ESTUDIO DE SUELOS
URBANIZACION LOS SAUCES II
MUNICIPIO DE MOCOA
DEPARTAMENTO DE PUTUMAYO

ENERO DE 2019
INFORME FINAL HITO 4 – HITO 6 – HITO 8
473 VIVIENDAS

GS
Ingeniería
GEOSUELO

CONSULTORIA EN INGENIERIA CIVIL Y GEOTECNIA

Ingeniería GeoSuelo SAS.
NIT 901096036-5
Calle 9 No 38-64 Mari Luz 3, San Juan de Pasto, Nariño, Colombia.
ingenieriageosuelo@gmail.com
Cel.: 314 6577802

San Juan de Pasto, 12 de febrero de 2019

Señores:

German Mora Insuasti

NIT. 12.965.825

Cordial saludo.

Por medio de la presente, Ingeniería GeoSuelo S.A.S. remite el estudio de suelos N. ES-MOCOA-252-2018. En concordancia con lo observado en la visita de campo y los documentos suministrados por el contratista. Se hace claridad que el presente estudio está fundamentado en hallazgos en campo y se recomienda atender las sugerencias y observaciones planteadas en este informe.

Atentamente.

Original Firmado

Ing. David Esteban Diaz Taquez

Ingeniería GeoSuelo S.A.S

Contenido

1 INTRODUCCION 7
2 OBJETIVOS 8
3 ALCANCE DEL ESTUDIO 9
3.1 Exploración: 9
3.2 Ensayos de laboratorio 10
3.3 Procesamiento de la información de campo y de laboratorio 10
4 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCION DEL PROYECTO 11
4.1 Generalidades: 11
4.2 Geología General: 16
4.2.1 Unidades Cronoestratigráficas: 16
4.3 Geología Estructural 18
4.4 Geología local 20
4.5 Geología para la ingenieria: 21
4.6 Geomorfología 22
4.7 Localización del Proyecto: 23
4.8 Consideraciones título H –NSR10: 25
5 MARCO LEGAL 26
5.1 Definición del número de unidades de construcción: 27
5.1.1 Calculo de número de sondeos y profundidad de sondeo. 29
5.1.2 Resumen: Cálculo y profundidad de sondeos 34

5.2 Zonificación Sísmica 34
5.3 Microzonificación sísmica 35
5.4 Parámetros de Diseño Sismo – Resistente 35
5.5 Movimientos sísmicos de diseño 35
5.6 Tipo de suelo 36
5.7 Proceso de Obtención de Vs para los estratos de suelo comprendidos entre 0m y 6m de profundidad. 37
6 INVESTIGACION DE CAMPO 43
6.1 Localización de puntos de exploración 44
7 INVESTIGACION DE LABORATORIO 46
7.1 Observaciones: 47
7.2 Esquema de ensayos: 49
7.3 Comentarios a la columna estratigráfica 50
8 NIVEL FREATICO 51
9 PERFIL DE HUMEDADES 51
10 COMPORTAMIENTO MECANICO DEL SUBSUELO 53
10.1 Análisis de resultados SPT 53
10.2 Metodología aplicada en la obtención de los parámetros geotécnicos de diseño a partir del ensayo de penetración estándar (SPT). 53
10.3 Descripción De Los Sondeos 61
10.3.1 Descripciones visuales muestras 62

10.3.2 Composición estratigráfica de los sondeos 63
11 ESTIMACION DE FACTORES DE SEGURIDAD 66
12 CAPACIDAD PORTANTE 69
12.1 Tipo de falla 69
Capacidad de soporte estimada mediante correlaciones de ensayo SPT. 72
12.2 Datos de forma de la cimentación 72
12.3 Ábacos de cimentación 74
12.4 Capacidad de soporte estimada mediante ensayos de corte directo 75
12.5 Capacidad de Carga mediante ensayo de corte directo – Condición ángulo de fricción menor: 76
12.6 Datos de forma de la cimentación 76
12.7 Ábacos de cimentación 78
12.8 Capacidad de Carga mediante ensayo de corte directo – Condición cohesión menor: 79
12.9 Datos de forma de la cimentación 79
12.10 Ábacos de cimentación 81
12.11 Calculo de asentamientos 82
12.12 Módulo de Balasto 89
13 DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE CIMENTACIONES 90
13.1 Tipo de estructura: 90
13.2 Dimensionamiento: 90

