GOBERNACIÓN DE ARAUCA

ESTUDIOS Y DISEÑOS



ESTUDIO SUELOS Y GEOTÉCNICO

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN Y ADECUACIÓN DE INFRAESTRUCTURA Y AMBIENTES PEDAGÓGICOS EN LAS INSTITUCIONES EDUCATIVAS JOSE MARÍA CARBONELL Y JOSE ACEVEDO Y GÓMEZ DEL MUNICIPIO DE ARAUQUITA DEL DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

CONTIENE: ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTÉCNICO INSTITUCIÓN EDUCATIVA JOSÉ ACEVEDO Y GOMÉZ

PRESENTADO A: DEPARTAMENTO DE ARAUCA

PRESENTADO POR: JOAQUIN EDUARDO DELGADO MONTAGUT
ING. CIVIL – ESP. GEOTECNIA AMBIENTAL

MARZO DE 2026

Carrera 18 # 27-21 Barrio Modelo
seincojedm@gmail.com **Cel. 3132635714**
Saravena-Arauca

LISTA DE CONTENIDO

1. ANTECEDENTES 8
2. GENERALIDADES 9
2.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 9
2.2. ALCANCE DE PROYECTO 9
3. OBJETIVO DEL ESTUDIO 11
3.1. OBJETIVO PRINCIPAL 11
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 11
4. ESTUDIO GEOLÓGICO 12
4.1. METODOLOGÍA 12
4.2. TRABAJO DE CAMPO 12
4.3. TRABAJO DE OFICINA 12
4.4. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN 12
4.4.1. Información geológica 13
4.4.2. Visitas de campo 13
4.4.3. Sondeos realizados 14
4.4.4. Procesamiento de la información 14
4.5. GEOLOGÍA REGIONAL 14
4.5.1. Geomorfología 14
4.5.2. Fisiografía 16
4.5.3. Estratigrafía 18
4.5.4. Geología estructural 20
4.6. AMENAZAS NATURALES 22
4.6.1. Amenaza por inundación 23
4.6.2. Amenaza por socavación de cauces 23
4.6.3. Amenaza por actividad sísmica 24
5. ESTUDIO GEOTÉCNICO 27
5.1. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 27
5.1.1. Metodología 27
5.1.2. Sondeos manuales 27

5.2. ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO 29
5.2.1. Ensayos de campo 29
5.2.2. Ensayos de laboratorio 31
5.2.3. Nivel de aguas freáticas 31
5.3. CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS 32
5.3.1. Estratigrafía 32
5.3.2. Propiedades físicas 34
5.3.3. Potencial de expansión de los suelos. 40
5.3.4. Propiedades mecánicas. 41
5.3.5. Clasificación del suelo guía de trabajo seguro en excavaciones 43
5.4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL SUBSUELO 45
5.4.1. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT 45
5.4.2. Parámetros a partir del ensayo de compresión inconfinada 47
5.4.3. Módulo de elasticidad 47
5.5. ASPECTOS SÍSMICOS Y CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS 49
5.5.1. Perfil de los suelos 49
5.5.2. Clasificación de la amenaza sísmica 50
5.5.3. Determinación de parámetros sísmicos 51
5.5.4. Análisis de licuación de los suelos 51
5.6. CAPACIDAD PORTANTE 53
5.6.1. Generalidades 53
5.6.2. Nivel y sistema de cimentación 53
5.6.3. Cimentación superficial 54
5.6.4. Cálculo de capacidad portante 55
5.7. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS DE LAS OBRAS PROYECTADAS 58
5.7.1. Metodología para el cálculo de asentamientos 59
5.7.2. Selección de la alternativa de cimentación más favorable 63
5.7.3. Excavaciones para cimentación 65
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 67
6.1. CONCLUSIONES 67

6.2. RECOMENDACIONES GENERALES DE CIMENTACIONES.....68
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....71
ANEXOS.....72
ANEXO A. REGISTRO FOTOGRÁFICO.....73
ANEXO B. REGISTRO DE SONDEOS EXPLORATORIOS.....79
ANEXO C. ENSAYOS DE LABORATORIO.....83
ANEXO D. DOCUMENTACIÓN GEOTECNISTA.....145

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Amenazas naturales predio I.E. José Acevedo y Gómez 26
Tabla 2. Localización de los sondeos exploratorios 28
Tabla 3. Ensayos de campo realizados 30
Tabla 4. Ensayos de laboratorio realizados 31
Tabla 5. Tipo de suelo encontrado en los sondeos 32
Tabla 6. Resultado de ensayos de laboratorio subsuelo de fundación 34
Tabla 7. Comportamiento del suelo 38
Tabla 8. Clasificación de suelo expansivos según NSR-10 40
Tabla 9. Clasificación potencial de expansión para los valores máximos encontrados en todos los sondeos ejecutados 40
Tabla 10. Criterios de clasificación según el número de golpes del ensayo de penetración estándar NSPT 42
Tabla 11. Número de golpes/pie Ncampo 43
Tabla 12. Tipos de suelos 44
Tabla 13. Parámetros de resistencia a partir del ensayo de SPT 46
Tabla 14. Resumen parámetros de resistencia a partir del ensayo de SPT 47
Tabla 15. Parámetros de resistencia ensayos de compresión inconfinada 47
Tabla 16. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young Es en diferentes tipos de suelo a partir del ensayo de SPT 47
Tabla 17. Módulo de Young estimado para los suelos encontrados 48
Tabla 18. Valores Típicos del Módulo de elasticidad (E) 48
Tabla 19. Promedio de SPT a lo largo de las exploraciones. 49
Tabla 20. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E 49
Tabla 21. Parámetros sísmicos 51
Tabla 22. Capacidad portante admisible 56
Tabla 23. Asentamientos diferenciales máximos, NSR-10 58
Tabla 24. Asentamiento total admisible 59

LISTA DE IMÁGENES

Imagen 1. Localización específica del proyecto 9
Imagen 2. Localización y vías de acceso, Plancha 124 - Arauquita 13
Imagen 3. Mapa de suelos de la Plancha 124 -Arauquita 15
Imagen 4. Mapa de cuencas hidrográficas Departamento de Arauca 17
Imagen 5. Mapa geológico Plancha 124-Arauquita 18
Imagen 6. Rasgos morfotectónicos del Paleozoico. 21
Imagen 7. Zonas de erosión activa. 24
Imagen 8. Zonificación de la amenaza sísmica en el departamento de Arauca y la Plancha 124.....25
Imagen 9. Localización de los sondeos exploratorios 28
Imagen 10. Detalle perforación y ensayo SPT 30
Imagen 11. Mapa de amenaza sísmica de Colombia 50
Imagen 12. Modelo geométrico de la cimentación 59
Imagen 13. Perfil del suelo debajo de la cimentación 60
Imagen 14. Generación de la malla de cimentación 61
Imagen 15. Malla deformada de cimentación 62
Imagen 16. Deformación total a nivel de cimentación 62
Imagen 17. Esquema de cimentación recomendada 64
Imagen 18. Detalle de una excavación segura 66
Imagen 19. Solución de cimentación con dado en concreto ciclópeo 69

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Perfiles de suelo encontrado en los sondeos de SPT 33
Gráfico 2. Estado de un suelo de acuerdo a la cantidad de agua presente.....35
Gráfico 3. Rangos del índice de liquidez.....35
Gráfico 4. Humedad natural vs profundidad.....36
Gráfico 5. Índice de plasticidad vs profundidad.....37
Gráfico 6. Índice de liquidez vs profundidad.....38
Gráfico 7. Humedad natural y humedad de equilibrio vs profundidad.....39
Gráfico 8. Curvas de número de golpes N en el ensayo de SPT.....42
Gráfico 9. Esfuerzo máximo vs profundidad de desplante.....57
Gráfico 10. Carga máxima vs profundidad de desplante.....57

1. ANTECEDENTES

La Gobernación del Departamento de Arauca, en su calidad de entidad financiadora y rectora del desarrollo regional, ha identificado la mitigación del déficit de infraestructura educativa en el sector rural como un eje estratégico prioritario. La superación de estas brechas sociales exige la ejecución de proyectos de ingeniería de alta complejidad que no solo provean espacios pedagógicos funcionales, sino que aseguren los más altos estándares de seguridad estructural, habitabilidad y una vida útil prolongada para la comunidad escolar.

Bajo esta directriz institucional, se ha estructurado el proyecto de intervención física para la Institución Educativa José Acevedo y Gómez, emplazada en la Vereda La Arenosa, jurisdicción del municipio de Arauquita. Arquitectónicamente, la obra contempla la construcción in situ de un nuevo ambiente pedagógico soportado por un sistema estructural aporticado de concreto reforzado, diseñado para recibir una cubierta liviana en zinc arquitectónico.

La viabilidad técnica de este desarrollo está estrictamente supeditada al conocimiento científico del subsuelo. El predio se localiza en una zona de llanura aluvial de desborde, característica de la cuenca del río Arauca, donde predominan depósitos cuaternarios de tipo arcillas de mediana plasticidad (CL) con niveles freáticos superficiales, detectados en las exploraciones entre 2.20 m y 2.30 m de profundidad. Estas condiciones de alta compresibilidad y saturación imponen la necesidad de evaluar rigurosamente la interacción suelo-estructura para prevenir patologías estructurales y garantizar la estabilidad a largo plazo.

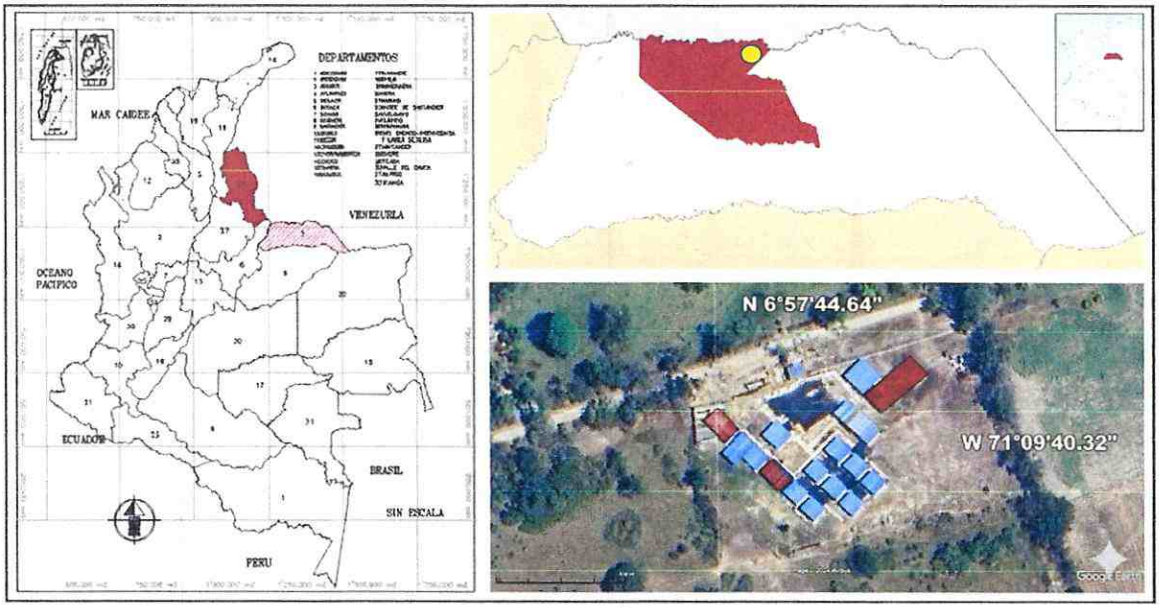
Por consiguiente, el presente Estudio Geotécnico Definitivo se erige como el instrumento de ingeniería fundamental para consolidar el modelo estratigráfico del predio y cuantificar las propiedades físico-mecánicas del terreno. Este dictamen técnico provee al ingeniero calculista los parámetros de diseño indispensables para dimensionar un sistema de cimentación seguro y eficiente, garantizando la resiliencia de la edificación frente a solicitaciones estáticas y dinámicas, bajo el estricto cumplimiento del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

2. GENERALIDADES

2.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

La ejecución del proyecto tiene lugar en la zona rural del municipio de Arauquita, ubicado en el departamento de Arauca, Colombia. Específicamente en la Institución Educativa José Acevedo y Gómez, vereda La Arenosa en las coordenadas 6°57'37.62"N - 71° 9'51.58"O.

Imagen 1. Localización específica del proyecto



Fuente: Elaboración propia.

2.2. ALCANCE DE PROYECTO

El alcance del presente documento comprende la elaboración del estudio de suelos y geotécnico requerido para el proyecto de construcción y adecuación de ambientes pedagógicos en la Institución Educativa José Acevedo y Gómez, ubicada en la Vereda La Arenosa, jurisdicción del municipio de Arauquita, departamento de Arauca.

El estudio abarcará los componentes esenciales para la exploración y caracterización del subsuelo, con el fin de determinar los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño seguro y eficiente de la cimentación de las nuevas estructuras proyectadas (aulas de clase).

Para garantizar la viabilidad y seguridad de la obra, este estudio abarca una caracterización integral del subsuelo, desglosada en las siguientes fases esenciales de ingeniería:

1. Exploración Directa: Ejecución de perforaciones mecánicas in-situ para determinar la configuración estratigráfica y la profundidad del nivel freático.
2. Caracterización de Laboratorio: Procesamiento de muestras para la obtención de índices de plasticidad, granulometrías y pesos unitarios.
3. Análisis Geomecánico: Evaluación analítica de la capacidad portante admisible (q_{adm}) y cálculo de deformabilidad (asentamientos).

El propósito fundamental de este documento es emitir los parámetros de diseño de cimentación y las recomendaciones constructivas necesarias para que el nuevo bloque de aulas cumpla a cabalidad con los requisitos normativos del Título H del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), salvaguardando la integridad de la infraestructura y de la comunidad educativa.

3. OBJETIVO DEL ESTUDIO

3.1. OBJETIVO PRINCIPAL

Realizar el estudio de suelos para el proyecto de construcción y adecuación de ambientes pedagógicos en la Institución Educativa José Acevedo y Gómez en la vereda La Arenosa del Municipio de Arauquita, departamento de Arauca.

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Describir las características principales del área de estudio.
- Describir el estado geomorfológico, geológico, estratigráfico y sísmico presente en el área de influencia del proyecto.
- Caracterizar el estado actual en campo de los suelos.
- Determinar las características físicas del material del subsuelo.
- Determinar la capacidad de soporte del suelo de fundación.
- Generar recomendaciones de diseño y construcción de la cimentación.

4. ESTUDIO GEOLÓGICO

En el presente capítulo se describirá el estado geomorfológico, geológico, estratigráfico y sísmico presente en el área de influencia del proyecto, de acuerdo a los aspectos litoestratigráficos de las rocas presentes evaluadas por visitas de campo y recopilación de estudios anteriores, se definirán las unidades geológicas y sus miembros correspondientes al área de influencia del proyecto.

4.1. METODOLOGÍA

Para la elaboración de este estudio se tuvo en cuenta el estado del arte de los estudios de la zona a nivel local y regional, y lo contemplado la plancha 124 del servicio geológico colombiano y el esquema de ordenamiento territorial del municipio.

Para los aspectos de la Geología aplicada a la ingeniería se tuvo en cuenta la cartografía y caracterización geológica, geotécnica y geomorfológica de detalle del área en estudio.

4.2. TRABAJO DE CAMPO

- Recopilación y búsqueda de estudios anteriores de fuentes geográficas como el IGAC y estudios locales y regionales de la zona como los realizados por servicio geológico colombiano y el esquema de ordenamiento territorial municipal.
- Visita de campo para lograr la identificación de las unidades geológicas y morfológicas presentes a lo largo del área de estudio.
- Levantamiento cartográfico de todos elementos geológicos.

4.3. TRABAJO DE OFICINA

- Análisis de la información tanto secundaria como la recolectada en los reconocimientos de campo, los cuales conforman los elementos temáticos básicos de la geología y geomorfología aplicadas a la Ingeniería.
- Elaboración del informe temático respectivo del área de influencia directa del estudio.
- Conclusiones y recomendaciones.

4.4. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN

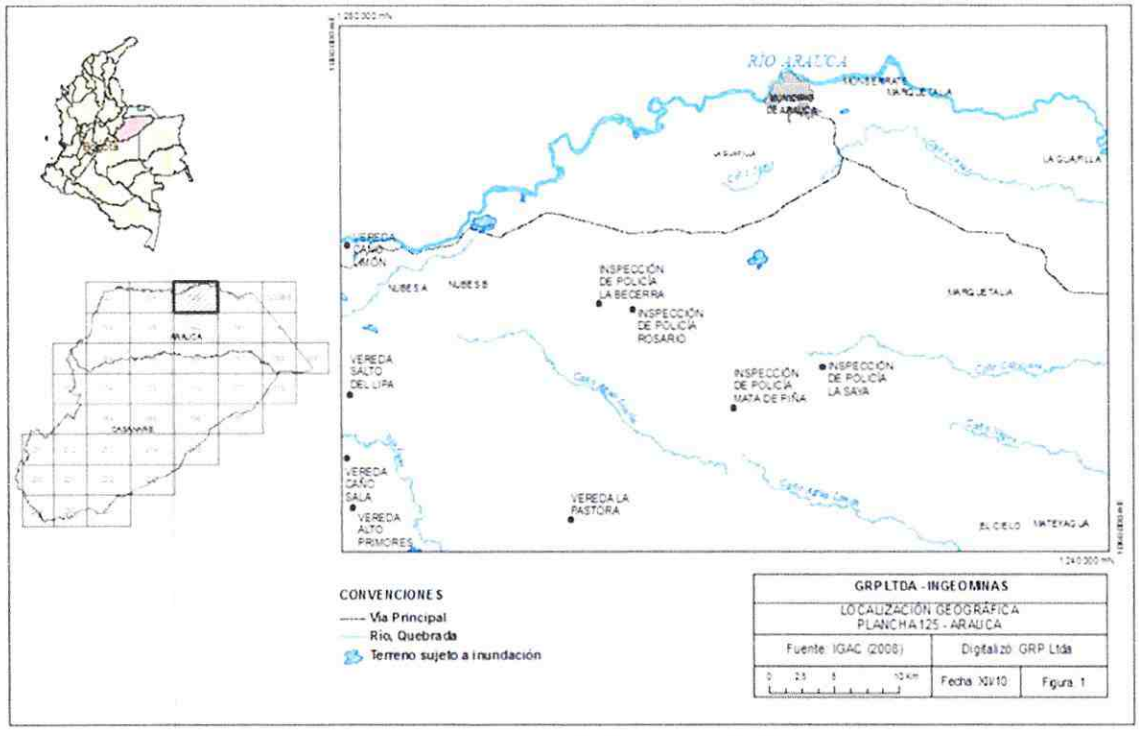
La obtención de datos geológicos en el presente estudio se desarrolló en cuatro fases:

- Información Geológica.
- Obtención de la información primaria en las diferentes visitas realizadas en campo.
- Sondeos realizados en el sitio del proyecto.
- Procesamiento de información conseguida en campo y posterior redacción del informe final.

