	84.38	48.27	
2	CL	5.1	6.1	17	30	57	44	23	17	26.00	112.00	124.95	163.13	93.14	
3	MH	2.5	3.3	20	24	26	25	12	9.3	6.00	84.21	59.27	93.75	50.62	71.72
3	MH	3.3	4.1	26	28	35	32	17	12	75.00	112.83	74.44	118.13	67.83	
3	MH	4.1	5	69	75	75	75	37	28	6.00	253.75	167.43	281.25	152.55	
4	CL	2.5	3.3	16	17	18	18	8.6	6.5	6.00	42.61	47.54	65.63	35.44	101.93
4	CL	3.3	4.1	37	48	65	57	30	22	26.00	202.37	142.43	211.88	121.66	144.53
5	MH	2.6	3.4	10	13	16	15	7.1	5.3	26.00	48.42	34.08	54.38	29.11	158.18
5	MH	3.4	4.2	32	34	40	37	19	14	137.00	131.57	92.60	138.75	79.10	122.91
5	MH	4.2	4.5	65	65	75	70	35	26	200.00	239.84	168.80	262.50	144.19	
6	CL	2.5	3.3	14	18	25	22	11	8	75.00	52.35	72.21	80.63	43.54	86.27
6	CL	3.3	4.1	36	40	50	45	24	18	137.00	116.51	160.71	168.75	96.90	76.18
6	CL	4.1	4.6	75	81	2	42	21	16	137.00	142.19	89.65	155.63	85.48	
7	MH	2.5	3.3	24	34	45	40	20	15	26.00	96.18	132.66	148.13	79.98	83.63
7	MH	3.3	4	66	74	75	75	35	26	137.00	236.31	152.46	279.38	142.06	47.12
8	CL	1.8	2.6	14	20	37	29	15	11	137.00	102.73	66.28	106.88	61.76	168.45
8	CL	2.6	3.2	45	48	55	52	25	19	75.00	173.47	122.09	193.13	104.28	

Tabla 12. Valores de Resistencia al corte



Gráfica 20. Resistencia al corte no drenado del subsuelo (kPa)

De acuerdo con la información de resistencia al corte no drenado (Cu) obtenida a partir de los ensayos de compresión inconfiada y de SPT realizados para el subsuelo, se define la resistencia del perfil de suelo de apoyo normalizado así:

$$C_u = 77.62 \text{ kN/m}^2 = 7.762 \text{ Ton/m}^2$$

De acuerdo con la NSR-10 en su Título H, se deben considerar Factores de Seguridad Directos, teniendo en cuenta la suma de cargas transmitidas a cimentación. Los factores mínimos aplicados son:



Tabla H.2.4-1
Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	F _{SBM}		F _{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Tabla 13. Factores de seguridad básico mínimos directos – NSR-10 Título H

Para este estudio, teniendo en cuenta las cargas vivas máximas + cargas muertas, el FSB = 1.25 mínimo. Se aplicará 2.

Este se aplica directamente a la resistencia al corte del suelo, es decir al valor de cohesión determinado anteriormente:

$$F_{SB} = \frac{t_f}{t_A}$$

El esfuerzo cortante actuante es:

$$t_A = \frac{C_U}{F_{SBU}}$$

Entonces:

$$\tau_f = C_u = 77.62 \text{ kPa}$$

$$\tau_A = 77.62/1.25 = 51.75 \text{ kPa} = 5.175 \text{ Ton/m}^2$$

7.5 MÓDULO DE POISSON Y EMPUJES SOBRE EL TERRENO

La presión en reposo, representada por K_0 , es la presión horizontal del terreno. Esta puede ser medida directamente por el test dilatométrico (DMT) o por un “borehole pressuremeter tester” (PMT). Estos ensayos son costosos, y por eso se usan relaciones empíricas para predecir el resto de las presiones que son más difíciles de obtener y que dependen generalmente del ángulo de rozamiento interno.

Aplicando

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Se calcula la relación de Poisson como:



$$\mu = \frac{K_o}{1 + K_o}$$

El módulo de corte está dado por:

$$G = \frac{Es}{2(1 + \mu)}$$

El estado activo ocurre cuando existe una relajación en la masa de suelo que lo permite moverse hacia fuera del espacio que limitaba la tensión del suelo (por ejemplo, un muro de concreto que se rompe); esto es que el suelo está fallando por extenderse. Esta es la presión mínima a la que el suelo puede ser sometido para que no se rompa. Al contrario, el estado pasivo ocurre cuando la masa de suelo está sometida a una fuerza externa que lleva al suelo a la tensión límite de confinamiento. Esta es la máxima presión a la que puede ser sometida un suelo en el plano horizontal.

Coeficientes de empuje de Rankine:

Coeficiente de presión activa de Rankine:

$$K_d = \cos\beta \frac{\cos\beta - (\cos^2\beta - \cos^2\phi)^{\frac{1}{2}}}{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\phi)^{\frac{1}{2}}}$$

Coeficiente de presión pasiva de Rankine:

$$K_d = \cos\beta \frac{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\phi)^{\frac{1}{2}}}{\cos\beta \mp (\cos^2\beta - \cos^2\phi)^{\frac{1}{2}}}$$

En el caso en que $\beta=0^\circ$, las ecuaciones anteriores se simplifican como:

$$K_d = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Con los valores obtenidos se elabora la siguiente tabla:



PARAMETROS GEOTÉCNICOS			
γ	18.6	kN/m ³	Peso específico
ϕ	22	°	Angulo de fricción interna del material
E_s	10.7	Mpa	Modulo de Elasticidad del suelo
μ	0.385		Relacion de Poisson
G	0.004	Mpa	Modulo de corte del suelo
K_o	0.625		Presion de reposo
K_d	0.455		Coeficiente de presion activa de Rankine
K_p	2.198		Coeficiente de presion pasiva de Rankine
E_{edo}	21	Mpa	Modulo Edométrico
β	0.519	°	Angulo de dispersión

Tabla 14. Parámetros empuje de tierras

7.6 RESUMEN DE PARÁMETROS DE DISEÑO

De acuerdo con el capítulo H.2.5 de la NSR-10, el subsuelo se puede catalogar como fino-granular, de acuerdo con el sistema de clasificación unificada de suelos U.S.C.S.

Teniendo en cuenta los anteriores análisis y tomando como referencia los diferentes estudios realizados en la zona, se recomiendan los siguientes valores para los parámetros de diseño:

ESTRATO	PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DEL ESTRATO	PESO UNITARIO (Y)		MODULO DE ELASTICIDAD (E)	COHESIÓN (Su)	ANGULO DE FRICCIÓN	Ko	Ka	Kp
	INICIO	FIN		HUMEDO	SECO						
				kN/m3	kN/m3						
1	0.0	Varia en función de la ubicación de los sondeos y los bloques.	Material orgánico de color negro con presencia de raíces y potencialmente colapsable.	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0.0		Material fino compuestos por arcilla y limos con arena de tonalidades amarillas oscuras y claras con vetas de tonalidades blancas baja plasticidad.	18.60	14.00	10749	51.75	22	0.625	0.455	2.198
1	3.3		Material fino compuesto por arcillas y limos de color rojo de alta plasticidad.	18.60	14.00	10749	51.75	22	0.625	0.455	2.198

Nota: Los valores de cohesión y ángulo de fricción consignados en la presente tabla ya cuentan con la aplicación del factor de seguridad directo.

Tabla 15. Resumen de parámetros de diseño

7.6.1 Análisis estratigráfico de la zona

De la visita de campo y ensayos de muestras realizados a los sondeos se determina que en la zona de estudio los estratos buzan en ambos sentidos presentando la variación de profundidades de los estratos a lo largo del área para el proyecto.



CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE
ESTRUCTURAS SAS

Una nueva generación de servicios
NIT 901027483-1

Proyecto: ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ

Cliente: CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA

Código: 2509

Hoja 46 De 77

7.6.1.1 Longitudinalmente

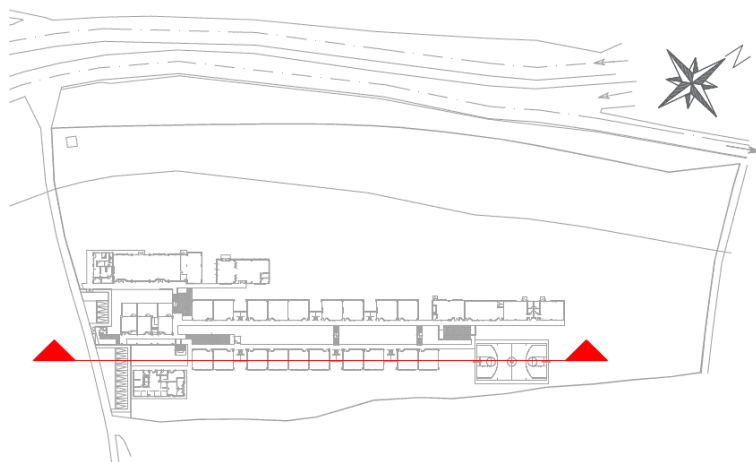


Imagen 8. Corte longitudinal a analizar.



Imagen 9. Foto de campo que indica el buzamiento (inclinación de los estratos).

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA

3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN



Imagen 10. Foto de campo que indica el buzamiento (inclinación de los estratos) longitudinalmente sentido norte este.

De las imágenes anteriores se ilustra la inclinación que tienen los estratos longitudinalmente, en donde se localice el punto más al noreste mayor será el espesor del 1° estrato.

7.6.1.2 Transversalmente

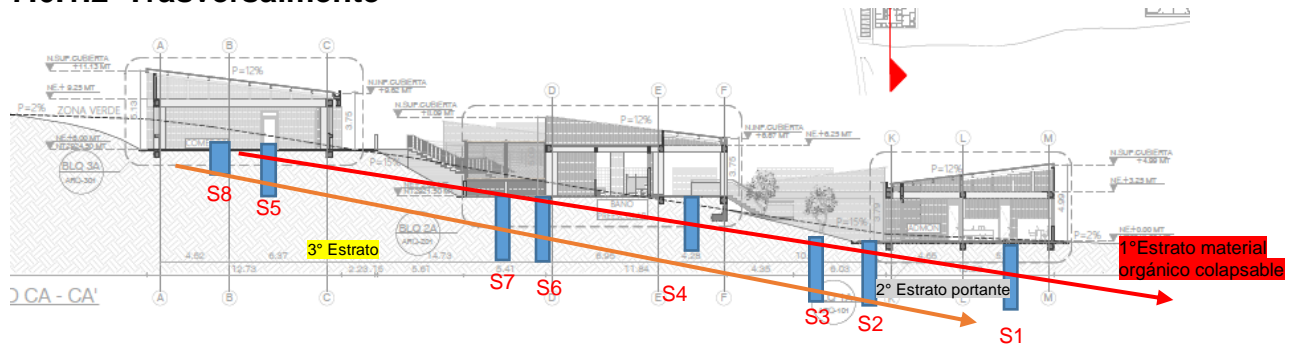


Imagen 11. Foto de campo que indica el buzamiento (inclinación de los estratos).

De la imagen anterior, ubicación de los sondeos y resultados de laboratorio obtenidos, se evidencia que ente sentido los estratos también presentan inclinación.

7.6.1.3 Nivel desplante.

De acuerdo con la investigación geotécnica realizada mediante visitas de campo y ensayos de laboratorio se encuentra un material que no puede ser utilizado como estrato para el apoyo de estructuras que varía en el área de 0.5 a 3.0 metros.

Por lo tanto el nivel de desplante de la cimentación de cada bloque varía en función del nivel al cual se encuentre el estrato portante.



En los casos que el estrato portante se encuentre a más de 1.5 metros de profundidad se debe garantizar llegar a este mediante caisson.

A continuación se dan las profundidades mínimas de desplante de los bloques según el análisis realizado, profundidades que estarán sujetas a las condiciones en campo el cual puede aumentar el nivel de desplante.

BLOQUE	SONDEO	Profundidad estimada estrato 1 (m)	Profundidad estimada estrato 2 (m)	Df MINIMO (m)
BQ-1A	S1	0.00 - 2.60	2.60 - 6.10	3.00
BQ-1B	S2	0.00 - 1.20	1.20 - 6.20	1.50
	S3			
BQ-2A	S4	0.00 - 1.20	1.20 - 4.10	1.50
BQ-3B	S5	0.00 - 1.80	1.80 - 4.50	2.50
BQ-2B	S6	0	0.00 - 4.60	1.00
	S7			
BQ-3A	S8	0	0.00 - 3.20	1.00

Tabla 16. Parámetros geotécnicos estimados para capacidad portante

NOTA: “Las profundidades de desplante mínimas Df presentadas anteriormente resultan del análisis geotécnico, pero se debe garantizar llegar al estrato portante y que la cimentación este confinada en este.”

8 DISEÑO CIMENTACIÓN

8.1 ESTRATO DE APOYO, TIPO DE CIMENTACIÓN Y PROFUNDIDAD

Para las estructuras proyectadas, las cargas serán transmitidas a través de columnas a la cimentación que constará de:

Estrato de apoyo Estructura

Este sistema estará apoyado sobre estratos de material fino compuestos por arcilla y limos con arena de tonalidades amarillas oscuras y claras con vetas de tonalidades blancas.

Cimentación Estructura

La cimentación corresponderá a zapatas aisladas cuadradas o rectangulares y caisson.

Profundidad de desplante

La cimentación contará con una profundidad de desplante mínima está definida para cada bloque del proyecto.



8.2 CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

8.2.1 Zapatas y cimientos superficiales con $D_f > 1.00\text{m}$

Se hizo el análisis de capacidad portante de cimientos superficiales, en la que se aplicaron factores definidos en H.2.4.3 Y H.4.7, de NSR-10 y las condiciones particulares del proyecto:

- Ancho de zapata: $B \geq 1.00\text{ m}$
- Alto de zapata o losa: $H_{\text{mín}} = 0.30\text{ m}$

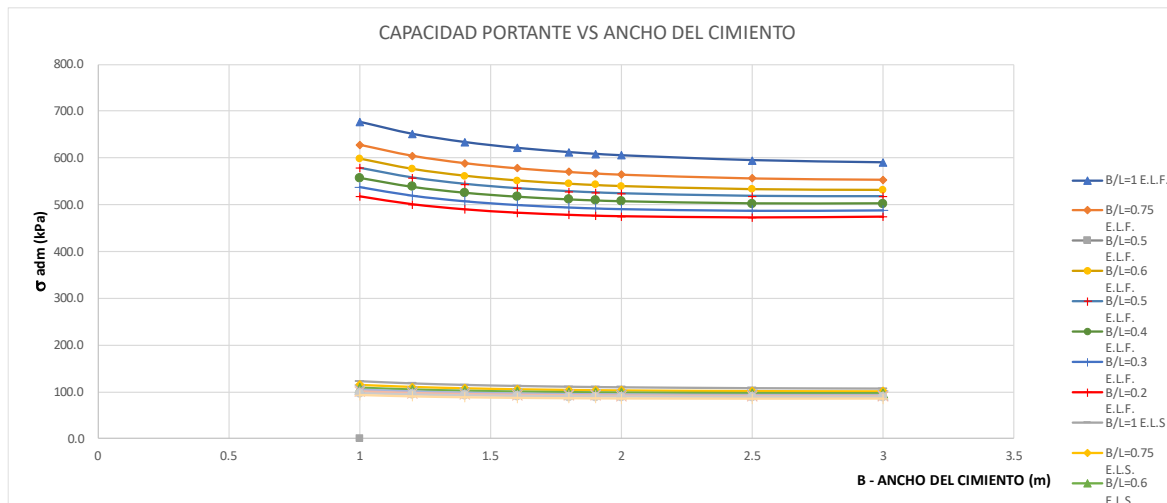
Para el diseño de la cimentación se debe revisar la capacidad de soporte variable de acuerdo con la profundidad final de la cimentación, la presión transmitida por la cimentación no deberá ser mayor a la capacidad de soporte admisible.