13.3 Presiones solicitadas por la estructura:.....91
13.4 Respuesta del suelo a la solicitación:.....91
13.5 Tipo de suelo y coeficientes.....92
13.6 Asentamientos.....92
13.7 Coeficientes de presión lateral de tierras.....93
14 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....94
14.1 Análisis de Resultados de la capacidad portante.....94
14.2 Recomendaciones para el diseño de cimentaciones: 95
14.3 Recomendaciones para la construcción:.....96
14.4 Recomendaciones para el manejo de excavaciones.....97

1 INTRODUCCION

A continuación, se presenta el informe, análisis de los resultados y recomendaciones del estudio geotécnico realizado en el terreno en el cuál se llevará a cabo, la construcción del proyecto ***LOS SAUCES II ETAPA***, Ubicado en el municipio de Mocoa, Departamento de Putumayo, los datos analizados en el presente informe corresponden a la totalidad de los sondeos realizados en las campañas de exploración (2) y dan cumplimiento a las 473 viviendas del Hito 4, Hito 6 e Hito 8.

El presente informe busca dar los lineamientos necesarios que permitan definir el tipo de cimentación más apropiada, de acuerdo a las características geotécnicas y respuesta del suelo a las solicitaciones propias de la estructura.

El informe geotécnico se elaboró conforme a los requerimientos del título H, de la Norma Colombiana de Diseño y construcción Sismo Resistente NSR-10 (Ley 400 de 1997 y decreto 16 de marzo de 2010).

2 OBJETIVOS

El objetivo general es determinar las condiciones geotécnicas del terreno mencionado, diagnosticar posibles dificultades y hacer las recomendaciones pertinentes.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Determinar los tipos de suelo que se encuentran en el área de estudio, así como también las propiedades tanto físicas como mecánicas, mediante ensayos de laboratorio y exploración geotécnica.
- Determinar las propiedades índices de los materiales de los estratos de suelo constituyentes.
- Determinar la capacidad portante del suelo mediante correlaciones con el ensayo de penetración estándar (SPT).
- Identificar el comportamiento geomecánico de clasificación y resistencia al corte en condición Inconfinada y en condición consolidada, para la obtención de parámetros de resistencia del suelo explorado.

3 ALCANCE DEL ESTUDIO

Comprende la exploración, estudio y análisis de los diferentes tipos de suelo que permitan dar recomendaciones de cimentación requeridas para cumplir con las solicitaciones de las cargas de proyecto, tomando como base los datos de campo y laboratorio obtenidos en las campañas de exploración geotécnica.

3.1 Exploración:

La exploración de suelo comprende dos etapas de exploración, la primera, incluye la ubicación mediante topografía de los puntos objetivos de sondeo y apiques. La segunda etapa corresponde a la extracción de muestra tanto alterada como inalterada, como se muestra en la ilustración 1.

Sondeos: Para el presente estudio, la consultoría determino el uso de métodos de roto percusión con el fin de determinar las propiedades mecánicas del material en función a la profundidad, y poder recuperar muestra mediante cuchara partida.

Apiques: Corresponde a la extracción de material de sitio en condición inalterado, esto con el fin de determinar en laboratorio propiedades de los suelos, mediante ensayos de compresión inconfinada y corte directo sobre muestras inalteradas.

Es de anotar que los resultados de la etapa 2 corresponden a caracterización física y una aproximación al comportamiento mecánico del suelo a partir de las correlaciones de SPT, que posteriormente son relacionados con los ensayos de laboratorio.

3.2 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio corresponden a lo solicitado para dar cumplimiento al título H, Norma Colombiana de Diseño y construcción Sismo Resistente NSR-10

3.3 Procesamiento de la información de campo y de laboratorio

Esta etapa corresponde al análisis de los datos recopilados en campo, del ensayo SPT y de las muestras inalteradas recolectadas en sitio, con los datos se realiza la estimación de parámetros de asentamientos y capacidades de carga, de acuerdo a las características del proyecto a construir.