4.4.1. Información geológica

Se consultaron los siguientes documentos: Cartografía Geológica Escala 1:100.000 de la Plancha 124-Arauquita del Instituto Colombiano de Geología y Minería INGEOMINAS (2010). Mapa Geológico de Departamento de Arauca, ASONOP, 2014.

Imagen 2. Localización y vías de acceso, Plancha 124 - Arauquita



Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

4.4.2. Visitas de campo

El reconocimiento preliminar se inicia con un recorrido general de la zona de estudio, para familiarizarse con los paisajes, las coberturas y los usos de los suelos. El conocimiento previo de la zona adicionalmente permite realizar, modificar,

trasladar y/o aumentar las áreas piloto o los transeptos, mejorar la estrategia y ajustar el cronograma de actividades, realizar algunas observaciones sobre los suelos, el clima, la geología, la vegetación, la geomorfología, el uso y el manejo de las tierras, conocer la infraestructura y registrar datos clave para la programación del trabajo de campo.

En la fase de campo se realizó una inspección del lote, registrando evidencias de procesos morfo dinámicas actuales y geo formas, asociando la información a lo registrado en los documentos previos.

4.4.3. Sondeos realizados

En la exploración se realizaron 3 sondeos repartidos a criterio del consultor según el área del predio objeto del proyecto, contemplando criterios como cambio de estratificación del suelo haciendo depuración y selección del muestreo, las muestras extraídas fueron analizados en laboratorio con el fin de determinar la litología y los parámetros geotécnicos de la zona.

4.4.4. Procesamiento de la información

Los datos obtenidos en campo fueron correlacionados con la información secundaria existente con el fin de determinar unidades geológicas y geomorfológicas presentes en la zona y definir las características físicas más relevantes del terreno objeto de estudio.

4.5. GEOLOGÍA REGIONAL

El marco geológico regional se elaboró teniendo como fundamento el mapa geológico del EOT del Municipio de Arauquita y la plancha geológica 124 del Servicio Geológico Colombiano, correspondientes al municipio de Arauquita.

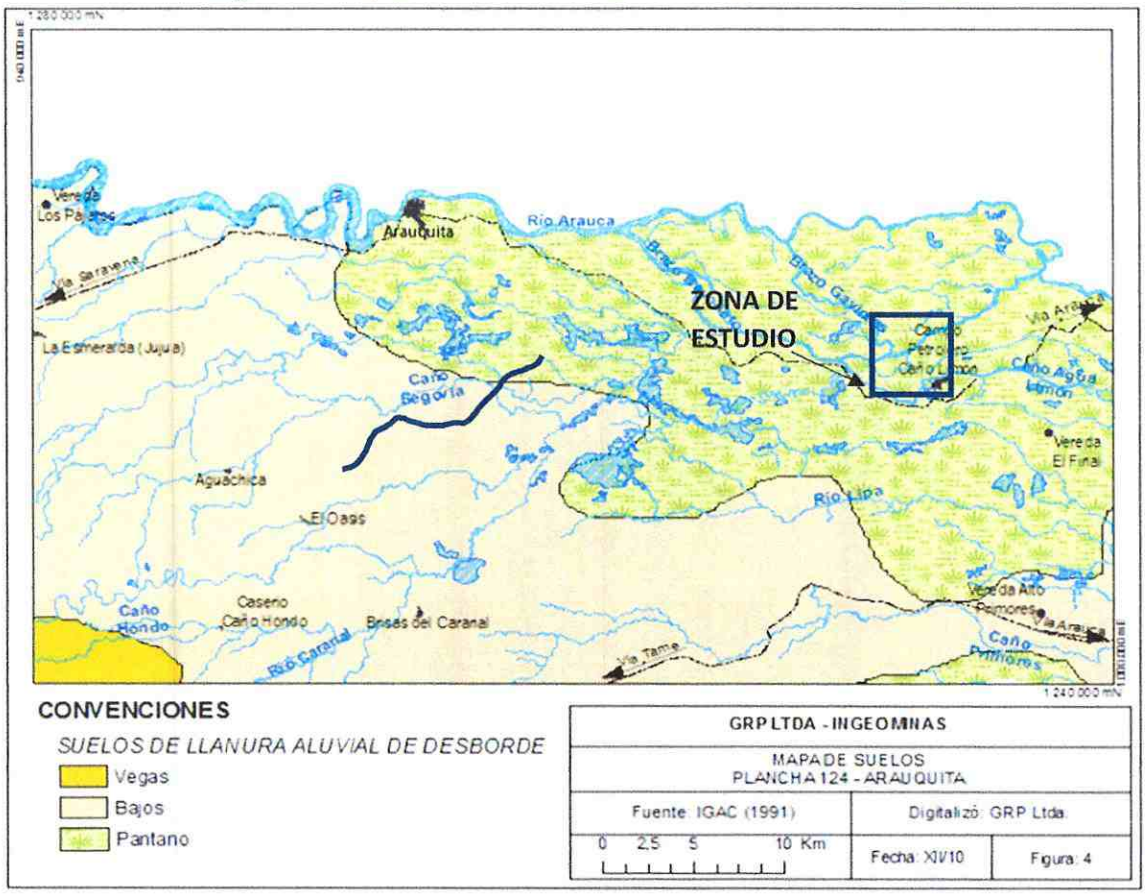
El Municipio de Arauquita se encuentra localizado a la margen derecha del Río Arauca en el sector norte y centro del departamento de Arauca representa uno de los paisajes más complejos en términos de su biodiversidad, de su conformación fisiográfica, de sus procesos culturales y de su dinámica de poblamiento.

4.5.1. Geomorfología

La zona de estudio se encuentra en el cuadrante D-11 de la Plancha 124 – Arauquita de la Cartografía Geológica del Servicio Geológico Colombiano.

La geomorfología en la zona de estudio se caracteriza por ser una llanura aluvial de desborde, la cual hace parte de la Orinoquia de los valles aluviales. La génesis de este paisaje tiene su origen en los procesos geomorfológicos de la Orinoquia mal drenada cuyo modelado corresponde a la dinámica del rio Arauca que debido a su forma meándrica divagan a lo largo de la llanura formando numerosos caños, producto del continuo aporte de sedimentos.

Imagen 3. Mapa de suelos de la Plancha 124 -Arauquita



Fuente: Plancha 124 – Arauquita. Servicio Geológico Colombiano. 2010

Presenta un paisaje de relieve plano en los lados del cauce, que están constituido por sedimentos blandos de origen Fluvio deltaico del pleistoceno y Holoceno.

Partiendo de que el drenaje natural se entiende por la rapidez y grado con que el agua es removida, en relación con adiciones, especialmente por escurrimiento superficial o por movimientos de las aguas a través del suelo hacia los espacios subterráneos. El drenaje natural del Poneadero está ubicado sobre zonas

moderadas a imperfectamente drenadas las cuales se caracterizan por hacer parte del sistema del drenaje de la llanura aluvial de desborde, presenta pendientes menores al 3%. El agua es evacuada con alguna lentitud y los suelos permanecen húmedos por periodos cortos.

La cantidad y características de los sedimentos dependen principalmente de la geología; especialmente de la litología, estructura y meteorización. Algunos materiales como las rocas altamente fracturadas y poco meteorizadas permiten la formación de cauces de bloques de gran tamaño. Los ríos que se encuentran sobre materiales que son muy erosionables son más propensos a genera erosión. Para el caso de la zona de estudio los materiales han sido depositados recientemente y para el caso de esta cuenca los efectos de los sedimentos sobre la morfología fluvial, están controlados por la producción y erodabilidad de los materiales.

La mayoría de los suelos en esta parte de los Llanos Orientales se derivan de sedimentos limo – arcillosos recientes de origen aluvial, caracterizados por alto contenido de hierro y aluminio y la pérdida por lixiviación de minerales básicos esenciales debido al exceso de humedad durante la época de lluvias (IGAG, 1986). En consecuencia, los suelos presentan un alto grado de acidez con el desarrollo frecuente de lateritas debido a la alternancia entre el estancamiento de las aguas y la desecación del suelo (IGAG, 1999).

En la plancha 124 se desarrollan suelos de llanura aluvial de desborde los cuales corresponden a la categoría de suelos bajos ácidos compuestos por sedimentos finos, una gran parte de estos terrenos permanecen inundados la mayor parte del año, a excepción de un pequeño sector al sur occidente del área. Se distribuyen especialmente en la pobre (IGAC, 1999).

El uso principal del suelo rural es de ganadería extensiva, seguido de explotaciones agrícolas de plátano, cacao, arroz, y yuca en orden de importancia, que en su mayoría abastecen el consumo local.

4.5.2. Fisiografía

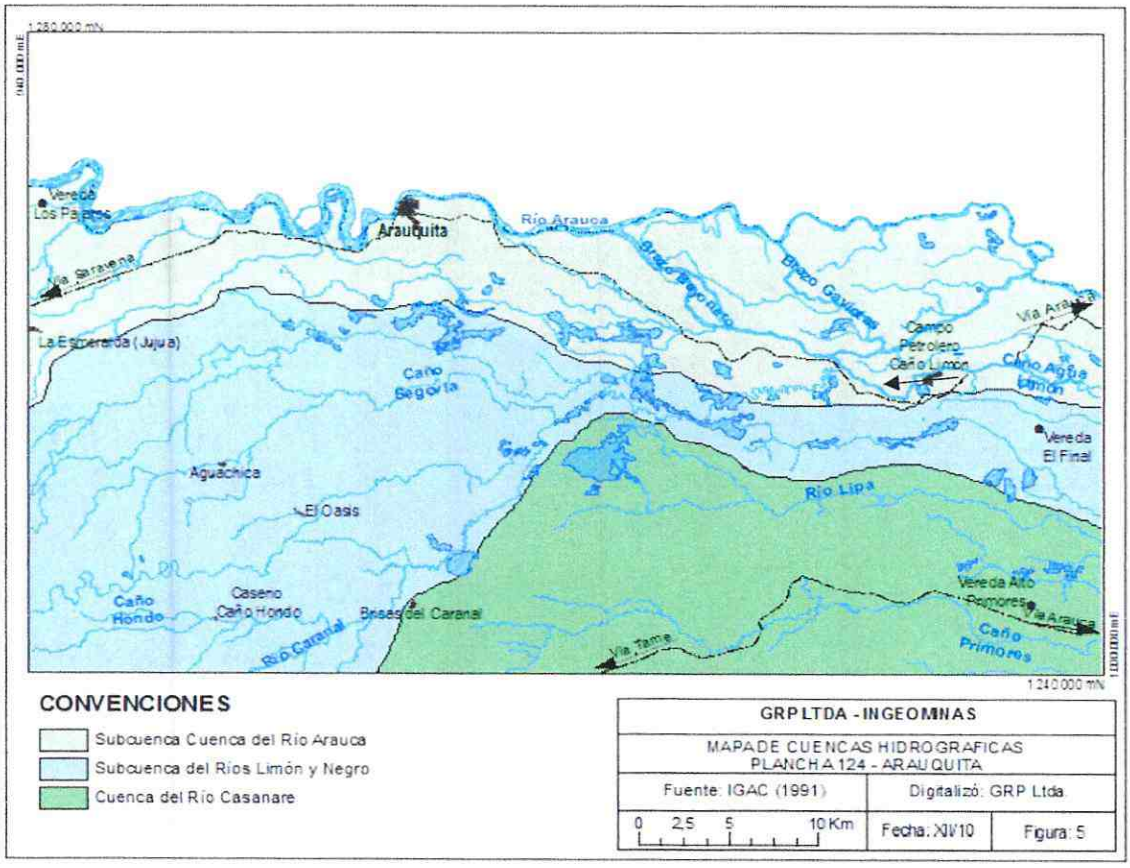
Geográficamente la región pertenece de acuerdo con la clasificación fisiográfica de Villota (1997) a la peneplanicie de la Orinoquia, la cual tiene rasgos geomorfológicos propios. La principal característica es una llanura formada por depósitos aluviales recientes de desborde, originada por la presencia de ríos meándricos, los cuales se caracterizan por la elevada carga de sedimentos que transportan en suspensión, los más comunes son finos y ocasionalmente gruesos hasta tamaño grava, los caudales de estos ríos fluctúan ampliamente entre períodos secos y lluviosos, desbordándose en invierno. Los sedimentos más comunes varían de arenas gruesas depositadas cerca al río, en diques laterales o de desborde a arenas finas depositadas en una franja transicional denominada

napa (IGAC, 1999). A mayor distancia del río, se depositan materiales finos (limos y arcillas), en una región amplia y cóncava de la llanura denominada basin (IGAC, 1999).

Dentro de la llanura de inundación cabe destacar una región hacia la parte central de la plancha donde dominan los pantanos permanentes o humedales, que constituyen un ecosistema sensible por el carácter singular de fauna y flora que albergan.

La formación orográfica más destacada es la Sierra Nevada del Cocuy, la cual tiene entre sus accidentes más notables los cerros de la Plaza, La Piedra, El Diamante, Los Altos, Nievecitas y Los osos y las cuchillas Altamira y el Salitre.

Imagen 4. Mapa de cuencas hidrográficas Departamento de Arauca



Fuente: Plancha 124 – Arauquita. Servicio Geológico Colombiano. 2010

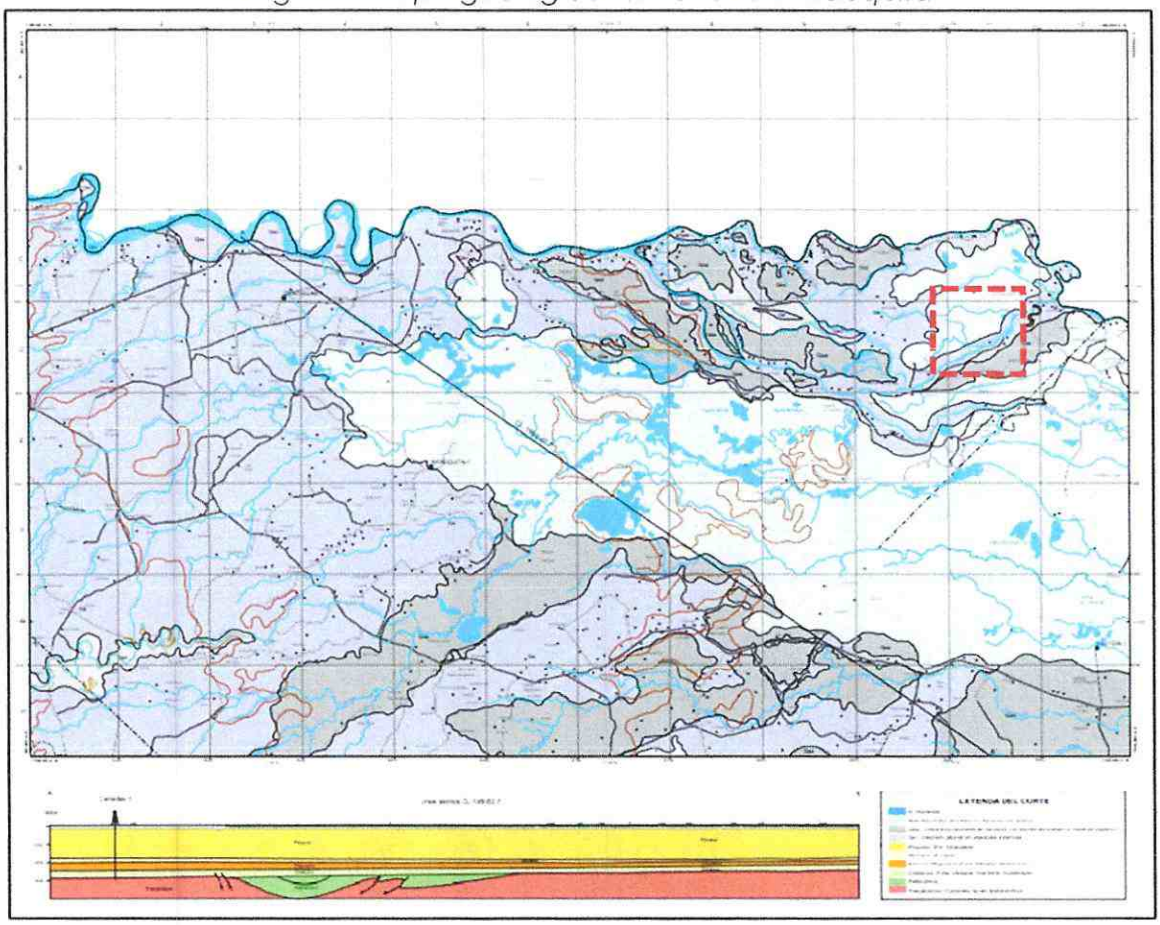
El área del piedemonte está conformada por conos, abanicos aluviales y terrazas de relieve plano a inclinado, cubierta de vegetación de sabana y bosque

ecuatorial; por último, la llanura aluvial que se extiende desde el piedemonte hasta los límites con Venezuela; el modelado es de terrazas y llanuras aluviales de desborde cubierta por vegetación de sabana inundable y por bosque de galería en las vegas de los ríos y caños del Sarare.

4.5.3. Estratigrafía

En el cuadrante D-11 (zona de estudio) afloran depósitos cuaternarios con morfología completamente plana, donde en la zona de estudio se distinguen los Depósitos Aluviales en Planicies Extensas (Qa),

Imagen 5. Mapa geológico Plancha 124-Arauquita



Fuente: Plancha 124 – Arauquita. Servicio Geológico Colombiano. 2010.