CON FACTOR DE SEGURIDAD INDIRECTO aplicado a σ_u $\sigma_{adm} = \sigma_u / FS$		
PROPIEDADES DEL SUELO		
Cu	51.75	kPa
ϕ	22.00	°
$\gamma_{\text{excav.}}$	18.6	kN/m ³
DF	1	m
FS mínimo		3
Tabla H.4		

Tabla 17. Parámetros geotécnicos estimados para capacidad portante

VALORES DE CAPACIDAD ADMISIBLE DE SEGURIDAD σ_{adm} (kPa) *Estados límites de Servicio										
TIPO DE CIMIENTO	RELACIÓN B/L	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2	2.5	3
CUADRADO	1	123.26	118.57	115.36	113.08	111.41	110.75	110.17	108.28	107.42
RECTANGULAR	0.75	114.18	109.99	107.15	105.17	103.75	103.19	102.73	101.28	100.78
CONTINUO	0.6	108.74	104.84	102.23	100.42	99.15	98.66	98.26	97.08	96.80
	0.5	105.11	101.40	98.94	97.25	96.09	95.64	95.28	94.28	94.15
	0.4	101.48	97.97	95.66	94.09	93.02	92.62	92.30	91.48	91.49
	0.3	97.85	94.54	92.37	90.92	89.96	89.60	89.32	88.68	88.84
	0.2	94.22	91.10	89.09	87.76	86.89	86.58	86.34	85.88	86.18

Tabla 18. Valores de capacidad portante del terreno estados límites de servicio, en kPa, $D_f = 1.0\text{ m}$



Gráfica 21. Ábaco de presiones admisibles

La cimentación requerida se encuentra entre las opciones presentadas en las tablas de capacidad portante. De acuerdo con las CARGAS A CIMENTACIÓN que presente la estructura, el diseñador podrá determinar cuál es la más favorable para su diseño. Tomando como carga mínima un valor de **800 kN** (de acuerdo con lo expuesto en el numeral 0).

Las capacidades anteriormente presentadas corresponden a zapatas cuadradas, rectangulares o continuas. Si se requiere calcular la capacidad portante para algún tipo de cimentación diferente, como losas de cimentación o pilotes, se debe informar a esta consultoría.

VALORES DE CARGA ADMISIBLE (kN)										
TIPO DE CIMIENTO	RELACIÓN B/L	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2	2.5	3
CUADRADO	1	123.26	170.74	226.12	289.49	360.97	399.79	440.68	676.73	966.74
RECTANGULAR	0.75	152.24	211.18	280.03	358.97	448.19	496.71	547.87	843.98	1209.37
CONTINUO	0.6	181.23	251.61	333.94	428.46	535.41	593.63	655.05	1011.23	1452.00
	0.5	210.22	292.04	387.85	497.94	622.64	690.55	762.24	1178.48	1694.63
	0.4	253.70	352.69	468.71	602.17	753.47	835.94	923.01	1429.35	2058.57
	0.3	326.16	453.77	603.49	775.89	971.53	1078.24	1190.98	1847.47	2665.15
	0.2	471.10	655.93	873.04	1123.32	1407.64	1562.85	1726.90	2683.72	3878.29

Tabla 19. Valores de carga admisible en kN. Df = 1.0 m

La capacidad portante admisible de seguridad por metro cuadrado es de **123.26 kPa (12.326 Ton-f/m²)** a una profundidad de desplante **Df= 1.0 m**.

En todos los casos, se debe revisar la capacidad respecto a las cargas reales a cimentación. Si se observa que la evaluación de cargas considerada no corresponde con la realidad, se debe informar a esta consultoría para realizar los



cambios pertinentes y hacer las recomendaciones necesarias para la cimentación de acuerdo con las cargas propias del proyecto.

8.2.2 Capacidad portante cimentación con Caisson D>1.00 m

Para los análisis de capacidad portante última del sistema losa – pilote se emplean los análisis numéricos de Sanctis y Mandolini (2006), considerando que la capacidad de carga última de un sistema losa – pilote se debe obtener del menor de las siguientes consideraciones:

- a) La capacidad de carga última de los pilotes para un fallo en bloque más la capacidad de carga de la losa por fuera de los pilotes.
- b) La suma de la capacidad de carga última de la losa y la del grupo de pilotes como sistema.

- **PRIMER ANÁLISIS (FALLO EN BLOQUE MÁS CAPACIDAD LOSA POR FUERA DE LOS PILOTES)**

La capacidad de carga última como bloque de un grupo de pilotes se puede determinar a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{BF} = q_f * 2 * L * (L' + B') + q_p * B' * L'$$

Donde:

Q_{BF} : capacidad de carga de un grupo de pilotes ante un fallo como bloque

q_f : resistencia por fuste

q_p : Capacidad por punta

B' y L' : Distancias entre los pilotes extremos

Capacidad de soporte por fricción – Método alfa α

Se aplica la metodología de Sowers para suelos homogéneos:

$$\alpha = \frac{0,30}{C_u} + 0,294$$

$$F_{su} = \alpha * C_u$$

Donde:

C_u : cohesión no drenada

α : Factor de adherencia alfa



$$\alpha = \frac{0,30}{51.75} + 0,294$$

Capacidad de soporte por punta – Skempton

Para suelos cohesivos:

$$q_{bu} = C_u N_c$$

Nc=9 (Meyerhof)

Se agrega a los anteriores valores la resistencia de la porción de losa que sobresale de las pilas, se estima en un área adicional estimada de 10 m².

• CAPACIDAD PORTANTE DE LA LOSA

Para la condición de 10 m², se considera un área con ancho y largo equivalente:

B=2 m

L=5 m

Área: 10 m²

$$q_{adm(neta)} = 1,713 * C_u * \left(1 + \frac{0,195B}{L}\right) * \left(1 + 0,4 \frac{D_f}{B}\right)$$

$$q_{adm(neta)} = 95,56 \text{ kN/m}^2$$

s/d	s (m)	n ₁	n ₂	B _g (m)	L _g (m)	Q _g Unitaria(kN)	Q _{gF} (kN)	Q _{losa} (kN)	Q _{ga} (kN)
4.0	4	2	2	4.3	4.3	567.6	8878.57	1051.19	3309.92
4.0	4	2	3	4.3	8.3	831.6	17013.58	1051.19	6021.59
4.0	4	2	4	4.3	12.3	1095.6	25148.60	1051.19	8733.26
4.0	4	3	2	8.3	4.3	831.6	17013.58	1051.19	6021.59
4.0	4	3	3	8.3	8.3	1095.6	32600.60	1051.19	11217.26
4.0	4	3	4	8.3	12.3	1359.6	48187.61	1051.19	16412.93
4.0	4	4	2	12.3	4.3	1095.6	25148.60	1051.19	8733.26
4.0	4	4	3	12.3	8.3	1359.6	48187.61	1051.19	16412.93
4.0	4	4	4	12.3	12.3	1623.6	71226.63	1051.19	24092.61

Tabla 20. Capacidad admisible como bloque Q_{ga} a una profundidad empotrada de 0.5 m en el estrato portante para diferentes anchos de grupo Diámetro de 1.0 m.



- SEGUNDO ANÁLISIS CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA COMO SISTEMA**

Para evaluar el fallo como sistema se emplea la siguiente expresión matemática:

$$Q_{PR,ult} = a_{UR} * Q_{UR,ult} + Q_{PG,ult}$$

Donde la resistencia del sistema ha sido completamente movilizada por asentamientos mayores al 25% del diámetro individual de los caisson.

Donde:

$Q_{PR,ult}$: Capacidad de carga última de la losa – pilote

$Q_{UR,ult}$: Capacidad última de la losa aislada

$Q_{PG,ult}$: Del grupo de pilotes (caisson).