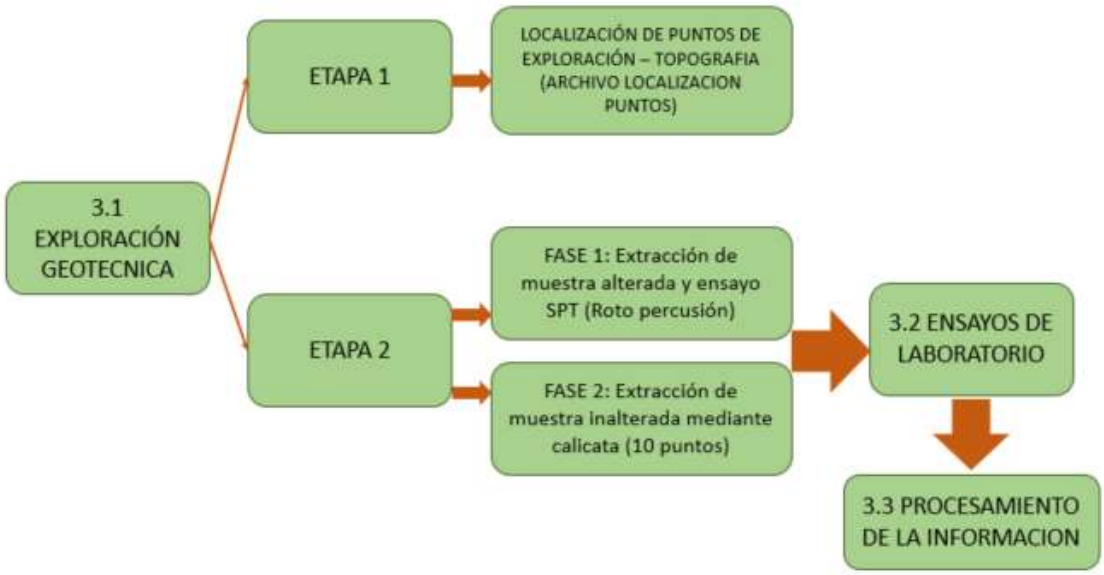


Ilustración 1 - Programa de exploración geotécnica en campo - Urbanización Los Sauces – Mocoa

4 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCION DEL PROYECTO

4.1 Generalidades:

El proyecto se encuentra localizado en el municipio de Mocoa del departamento de Putumayo.

El municipio de Mocoa está ubicado en el valle del río Mocoa, río que por ser joven se encuentra en permanente formación con una erosión activa, no solamente de su cauce principal, sino también de sus afluentes que bajan de la cordillera o de las colinas aisladas que se ha formado en el transcurrir del tiempo geológico, erosión que afecta también a las estrechas terrazas que ha ido formando el río y que son disectadas por estos afluentes, algunos de estos cruzan el casco urbano y por lo tanto ponen en riesgo permanente sus zonas de influencia en la ciudad. El valle también determina que en su gran mayoría la población está asentada en las vegas y terrazas principalmente, ya que la cordillera y la serranía de Churumbelo ubicada al oriente no permiten asentamientos humanos significativos. A su vez, el terreno en su gran parte escarpado ha permitido que el municipio este relativamente conservado, con un paisaje esplendoroso, aunque actividades como la extracción de maderas y sobretodo de leña y en alguna escala la cacería han afectado una parte de los bosques de su territorio [1].

Los límites del municipio son los siguientes:

NORTE: Con los Departamentos del Cauca (municipio de Santa Rosa) y Nariño (municipio del Tablón), arrancando desde las cabeceras del río Cascabel, por este aguas abajo hasta su desembocadura sobre el río Caquetá, continuando por este a la desembocadura del río Villalobos.