Depósitos aluviales en planicies extensas (Qa): Los depósitos aluviales en planicies extensas son zonas en las cuales es posible apreciar una topografía no solamente plana, sino también de superficie lisa, fácilmente diferenciable en las aerofotografías, sin mayores rasgos superficiales aluviales, de depositación o cambios de permeabilidad. Las planicies aluviales contienen acumulaciones de materiales transportados por los ríos que nacen en la Cordillera Oriental y ocasionalmente muestran una morfología de bajos, diques laterales y antiguos cauces ya colmatados.

Se trata de una unidad morfológica que exhibe un relieve casi plano a ligeramente ondulado con ocasionales zonas bajas de sustratos arcillosos (encharcables), cubiertas generalmente de pastos y zonas más altas (bancos o diques), conformadas por arenas o lodos arenosos con cobertura de pastos y rastrojos bajos. Este relieve responde a geoformas ligeramente onduladas, donde las partes bajas o depresiones corresponden a basines y las partes altas a diques. Tal como se observa en las veredas Canciones y Puerto Nidia, en donde los basines están inundados y separados por altos.

Los depósitos aluviales en planicies extensas están conformados por sedimentos finos, en lo fundamental arenas muy finas, limos y arcillas que conforman el horizonte C, sobre las que se desarrolla un horizonte A de suelo orgánico inmaduro con espesores variables entre 0.2 y 0.5 m.

En los sectores altos, el horizonte C está compuesto por arenas de cuarzo (armazón de cuarzo > 90%), de granos subangulares, bien seleccionadas, con matriz de lodo entre el 10 y el 40%, con geometría interna laminada plano-paralela (Figura 19). El color es predominantemente gris claro (N7), abigarrado con colores pardo claros y pardos moderados (5YR5/6 – 5YR4/4), en algunos sectores, estas arenas desarrollan un horizonte A orgánico inmaduro con espesor menor a 0,5 m, de color pardo amarillo oscuro (10YR4/2) a gris oliva claro (5Y5/2).

Hacia el sector nororiental de la plancha en la Arenosa (D-11), se desarrolla una morfología plana, en terrenos dominados por depósitos arcillosos.

El origen de estos depósitos es de planicie aluvial, asociada lateralmente a un ambiente fluvial meándrico, el material se deriva de intensos procesos de denudación en la Cordillera Oriental y a los aportes por la acción de la dinámica fluvial en los depósitos del Piedemonte Llanero. Estos eventos generaron conos aluviales con depósitos de bloques y gravas, tal como se observa en los grandes abanicos de Yopal y Tame en su parte proximal (por fuera de esta plancha) y depósitos de arenas y limos en la parte distal que conforman esta llanura aluvial. Tal como se evidencia en las descripciones anteriores, se trata de depósitos que no

se encuentran afectados directamente por ciclos de depositación y erosión de los cauces actuales del río Arauca y sus tributarios.

4.5.4. Geología estructural

La cuenca de los Llanos Orientales ha estado sometida por lo menos a dos episodios orogénicos desde el Paleozoico que dieron lugar a dos unidades estructurales, el primero de origen Hercínico, involucra las formaciones paleozoicas, donde se evidencia una tectónica de inversión y el segundo de origen Andino, envuelve las formaciones meso-cenozoicas, donde predomina la inversión parcial de las fallas normales (Ecopetrol & Beicip, 1995). Estos dos eventos o unidades estructurales afectan las provincias de Arauca y Casanare al norte, Meta al sur, Vichada al este y Piedemonte al oeste. El estilo de las provincias estructurales en los Llanos Orientales está definido por características de la *cobertera, la cual es paleozoica-mesocenozoica ó precámbrico-mesocenozoica*.

Unidad Paleozoica: Esta unidad fue definida por estudios magnetométricos, levantamientos sísmicos y perforación de pozos realizados en la cuenca. Las características y geometría de las estructuras permiten diferenciar tres provincias estructurales, la Occidental, la Oriental y Arauca.

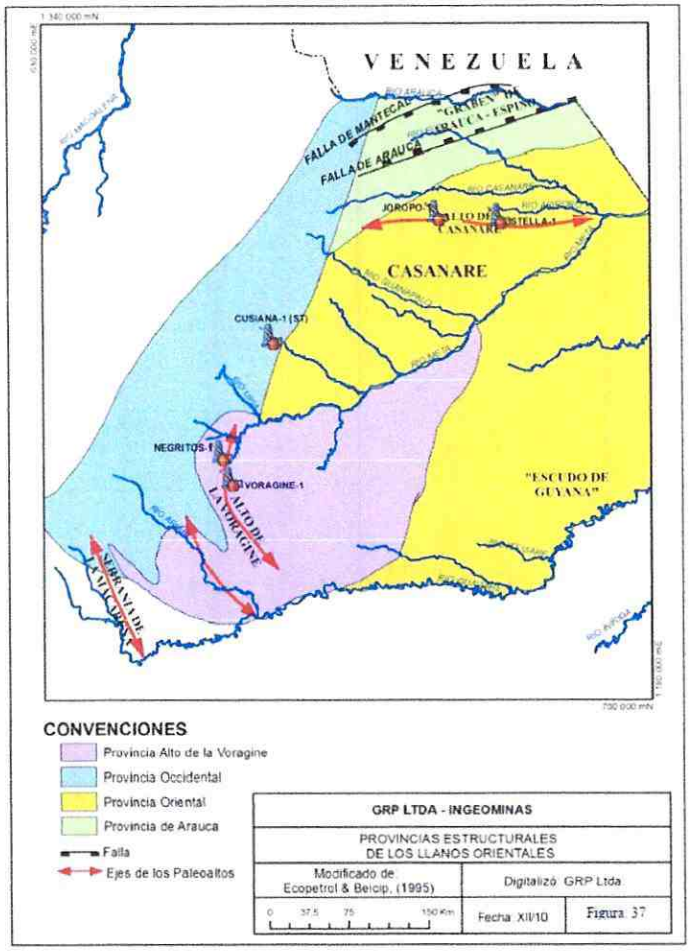
La provincia Occidental localizada en la margen este de la actual cuenca de los Llanos Orientales, se exhibe una reactivación del fallamiento normal pre-existente y un posterior plegamiento y erosión de las formaciones paleozoicas durante la Orogenia Hercínica. Este evento orogénico configuro una discordancia angular entre las formaciones paleozoicas y mesozoicas. La reactivación durante el Paleógeno-Neógeno de estas estructuras pre-mesozoicas en algunos sectores de la cuenca, alcanzó horizontes estratigráficos del Oligoceno de la Formación Carbonera.

La provincia Oriental – Casanare – Vichada, se caracteriza por una notoria relación paraconcordante entre las unidades del Paleozoico y del Cretáceo-Paleogeno, que pone en evidencia la existencia de una plataforma relativamente estable desde Paleozoico en esta parte de la cuenca. Por otro lado, la secuencia sedimentaria está afectada por fallamiento normal de dirección N-S o SW-NE (Ecopetrol & Beicip, 1995) que involucra al basamento. Esta provincia se caracteriza por la presencia del graben de Arauca-Espino, estructura de dirección NE-SW, delimitada al norte por la zona de Falla de Mantecal-La Yuca.

Otra de las características estructurales del graben, es la relación angular entre la secuencia paleozoica y mesozoica, por la formación de pliegues originados por

fallas inversas en el Paleozoico. En general estas estructuras corresponden a fallas normales invertidas.

Imagen 6. Rasgos morfotectónicos del Paleozoico.



Fuente: Plancha 124 – Arauquita. Servicio Geológico Colombiano. 2010

En el sector suroeste de la cuenca, se presenta una anomalía gravimétrica positiva de rumbo N-S que corresponde al llamado *Alto de Vorágine*, constituido por rocas del Paleozoico, las cuales afloran o se encuentra cerca a la superficie (Graterol, 2009). El Alto de Vorágine se relaciona a un fallamiento normal pre- mesozoico causante de un pilar estructural o área emergida la cual controló la depositación de las unidades cretácicas. Por otro lado, es manifiesta la relación discordante entre el Paleozoico y el Cenozoico, dada por el intenso plegamiento y fallamiento de la secuencia paleozoica debido a eventos asociados a la orogenia Hercínica.

Unidad Mesozoico-Cenozoica: En esta unidad no se separan provincias como en el Paleozoico, ya que es una estructura homoclinal con rumbo NE-SW, inclinada hacia el NW, con una variación entre uno y cinco grados de este a oeste. El rasgo estructural de mayor relevancia corresponde al fallamiento *normal.*

En la plataforma del Casanare se presenta un fallamiento de naturaleza normal que involucra el basamento cristalino y alcanza unidades superiores del Cretáceo y Paleógeno con dos tendencias principales, una N-S y otra SW-NE (Ecopetrol & Beicip, 1995). En general son de dos tipos sintéticas y antitéticas, pero con un claro dominio de las de tipo antitético. El fallamiento de tipo normal presente en la plataforma del Casanare, en especial el antitético, probablemente es respuesta a la flexura que sufre la cuenca hacia el occidente, debido a la carga tectónica ejercida por la Cordillera Oriental relacionada a cabalgamientos con vergencia este en el piedemonte oriental de la Cordillera Oriental. Este fallamiento se *interpreta como fallas de alivio.*

Como característica estructural principal de la plancha 124, tenemos en la parte noroccidental el graben de Arauca. El límite norte del graben está constituido por la zona de falla Mantecal-La Yuca con una dirección predominante NE-SW y una polaridad de rumbo dextral, con desplazamiento vertical de tipo inverso que obedece a una posterior reactivación del fallamiento normal que dio origen al graben (Ecopetrol & Beicip, 1995). Esto se advierte en las líneas sísmicas REN-86-2095 y CL-CN-81-15.

En el extremo noroeste de la plancha, la secuencia sedimentaria buza hacia el oeste, con un bajo grado de angularidad entre la secuencia paleozoica y meso – cenozoica y en general con un escaso fallamiento normal de tipo sintético que involucra el basamento y alcanza a afectar sedimentos del terciario (Figura 49, Anexo 3). En la línea sísmica CL-84 62.7, de dirección NW-SE, se observa la secuencia sedimentaria meso – cenozoica con un ligero adelgazamiento de las unidades hacia el este, y un escaso fallamiento normal hacia la parte inferior del Cretáceo. En contraste, la secuencia paleozoica muestra pliegues y fallas inversas relacionadas con un evento hercínico que exhumo las rocas paleozoicas y desarrollo una discordancia angular de carácter regional con las formaciones mesocenozoicas.

4.6. AMENAZAS NATURALES

En toda el área que comprende esta plancha, se presentan tres fenómenos naturales que generan amenazas para la población y la infraestructura, como son las inundaciones, el socavamiento lateral de los ríos y los sismos. Las inundaciones

constituyen un hecho bastante conocido por la población que año tras año en las temporadas lluviosas, es testigo de extensas zonas inundadas originadas por el desborde de los ríos durante varios meses. El carácter plano y la inmadurez del mismo paisaje, hacen sean pocas las zonas no inundables o encharcables en los meses de marzo a noviembre, fenómeno que solamente ha permitido establecer asentamientos humanos en sitios ligeramente más elevados que sus áreas circundantes.

4.6.1. Amenaza por inundación

Tratándose de un territorio exclusivamente llano, donde es difícil encontrar alturas de más de 5 m. sobre el nivel de la planicie aluvial inundable, son muy pocas las zonas que se puedan determinar cómo libres de amenaza por inundación. No es posible tampoco delimitar por métodos hidrológicos las zonas de amenaza por inundación con alguna periodicidad debido a que no se dispone de mapas con curvas de nivel apropiadas para el caso (de 1 a 2 m. de precisión en la vertical).

La convivencia anual con el fenómeno por parte de la población, hace que ella evite por sí misma ocupar sitios susceptibles a inundarse con mayor periodicidad, lo que la hace menos vulnerable. Por otra parte, el fenómeno social de desplazamiento de las comunidades por razones de orden público, facilita el proceso de ocupación de tierras por parte de personas no conocedoras de los niveles históricos de inundación, lo que trae como consecuencia su mayor vulnerabilidad ante el fenómeno.

4.6.2. Amenaza por socavación de cauces

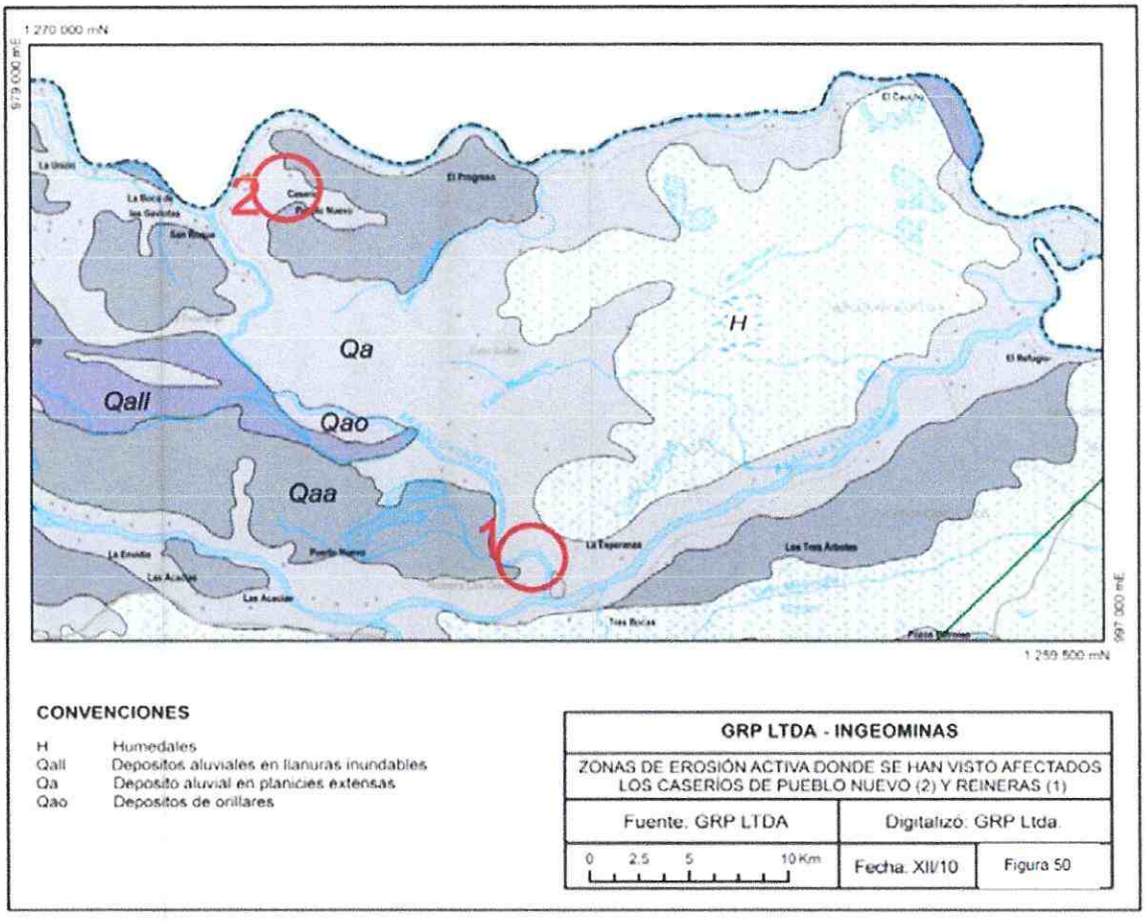
Los cauces naturales que atraviesan la plancha son eminentemente de carácter meándrico y en consecuencia, es necesario tener en cuenta que es un proceso natural la migración de ellos sobre un eje principal. Este eje se determina sobre un plano de manera aproximada, uniendo las aristas externas de los meandros, para delimitar así la zona que corresponde al cauce natural o cauce mayor que es el de mayor amenaza y en consecuencia, adoptar una regulación para los retiros. Esta zona se debe considerar como de amenaza alta para este fenómeno y en consecuencia, debe ser una medida obligatoria para el ordenamiento de territorial en todas las cuencas de la plancha.

En la plancha 124-Arauquita, se identificaron amenazas relacionadas a la dinámica fluvial del río Arauca y el brazo Gaviotas. Los caseríos Pueblo Nuevo y Reineras se han visto afectados por la erosión de estos ríos. Se trata de zonas donde las curvas exteriores de los canales meándricos tanto del río Arauca como del brazo Gaviotas

han erosionado de forma dramática y rápida, en los últimos 3 años, los caseríos Pueblo Nuevo y Reineras.

Los daños del caserío Reineras son atribuidos al cambio progresivo de dirección del canal principal del Río Arauca hacia el Brazo Gaviotas lo que implica un aumento de caudal en el brazo Gaviotas y por tanto el aumento del potencial erosivo del mismo, lo que además implicaría a largo plazo un desplazamiento del límite Colombo-Venezolano, hacia territorio colombiano, pues el río Arauca se desplazaría a lo que son hoy los brazos Gaviotas y Bayonero.

Imagen 7. Zonas de erosión activa.