Si obtienen los valores de capacidad admisible mostrados en la siguiente tabla:

s/d	s (m)	n ₁	n ₂	B _g (m)	L _g (m)	Q _g Unitaria(kN)	Q _{gF} (kN)	Q _{losa} (kN)	Q _{ga} (kN)
4.0	4	2	2	5	5.0	1035	11954.04	1051.19	4335.08
4.0	4	2	3	5	9.0	1449	21393.16	1051.19	7481.45
4.0	4	2	4	5	13.0	1863	30832.27	1051.19	10627.82
4.0	4	3	2	9	5.0	1449	21393.16	1051.19	7481.45
4.0	4	3	3	9	9.0	1863	38284.27	1051.19	13111.82
4.0	4	3	4	9	13.0	2277	55175.39	1051.19	18742.19
4.0	4	4	2	13.0	5.0	1863	30832.27	1051.19	10627.82
4.0	4	4	3	13.0	9.0	2277	55175.39	1051.19	18742.19
4.0	4	4	4	13.0	13.0	2691	79518.50	1051.19	26856.56

Tabla 21. Capacidad admisible como sistema Q_{ga} a una profundidad empotrada de 0.5 m en el estrato portante para diferentes anchos de grupo Diámetro de 1.0 m.

De lo anterior se concluye que la capacidad admisible de la losa – pilote con los caisson empotrados mínimo 1.0 m en el estrato portante, corresponde a los valores mostrados en la tabla 20, debido a que son los menores valores de capacidad encontrados mediante las dos metodologías empleadas.



8.3 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

8.3.1 Asentamientos inmediatos

Se realiza el cálculo con base en la teoría de la elasticidad para los asentamientos inmediatos:

$$S = \frac{B q_o}{E} (1 - \nu^2) \alpha_{prom}$$

Donde:

S = Asentamiento inmediato o elástico

B = Ancho del cimiento

q_o = Presión de trabajo

E = Módulo de Elasticidad del suelo

μ = Relación de Poisson

α = factor de influencia

Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse un comportamiento elástico de los suelos, y de la rigidez y extensión del cimiento mismo.

Los asentamientos inmediatos en milímetros (mm) calculados para la estructura estudiada corresponden a los mostrados en la siguiente tabla.

VALORES DE ASENTAMIENTO ELÁSTICO (mm)										
$S = \frac{B q_o}{E} (1 - \nu^2) \alpha_{prom}$										
TIPO DE CIMIENTO	RELACIÓN B/L	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2	2.5	3
CUADRADO	1	8.22	9.49	10.77	12.07	13.38	14.04	14.70	18.06	21.50
RECTANGULAR	0.75	8.74	10.10	11.48	12.88	14.30	15.01	15.73	19.38	23.14
CONTINUO	0.6	9.18	10.63	12.09	13.57	15.07	15.83	16.60	20.50	24.53
	0.5	9.57	11.08	12.61	14.17	15.75	16.55	17.35	21.46	25.72
	0.4	10.07	11.67	13.29	14.94	16.62	17.46	18.32	22.70	27.24
	0.3	10.76	12.47	14.21	15.99	17.80	18.71	19.64	24.37	29.29
	0.2	11.79	13.68	15.60	17.57	19.57	20.58	21.60	26.86	32.35

Tabla 22. Asentamientos elásticos en la cimentación.

8.3.2 Asentamientos primarios

La consolidación primaria es un proceso durante el cual el exceso de presión del agua intersticial se transfiere gradualmente en esfuerzo efectivo por la expulsión de esta.

La expresión para determinar la consolidación primaria es la siguiente:



$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{(\sigma'_o + \Delta\sigma')}{\sigma'_o} \right) \quad [1]$$

De donde:

C_s : $(1/6)C_c$, donde $C_c=0.009(LL-10)$

H = Punto a una profundidad de dos veces el ancho de la zapata

e_0 = Relación de vacíos inicial

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo promedio sobre la capa de suelo (γ^*H)

$\Delta\sigma'$ = presión agregada

Se considera la condición más crítica de LL, presente en la muestra en el sondeo 6 entre 4.10 m -4.60 metros que es importante porque son estratos bajo el nivel de desplante de la cimentación superficial; el límite líquido escogido para análisis es del 77%, entonces:

$$C_c = 0.009(77-10) = 0.60$$

$$C_s = 0.167 \cdot 0.549 = 0.101$$

Para la relación de vacíos, se consideran relaciones de fase a partir de los valores de humedad natural del terreno:

HUMEDAD MEDIA DEL ESTRATO PORTANTE		
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	HUMEDAD (%)
S1	1.20	95.96
S1	4.30	39.98
S2	2.50	38.55
S3	3.30	36.09
S4	4.10	32.75
S5	1.80	77.10
S6	2.50	16.17
S7	3.30	27.10
S8	2.60	14.28
WN PROMEDIO		42.00
GS (Típica de suelos)		2.65
e Relación de Vacíos		1.113

Tabla 23. Valor relación de vacíos.

Fuente: Propia

Los demás parámetros de cálculo de la consolidación primaria corresponden a los parámetros geotécnicos del suelo determinados en el numeral 7 del presente informe.

El asentamiento por consolidación primaria para la cimentación propuesta es:



VALORES DE ASENTAMIENTO PRIMARIO (mm)										
$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{(\sigma'_o + \Delta \sigma')}{\sigma'_o} \right)$										
TIPO DE CIMIENTO	RELACIÓN B/L	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2	2.5	3
CUADRADO	1	60.51	64.40	67.68	70.52	73.01	74.14	75.22	79.90	83.73
RECTANGULAR	0.75	58.10	61.72	64.77	67.41	69.73	70.80	71.81	76.24	79.91
	0.5	55.54	58.88	62.64	64.15	66.31	67.31	68.26	72.44	75.97
CONTINUO	0.6	56.58	60.03	62.95	65.47	67.70	68.72	69.70	73.98	77.56
	0.5	55.54	58.88	61.70	64.15	66.31	67.31	68.26	72.44	75.97
	0.4	54.47	57.70	60.43	62.80	64.90	65.87	66.79	70.88	74.36
	0.3	53.37	56.49	59.12	61.42	63.46	64.40	65.30	69.30	72.72
	0.2	52.25	55.25	57.79	60.01	61.99	62.90	63.78	67.69	71.07
Se consideran asentamientos primarios en suelos finos										

Tabla 24. Asentamientos primarios en la cimentación.

8.3.3 Asentamientos secundarios

Luego de la disipación completa de la presión intersticial, fenómeno que ocurre en la consolidación primaria, se presenta un asentamiento por ajuste plástico del suelo, esta etapa de consolidación se conoce como consolidación secundaria.

La consolidación secundaria se expresa como:

$$S_s = C'_a * H * \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

Donde:

C'_a: De acuerdo con la compilación de la proporción entre C'_a/C_c para suelos naturales realizada por Mesri y Godlewski (1977) para arcillas y limos inorgánicos, C'_a≈0.04*C_c.

t₁: Tiempo para finalización de asentamiento primario (años).

t₂: Tiempo de consolidación para asentamiento secundario luego de finalizado asentamiento primario (años).

Para efectos de análisis, se considera que t₁=1.5 años y t₂=10 años, periodo durante el cual el suelo se considera, ha alcanzado su consolidación total.

El asentamiento por consolidación secundaria para la cimentación propuesta es:

VALORES DE ASENTAMIENTO SECUNDARIO (mm)										
$S_s = C'_a H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$										
TIPO DE CIMIENTO		ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2	2.5	3
DIMENSIÓN		0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.08	0.10	0.12
Se consideran asentamientos secundarios en suelos finos										

Tabla 25. Asentamientos secundarios en la cimentación.



8.3.4 Asentamientos totales

Los asentamientos totales resultan de la suma simple de los asentamientos elásticos, consolidación primaria y consolidación secundaria.

VALORES DE ASENTAMIENTO TOTAL (mm)										
$S_T = S_e + S_p + S_s$										
TIPO DE CIMIENTO	RELACIÓN B/L	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2	2.5	3
CUADRADO	1	68.77	73.94	78.51	82.65	86.45	88.26	90.00	98.06	105.35
RECTANGULAR	0.75	66.88	71.87	76.31	80.35	84.10	85.89	87.62	95.72	103.17
CONTINUO	0.6	65.81	70.71	75.09	79.11	82.84	84.63	86.38	94.58	102.21
	0.5	65.15	70.01	74.37	78.38	82.13	83.93	85.69	94.00	101.81
	0.4	64.58	69.41	73.77	77.80	81.59	83.41	85.19	93.68	101.71
	0.3	64.17	69.00	73.39	77.47	81.33	83.19	85.02	93.77	102.14
	0.2	64.07	68.97	73.45	77.64	81.63	83.56	85.46	94.65	103.53

Tabla 26. Asentamientos totales en la cimentación.