SUR: Limita con el municipio de Puerto Caicedo y va del punto anterior con rumbo oeste hasta encontrar el cauce del río Picudo, por este aguas arriba hasta su nacimiento, desde este punto en línea norte hasta encontrar en el río Mocoa, por el río Mocoa aguas arriba hasta la desembocadura de la quebrada Sungoyaco, por este aguas arriba hasta su nacimiento, desde este punto en línea recta imaginaria hasta el nacimiento de la quebrada Yurayaco, por esta aguas abajo hasta la desembocadura en el río Putumayo, por este aguas arriba hasta la desembocadura del río Blanco.

ORIENTE: limita con el departamento del Cauca (municipios de Santa Rosa y Piamonte) y el municipio de Puerto Guzmán, partiendo desde el punto anterior, continuando aguas abajo del río Caquetá hasta la desembocadura de la quebrada Sardinas, desde este punto en línea recta imaginaria hasta el nacimiento del río Jauno, continua con rumbo sur oriente en línea recta imaginaria hasta encontrar el nacimiento de la quebrada Júpiter de este punto aguas abajo hasta la desembocadura en el río Caimán, sigue hacia abajo hasta la intersección de la línea imaginaria en los límites con el municipio de Puerto Caicedo.

OCCIDENTE: desde la desembocadura del río Blanco al río Putumayo, se toma aguas arriba del río Blanco hasta la desembocadura de la quebrada Cristales, por esta hasta su nacimiento, de este punto en línea imaginaria con rumbo noroeste hasta el nacimiento de la quebrada Tortuga, por esta aguas abajo hasta su desembocadura sobre el río Mocoa, desde este punto aguas arriba hasta la desembocadura del río Titango, por este aguas arriba hasta su nacimiento y de este punto en línea recta imaginaria, con rumbo noroeste, hasta encontrar las cabeceras del río Cascabel. (Tomado de plan básico de ordenamiento territorial, Municipio de Mocoa, Componente general)



Ilustración 2: Ubicación de Mocoa dentro de Colombia

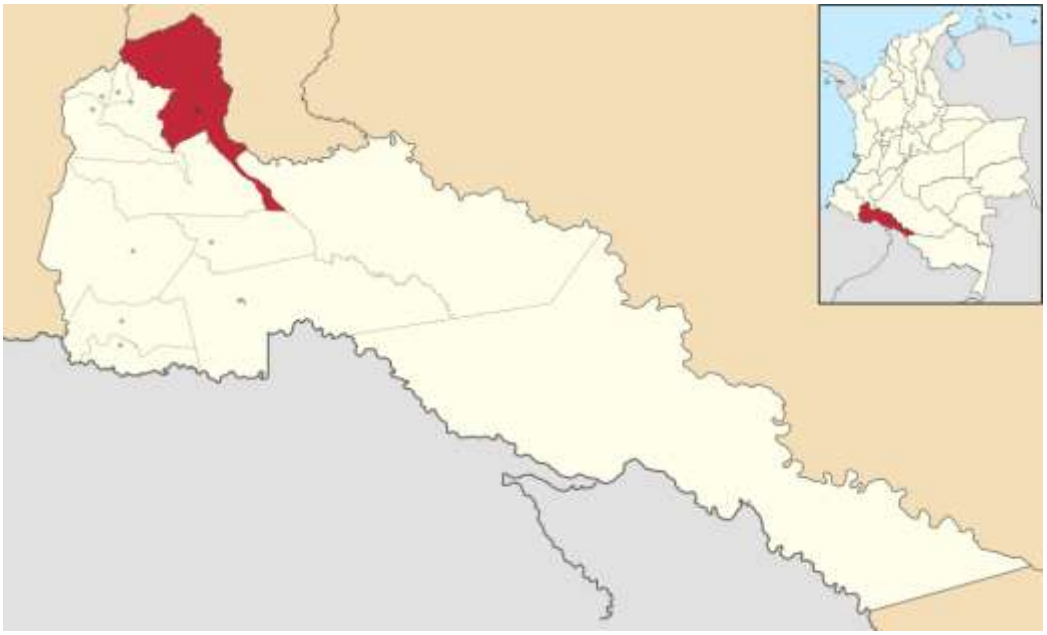


Ilustración 3: Ubicación de Mocoa – Departamento de Putumayo.

El municipio al contar con una altitud media de 604 m.s.n.m cuenta con una temperatura media de 22.7°C, tomados con la estación 44015040 – Mocoa Acueducto.