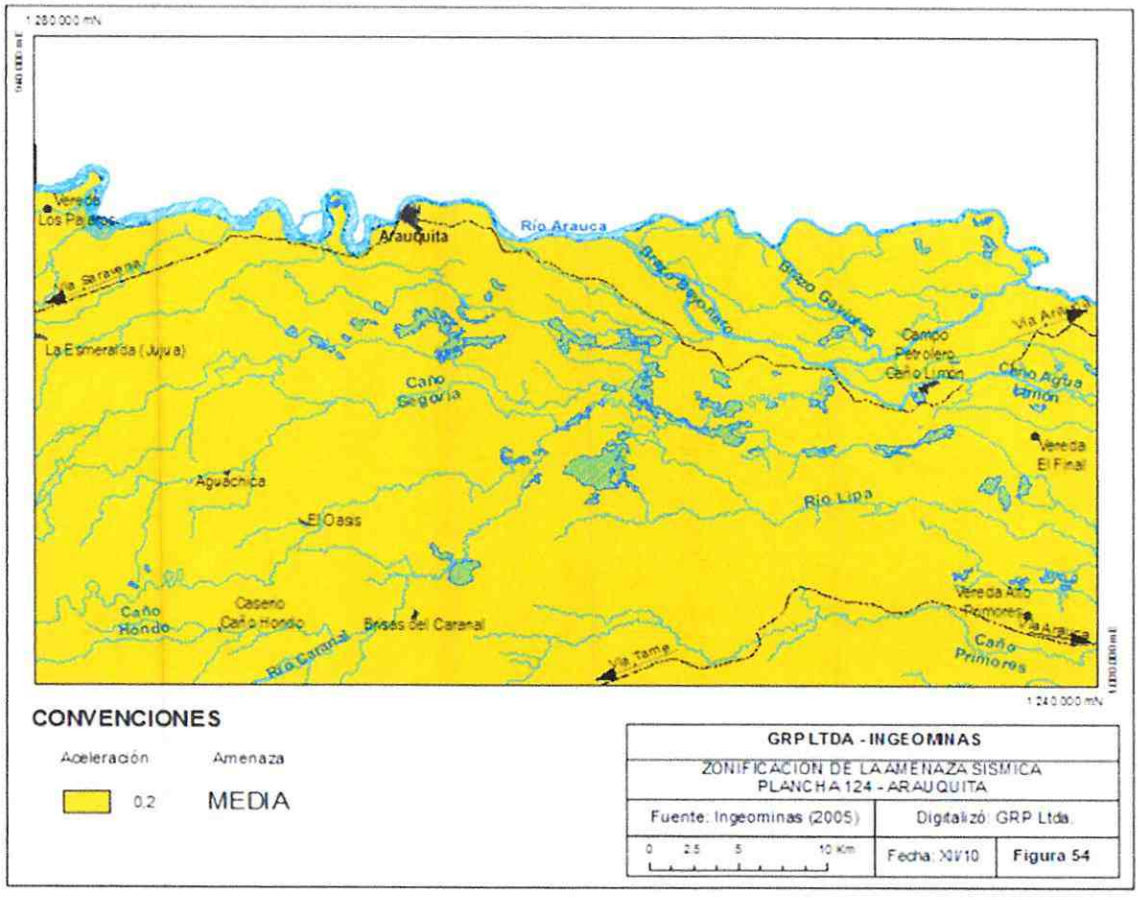
Fuente: Plancha 124 – Arauquita. Servicio Geológico Colombiano. 2010

4.6.3. Amenaza por actividad sísmica

La Amenaza Sísmica de cualquier zona en particular del territorio Nacional, está definida por la ley vigente de Sismo-resistencia, Ley 400 de 1997, NSR-10, la cual

adopta los parámetros del "Estudio General de Amenaza Sísmica en Colombia" (AIS et al 1996). En dicho estudio, toda el área perteneciente a la plancha 124 se considera como de Amenaza Sísmica Intermedia, en la zona de Aceleración Pico Efectiva de 0.20g. (Figura 54). Este valor de aceleración es el mínimo que debe ser tenido en cuenta para los diseños sismorresistentes de todas las futuras construcciones en el área. Dichos valores son preliminares mientras no exista un estudio particular de microzonificación sísmica para al menos la cabecera municipal de Arauquita, pues dadas las características propias de los suelos, ellos reúnen las condiciones para ser licuables en el caso de presentarse un sismo superficial generado localmente.

Imagen 8. Zonificación de la amenaza sísmica en el departamento de Arauca y la Plancha 124



Fuente: Plancha 124 – Arauquita. Servicio Geológico Colombiano. 2010

La mayoría de las poblaciones del Departamento de Arauca son relativamente jóvenes y en consecuencia su historia sísmica, con excepción de Tame es muy

escasa y en consecuencia esto se convierte en un factor limitante para una evaluación más completa de su amenaza sísmica real. El recuento histórico más significativo para el área se encuentra en Ramírez (1975), donde cita un sismo ocurrido el 17 de febrero de 1807 a las 12 del día, que destruyó 27 casas de la población de Tame, además de la Iglesia, suceso que fue seguido por una fuerte tempestad que agravó considerablemente los daños directos causados.

Tabla 1. Amenazas naturales predio I.E. José Acevedo y Gómez

Amenaza	Grado de amenaza	Observación
Inundación	Baja	Asociado a escorrentías y ocurre dentro de los cauces activos, llanuras aluviales y bajos topográficos
Sísmica	Intermedio	Aa = 0.15

Fuente: Tomado de los planos del PBOT

5. ESTUDIO GEOTÉCNICO

5.1. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

El programa de exploración geotécnica consistió en la ejecución de 3 sondeos con equipo a percusión, alcanzando los 6.40 m de profundidad máxima explorada y 19.20 m de profundidad total explorada. La cantidad de perforaciones y su profundidad se basa en criterios mínimos definidos en el numeral H.3 del Título H de la NSR-10 para unidades de construcción de categoría baja (construcciones de hasta tres niveles).

5.1.1. Metodología

a) Traslado al sitio: Con la información preliminar del levantamiento topográfico, el personal y equipo se trasladó a la Institución Educativa José Acevedo y Goméz, ubicada en la vereda La Arenosa, sector rural del municipio de Arauquita.

b) Sondeo manuales.

c) Análisis de la estratigrafía presentada: A medida que se extraen las diferentes muestras de material, el Laboratorista se encarga de hacer la respectiva estratigrafía, analizando color textura y consistencia del material, al igual que la profundidad del nivel freático si existe.

f) Toma de muestras: De acuerdo con los parámetros anteriormente mencionados se recogieron muestras cada 1.00 m de profundidad para hacer los diferentes ensayos y se tiene el mayor cuidado durante el almacenamiento y transporte de las muestras que se deban realizar los ensayos de resistencia (corte directo, compresión inconfinada).

5.1.2. Sondeos manuales

Se realizan sondeos por el método de percusión, realizando ensayos de Penetración Estándar (SPT). Se realizaron 3 sondeos de 6.40 m de profundidad distribuidos en los sitios de construcción de las obras proyectadas.

El número y espaciamiento de las exploraciones en el subsuelo fueron determinados, conforme a las características propias del lugar y las posibles cargas transmitidas por la estructura al suelo.

La profundidad de los sondeos y apiques se estimó a partir de las condiciones del terreno detectadas durante el proceso de perforación y siguiendo las indicaciones

de la tabla H.3.2.-1 "Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción", Capítulo H Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10.

En la Tabla 2 se presenta la localización geográfica de los sondeos realizados, y en la imagen 9 se ilustra más detalladamente su ubicación.

Tabla 2. Localización de los sondeos exploratorios

Sondeo	Ubicación			Elevación	Prof.	N.F.
	Sector	Latitud	Longitud			
S-01	Aulas Tipo C-01 y C-02	6°57'38.55"N	71°9'50.89"O	142	6.40	2.30
S-02	Aula de Informática	6°57'37.30"N	71°9'52.38"O	142	6.40	2.20
S-03	Aula Tipo A-01	6°57'38.04"N	71°9'53.22"O	143	6.40	2.30

Fuente: Elaboración propia

Imagen 9. Localización de los sondeos exploratorios



Fuente: Google Earth -Elaboración propia

5.2. ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

5.2.1. Ensayos de campo

En el desarrollo de la exploración geotécnica se ejecutó un tipo de ensayo de campo: Penetración Estándar (SPT).

Componentes principales:

- Trípode metálico de 5.00 m para elevación y descenso de la pesa.
- Pesa para golpeo de 140 lb.
- Tubería de perforación tipo AW y accesorios.
- Llaves tipo americana No. 18 y 24.
- Barra de golpeo.
- Tubo guía de 70 cm.
- Cuchara partida de 2" de diámetro y 45.7 cm de longitud.
- Barreno helicoidal.
- Motobomba.

Procedimiento de ejecución:

Determinada la ubicación de los sondeos exploratorios se procedió a adelantar el montaje del trípode y accesorios adicionales como pesa normailizada, uniones, tubería, barra guía, tomamuestras de tubo partido para la realización de los ensayos de Penetración Estándar cada 1.00 metro de profundidad. Cuando se alcanza la profundidad deseada, se limpia el fondo de la perforación retirando los residuos y se registra la profundidad de limpieza, se conecta el toma muestra de tubo partido a la tubería de perforación y se baja suavemente dentro del hueco, se coloca el martillo en posición y se instala el yunque en la parte superior de la tubería de muestreo. Se marcan los tubos de perforación en tres incrementos sucesivos de 15 cm de manera que se pueda observar el avance del muestreador bajo el impacto del martillo para cada incremento, se hinca el tomamuestras a golpes del martillo de 140 lb y se cuenta el número de golpes aplicados en cada incremento de 15 cm.

El procedimiento de perforación debe proporcionar una cavidad limpia y estable antes de introducir el muestreador y asegurar que el ensayo se realiza en un suelo esencialmente inalterado.

Para el avance de la perforación se empleó el método de lavado con barrena de punta cortante, usando una bomba para inyectar agua a presión a través de una manguera conectada a la tubería de lavado.

No se empleó tubería de revestimiento. En su lugar se empleó en algunos casos lodo de perforación para mantener la excavación abierta.

Cada vez que aparezca un cambio notorio de estrato, se suspende el agua de lavado, se extrae la tubería de lavado y se introduce el tomamuestra de cuchara partida.

Llegada la profundidad para realizar el ensayo SPT se introduce un barreno helicoidal para limpiar la perforación.

Imagen 10. Detalle perforación y ensayo SPT



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3. Ensayos de campo realizados

Ensayo	*Cantidad*	*Norma*
Penetración Estándar (SPT)	*18*	*INV E-111-13*

Fuente: Elaboración

5.2.2. Ensayos de laboratorio

Con el fin de establecer las propiedades geomecánicas de los materiales representativos del perfil del suelo, se llevó a cabo un programa de ensayos de laboratorio sobre muestras obtenidas en el trabajo de exploración. Estos ensayos se realizaron teniendo en cuenta los fines específicos de este estudio. Por medio de los ensayos de laboratorio pertinentes para cada caso, se establecieron características particulares de clasificación y se calcularon parámetros de resistencia.

De las exploraciones efectuadas se tomaron muestras para realizar los siguientes ensayos de laboratorio:

- Contenido de humedad.
- Granulometría.
- Límites de consistencia.
- Peso unitario
- Compresión inconfinada.

La exploración de campo y los ensayos de laboratorio se realizaron con el propósito de determinar las características y propiedades de los suelos que componen la zona de fundación de la obra mencionada.

La cantidad de ensayos ejecutados se relaciona en la Tabla 4.

Tabla 4. Ensayos de laboratorio realizados

Ensayo	Cantidad	Norma
Contenido de humedad	18	INV E-122-13
Granulometría	18	INV E-213-13
Límites	18	INV E-125-13
Peso unitario	18	INV E-105-13
Compresión inconfinada	3	INV E-152-13

Fuente: Elaboración propia

5.2.3. Nivel de aguas freáticas

La presencia de aguas freáticas se identificó a profundidades entre 2.20 y 2.30 m. (Ver Tabla 2. Localización de los sondeos exploratorios).

5.3. CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS

Para la clasificación y caracterización de los materiales extraídos de las expioraciones hechas en la zona de estudio se ejecutaron una serie de ensayos de laboratorio.

Los resultados de los ensayos realizados en campo y laboratorio, permiten determinar ciertos parámetros de comportamiento físico y mecánico, que luego bajo un modelo de comportamiento determinado indicarán la respuesta del suelo a las solicitaciones impuestas por las obras de infraestructura que se van a construir.

Los ensayos realizados se pueden clasificar en físicos y mecánicos, los primeros se emplean para clasificar el material y son ensayos cuyos resultados indican parámetros que definen ciertas propiedades como densidad, porosidad, entre otras. Estas propiedades permiten inferir la homogeneidad del depósito de suelos y en cierta medida su futuro comportamiento. Los ensayos mecánicos entregan parámetros numéricos que permiten conformar las ecuaciones de comportamiento de diferentes modelos constitutivos que modelan matemáticamente la respuesta del suelo.

5.3.1. Estratigrafía

El subsuelo de la zona está compuesto superficialmente y hasta los 6.40 m de la profundidad explorada por arcillas arenosas de mediana plasticidad, identificados por la clasificación SUCS como CL.

El análisis granulométrico y de plasticidad realizado a las dieciocho (18) muestras recuperadas confirma el predominio de la fracción fina sobre la granular. En la Tabla 5 se presenta el balance porcentual de los tipos de suelo identificados, destacando que el 100.0% de la estratigrafía evaluada corresponde a suelos finos cohesivos con porcentajes menores de arena fina.

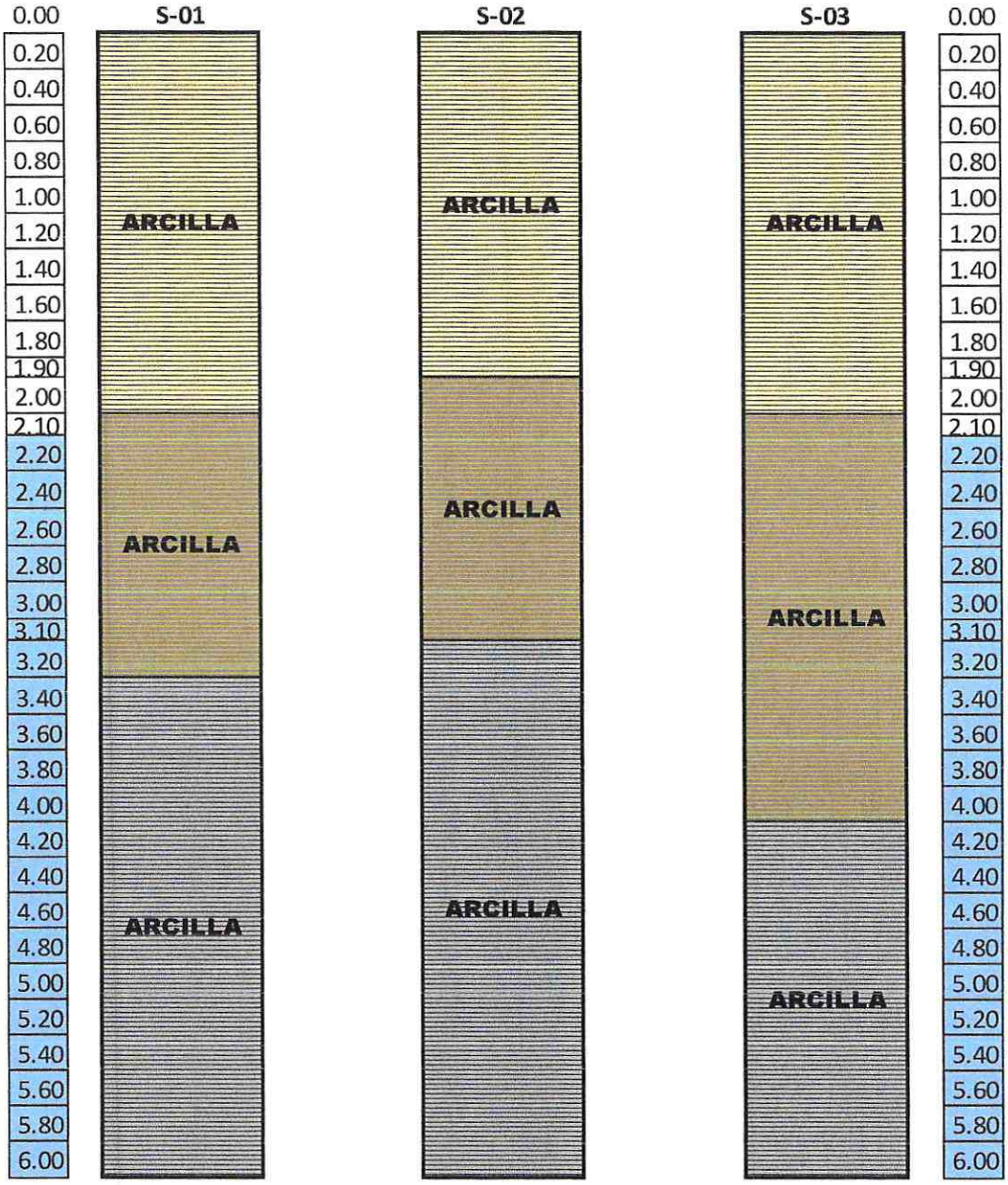
Tabla 5. Tipo de suelo encontrado en los sondeos

TIPO SUELO	USCS	CANTIDAD DE MUESTRAS EN LOS APIQUES	PORCENTAJE
Suelo Fino	CL	18	100.0%
Suelo Grueso	SM	-	-
TOTAL		18	100.0%

Fuente: Elaboración propia

En el gráfico 1 se muestra el perfil estratigráfico característico encontrado en cada uno de los sondeos ejecutados.

Gráfico 1. Perfiles de suelo encontrado en los sondeos de SPT



Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 6 se resumen los resultados de los ensayos de caracterización realizados a los suelos encontrados en los sondeos exploratorios.