Teniendo en cuenta las cargas a cimentación y las dimensiones de la cimentación, el diseño debe contemplar las dimensiones óptimas tanto por capacidad como por deformaciones producidas al suelo de apoyo. De acuerdo con el apartado H.4.9.2 de la NSR-10, el asentamiento total máximo permitido es de 30.0cm para construcciones aisladas y 15.0 cm para construcciones entre medianeros, por lo tanto, los asentamientos calculados cumplen con los asentamientos máximos permitidos.

8.3.5 Asentamientos diferenciales

De acuerdo con H.4.9.3, los asentamientos máximos diferenciales permisibles de las estructuras se clasifican como se muestra a continuación:

Tabla H.4.9-1
Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, ℓ

Tipo de construcción	Δ_{\max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

Tabla 27. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados en función de la distancia entre apoyos. Fuente: NSR-10



Teniendo en cuenta que el objeto del presente estudio, el asentamiento diferencial máximo permitido se calcula como $l/1000$. Esperando una luz máxima de 6.0 m (600 cm) entre apoyos, se tiene que la deformación máxima que puede sufrir la edificación entre dos puntos es de: $600/1000 = 0.60$ cm.

VALORES DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES MÁXIMOS (mm)										
TIPO DE CIMIENTO	ANCHO B (m)	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2	2.5	3
CUADRADO	1	0.00	5.17	9.74	13.88	17.68	19.49	21.23	29.29	36.58
CUADRADO	1.2	5.17	0.00	4.57	8.71	12.51	14.32	16.06	24.12	31.41
CUADRADO	1.4	9.74	4.57	0.00	4.14	7.94	9.74	11.49	19.55	26.83
CUADRADO	1.6	13.88	8.71	4.14	0.00	3.80	5.61	7.35	15.41	22.70
CUADRADO	1.8	17.68	12.51	7.94	3.80	0.00	1.80	3.55	11.61	18.89
CUADRADO	1.9	19.49	14.32	9.74	5.61	1.80	0.00	1.74	9.80	17.09
CUADRADO	2	21.23	16.06	11.49	7.35	3.55	1.74	0.00	8.06	15.35
CUADRADO	2.5	29.29	24.12	19.55	15.41	11.61	9.80	8.06	0.00	7.29
CUADRADO	3	36.58	31.41	26.83	22.70	18.89	17.09	15.35	7.29	0.00

Tabla 28. Asentamientos diferenciales en la cimentación.

Por lo que, las diferencias de carga entre elementos adyacentes de cimentación superficial no deben superar los 100 kN para evitar la presencia de asentamientos diferenciales inadmisibles.

8.4 INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA

Terzagui (1955) introdujo el concepto de módulo de reacción de la subrasante o coeficiente de balasto.

$$\text{Módulo de balasto } K_s = \frac{\text{Presión promedio}}{\text{Asentamiento}}$$

Winkler con base en el concepto de coeficiente de balasto propuso modelar la cimentación sobre un grupo de resortes con un coeficiente K_s .

K_s no es una propiedad del suelo sino depende también del tamaño del cimiento y el tipo de carga.

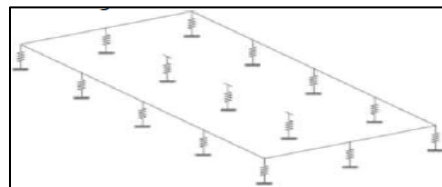


Imagen 12. Diagrama del sistema del coeficiente de balasto



Según valores típicos obtenidos de ensayos con Placa de Carga, para un suelo arcilloso medio, el Módulo de Balasto o Módulo de Reacción se encuentra generalmente entre 30 y 60 MN/m³ (30.000 – 60.000 kN/m³). Para el cálculo del módulo de balasto, se emplea el método sugerido por Morrison, que emplea la siguiente expresión:

$$K_s (kg/cm^3) = 1.9207 * q_0 + 0.2422 \quad [1]$$

$$K_s (kN/m^3) = [1] * 9806.65$$

Siendo q_0 la capacidad portante obtenida, se obtiene el valor de K_s para las diferentes configuraciones de cimentación, así:

VALORES DE MÓDULO DE BALASTO (kN/m ³)										
$K_s (kg/cm^3) = 1.9207 * q_0 + 0.2422 \quad [1]$										
TIPO DE CIMIENTO	RELACIÓN B/L	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2	2.5	3
CUADRADO	1	26048.87	25149.42	24533.41	24094.55	23773.79	23646.05	23535.71	23171.97	23006.64
RECTANGULAR	0.75	24306.09	23500.58	22956.09	22574.73	22302.12	22195.87	22105.64	21827.60	21732.27
CONTINUO	0.6	23260.41	22511.28	22009.70	21662.84	21419.12	21325.76	21247.60	21020.98	20967.64
	0.5	22563.30	21851.75	21378.77	21054.91	20830.45	20745.69	20675.58	20483.23	20457.89
	0.4	21866.18	21192.22	20747.85	20446.98	20241.78	20165.62	20103.55	19945.48	19948.14
	0.3	21169.07	20532.68	20116.92	19839.05	19653.12	19585.55	19531.53	19407.74	19438.39
	0.2	20471.95	19873.15	19486.00	19231.13	19064.45	19005.48	18959.50	18869.99	18928.63

Tabla 29. Valor de coeficiente de Balasto recomendado en kN/m³ cimiento superficial.

8.5 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS CIMENTACIÓN CAISSON

De acuerdo con el texto Cimentaciones profundas del Ingeniero Peruano Jorge Alva Hurtado: “el asentamiento promedio de un grupo de pilotes puede estimarse tratando el grupo como una cimentación equivalente con un área en planta igual al área del grupo”.

Para pilotes por fricción en suelos arcillosos, se considera que la cimentación se encuentra a 2/3 de la longitud de empotramiento, en este caso se considera una longitud empotrada en el estrato portante a 1.0 m, por lo que se considera un nivel de desplante de 0.65 m para los siguientes cálculos de asentamientos totales de grupo.



8.5.1 Asentamientos inmediatos

Se realiza el cálculo con base en la teoría de la elasticidad para los asentamientos inmediatos:

$$S = \frac{B q_o}{E} (1 - \nu^2) \alpha_{prom}$$

Donde:

S = Asentamiento inmediato o elástico

B = Ancho del cimiento

q_o = Presión de trabajo

E = Módulo de Elasticidad del suelo

μ = Relación de Poisson

α = factor de influencia

Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse un comportamiento elástico de los suelos, y de la rigidez y extensión del cimiento mismo.

Los asentamientos inmediatos en milímetros (mm) calculados para la estructura estudiada corresponden a los mostrados en la siguiente tabla.

VALORES DE ASENTAMIENTO ELÁSTICO (mm)										
$S = \frac{B q_o}{E} (1 - \nu^2) \alpha_{prom}$										
TIPO DE CIMIENTO	RELACIÓN B/L	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		2	3	4	5	6	7	8	9	10
CUADRADO	1	16.58	23.95	29.94	35.17	39.47	40.07	41.45	43.05	43.57
RECTANGULAR	0.14	29.77	40.96	50.60	54.85	62.04	59.97	59.56	61.21	58.98

Tabla 30. Asentamientos elásticos en la cimentación.

8.5.2 Asentamientos primarios

La consolidación primaria es un proceso durante el cual el exceso de presión del agua intersticial se transfiere gradualmente en esfuerzo efectivo por la expulsión de esta.