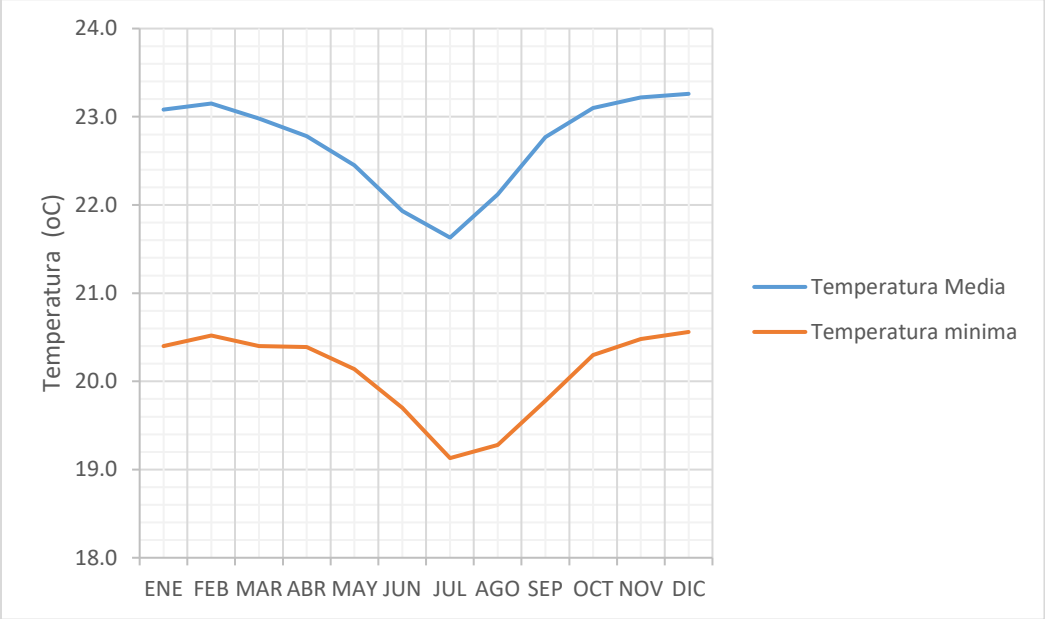
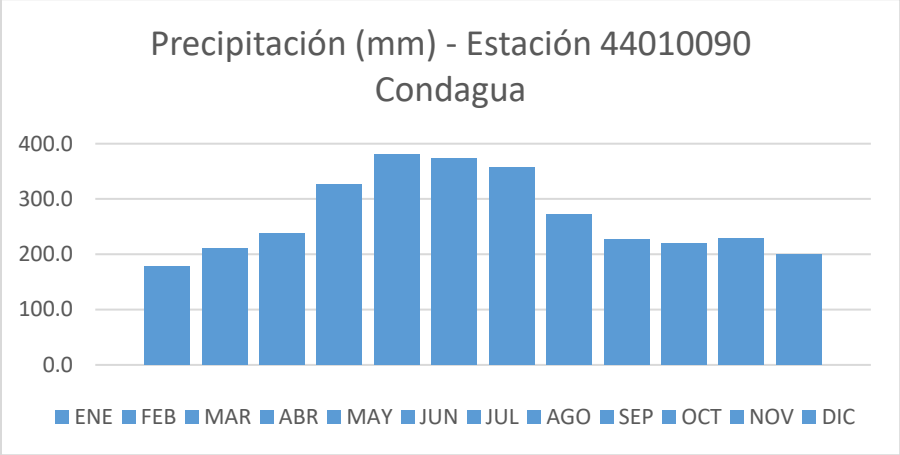
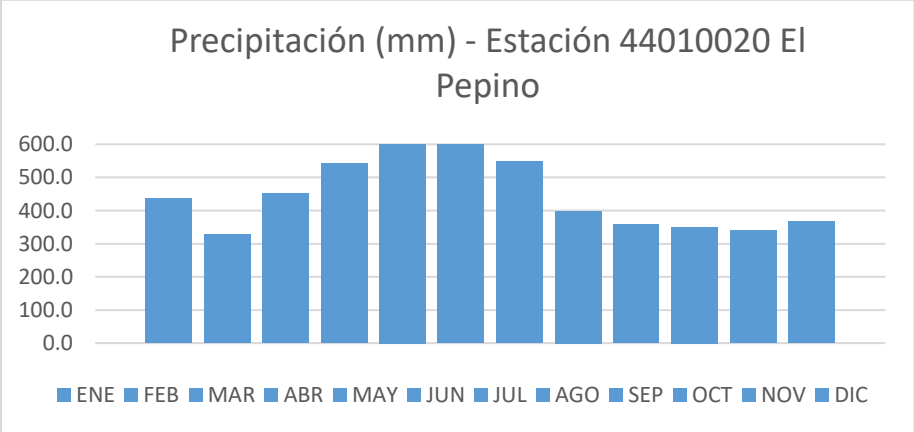