Tabla 6. Resultado de ensayos de laboratorio subsuelo de fundación

SONDEO	NIVEL FREAT.	MUESTRA		CLASIFICACION			GRADACIÓN			% HUM.	Hum Equilib %	%LL	%LP	%IP	IL	Peso Unitario	Gravedad específica	PARÁMETROS DE RESISTENCIA	
		No.	PROF. (M)	U.S.C.	AASHTO	IG	% Gravas	% Arenas	% Finos							Ton/m3	Gs	C (kg/cm2)	ϕ(°)
S-01	2.30	M1	1.00	CL	A-6	12	0.00	12.77	87.23	9.04	19.35	33.50	18.49	15.01	-0.63	1.848	2.711		
		M2	2.00	CL	A-6	11	0.00	13.56	86.44	25.16	19.91	34.70	21.83	12.87	0.26	1.872	2.711		
		M3	3.00	CL	A-6	11	0.00	13.81	86.19	25.53	19.77	34.40	21.40	13.00	0.32	1.879	2.710		
		M4	4.00	CL	A-6	12	0.00	14.95	85.05	26.18	20.33	35.60	21.22	14.38	0.34	1.886	2.710		
		M5	5.00	CL	A-6	12	0.00	15.10	84.90	27.16	20.24	35.40	21.45	13.95	0.41	1.896	2.709	**0.53**	-
		M6	6.00	CL	A-6	12	0.00	15.62	84.38	26.47	20.14	35.20	21.06	14.14	0.38	1.907	2.709		
S-02	2.20	M1	1.00	CL	A-6	13	0.00	13.16	86.84	9.26	19.49	33.80	18.38	15.42	-0.59	1.838	2.711	**0.31**	-
		M2	2.00	CL	A-6	11	0.00	14.29	85.71	25.69	19.72	34.30	21.08	13.22	0.35	1.878	2.710		
		M3	3.00	CL	A-6	11	0.00	13.63	86.37	25.85	20.00	34.90	21.57	13.33	0.32	1.887	2.710		
		M4	4.00	CL	A-6	11	0.00	15.62	84.38	25.64	20.19	35.30	21.31	13.99	0.31	1.895	2.709		
		M5	5.00	CL	A-6	11	0.00	15.96	84.04	26.83	20.29	35.50	21.64	13.86	0.37	1.898	2.709		
		M6	6.00	CL	A-6	12	0.00	15.87	84.13	27.22	20.43	35.80	21.51	14.29	0.40	1.901	2.709		
S-03	2.30	M1	1.00	CL	A-6	13	0.00	12.98	87.02	9.12	19.58	34.00	18.65	15.35	-0.62	1.839	2.711		
		M2	2.00	CL	A-6	11	0.00	14.01	85.99	26.14	19.77	34.40	21.53	12.87	0.36	1.870	2.710	**0.46**	-
		M3	3.00	CL	A-6	12	0.00	13.72	86.28	26.59	19.96	34.80	21.02	13.78	0.40	1.892	2.710		
		M4	4.00	CL	A-6	12	0.00	16.56	83.44	26.16	20.43	35.80	21.16	14.64	0.34	1.894	2.708		
		M5	5.00	CL	A-6	12	0.00	15.80	84.20	27.62	20.33	35.60	20.92	14.68	0.46	1.891	2.709		
		M6	6.00	CL	A-6	11	0.00	16.28	83.72	27.33	20.14	35.20	21.24	13.96	0.44	1.913	2.709		
PROM	2.27			CL	A-6	12	0.00	14.65	85.35	23.50	20.00	34.90	20.86	14.04	0.20	1.882	2.710	0.433	-
MINIMO	2.20			CL	A-6	11	0.00	12.77	83.44	9.04	19.35	33.50	18.38	12.87	-0.63	1.838	2.708	0.310	-
MAXIMO	2.30			CL	A-6	13	0.00	16.56	87.23	27.62	20.43	35.80	21.83	15.42	0.46	1.913	2.711	0.530	-

Fuente: Elaboración propia

5.3.2. Propiedades físicas

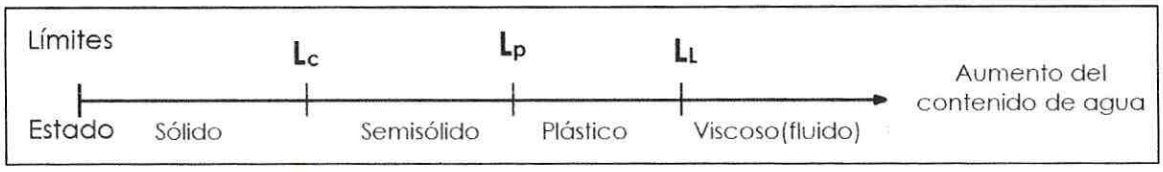
Las propiedades físicas permiten ubicar el suelo dentro de sistemas de clasificación comúnmente empleados en la práctica ingenieril, así como determinar ciertos parámetros numéricos que permiten inferir el comportamiento geotécnico del material.

Para clasificar los materiales encontrados según el sistema USC, es necesario llevar a cabo ensayos de lavado sobre el tamiz No. 200 y límites de consistencia.

En los suelos finos, su comportamiento está asociado a la cantidad de agua presente en los vacíos del mismo, para tal fin y como valores empíricos se han aceptado ciertos valores frontera donde estos cambian de comportamiento al cambiar la cantidad de agua presente en la muestra. Estos valores frontera son conocidos como límites, y son muy utilizados para caracterizar los conjuntos de partículas de suelo, agua, aire y se basan en el concepto de que un suelo fino de

acuerdo a su contenido de humedad puede presentar cuatro estados de consistencia como se muestra en el diagrama. El primer estado es seco, y a partir de este la humedad va aumentando hasta alcanzar el estado viscoso, como se muestra en el gráfico 2, así:

Gráfico 2. Estado de un suelo de acuerdo a la cantidad de agua presente



Fuente: Elaboración propia

Los contenidos de humedad y los puntos de transición de uno a otro estado se denominan: Limite de contracción L_c, Limite de plástico L_p y Límite de líquido L_L.

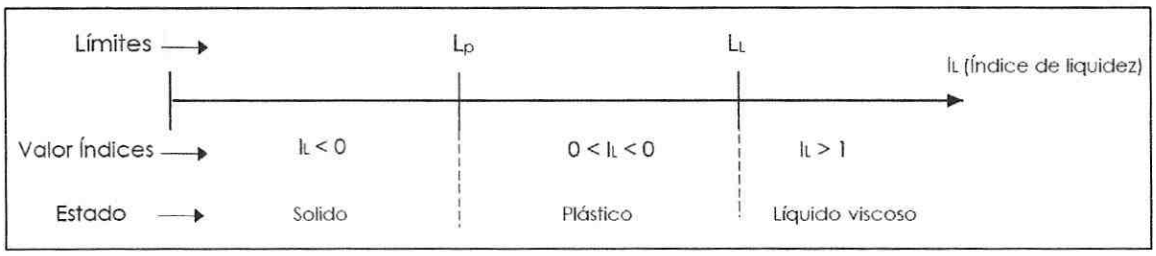
De los valores numéricos de estos límites se derivan algunas relaciones matemáticas denominadas Índices, entre los cuales se encuentran el Índice de Plasticidad, IP, y el Índice de Liquidez, IL.

$$IL = \frac{W - LP}{IP} \quad ;$$

IL: Índice de liquidez, W: Humedad natural, IP: Índice de Plasticidad.

En la expresión aparece el límite plástico del material y la humedad natural. De acuerdo al valor que alcance este índice se tiene un estado de comportamiento del material como se muestra en el gráfico 3, estados de un suelo de acuerdo a la cantidad de agua presente.

Gráfico 3. Rangos del índice de liquidez



Fuente: Elaboración propia

El índice de liquidez indica el potencial de consistencia de un suelo de acuerdo al valor de la humedad natural.

Según la fórmula anterior puede anotarse que para un suelo que tiene la humedad natural igual a su límite plástico el índice de liquidez es cero y para un contenido de humedad igual al límite líquido el índice es igual a 1. Con esto se puede concluir que:

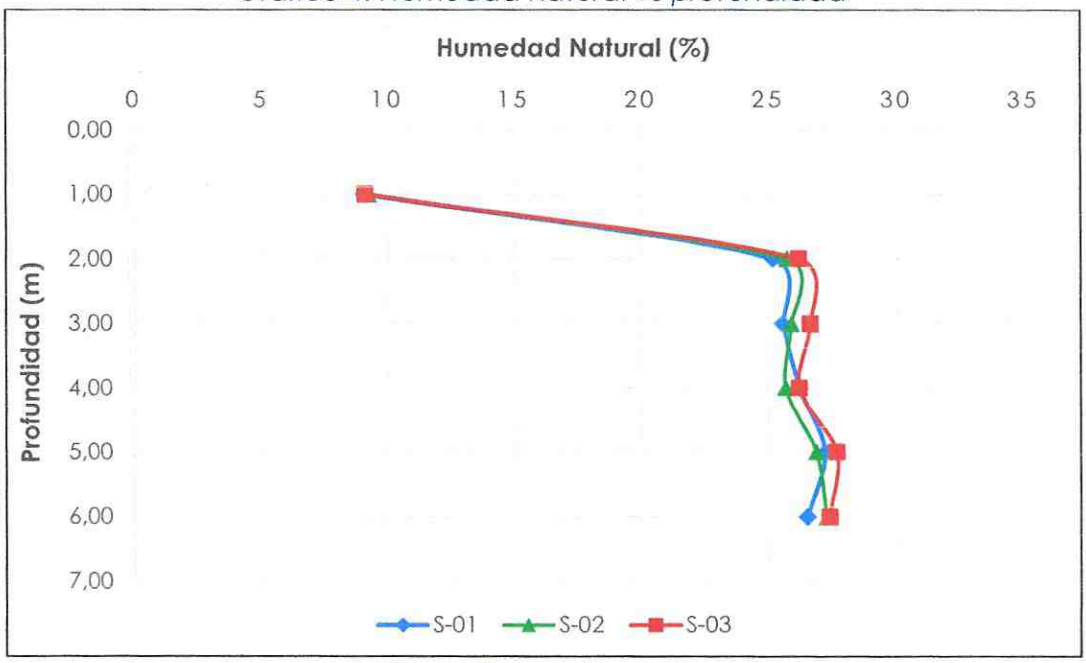
IL < 0, el suelo tendrá un comportamiento rígido

0 < IL <1, el suelo se comportará como un material plástico

IL > 1, el suelo se convertirá en un líquido muy viscoso

En desarrollo de este informe se ha buscado caracterizar los estratos del subsuelo con las siguientes propiedades físicas: humedad natural, peso unitario, peso específico de sólidos, límites de consistencia, porcentaje de partículas con tamaño menor a 0.075 mm, entre otros valores que se indican en los perfiles geotécnicos reportados. Los valores reportados en dichos perfiles obedecen a la caracterización física de los materiales recuperados en los sondeos, adicionalmente se presentan otros parámetros deducidos por medio de las expresiones matemáticas que vinculan las relaciones de fase y que provienen de la mecánica de suelos tradicional.

Gráfico 4. Humedad natural vs profundidad



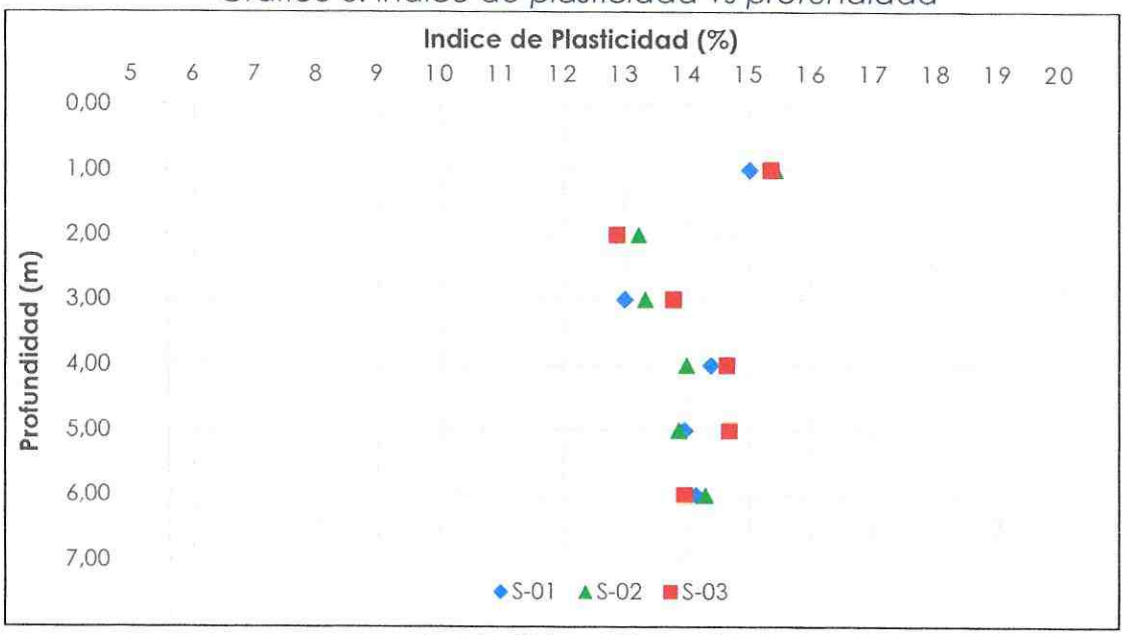
Fuente: Elaboración propia

El grafico 4 muestran los perfiles de los resultados encontrados en los ensayos de humedad natural realizados sobre cada una de las muestras evaluadas en función

de su profundidad del sitio en el cual se ubican la construcción del proyecto. Los valores encontrados para los sondeos exploratorios se encuentran en un intervalo definido por los extremos 9.04% y 27.62%; el comportamiento de las curvas muestra que la humedad en la superficie es menor.

El grafico 5 muestran las curvas de comportamiento del índice de plasticidad contra profundidad; los extremos en los resultados encontrados son 12.87% y 15.42%, lo que unido a sus valores particulares del límite líquido, permiten clasificar el depósito como de arcillas de mediana plasticidad, CL. Un Índice de plasticidad bajo son indeseables, porque significa que un pequeño incremento en el contenido de humedad del suelo, cambia rápidamente (en términos de agua adicional) de un comportamiento de semisólido a la condición de líquido, es decir resulta muy sensible a los cambios de humedad. Por el contrario, un índice de plasticidad alto, indica que para que un suelo pase del estado semisólido al líquido, se le debe agregar gran cantidad de agua, Este valor permite determinar los parámetros de asentamiento de un suelo y su expansividad potencial, entre mayor sea el IP el suelo es más plástico y mayor será la compresibilidad del suelo.

Gráfico 5. Índice de plasticidad vs profundidad

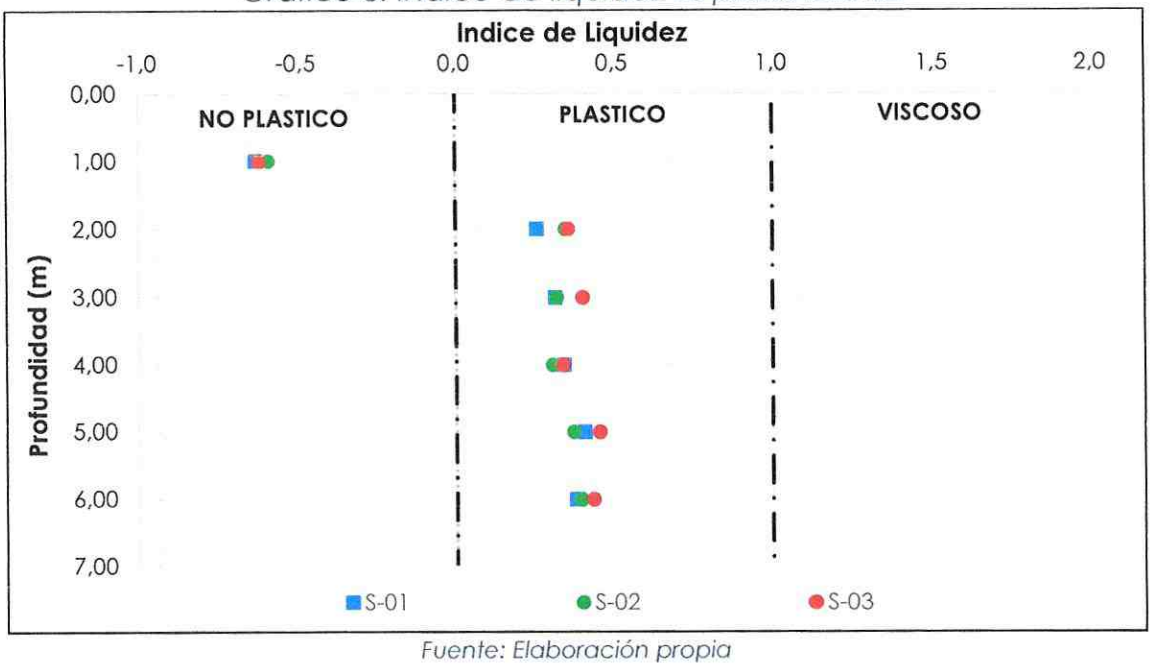


Fuente: Elaboración propia

De otro lado, en el Gráfico 6 se pueden observar los datos del valor calculado del índice de liquidez contra profundidad. El comportamiento encontrado es muy homogéneo, con lo cual también es de esperar una respuesta mecánica homogénea a lo largo de todo el perfil del suelo. A nivel de cimentación, los valores

se encuentran entre 0.31 y 0.53, lo que permite esperar que los suelos arcillosos encontrados a dicho nivel tengan un comportamiento plástico.

Gráfico 6. Índice de liquidez vs profundidad



Fuente: Elaboración propia

Tabla 7. Comportamiento del suelo

IL	COMPORTAMIENTO DEL SUELO
< 0.0	Demostrará fractura rígida al ser sometido a corte, porque el contenido natural de humedad wn es menor que el límite plástico LP. En este caso el suelo estará en estado sólido a semi sólido.
0.0 - 1.0	Como un plástico. Rango que comprende la mayoría de las arcillas en estado natural.
> 1.0	Será esencialmente un líquido muy viscoso cuando se somete a corte, porque el contenido natural de humedad wn es mayor que el límite líquido LL. Tales suelos pueden ser extremadamente sensibles al colapso de la estructura del suelo. Mientras no sean alterados de manera alguna pueden ser relativamente fuertes, pero si por alguna razón son sometidos a corte (remoldeo) y la estructura del suelo colapsa, entonces literalmente pueden fluir como un líquido viscoso.

El IL en suelos plásticos indica la historia de esfuerzos a que ha estado sometido el suelo.