La expresión para determinar la consolidación primaria es la siguiente:

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{(\sigma'_o + \Delta \sigma')}{\sigma'_o} \right) \quad [1]$$

De donde:



C_s : $(1/6)C_c$, donde $C_c=0.009(LL-10)$

H= Punto a una profundidad de dos veces el ancho de la zapata

e_o = Relación de vacíos inicial

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo promedio sobre la capa de suelo ($\gamma \cdot H$)

$\Delta\sigma'$ = presión agregada

Se considera la condición más crítica de LL, presente en la muestra en el sondeo 6 entre 4.10 m -4.60 metros que es importante porque son estratos bajo el nivel de desplante de la cimentación superficial; el límite líquido escogido para análisis es del 77%, entonces:

$$C_c = 0.009(77-10) = 0.60$$

$$C_s = 0.167 \cdot 0.549 = 0.101$$

Para la relación de vacíos, se consideran relaciones de fase a partir de los valores de humedad natural del terreno:

HUMEDAD MEDIA DEL ESTRATO PORTANTE		
SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	HUMEDAD (%)
S1	1.20	95.96
S1	4.30	39.98
S2	2.50	38.55
S3	3.30	36.09
S4	4.10	32.75
S5	1.80	77.10
S6	2.50	16.17
S7	3.30	27.10
S8	2.60	14.28
WN PROMEDIO		42.00
GS (Típica de suelos)		2.65
e Relación de Vacíos		1.113

Tabla 31. Valor relación de vacíos.

Fuente: Propia

Los demás parámetros de cálculo de la consolidación primaria corresponden a los parámetros geotécnicos del suelo determinados en el numeral 7 del presente informe.

El asentamiento por consolidación primaria para la cimentación propuesta es:

VALORES DE ASENTAMIENTO PRIMARIO (mm)										
$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \left(\frac{(\sigma'_o + \Delta\sigma')}{\sigma'_o} \right)$										
CUADRADO	1	109.31	106.01	100.56	95.54	90.36	80.31	73.72	68.77	63.37
RECTANGULAR	0.14	97.04	90.30	84.67	74.97	71.22	60.38	53.25	49.08	43.09

Tabla 32. Asentamientos primarios en la cimentación.



8.5.3 Asentamientos secundarios

Luego de la disipación completa de la presión intersticial, fenómeno que ocurre en la consolidación primaria, se presenta un asentamiento por ajuste plástico del suelo, esta etapa de consolidación se conoce como consolidación secundaria.

La consolidación secundaria se expresa como:

$$S_s = C'_a * H * \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

Donde:

C'_a : De acuerdo con la compilación de la proporción entre C'_a/C_c para suelos naturales realizada por Mesri y Godlewski (1977) para arcillas y limos inorgánicos, $C'_a \approx 0.04 * C_c$.

t_1 : Tiempo para finalización de asentamiento primario (años).

t_2 : Tiempo de consolidación para asentamiento secundario luego de finalizado asentamiento primario (años).

Para efectos de análisis, se considera que $t_1=1.5$ años y $t_2=10$ años, periodo durante el cual el suelo se considera, ha alcanzado su consolidación total.

El asentamiento por consolidación secundaria para la cimentación propuesta es:

VALORES DE ASENTAMIENTO SECUNDARIO (mm)									
$S_s = C'_a H \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$									
TIPO DE CIMIENTO	ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
DIMENSIÓN	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40

Tabla 33. Asentamientos secundarios en la cimentación.



8.5.4 Asentamientos totales

Los asentamientos totales resultan de la suma simple de los asentamientos elásticos, consolidación primaria y consolidación secundaria.

VALORES		$S_s = C'_a H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$							ASIENTO (mm)	
TIPO DE CIMIENTO		ANCHO DEL CIMIENTO B (m)								
		2	3	4	5	6	7	8	9	10
DIMENSIÓN		0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40
VALORES DE ASENTAMIENTO TOTAL (mm)										
CUADRADO	1	125.98	130.08	130.66	130.90	130.07	120.66	115.49	112.18	107.34
RECTANGULAR	0.14	126.89	131.38	135.43	130.02	133.50	120.62	113.13	110.65	102.48

Tabla 34. Asentamientos totales en la cimentación.

Teniendo en cuenta las cargas a cimentación y las dimensiones de la cimentación, el diseño debe contemplar las dimensiones óptimas tanto por capacidad como por deformaciones producidas al suelo de apoyo. De acuerdo con el apartado H.4.9.2 de la NSR-10, el asentamiento total máximo permitido es de 30.0cm para construcciones aisladas y 15.0 cm para construcciones entre medianeros, por lo tanto, los asentamientos calculados cumplen con los asentamientos máximos permitidos.



9 POTENCIAL DE COLAPSABILIDAD Y EXPANSIBILIDAD

9.1 POTENCIAL DE COLAPSO

9.1.1 CRITERIO DE LA NSR-10 – SUELOS COLAPSABLES

Se identifican como depósitos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que, si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan.

Se distinguen cuatro tipos de suelos colapsables:

- **Suelos aluviales y coluviales:** Depositados en ambientes semidesérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable.
- **Suelos eólicos:** Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre genérico de “loess” en las zonas templadas.
- **Cenizas volcánicas:** Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo – arcillosos con manifiesto carácter metaestable.
- **Suelos residuales:** Derivados de la descomposición in-situ de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento por lo cual también terminan con su estructura inestable.

Por su composición granular, el suelo encontrado se clasifica como:

Muestra	Clasificación	γ_s (g/cm ³)	G _s	L.L (%)	$\gamma_{d\text{crit}}$ (g/cm ³)	$\gamma_d/\gamma_{d\text{crit}}$	TIPO DE SUELO
S1 - M2	-	1.00	2.7	0.0	2.7000	0.370	SUELO COLAPSABLE
S1 - M3	-	1.01	2.7	0.0	2.7000	0.375	SUELO COLAPSABLE
S2 - M2	ML	1.21	2.7	37.0	1.3507	0.899	SUELO COLAPSABLE
S3 - M2	CL	1.34	2.7	42	1.2652	1.055	ESTABLE O EXPANSIVO
S4 - M2	ML	1.21	2.7	43	1.2494	0.972	SUELO COLAPSABLE
S4 - M3	-	1.16	2.7	41	1.2814	0.906	SUELO COLAPSABLE
S5 - M2	CL	1.45	2.7	22	1.6939	0.856	SUELO COLAPSABLE
S5 - M3	-	1.58	2.7	62	1.0097	1.567	ESTABLE O EXPANSIVO
S6 - M2	CL	1.50	2.7	46	1.2043	1.247	ESTABLE O EXPANSIVO
S6 - M3	CL	1.69	2.7	36	1.3692	1.234	ESTABLE O EXPANSIVO
S7 - M2	CL	1.51	2.7	33	1.4278	1.059	ESTABLE O EXPANSIVO
S7 - M3	-	1.33	2.7	71	0.9256	1.432	ESTABLE O EXPANSIVO
S8 - M2	-	1.23	2.7	66	0.9705	1.263	ESTABLE O EXPANSIVO

Tabla 35. Clasificación del perfil del subsuelo

El material encontrado en promedio hasta entre 3.0 presenta perfiles inestables, por lo que salvo para las implantaciones en los sondeos 3, 6 y 8, se requiere el uso de caisson hasta llevar la cimentación al estrato portante.



9.2 POTENCIAL DE EXPANSIÓN

De acuerdo con los resultados de límites de Atterberg y aplicando la tabla H.9.1-1 de la NSR-10:

POTENCIAL DE EXPANSION (No. Muestras)				
POTENCIAL DE EXPANSIÓN	LIMITE LIQUIDO L.L (%)	INDICE DE PLASTICIDAD IP (%)	CANTIDAD	PORCENTAJE
BAJO	0 - 39.0	0.0 - 20.0	9	41%
MEDIO	39.0 - 50.0	12.0 - 34.0	6	27%
ALTO	50.0 - 63.0	23.0 - 45.0	3	14%
MUY ALTO	>63.0	>32.0	4	18%

Tabla 36. Clasificación de potencial expansivo del subsuelo

El potencial expansivo de la fracción fina del subsuelo es **BAJO A MEDIO**

10 CARACTERIZACIÓN SISMICA

10.1 PERFIL SÍSMICO

La Norma Sismo Resistente de 2010, señala que el diseño de toda estructura debe prever el diseño sismo resistente, es por lo que, se encuentra la zona de amenaza sísmica, y su respectivo espectro de diseño.