Ilustración 4 – Diagrama de Temperatura Mocoa

Los pisos térmicos determinados por la temperatura, están en relación directa con la altura sobre el nivel del mar, lo que le da al municipio la oportunidad de tener variedad de unidades ecológicas relacionadas principalmente con el factor orográfico que impone a los demás elementos climáticos, bióticos y fisiográficos una distribución altitudinal y diferentes precipitaciones que a lo largo del tiempo han oscilado entre 400 a 480 milímetros/año en promedio, los datos de precipitación del fueron tomados con las estaciones 44010020 – El Pepino (Elev. 712), la estación 44010110 - Pto Limon (Elev. 336) y la estación 44010090 – Condagua (elev. 765).





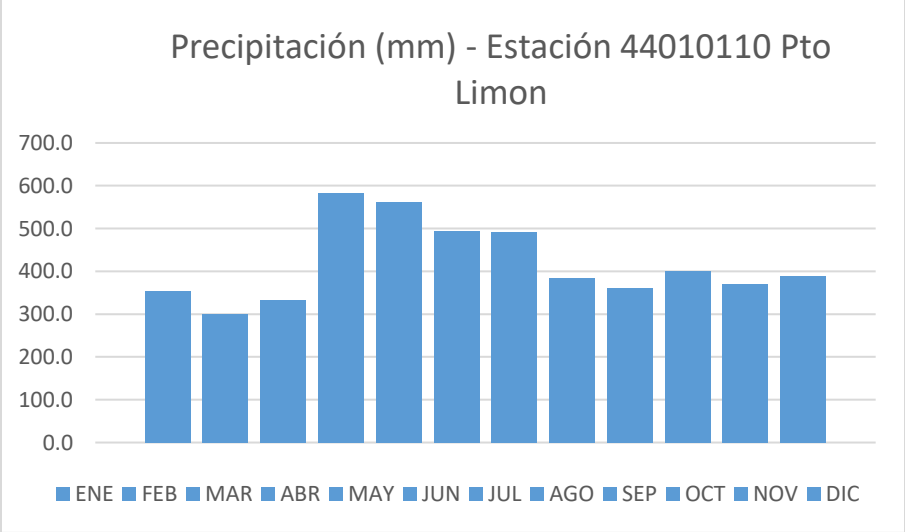


Ilustración 5 – Climográma Mocoa

4.2 Geología General:

La región sur amazónica colombiana, geológicamente se caracteriza por estar conformada por diferentes tipos de rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias que varían en edad desde el Precámbrico hasta el presente. Entre las rocas ígneas se presentan dos cinturones: uno al oriente, de edad Precámbrica, representado por los Granófiros de Tijereto; y el segundo, al occidente, representado por el Batolito de Mocoa, de edad Jura triásica. Así mismo, se presentan algunos pórfidos andesíticos y dacíticos en la Cordillera Centro-Oriental.

4.2.1 Unidades Cronoestratigráficas:

El municipio de Mocoa está dentro de la unidad cronoestratigráfica denominada Q-ca, que son abanicos aluviales y depósitos coluviales, del cuaternario: estos son depósitos formados por remoción de masa ocasionados por la gravedad y favorecidos por la saturación del suelo y roca durante periodos lluviosos, también existen en el municipio la clasificación Q-al correspondiente a depósitos aluviales y llanuras aluviales, su composición es variada y está conformada de acuerdo a los ríos que los depositan, los sedimentos depositados por los ríos de origen andinos consisten principalmente en arenas y arcillas, la sedimentación es originada por los sistemas fluviales de origen andino.