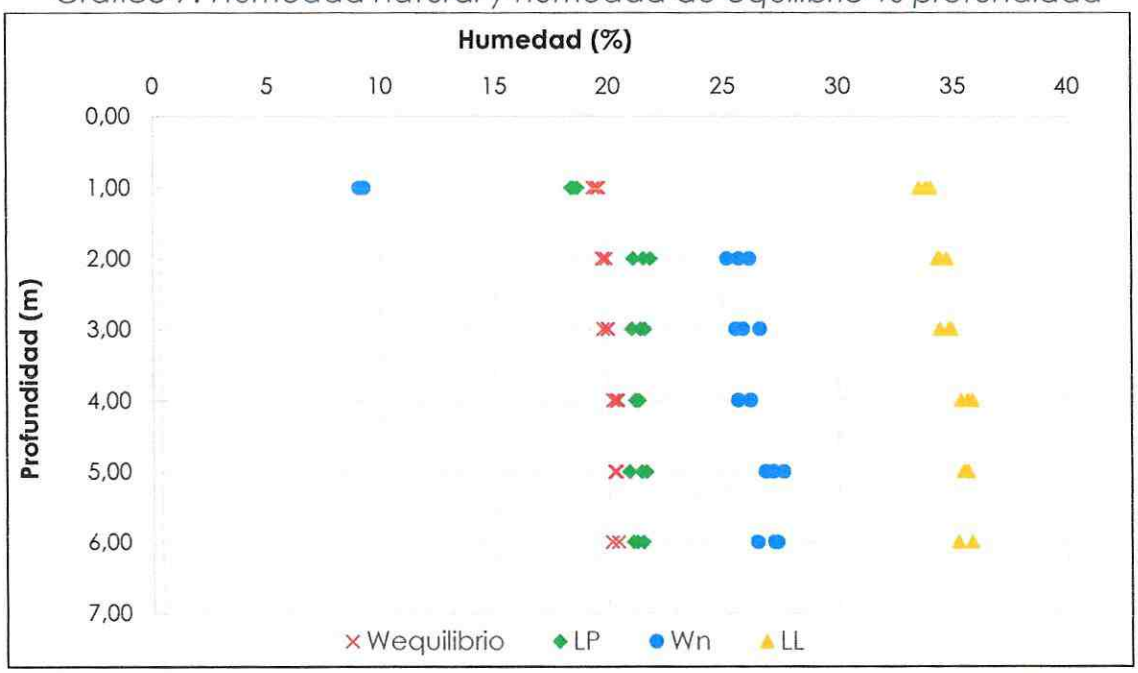
Un IL cercano a 0 Significa que es un Suelo preconsolidado (suelo que ha soportado presiones efectivas mayores a las encontradas al momento de la prueba por los estratos en estado natural). Por ejemplo, suelos que en superficie han estado

sometidos a la acción de la erosión (remoción de estratos superficiales).

Ahora un IL cercano a 1 Significa que es un Suelo normalmente consolidado (suelo que nunca ha estado sometido a presiones efectivas mayores que las encontradas al momento de la prueba en estado natural). En estos suelos wn cercana a LL.

El valor de IL entre 0.31 y 0.53 nos indica que el suelo se encuentra en un estado plástico de consistencia media a blanda. Dado a que el nivel freático está a 2.20 m, muy cerca de influencia de una cimentación típica, el suelo se comportará como una masa deformable. Con un IL de 0.53 el suelo está más cerca del estado líquido que del sólido, Esto significa que cualquier incremento moderado de humedad (por ejemplo, por infiltración de lluvias antes de sellar la cimentación) podría disparar el índice hacia 1.0, haciendo que el suelo pierda casi toda su cohesión y se vuelva "barro" fluido.

Gráfico 7. Humedad natural y humedad de equilibrio vs profundidad



La humedad natural Wn en el estrato superior (0.00-2.00 m) se observa muy baja (entre 9.04 % y 9.26%), esto es coherente con un material cohesivo (arcilla arenosa) que está por encima del nivel freático.

A partir de los 2.30 m de profundidad (coincidiendo con el nivel freático detectado), se observa un cambio drástico en las propiedades físicas del subsuelo. Los valores de humedad natural (w_n) presentan un desplazamiento marcado hacia la derecha en las gráficas, confirmando la transición hacia un estado de saturación en el depósito de arcillas arenosas. De acuerdo con los ensayos de Atterberg, el

Límite Líquido (LL) promedio se sitúa en 34.90% y el Límite Plástico (LP) en 20.86%, lo que resulta en un Índice de Plasticidad (IP) de 14.04%. Estos parámetros clasifican el material, según el sistema USCS, como una arcilla de plasticidad media (CL). Es fundamental resaltar que la humedad natural (w_n) se mantiene sistemáticamente por encima del Límite Plástico y de la Humedad de Equilibrio calculada (Weq = 0.47LL + 3.6). Esta condición indica que el suelo se encuentra en un estado plástico de consistencia firme a blanda, presentando un exceso de agua respecto a su estado de equilibrio natural. Desde el punto de vista geotécnico, esta saturación implica que, ante la aplicación de cargas estructurales, se inducirá un proceso de disipación de presión de poros, lo que derivará en asentamientos por consolidación primaria.

5.3.3. Potencial de expansión de los suelos.

Para determinar las características de expansión de los suelos encontrados, se utilizaron los criterios de laboratorio más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos, basados en altos valores del límite líquido y el índice de

Para determinar las características de expansión de los suelos encontrados, se utilizaron las propiedades índices de estos. Con estas propiedades y mediante el uso de la Tabla H. 9.1-1 de la NSR-10 se definió el potencial de expansión de los suelos.

Tabla 8. Clasificación de suelo expansivos según NSR-10

Potencial de expansión	Expansión Consolidómetro (%)	LL (%)	LC (%)	IP (%)	Partículas menores 1µ (%)	Expansión libre en probeta (%)
Muy Alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 - 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 - 20.	39 - 50	8 - 18.	12 - 34.	12 - 37.	50 – 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Fuente: Título H de la NSR-10

Tabla 9. Clasificación potencial de expansión para los valores máximos encontrados en todos los sondeos ejecutados

Parámetros	Valores máximos obtenidos	Valores referencia
LL %	35.80	< 39
IP %	15.42	< 20
Potencial de expansión		**BAJO**

Fuente: Elaboración propia

Conforme a la tabla 9 y los valores allí presentados, el potencial de expansión de los suelos arcillosos encontrados es BAJO.

5.3.4. Propiedades mecánicas.

Para modelar el comportamiento mecánico del suelo de cimentación se realizan ensayos mecánicos de laboratorio que permiten evaluar parámetros numéricos que serán la base de los modelos de análisis de estabilidad. Estos ensayos se clasifican en dos grupos, el primero de ellos, pretende definir el comportamiento resistente del suelo frente a diferentes niveles de esfuerzos, el segundo grupo indica el comportamiento deformacional del suelo también bajo diferentes niveles de carga.

Para definir la resistencia del suelo se ha recurrido en el desarrollo del presente estudio al Criterio de resistencia de falla de Mohr-Coulomb, el cual considera el aumento de la resistencia cuando crece el esfuerzo de confinamiento del material, debido a fenómenos de fricción y dilatancia que presentan las partículas constituyentes del suelo. Este criterio exige la definición de dos parámetros para la elaboración del modelo: ángulo de resistencia al corte, φ, y cohesión, C. Estos parámetros se evaluaron a partir de los golpes de avance en el ensayo SPT, de los ensayos de compresión inconfinada sobre muestra inalteradas y corte directo sobre muestras remoldeadas.

A continuación, se presentan las características del ensayo SPT y la metodología propuesta por González (1998), para la determinación de los parámetros de resistencia

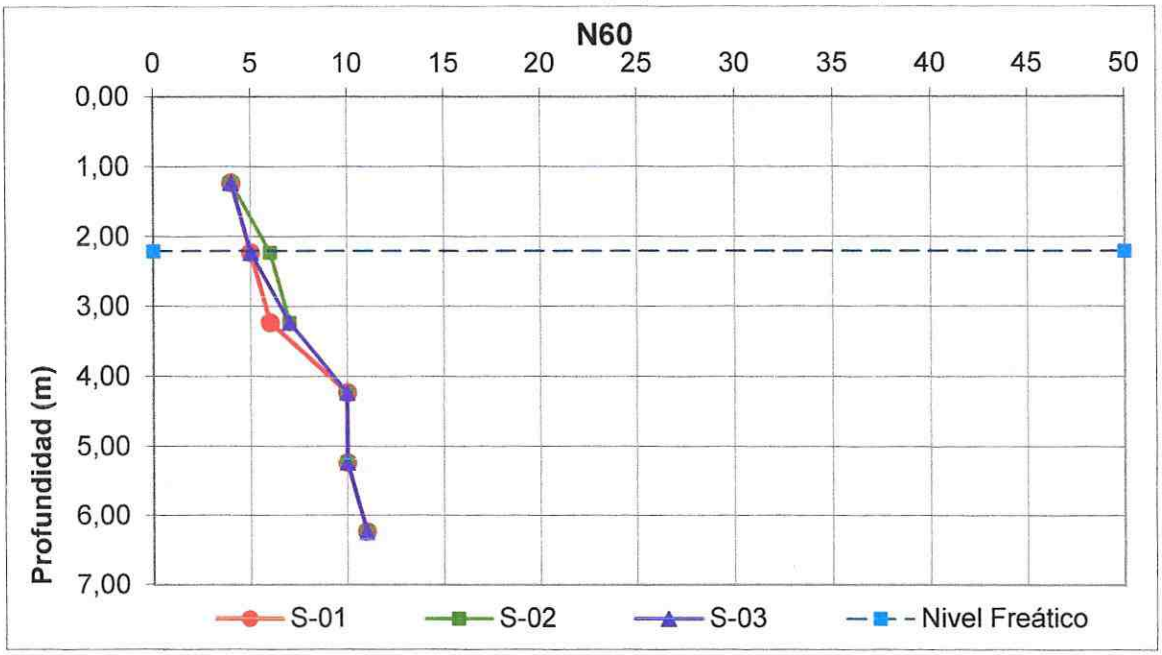
Ensayo normal de penetración, SPT. El muestreo de los suelos granulares con el toma muestras partido produce cambios intensos en su estructura original e imposibilita la correcta determinación de las propiedades mecánicas mediante pruebas de laboratorio. Para obviar esta dificultad se ha encontrado conveniente medir en forma sencilla el grado de compacidad del suelo en el sitio, al convertir el proceso de hincar el toma muestras en el terreno en un ensayo dinámico de penetración conocido como Ensayo Normal de Penetración, SPT.

EL ensayo SPT es una prueba in-situ que se realiza en el fondo de una perforación; consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso de 63 kg (140 lb) y 762 mm (30 pg.) de altura de caída, necesarios para hincar en el pie).

En el grafico 8 se muestran los perfiles encontrados para el número de golpes, N, en el ensayo normal de penetración, SPT, para los sondeos realizados. Dichos ensayos

se ejecutaron a partir de 1.00 m de profundidad. En general los valores del número de golpes encontrados en cada sondeo aumentan levemente con la profundidad.

Gráfico 8. Curvas de número de golpes N en el ensayo de SPT



Fuente: Elaboración propia

El ensayo de penetración estándar (SPT) realizado en los barrenos manuales, permitió determinar los parámetros de resistencia de los suelos, tales como el ángulo de fricción interna y resistencia al corte no drenado (Su). La consistencia y densidad relativa de los suelos puede ser calificada de acuerdo con lo indicado por Terzaghi y Peck. En la tabla 10 se muestran los criterios de clasificación según el número de golpes por pie del ensayo de penetración estándar (NSPT).

Tabla 10. Criterios de clasificación según el número de golpes del ensayo de penetración estándar NSPT

Consistencia arcillas	N	Densidad relativa arenas y limos	N
Muy Blanda	< 2	Muy Suelta	< 4
Blanda	2 – 4	Suelta	4 – 10
Media	4 – 8	Media	10 – 30
Firme	8 – 15	Densa	30 – 50
Muy Firme	15 – 30	Muy Densa	> 50
Dura	> 30		

En la tabla 11 se presenta el resumen del número de golpes/pie para cada depósito de suelo encontrado en los sondeos.

Tabla 11. Número de golpes/pie Ncampo

Sondeo	Muestra	Profundidad Inicial (m.)	Profundidad Final (m.)	Profundidad Media (m.)	golpes/pie			N_{CAMPO}
					1	2	3	
S-01	1	1.00	1.45	1.23	1	2	2	4
	2	2.00	2.45	2.23	2	2	3	5
	3	3.00	3.45	3.23	2	3	3	6
	4	4.00	4.45	4.23	4	4	6	10
	5	5.00	5.45	5.23	4	5	5	10
	6	6.00	6.45	6.23	5	5	6	11
S-02	1	1.00	1.45	1.23	1	2	2	4
	2	2.00	2.45	2.23	2	3	3	6
	3	3.00	3.45	3.23	2	3	4	7
	4	4.00	4.45	4.23	4	4	6	10
	5	5.00	5.45	5.23	4	5	5	10
	6	6.00	6.45	6.23	6	5	6	11
S-03	1	1.00	1.45	1.23	1	2	2	4
	2	2.00	2.45	2.23	2	2	3	5
	3	3.00	3.45	3.23	2	3	4	7
	4	4.00	4.45	4.23	4	4	6	10
	5	5.00	5.45	5.23	4	5	5	10
	6	6.00	6.45	6.23	5	5	6	11

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de penetración estándar (SPT) y su correlación con el perfil de diseño, se establece que las unidades cohesivas compuestas por arcillas arenosas manifiestan una consistencia MEDIA. Este perfil de resistencia es consistente con la historia de esfuerzos del depósito; los valores de N_{campo} registrados confirman la presencia de una masa de suelo con capacidad de deformación plástica, especialmente en los niveles influenciados por el ascenso capilar del nivel freático. Esta condición ratifica que el diseño de las fundaciones debe priorizar el control de asentamientos, dado que la compacidad actual del terreno favorece procesos de consolidación ante incrementos de carga moderados.

5.3.5. Clasificación del suelo guía de trabajo seguro en excavaciones

La primera actividad a realizar para determinar si una excavación requiere un sistema de protección es conocer el tipo del suelo en el cual se está realizando la

excavación. A continuación, se describen los tipos de suelos según la Guía de Trabajo Seguro en Excavaciones 2014 del Ministerio del Trabajo.

Tabla 12. Tipos de suelos

Tipo A	Tipo B	Tipo C
Es un suelo cohesivo con una resistencia a la compresión no confinada de 144 KPa ó mayor. Tipo A, si: • El suelo está fisurado. • El suelo está sujeto a vibración de tráfico pesado, hincado de pilotes, efectos similares. • El suelo ha sido previamente perturbado. • Es suelo es parte de un talud, en un sistema de capas donde las capas llegan dentro de la excavación en una pendiente de 4 horizontal a 1 vertical (4H:1V) ó mayor. • El suelo está sujeto a otros factores que podrian requerirlo para ser clasificado como un material menos inestable.	Es un suelo cohesivo con una resistencia a la compresión no confinada mayor a 48 KPa pero menor de 144 KPa, ó: • Es un suelo granular sin cohesión incluyendo: grava angular (similar a roca partida), limo, margas limosas, margas arenosas y en algunos casos, margas arcillo limosas, y margas arcillo arenosos. • Suelos previamente perturbados, excepto aquellos que puedan ser clasificados como Tipo C. • Suelos que cumplan los requerimientos de resistencia a la compresión no confinada ó de cementación para el tipo A, pero está fisurado ó sometido a vibración. • Roca seca pero que no es estable. • Material que es parte de un talud, sistema de capas donde las capas entran a la excavación en una pendiente menos de 4H:1V, pero solamente si el material pueda ser clasificado como Tipo B.	Es suelo cohesivo con una resistencia a la compresión no confinada de 48 KPa ó menos, ó: • Suelo granular incluyendo gravilla, arena margas. • Suelo sumergido o suelo donde el agua está drenada de forma lenta. • Roca sumergida que no es estable. • Material en un talud, sistema de capas donde las capas entran en la excavación sobre un talud de 4H:1V ó mayor

Fuente: Guía de trabajo seguro en excavaciones 2014. Ministerio del Trabajo.

Basado en la tabla de clasificación de suelos, el suelo objeto de estudio debe clasificarse como **Sueio Tipo C**, por las siguientes razones técnicas:

- **Resistencia a la compresión no confinada:** Los valores de N registrados (4-6 golpes) indican una resistencia a la compresión simple estimada inferior a **48 kPa (0.5 kg/cm²)**, lo cual sitúa el material dentro de la categoría Tipo C.
- **Condiciones de Humedad:** Aunque es un suelo cohesivo, la proximidad del nivel freático (2.20 m) y la naturaleza de las arcillas blandas, que presentan alta sensibilidad a la presencia de agua, obligan a considerar el terreno

como "suelo sumergido o suelo donde el agua es drenada de forma lenta", criterio propio de los suelos Tipo C.

5.4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL SUBSUELO

5.4.1. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT

Se presenta un método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ', mediante el empleo de los datos de SPT (N en golpes/pie). Aunque el método provee valores estimados, se obtienen resultados razonables útiles iniciales, especialmente para materiales granulares o intermedios, siendo menos aproximados para materiales cohesivos.

El procedimiento para obtener valores aproximados de valores efectivos de resistencia c' y ϕ' con SPT es el siguiente:

a) Obtener el valor de N (golpes/pie) en campo, con la profundidad respectiva e identificar al tipo de suelo en el cual se hizo el ensayo.

b) Colocar al ensayo la profundidad media entre las dos lecturas de golpes que se usen.

c) Obtener o estimar el valor del peso unitario total de la muestra, preferentemente en el sitio. Esta se puede obtener de la muestra de la cuchara perdida, pero corrigiendo el área por la compresión que sufre la muestra al entrar al muestreador.

d) Obtener lo más fiablemente posible la posición del nivel piezométrico.

e) Calcular el valor de los esfuerzos totales (σ), la presión de poros (uw) y los esfuerzos efectivos ($\sigma' = \sigma - uw$) para toda la columna de ensayo. Hay que tener en cuenta que el material puede estar saturado y la presión de poros puede ser negativa hasta la altura de capilaridad.

f) El valor de N45 para Colombia se corrige por confinamiento con la formulación de Cn de Seedldriss (Marcuson), teniendo cuidado que $Cn \leq 2$.

g) Se obtiene el valor de $\phi eq'$ con la fórmula de Kishida.

h) Se calcula el valor de $\tau = \sigma' \times \tan(\phi eq')$.

i) Se agrupan los valores de τ y σ' por tipos de materiales.

j) Se hace la regresión τ vs σ' para cada tipo de material y se obtienen c' y $\tan\phi'$. Si en la regresión resulta $c' < 0$, se obliga a la regresión a pasar por cero.

k) Se puede obtener el ϕ' mínimo de cada material haciendo ϕ' mínimo = $\phi eq'$ mínimo

l) Se colocan los resultados en un diagrama c' - tanϕ' y si son materiales del mismo origen geológico, los puntos normalmente se alinean en forma aproximada.