La Norma Sismo Resistente de 2010, señala que el diseño de toda estructura debe prever el diseño sismo resistente, y ubica al municipio de **Tunja** en una zona de amenaza sísmica **Intermedia**, con los valores de los parámetros que se señalan a continuación:



Imagen 13. Localización zona de amenaza sísmica del proyecto según NSR-10

Zona de amenaza Sismica	Aa Aceleración horizontal pico efectiva	Av Velocidad horizontal pico efectiva	Ae	Ad
Tunja - Intermedia	0.2	0.2	0.15	0.07

Tabla 37. Parámetros Sísmicos sitio de estudio

10.2 CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DE SUELO

De acuerdo con los ensayos realizados; la estratigrafía y el análisis geotécnico de la zona de estudio, se encontró que el perfil de suelo se clasifica como se muestra a continuación:

10.2.1 NÚMERO MEDIO DE GOLPES

Este valor se encontró mediante el uso del equipo de perforación para el correspondiente ensayo SPT, se presenta un valor de N_{60} :



PERFIL SÍSMICO - NSR-10 \bar{N}	30	TIPE - A.2.4-2
		D

Tabla 38. Número medio de golpes N_{60}

La siguiente tabla muestra la descripción de los parámetros que se deben considerar para la elección del perfil:

TIPO DE PERFIL	Descripción	Definición
A	Roca competente	$v_s \geq 1500$ m/s
B	Roca de rigidez media	1500 m/s $> v_s \geq 760$ m/s
C	Suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_S \geq 360$ m/s
	suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ ó $s_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> v_s \geq 180$ m/s
	suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) $> s_u \geq 50$ kPa
E	Que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s $> v_s$
	que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa ($\approx 0,50$ kgf/cm ²) $> S_u$
F	<p>Los tipos F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero Geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F₁ Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F₂ Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F₃ Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7,5 m con Índice de Plasticidad IP > 75).</p> <p>F₄ Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (h > 36 m).</p>	

Tabla 39. Clasificación del perfil de suelo. Tabla A.2.4-1, NSR-10

De acuerdo con los parámetros obtenidos en los numerales 6 y 7 ($IP_{prom}=16$, $W_{n,prom}=21\%$, $S_u=72.30$ kPa y el número de golpes promedio de 20, se establece que el perfil de suelo corresponde a un suelo **TIPO D**.



11 RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIÓN

11.1 DIRECCIÓN DEL DISEÑO Y LA OBRA

Debido a las características del proyecto, se debe tener el acompañamiento de un Ingeniero Civil con especialización en Geotecnia y experiencia específica en este tipo de obra, quien dirige, controla y asesora la construcción de la cimentación, programa el procedimiento de excavación con el constructor, verifica y aprueba el estrato y nivel de apoyo y los excavados, las características del suelo, con su resistencia, evalúa y controla el comportamiento y estabilidad de las excavaciones, rellenos y actividades de adecuación y mejoramiento del terreno, revisa que el apoyo de la cimentación esté homogéneo sin alteraciones ni filtraciones y si aparecen, informa para analizar y dar las recomendaciones, da indicaciones según las condiciones resultantes y analiza los asentamientos desde el inicio.

El Ingeniero debe dejar memoria escrita de las actividades indicadas y los resultados, dando atención a la estabilidad y evitar asentamientos de las construcciones adyacentes.

El constructor con el ingeniero, deben hacer el acta de vecindad antes de iniciar el proyecto, dejando constancia del estado de las edificaciones y terrenos adyacentes, si hay efectos adversos en edificaciones vecinas por el proyecto, se debe implementar una instrumentación adecuada y adoptar las medidas necesarias para evitar su propagación.

11.2 PROCEDIMIENTO PARA LA OBRA

Para el caso de los caisson podrán contar con una base o pata ensanchada a un ángulo no mayor a 30° con la vertical, los valores de capacidad portante como losa – pilote (caisson) son los indicados en la tabla 20, dependiendo del área distribuida del sistema.

Inicialmente se deberán conformar las terrazas para los niveles de apoyo de la losa de contrapiso de cada uno de los bloques, generando cortes en los cambios de nivel y en las zonas exteriores de 45° con la horizontal siempre que dichos cortes sean mayores de 0.80 m.

Luego se procederá a la construcción de los caisson empotrados por lo menos un metro en el estrato portante el cual corresponde a suelo fino de color amarillo quemado a pálido de consistencia firme. Los caisson irán revestidos de anillos de concreto de sección troncocónica cada uno con una altura de 1.0 m y traslapados en una altura de por lo menos 0.10 m, las profundidades máximas de los caisson de acuerdo con los niveles del terreno y las capas orgánicas presentes pueden alcanzar longitudes entre los 3.0-5.0 m. Se deberán garantizar las condiciones de seguridad del personal en todo momento.



Como las excavaciones para losa de contrapiso son menores del metro de profundidad, pueden ser verticales, supervisadas por el ingeniero constructor. Éstas se realizarán con la programación y las condiciones encontradas.

Las obras se diseñan, refuerzan y construyen garantizando su comportamiento, protegiendo vías, instalaciones y construcciones cercanas, demarcándolas, con testigos para controlar asentamientos y desplazamientos y haciendo análisis y control de las medidas resultantes por parte del ingeniero civil geotecnista.

La cimentación debe hacerse en el menor tiempo, con equipos de protección y materiales, como sistemas de contención (tablestacado) para sostener y evitar desprendimientos y evitar deslizamientos y sistemas de drenaje y bombeo para manejo de agua. La construcción debe ser continua y controlada, sin dejarla a la intemperie y construir la cimentación completa.

11.3 RELLENOS

Los rellenos deben ser de material granular tipo afirmado inerte no dispersivo ni erodable, correspondiente a la norma del Instituto Nacional de Vías 2013: Afirmado artículo 311-13, desgaste máquina Ángeles gradación $A \leq 50\%$, cantidad de finos entre 10 y 20%; límite líquido $\leq 40\%$, límite plástico $\leq 12\%$, índice de plasticidad entre 4 y 9%, terrones de arcilla $\leq 2\%$, grado compactación $\geq 95\%$ (preferible 100%) del Proctor Modificado, resistencia a compresión ≥ 250 kPa (25,0 t/m²). En ocasiones se podrá usar arena cemento (no mortero autonivelante) en proporción 10:1.

11.4 PROTECCIÓN DE EDIFICACIONES Y PREDIOS VECINOS

Para garantizar la estabilidad de las construcciones vecinas, se deben construir submuraciones si se requieren según las condiciones encontradas.

Con las obras programadas, los asentamientos y deformaciones en el suelo no deben superar los límites permisibles.

11.5 CONTROL DE HUMEDAD

Para evitar los cambios de humedad en el suelo, que pueden activar el potencial contracto expansivo en algunos sectores del lote y afectar las estructuras proyectadas, se sugiere implementar las siguientes recomendaciones constructivas:

- En las zonas perimetrales a las construcciones, –por lo menos 2.0 m– se harán andenes y cuneta, para convertirlas en zonas duras y evitar la infiltración de agua. En caso de no construir andenes se cubrirá con geo sintéticos de grueso calibre con pendientes hacia afuera de la edificación, el cual se protegerá de los rayos ultravioleta con una capa de material orgánico o relleno.



- Para las tuberías hidráulicas y sanitarias, se debe emplear tubería de tipo flexible, para tener la menor cantidad de juntas posibles y dejarse recubiertas con arena, para que las posibles filtraciones circulen por ahí. Las cajas de inspección se harán en ladrillo, pero repellado e impermeabilizado o en concreto.
- Se deben tener muy buenos drenajes en las zonas aledañas a las edificaciones para evitar que el agua lluvia se empoce.
- Las aguas lluvias, provenientes de techos, se recogerán con canales y bajantes y se llevarán al sistema de alcantarillado pluvial.

12 LIMITACIONES

El informe se realizó con la información suministrada por quien ordenó el estudio y lo revisó, verificó y es responsable de la información suministrada del levantamiento topográfico, del escenario urbanístico, las etapas del proyecto, tipo de edificación, sistema estructural, niveles de excavación, secciones arquitectónicas amarradas a los niveles del terreno, los niveles de construcción, cargas, redes de servicio, información de edificaciones vecinas, igualmente lo concerniente a la etapa de trabajos de campo, fue constituido por exploraciones del subsuelo, seguidos posteriormente por ensayos de laboratorio con muestras representativas.