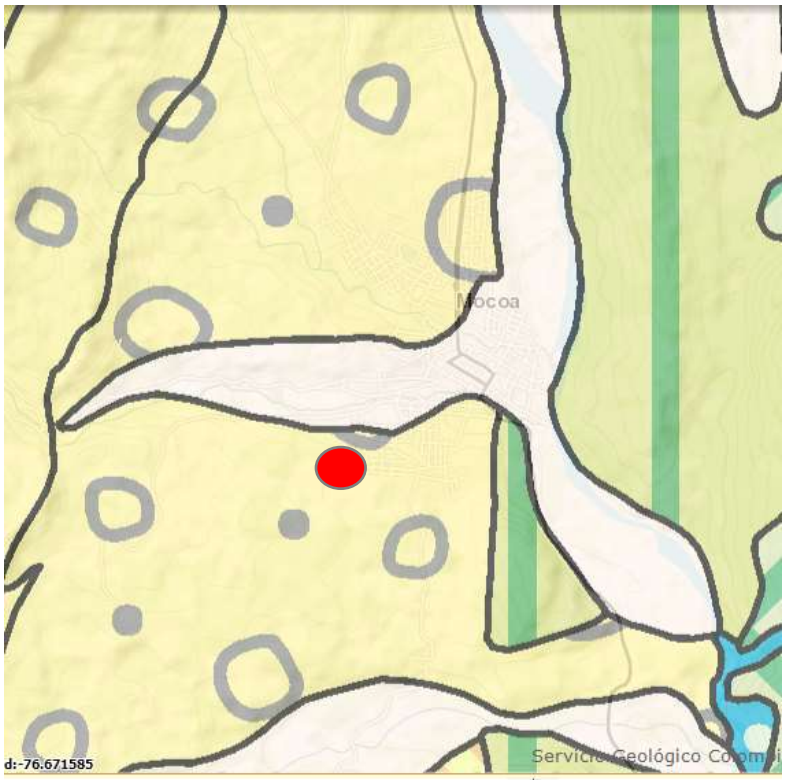


Ilustración 6 - Unidades cronoestratigraficas para Proyecto Los Sauces II

LEYENDA	
	Símbolo UC Q-ca Descripción: Abanicos aluviales y depósitos coluviales Edad: Cuaternario
	Símbolo UC K1 K5-SM Descripción: Lodolitas y margas con intercalaciones de calizas, cuarzoarenitas y limolitas silíceas Edad: Cenomaniano - Campaniano

	Símbolo UC Q - al Descripción: Depósitos aluviales y de llanuras aluviales Edad: Cuaternario
	Ubicación del Proyecto

De acuerdo con Ruiz (2018), "Los abanicos aluviales están constituidos por depósitos cuyo origen se ha relacionado directamente con la disponibilidad del material debido a la calidad de los mismos, especialmente por procesos asociados a la actividad tectónica, en este caso particular, la influencia de la falla Mocoa – La Tebaida, esta falla controla no solo la exhumación del Monzogranito de Mocoa, sino que induce un patrón de fracturamiento intenso".

4.3 Geología Estructural

En la ilustración 7, se presenta el bloque-diagrama que representa el estilo tectónico y las relaciones estratigráficas de la zona de estudio, donde el sistema de fallas de cabalgamiento N-S, Ne-Sw, concuerda muy bien con el tensor de esfuerzos vs deformación (campo de esfuerzos), dando una componente compresiva regional acorde con la tectónica regional de la zona de piedemonte de la cordillera oriental, Ruiz (2008).