En arcillas los valores de Ncampo no se corrigen. En todos los casos, el valor Ncampo debe modificarse por la longitud del vástago según la profundidad de los sondeos. Si la profundidad del sondeo está entre 0 y 4.00 m, debe multiplicarse por 0.75, si está entre 4.00 y 6.00 m debe multiplicarse por 0.85, si está entre 6.00 y 10.00 m debe multiplicarse por 0.95, para 10.00 m o más, multiplicar por 1.00. De igual forma se aconseja que los valores de Ncampo obtenido en sondeos a cielo abierto deben multiplicarse por 1.15 por la carencia del sobrepeso.[1]

Tabla 13. Parámetros de resistencia a partir del ensayo de SPT

Sondeo	Profundidad media	N_{campo}	Tipo suelo	$N_{corregido}$	ϕeq.	Cu Kg/cm2	Densidad relativa / Consistencia
S-01	1.23	4	Arcilla	3	1.00	0.18	Blanda
	2.23	5	Arcilla	4	2.00	0.23	Media
	3.23	6	Arcilla	5	2.50	0.29	Media
	4.23	10	Arcilla	9	4.30	0.53	Firme
	5.23	10	Arcilla	9	4.30	0.53	Firme
	6.23	11	Arcilla	9	4.30	0.53	Firme
	Promedio	**8**		**7**	**3.07**	**0.38**	
S-02	1.23	4	Arcilla	3	1.00	0.18	Blanda
	2.23	6	Arcilla	5	2.50	0.29	Media
	3.23	7	Arcilla	5	2.50	0.29	Media
	4.23	10	Arcilla	9	4.30	0.53	Firme
	5.23	10	Arcilla	9	4.30	0.53	Firme
	6.23	11	Arcilla	9	4.30	0.53	Firme
	Promedio	**8**		**7**	**3.10**	**0.39**	
S-03	1.23	4	Arcilla	3	1.00	0.18	Blanda
	2.23	5	Arcilla	4	2.00	0.23	Media
	3.23	7	Arcilla	5	2.50	0.29	Media
	4.23	10	Arcilla	9	4.30	0.53	Firme
	5.23	10	Arcilla	9	4.30	0.53	Firme
	6.23	11	Arcilla	9	4.30	0.53	Firme
	Promedio	**8**		**7**	**3.07**	**0.38**	

Fuente: Elaboración propia

[1] Mecánica de suelos y cimentaciones. Carlos Crespo Villalaz. Pág. 179.

La Tabla 14 resume los parámetros de resistencia encontrados a partir del ensayo de SPT.

Tabla 14. Resumen parámetros de resistencia a partir del ensayo de SPT

Estrato	Prof. [m]	Φ [°]	Cu (kg/cm2)
Arcilla arenosa (CL)	0.00 – 2.00	1.00°	0.18
Arcilla arenosa (CL)	2.00 – 3.10	2.25°	0.26
Arcilla arenosa (CL)	3.10 – 6.40	3.95°	0.48

Fuente: Elaboración propia

5.4.2. Parámetros a partir del ensayo de compresión inconfinada

Debido a que en el sitio se presenta niveles de arcillas de mediana plasticidad, se determina el valor de su cohesión no drenada mediante el ensayo de compresión inconfinada, siendo esta condición con la cual el suelo se va a comportar en el sitio ante la aplicación de cargas, ya que al ser materiales finos la disipación del agua intersticial se lleva a cabo de forma muy lenta.

En la tabla 15 se presentan los resultados de los ensayos de compresión inconfinada realizados a las muestras de los diferentes sondeos obtenidas por medio de extracción de muestras inalteradas.

Tabla 15. Parámetros de resistencia ensayos de compresión inconfinada

Sondeo (Muestra)	Prof. [m]	Φ' [°]	C' (kg/cm²)	USC
S-02 (M1)	1.00	-	0.31	CL
S-03 (M2)	2.00	-	0.46	CL
S-01 (M5)	5.00	-	0.53	CL
	PROMEDIO	-	0.43	

Fuente: Elaboración propia

5.4.3. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad Es se obtuvo a partir del número de golpes del ensayo de penetración estándar, tal como se presenta en la tabla 16.

Tabla 16. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young Es en diferentes tipos de suelo a partir del ensayo de SPT.

TIPO DE SUELO	CORRELACIÓN (E_s en kPa)	REFERENCIA
Gravas	600(N+6) $N \leq 15$ 600(N+6)+2000 $N > 15$	Bowles, 1996

TIPO DE SUELO	CORRELACIÓN (E_s en kPa)	REFERENCIA
Arenas saturadas	250(N+15)	Bowles, 1996
Arenas limosas	1800+270N $N \leq 15$ 7740+135N $N > 15$	Ten et al, 1991
Arenas arcillosas	320(N+15)	Bowles, 1996
Limos	300(N+6)	Bowles, 1996
Arcillas	E = 600N	Bowles, 1996

Fuente: Varios autores

Tabla 17. Módulo de Young estimado para los suelos encontrados

Perfil	Material	N60	E [MPa]
0.00 – 2.00	Arcilla amarilla (CL)	3	1.80
2.00 – 3.10	Arcilla gris/amarrilla (CL)	5	3.00
3.10 – 6.40	Arcilla gris (CL)	8	4.80
	Promedio	-	3.20

Fuente: Elaboración propia

A partir de los valores consolidados en la Tabla 17, se observa que el subsuelo presenta un Módulo de Young (E) promedio de 3.20 MPa, con un rango que varía desde 1.80 MPa en la superficie hasta 4.80 MPa en los estratos más profundos. Estos resultados son técnicamente coherentes con la naturaleza aluvial del depósito y ratifican la baja rigidez de las arcillas tipo CL encontradas. Este parámetro es determinante para el análisis de servicio de la edificación, ya que confirma que el terreno posee una alta susceptibilidad a la deformación elástica inmediata. Debido a que el módulo de rigidez es reducido, especialmente en los primeros dos metros de profundidad, es imperativo que el diseño estructural considere un sistema de cimentación capaz de absorber o redistribuir los asentamientos esperados para evitar daños arquitectónicos en la fase de carga inicial.

Tabla 18. Valores Típicos del Módulo de elasticidad (E)

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad (E) Mpa
Arcilla	
Muy blanda	2-15
Blanda	5-25
Media	15-50
Dura	50-100

Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad (E) Mpa
Arenosa	25-250
Limo	2-20
Arena	
Limosa	5-20
Suelta	10-25
Densa	50-81
Arena y Grava	
Suelta	50-150
Densa	100-200

Fuente: BOWLES. Op. cit., p 99

5.5. ASPECTOS SÍSMICOS Y CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS

5.5.1. Perfil de los suelos

Para la clasificación del perfil del suelo se utilizó el promedio de los golpes SPT desde el primer metro de profundidad, obteniéndose:

Tabla 19. Promedio de SPT a lo largo de las exploraciones.

Perfil	$\overline{N_{spt}}$
Perfil de diseño	7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	$\overline{v}_s$	$\overline{N}$ o $\overline{N}_{ch}$	$\overline{s}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)

Fuente: Tabla A.2.4-2 NSR-10

De acuerdo con las características predominantes de los perfiles, los suelos se sitúan en un Tipo E (N<15).

Coeficiente de importancia: I = 1.25. De acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), en su Artículo A.2.5.1.2, las instituciones educativas (guarderías, escuelas, colegios y centros de enseñanza) se clasifican de manera estricta y obligatoria dentro del Grupo de Uso III. Esta categorización obedece legalmente a que este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus

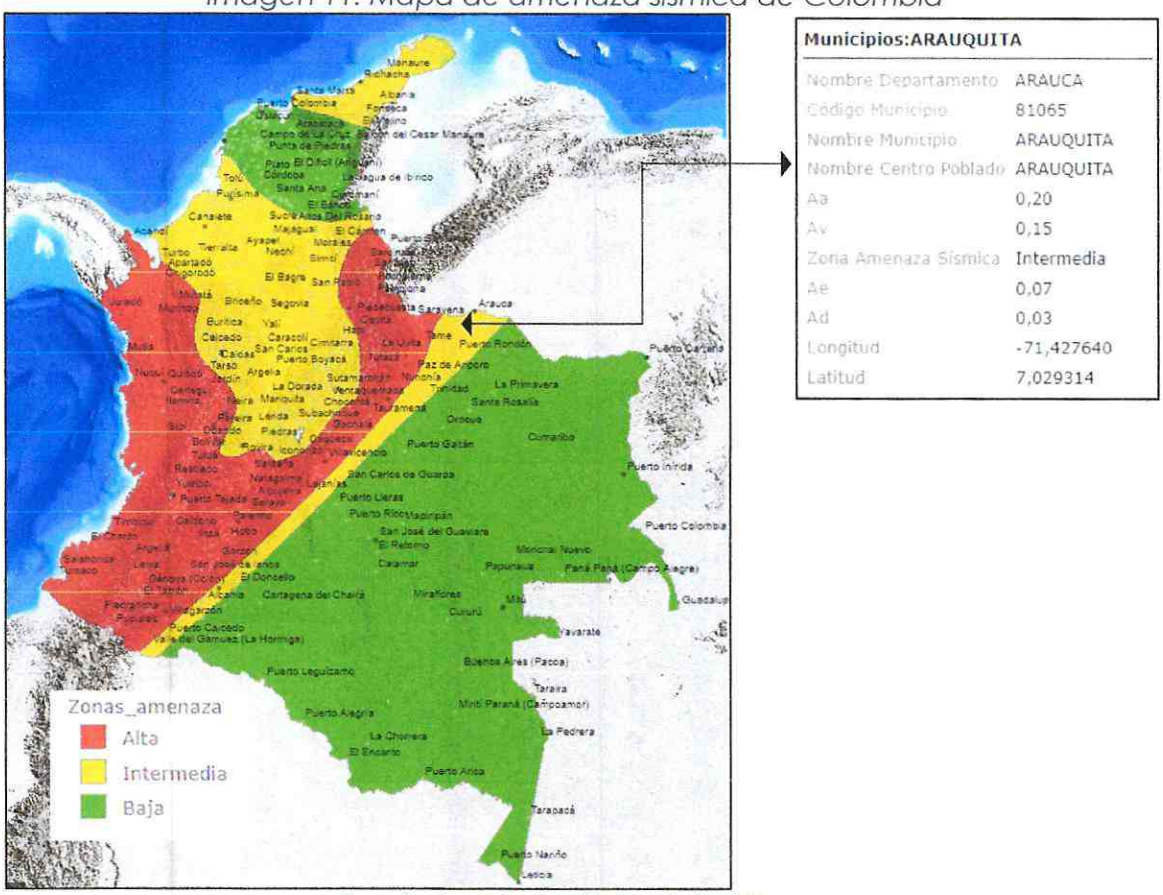
accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas de la comunidad.

La aplicación de este factor garantizará niveles superiores de seguridad estructural frente al colapso, asegurando la integridad física de los estudiantes y docentes, y limitando los daños para permitir que la edificación mantenga su operatividad de manera inmediata tras la ocurrencia de un sismo severo.

5.5.2. Clasificación de la amenaza sísmica

De acuerdo a la NSR (Normas Sismo Resistentes Colombianas 2010) título A, El municipio de Arauquita – Arauca, pertenece a una zona de amenaza sísmica Intermedia, en la imagen 11 se observa la ubicación del municipio de Arauquita en el mapa de amenaza sísmica de Colombia.

Imagen 11. Mapa de amenaza sísmica de Colombia



Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

5.5.3. Determinación de parámetros sísmicos

De acuerdo a la NSR – 10, el tipo de clasificación del suelo y la zona de amenaza sísmica, se concluye que los parámetros símicos que caracterizan esta son:

Tabla 21. Parámetros sísmicos

Tipo de Suelo	E
Aa	0.20
Av	0.15
Fa	1.70
Fv	3.35
Ae	0.07
Ad	0.03

Donde:

Aa: Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.
Av: Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.
Fa: Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debido a los efectos de sitio, adimensional.
Fv: Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
Ae: Es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.
Ad: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño.

5.5.4. Análisis de licuación de los suelos

Se habla de la **licuefacción de un suelo** o también llamada **licuación de suelos** cuando el terreno pierde su resistencia al corte y por tanto se comporta como un líquido debido a que se desarrollan presiones intersticiales de forma rápida (sin drenaje) como consecuencia de un sismo o terremoto.

Generalmente los suelos potencialmente más licuables son las arenas finas y poco densas y los limos y arenas mal gradados aunque también se han dado casos en arenas gruesas y gravas y en turbas o suelos altamente orgánicos.

Condiciones para que ocurra la licuación en los suelos:

Además del tipo de terreno, para que se produzca este fenómeno, el nivel freático debe encontrarse cerca de la superficie, la compacidad de los materiales suele ser baja (NSPT<20) y la intensidad del terremoto alta.

Concretamente, según González De Vallejo, 2002, se pueden establecer las siguientes circunstancias desencadenantes de este fenómeno:

- Sismos de magnitud igual o superior a 5.5, con aceleraciones superiores o iguales a 0.2g.
- A partir de los 15 m de profundidad no se han conocido fenómenos de licuefacción en suelos.
- El nivel freático, en la mayoría de los casos en los que se ha presentado la licuefacción se encontraba a poca profundidad, inferior a 3 m; por debajo de los 5 m de profundidad, la susceptibilidad a la licuefacción es muy baja.

De modo general, las propiedades que caracterizan a los suelos licuefactables (González de Vallejo, 2002) son las siguientes:

- Grado de saturación del 100%.
- Diámetro medio D50 entre 0.05 y 100 mm.
- Coeficiente de uniformidad Cu=D60/D10<15.
- Contenido en finos inferior al 10%.
- Bajo grado de compactación, es decir NSPT<10 para profundidades <10m y NSPT<20 para profundidades >10 m.

O según Wang, 1979, los suelos con las siguientes propiedades:

- Tamiz 0,005 mm ≤ 15%.
- Límite líquido LL ≤ 35%.
- Humedad natural w ≥ 0.9 LL
- Índice líquido IL ≤ 0.75.

Como puede verse los suelos licuables suelen estar comprendidos entre las arenas y los limos.

Estimación de la susceptibilidad a la licuación de los suelos:

En los perfiles de suelo registrados, se encontraron depósitos de arcillas de mediana plasticidad con contenido apreciable de arenas de consistencia media a firme con las siguientes propiedades:

- D50 < 0.01 mm.
- Contenido de finos > 85%.
- Límite líquido LL entre 33.50% y 35.80%.
- Humedad natural máxima (27.62%) < 0.9 LL (31%).

Teniendo en cuenta que el subsuelo está compuesto por arcillas arenosas (CL) de plasticidad media con un alto contenido de partículas finas, y a pesar de la presencia de un nivel freático somero, se concluye que los suelos del proyecto NO son susceptibles a la licuación. La cohesión intrínseca del material y sus propiedades

de plasticidad garantizan la estabilidad del terreno frente a la generación de presiones intersticiales durante el sismo de diseño.

5.6. CAPACIDAD PORTANTE

En este numeral se realiza una evaluación de las condiciones de soporte del suelo y el cálculo de la capacidad portante para las obras de este proyecto.

5.6.1. Generalidades

Se define capacidad admisible para una cimentación como: "el menor valor entre la capacidad calculada a partir de la resistencia ante falla, reducida por el factor de seguridad, y la que produzca asentamientos inferiores a los permitidos. Esta capacidad debe ser claramente establecida en los estudios geotécnicos. Después de conocer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman la zona geotécnica encontrada mediante la exploración realizada se procede a determinar la capacidad de carga y el nivel de deformaciones que se pueden presentar debido a las cargas impuestas, se establece ahora el nivel de cimentación para entrar a valorar la capacidad portante. Para el sitio de estudio se determinarán las capacidades portantes del suelo a diferentes profundidades.

5.6.2. Nivel y sistema de cimentación

El nivel de la cimentación debe quedar a una profundidad tal que se garantice una resistencia adecuada del suelo y que presente deformaciones inmediatas y por consolidación tolerable para el tipo de proyecto y las cargas que se impondrán.

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR 10, en el numeral H4.6 – Profundidad de cimentación, establece para la profundidad de cimentación:

(a) La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.

(b) En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos.

(c) Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización.

Se recomienda establecer el nivel de desplante (Df) de las zapatas para las aulas de clase a **1.50 metros** medidos desde el nivel actual del terreno natural. Esta profundidad ha sido seleccionada considerando los criterios técnicos exigidos por la norma para este tipo de subsuelo:

- Al estar en una zona de sabana inundable con arcillas de mediana plasticidad , el nivel de 1.50 m asegura que la base de la zapata se apoye en un estrato con mayor estabilidad y menor susceptibilidad a los cambios volumétricos.
- Los sondeos identificaron el nivel freático a una profundidad entre **2.20 m y 2.30 m.** Un desplante a **1.50 m** permite una separación vertical de aproximadamente **0.70 m a 0.80 m** respecto al nivel freático más alto registrado. Esto garantiza condiciones óptimas durante el proceso constructivo para la excavación y el vaciado del concreto, minimizando la necesidad de sistemas de bombeo complejos o el riesgo de "fondo movedizo" durante la instalación del acero y fundición.
- Los cálculos geotécnicos realizados para este nivel de desplante reportan una capacidad portante admisible de **9.76 Ton/m²** , la cual es satisfactoria para las cargas de servicio de las aulas de clase proyectadas.

5.6.3. Cimentación superficial

De acuerdo a la zona geotécnica encontrada y definida, se hace la evaluación de la capacidad de carga con las expresiones de cimentaciones de manera que se pueda establecer un perfil de capacidad de carga. Es necesario mencionar que para aplicar los valores de carga a áreas resultantes es indispensable comprobar que los materiales existentes son los reportados en el estudio realizado. La capacidad de soporte del suelo reportada en la exploración realizada se calculó ecuación presentada por Meyerhof; la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad Df de la cimentación es menor o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con Df igual a 3 o 4 veces el ancho se definen como cimentaciones superficiales.