Si durante la construcción de las estructuras se presentan condiciones diferentes a las aquí planteadas como típicas, o si el proyecto sufre variaciones, se solicita informar a esta consultoría a la mayor brevedad posible para resolver sobre las modificaciones o adiciones a que haya lugar. Cualquier decisión inconsulta, exime a esta consultoría de responsabilidad.

Las muestras de subsuelo con las cuales se realizaron los ensayos permanecerán en nuestro laboratorio un máximo de 30 días contados a partir de la fecha de entrega del presente informe.

13 CONCLUSIONES DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

El estudio llevado a cabo, el análisis de las condiciones existentes en la zona y la caracterización de los materiales encontrados, permiten concluir y llevar a cabo las siguientes observaciones y conclusiones:

- La exploración realizada se llevó a cabo con **ocho (8) sondeos manuales**, los cuales alcanzaron profundidades entre 3.20 y 6.20 m debido al rechazo presentado en el ensayo de SPT, cubriendo el área del proyecto y sobre la proyección de los bloques de aulas.



- De acuerdo con la NSR-10 TITULO H, la edificación se clasifica como de categoría **BAJA**, por lo que el programa de exploración realizado y las profundidades de exploración alcanzadas cumplen los requisitos normativos respecto a número de sondeos y profundidades mínimas de exploración.
- El tipo de suelo encontrado corresponde a **Tipo D** según la clasificación de la NSR-10 en A.2.4-2, las características identificadas en campo y el criterio del ingeniero geotecnista.
- El tipo de material predominante sobre el cual se encontrará cimentada la estructura corresponde a **Finos (arcillas y limos) de mediana plasticidad color amarillo quemado a opaco de consistencia firme**.
- Las características del material de suelo encontrado corresponden a: peso específico promedio de **18.6 kN/m³**, ángulo de fricción de **22°** y una resistencia al corte S_u igual a **51.75 kN/m²**, por otro lado, la humedad natural presenta variaciones entre el 14% y el 112%, correspondiendo los valores más altos a los estratos superficiales. Límite líquido promedio de **45%** y límite plástico promedio del **29%**.
- La composición del suelo es predominantemente fina-granular, correspondiente la parte fina a limos en los primeros metros y arcillas a mayores profundidades; el material granular de tamaño arena varía entre el 1.09% y el 86.03%, el material fino se encuentra entre el 7.42% y hasta el 98.85%, y la presencia de material tamaño grava esta entre 0.00% y hasta el 19.37% en toda la profundidad de exploración.
- En el sitio de estudio, el nivel freático NO se encuentra a una profundidad visible desde la superficie del terreno, de acuerdo con los registros de campo.
- La cimentación requerida se encuentra entre las opciones presentadas en las tablas de capacidad portante y la profundidad de la capa orgánica del terreno, para profundidades de capa orgánica superiores a 1.5 m, se requiere el uso de caisson. De acuerdo con las **CARGAS A CIMENTACIÓN** que presente la estructura, el diseñador podrá determinar cuál es la más favorable para su diseño.
- La cimentación recomendada corresponde a **ZAPATAS AISLADAS CUADRADAS O RECTANGULARES O CIMIENTOS CONTINUOS** para perfiles con capa orgánica no mayor de 1.5 m y de **CAISSON CON LOSA** en



perfiles con capa orgánica mayor a dicho espesor. En las tablas de capacidad portante se presentan los cálculos elaborados, el diseñador determinará cuál es la más favorable para su diseño. El material que se encuentra en el sitio corresponde con arcilla de alta plasticidad con poca arena de color pardo con vetas habano.

- La capacidad portante admisible por estados límites de servicio para las zapatas varía entre 85 kPa y 123 kPa dependiendo de las dimensiones de la cimentación, a un nivel de desplante mínimo de 1.0 m, este nivel de desplante cuenta a partir del nivel donde termina la capa orgánica, no se considera confinamiento de la cimentación en estrato orgánico.
- En todos los casos, se debe revisar la capacidad respecto a las cargas reales a cimentación. Si se observa que la evaluación de cargas considerada no corresponde con la realidad o de presentarse un tipo diferente de cimentación, se debe informar a esta consultoría para realizar los cambios pertinentes y hacer las recomendaciones necesarias para la cimentación de acuerdo con las cargas propias del proyecto.
- Para la capacidad del suelo se esperan asentamientos totales inferiores a los máximos permisibles dentro de los parámetros de la norma NSR-10 - TÍTULO H, que establece que el asentamiento total permisible para edificaciones medianeras es de 15.0 cm y para edificaciones aisladas es de 30.0 cm.
- Por las condiciones evaluadas se encontró que el suelo presentará cambios volumétricos, son suelos con **potencial expansivo Medio**.
- Cuando la inclinación del terreno exija la ejecución de cortes para la construcción del proyecto y/o sistemas de contención, éstos se deben diseñar atendiendo las disposiciones del Título H y disponiendo los elementos adicionales requeridos para resistir las cargas laterales allí especificadas.
- El terreno debe limpiarse de todo material orgánico.
- Las vigas de cimentación deben tener refuerzo longitudinal superior e inferior y estribos de confinamiento en toda su longitud.
- No se observaron requerimientos de contención de taludes, sin embargo, de presentarse amenazas por cortes elevados, se debe informar a esta consultoría con el fin de estudiar la situación y brindar las soluciones necesarias.



- Las instalaciones hidrosanitarias deben colocarse por encima de la malla estructural de cimentación, a través del sobrecimiento o por debajo de la malla de cimentación, caso en el cual la distancia vertical entre el fondo de la malla y el borde superior de la tubería debe ser mayor de 100 mm. La intersección entre los elementos de la malla de cimentación y la zanja de la instalación se debe rellenar con un concreto pobre. En ningún caso pueden empotrarse las instalaciones hidrosanitarias en las vigas de cimentación.
- Para garantizar la estabilidad de las construcciones vecinas, se deben construir sub-muraciones si se requieren según las condiciones encontradas.
- El presente informe no contempla diseño de obras de drenaje de ningún tipo transversal o longitudinal, siendo estas necesarias para la durabilidad y estabilidad de la obra.



**CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE
ESTRUCTURAS SAS**

Una nueva generación de servicios

NIT 901027483-1

Proyecto: ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ

Cliente: CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA

Código: 2509

Hoja 74 De 77

14 ANEXOS

14.1 ANEXO A. REGISTRO FOTOGRÁFICO DE EXPLORACIÓN EN CAMPO

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA

3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN



**CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE
ESTRUCTURAS SAS**

Una nueva generación de servicios

NIT 901027483-1

Proyecto: ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ

Cliente: CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA

Código: 2509

Hoja 75 De 77

14.2 ANEXO B. PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA

3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN



**CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE
ESTRUCTURAS SAS**

Una nueva generación de servicios

NIT 901027483-1

Proyecto: ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ

Cliente: CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA

Código: 2509

Hoja 76 De 77

14.3 ANEXO C. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y REGISTROS DE PERFORACIÓN – SONDEOS

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA

3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN



**CONSULTORÍA Y SUPERVISIÓN DE
ESTRUCTURAS SAS**

Una nueva generación de servicios
NIT 901027483-1

Proyecto: ESTUDIO GEOTÉCNICO IE RURAL DEL SUR TUNJA - BOYACÁ

Cliente: CONTRATISTA CONSORCIO INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA

Código: 2509

Hoja 77 De 77

14.4 ANEXO D. MEMORIAS DE CÁLCULO CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS

ESPECIALISTAS EN CONSULTORÍA PARA ESTUDIOS DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, SUPERVISIÓN DE DISEÑOS, DISEÑOS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, PATOLOGÍA, VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y OBRAS CIVILES

CALLE 37A N° 4A-03, BARRIO MESOPOTAMIA TUNJA
3103294011-jcala@csestructuras.com-ingjonathancala@gmail.com

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD DE CONSULTORIA Y SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS S.A.S. Y NO DEBE SER COPIADO, REPRODUCIDO Y/O CIRCULADO SIN AUTORIZACIÓN