5.6.4. Cálculo de capacidad portante

En este literal se procederá a realizar los diferentes cálculos de capacidad portante que apliquen a este proyecto, adicionalmente se presentaran las metodologías y expresiones matemáticas que se emplearan para el desarrollo y obtención de dichos cálculos.

Siendo más conservadores, se escogió el parámetro C_U determinado mediante el ensayo de Compresión Inconfinada para arcillas con valores de cohesión entre 3.1 T/m² y 4.6 T/m² 3.1, para determinar la capacidad de soporte del suelo de fundación, resultando un margen de seguridad superior al obtener valores menores que los calculados con el ensayo de corte de directo sobre muestras remoldeadas.

Ecuaciones de capacidad portante utilizadas en el análisis:

Ecuación general de capacidad portante para suelo con fricción y cohesión ($\phi \neq 0$, $c \neq 0$), TERZAGHI.

$$q_{ult} = c\, N_c\, s_c + q\, N_q + \tfrac{1}{2}\, \gamma\, B\, N_\gamma\, s_\gamma$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \qquad N_q = \frac{e^{(1.5\pi - \phi)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} \qquad N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

Dónde:
c: cohesión del suelo o resistencia al corte no drenado (su).
B: ancho, menor dimensión del cimiento, para cimiento circular diámetro.
γ: peso unitario del suelo de fundación
$q = \gamma D$: esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación. D=profundidad de desplante, γ peso unitario del suelo por encima de la profundidad de desplante.
Nc, Nq, Nγ: factores de capacidad de carga
sc, sγ: factores de corrección de la forma del cimiento
sc = 1+0.3 B/L; cuando L=continuo sc=1.0
sγ = 1-0.2 B/L; cuando L=continuo sγ=1.0
sc = 1.3 sγ = 0.6 para cimientos circulares

Cálculos de capacidad de carga admisible de los suelos de fundación ("perfil de diseño"):

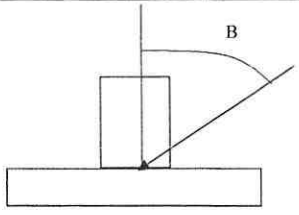
La capacidad de carga nominal del suelo fue evaluada utilizando análisis de esfuerzos totales y parámetros de resistencia obtenidos mediante los ensayos de compresión inconfinada, siendo estos resultados los más confiables, y considerando el máximo nivel freático esperado durante la vida útil de la estructura.

Tabla 22. Capacidad portante admisible

SUELO NATURAL

Propiedades del suelo					
Ángulo de resistencia al corte	ϕ = 0.00 °				
	ϕ = 0.000 rad	N.F=	2.20	m	
Cohesión	C = 3.10	T/m^2	γsat =	1.96	T/m^3
Peso unitario de la sobrecapa	γ_b = 1.842	T/m^3	$\gamma\omega$ =	1.00	T/m^3
Peso unitaro del suelo de fundación	γ = 1.882	T/m^3	γ`	0.96	T/m^3

Inclinación de cargas		
B =	0	°
	0	rad



Factores de Capacidad Portante	
Nc =	5.14
Nq =	1.00
N_γ =	0.00

H estrato	H= 6 m
FS	3

Excentricidad	e = 0.00 m

Cálculo de Capacidad Portante del Suelo para cimientos superficiales

Df	B	B/L	L	B'/L'	L'	Fcs	Fqs	Fγs	Df/B	Fcd	Fqd	Fγd	Fci	Fqi	Fγi	q	γ	σu (t/m2)	σa(t/m2)	σn(t/m2)	Qmax(T)
1.00	1.00	--	--	--		1.000	1.00	1.000	1.00	1.40	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	1.842	1.842	24.15	8.05	6.21	-
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.195	1.00	0.600	1.00	1.40	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	1.842	1.882	28.49	9.50	7.65	9.50
	1.00	0.75	1.33	0.75	1.33	1.146	1.00	0.699	1.00	1.40	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	1.842	1.882	27.41	9.14	7.30	12.15
	1.00	0.50	2.00	0.50	2.00	1.097	1.00	0.800	1.00	1.40	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	1.842	1.882	26.32	8.77	6.93	17.55
	1.00	0.25	4.00	0.25	4.00	1.049	1.00	0.900	1.00	1.40	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	1.842	1.882	25.23	8.41	6.57	33.65
1.50	1.00	--	--	--	--	1.000	1.00	1.000	1.50	1.39	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	2.763	1.606	24.96	8.32	5.56	-
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.195	1.00	0.600	1.50	1.39	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	2.763	1.606	29.28	9.76	7.00	9.76
	1.00	0.75	1.33	0.75	1.33	1.146	1.00	0.699	1.50	1.39	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	2.763	1.606	28.21	9.40	6.64	12.51
	1.00	0.50	2.00	0.50	2.00	1.097	1.00	0.800	1.50	1.39	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	2.763	1.606	27.12	9.04	6.28	18.08
	1.00	0.25	4.00	0.25	4.00	1.049	1.00	0.900	1.50	1.39	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	2.763	1.606	26.04	8.68	5.92	34.72
1.80	1.00	--	--	--	--	1.000	1.00	1.000	1.80	1.43	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.316	1.329	26.03	8.68	5.36	-
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.195	1.00	0.600	1.80	1.43	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.316	1.329	30.45	10.15	6.83	10.15
	1.00	0.75	1.33	0.75	1.33	1.146	1.00	0.699	1.80	1.43	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.316	1.329	29.35	9.78	6.47	13.01
	1.00	0.50	2.00	0.50	2.00	1.097	1.00	0.800	1.80	1.43	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.316	1.329	28.24	9.41	6.10	18.83
	1.00	0.25	4.00	0.25	4.00	1.049	1.00	0.900	1.80	1.43	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.316	1.329	27.13	9.04	5.73	36.18
2.00	1.00	--	--	--		1.000	1.00	1.000	2.00	1.44	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.684	1.145	37.80	12.60	8.92	-
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.195	1.00	0.600	2.00	1.44	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.684	1.145	44.44	14.81	11.13	14.81
	1.00	0.75	1.33	0.75	1.33	1.146	1.00	0.699	2.00	1.44	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.684	1.145	42.79	14.26	10.58	18.97
	1.00	0.50	2.00	0.50	2.00	1.097	1.00	0.800	2.00	1.44	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.684	1.145	41.12	13.71	10.02	27.41
	1.00	0.25	4.00	0.25	4.00	1.049	1.00	0.900	2.00	1.44	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	3.684	1.145	39.46	13.15	9.47	52.61
2.50	1.00	--	--	--	--	1.000	1.00	1.000	2.50	1.48	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.341	0.961	39.24	13.08	8.74	-
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.195	1.00	0.600	2.50	1.48	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.341	0.961	46.03	15.34	11.00	15.34
	1.00	0.75	1.33	0.75	1.33	1.146	1.00	0.699	2.50	1.48	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.341	0.961	44.35	14.78	10.44	19.66
	1.00	0.50	2.00	0.50	2.00	1.097	1.00	0.800	2.50	1.48	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.341	0.961	42.64	14.21	9.87	28.42
	1.00	0.25	4.00	0.25	4.00	1.049	1.00	0.900	2.50	1.48	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.341	0.961	40.94	13.65	9.31	54.59
3.00	1.00	--	--	--	--	1.000	1.00	1.000	3.00	1.50	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.821	0.961	40.28	13.43	8.60	-
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.195	1.00	0.600	3.00	1.50	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.821	0.961	47.18	15.73	10.90	15.73
	1.00	0.75	1.33	0.75	1.33	1.146	1.00	0.699	3.00	1.50	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.821	0.961	45.46	15.15	10.33	20.16
	1.00	0.50	2.00	0.50	2.00	1.097	1.00	0.800	3.00	1.50	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.821	0.961	43.73	14.58	9.75	29.15
	1.00	0.25	4.00	0.25	4.00	1.049	1.00	0.900	3.00	1.50	1.000	1.00	1.0	1.0	0.0	4.821	0.961	42.00	14.00	9.18	56.00

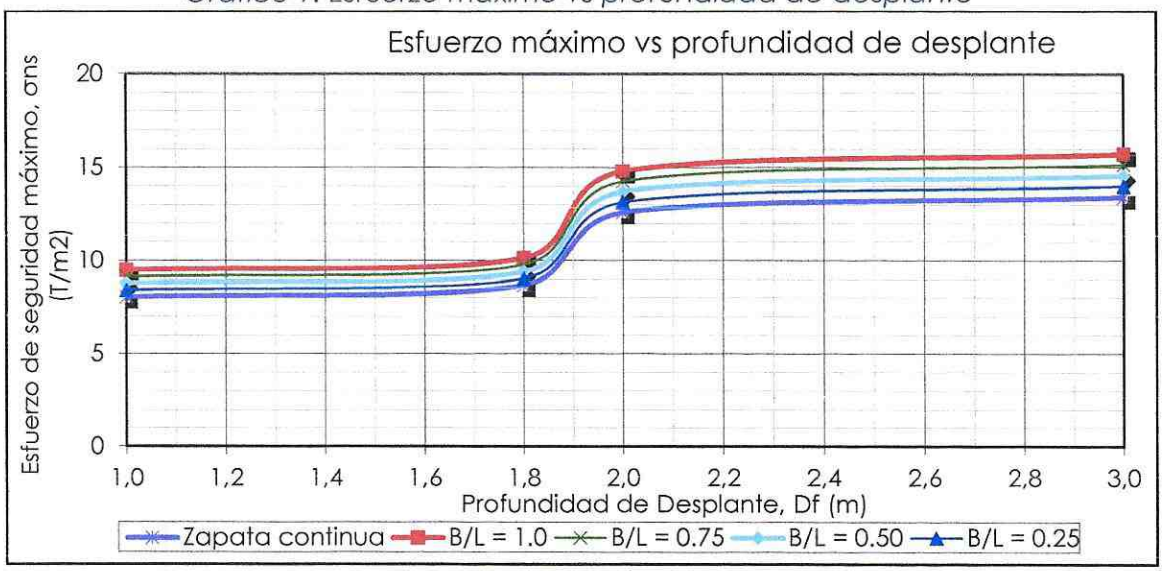
ϕ = Ángulo de resistencia al corte	Fcs Fqs Fγs	Factores de corrección por forma	Fci Fqi Fgi	Factores de corrección por inclinación
C = Resistencia no drenada				
B = Ancho de cimentación				
L = Largo de cimentación	Fcd Fqd Fγd	Factores de corrección por profundidad	σ_u = Esfuerzo último	Qmax= Carga máxima
D_f = Profundidad de desplante			σ_n = Esfuerzo neto	
L' = Largo efectivo			σ_{ns} = Esfuerzo neto de seguridad	

Fuente: Elaboración propia.

Nota: En la Tabla 22 se calcularon los valores de capacidad admisible para valor de Cohesión de 4.6 Ton/m^2 para profundidades entre 2m≤D_f≤3m.

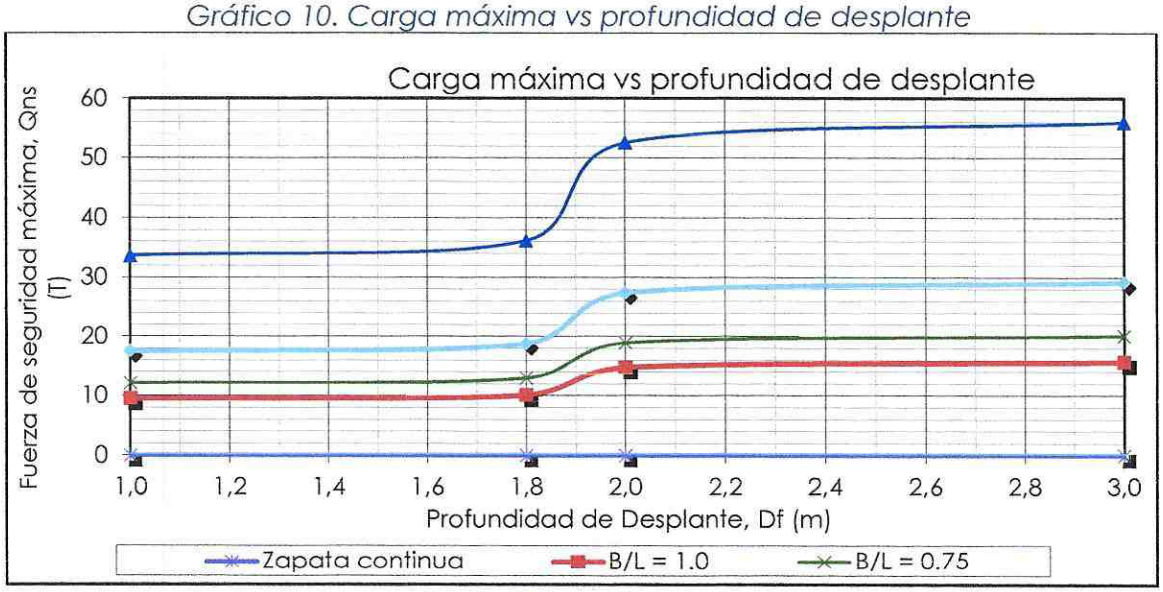
La tabla 22 muestra un incremento progresivo en la capacidad admisible conforme aumenta la profundidad de desplante (Df), observándose un salto significativo en la capacidad portante admisible al pasar de los **1.80 m** a los **2.00 m** de profundidad (pasando de **10.15** a **14.81 Ton/m²**). Este comportamiento está asociado al cambio de estrato a partir de 2.00 m donde encontramos una arcilla de consistencia media.

Gráfico 9. Esfuerzo máximo vs profundidad de desplante



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 10. Carga máxima vs profundidad de desplante



Fuente: Elaboración propia.

Para el diseño de las aulas de clase, se mantiene la recomendación de cimentar a **1.50 m**, donde se cuenta con una capacidad de **9.76 Ton/m²**. Este nivel es el más equilibrado, ya que permite cimentar en arcillas arenosas con parámetros de cohesión conocidos y mantiene una distancia de seguridad frente al nivel freático detectado entre 2.20 m y 2.30 m.

5.7. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS DE LAS OBRAS PROYECTADAS

La NSR-10 en el numeral H.4.9.2 presenta la siguiente consideración sobre el límite de los asentamientos totales:

- Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.[2]

El valor propuesto del asentamiento total por la norma colombiana es bastante alto, dado que lo que pretende es dar un tope máximo para casos especiales. Los asentamientos máximos permitidos serán verificados considerando los criterios dados en las tablas 23 y 24.

Tabla 23. Asentamientos diferenciales máximos, NSR-10

Tipo de Construcción	Asentamiento Diferencial máximo
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/160

L= distancia entre apoyos o columnas

Si se limitan los asentamientos máximos totales, también se limita la ocurrencia de asentamientos diferenciales. Por este motivo en la práctica se recomienda ser más estricto en los asentamientos máximos tolerables para una estructura. Es común encontrar valores en el rango de 2.5 a 5.0 cms. Los valores más pequeños se emplean en suelos firmes o granulares, con asentamientos de tipo elástico. Los valores más altos se emplean para el caso de suelos finos de consistencia media a

[2] MADS. NSR-10 Op. Cit., p. H-18.

blanda y con posibilidades de sufrir asentamientos por consolidación a mediano y largo plazo.[3]

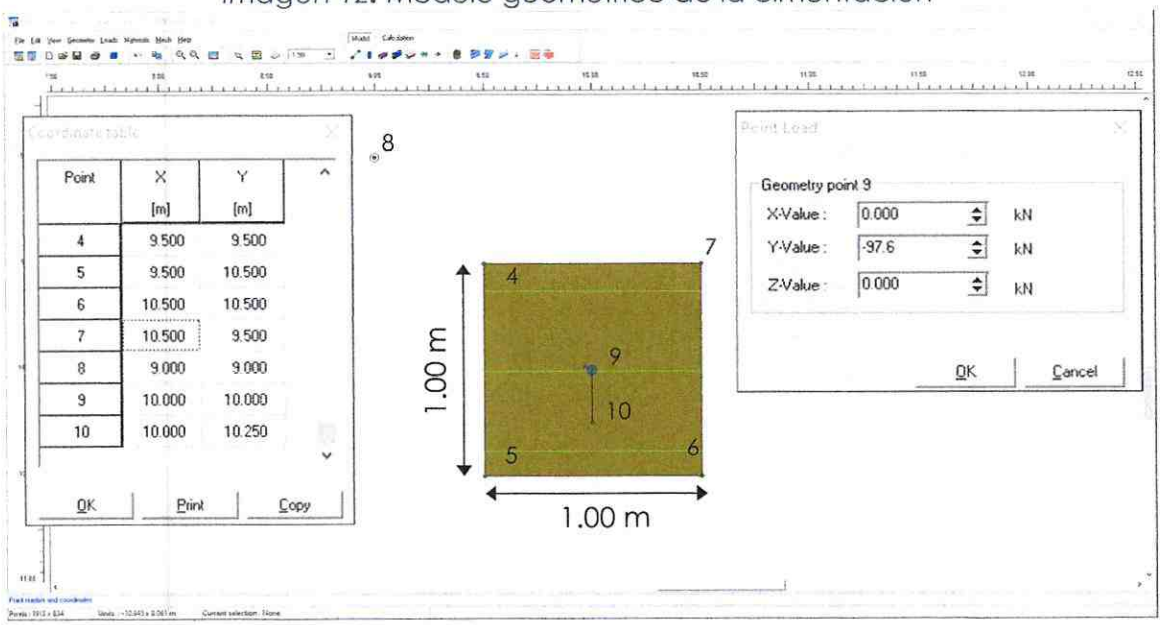
Tabla 24. Asentamiento total admisible[4]

Tipo de Estructura	Asentamiento total Admisible (mm)
Edificios de oficinas o residenciales	12 a 50 25 es el valor más común
Edificios Industriales, Fábricas	25 a 75
Puentes	50

5.7.1. Metodología para el cálculo de asentamientos

Se analizarán los asentamientos de la cimentación con ayuda del software Plaxis 3D Foundation. Este método esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. Estos elementos se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. El método típicamente utilizado es el de la formulación de desplazamientos, el cual presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente.

Imagen 12. Modelo geométrico de la cimentación



Fuente: Programa Plaxis 3D Foundation

[3] PINEDA, José Ricardo. Op. Cit., p 192.
[4] CODUTO. Op. cit., p 29.