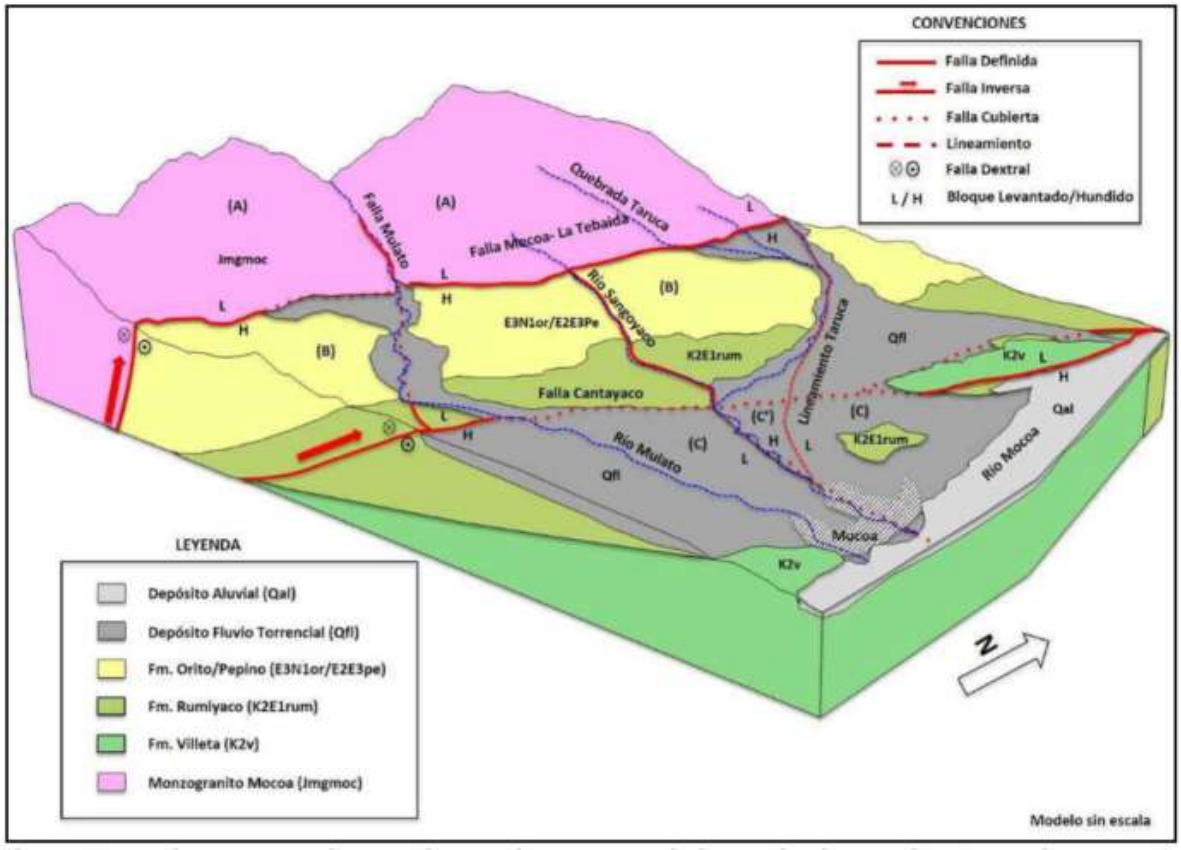


Ilustración 7 -Bloque-diagrama que representa el estilo tectónico y las relaciones estratigráficas de la zona de estudio

Como se observa en la figura las fallas inversas N-S, NE-SW (en rojo), con componente destral, limitando los bloques A-B y C y fallas normales NW-SE que limita los bloques C y C'.

El proyecto Sauces II, no se encuentra sobre ninguna de las fallas propuestas, el proyecto en mención se encuentra sobre el bloque C (formación Villeta en el cerro la Reserva), como se menciona en Ruiz (2008), el bloque C' está hundiéndose con respecto al bloque (C), entre la Falla de Sangoyaco y el lineamiento Taruca, que forma una cuña al llegar al municipio de Mocoa.

Según Ruiz 2008, las fallas inversas orientadas N-S y NE-SW (Fallas Mocoa-La Tebaida y Cantayaco), con levantamiento de bloques, en un sistema

compresivo dirección NW-SE, originando zonas de cizalla, con aporte de material en el frente montañoso. Estas fallas también presentan una componente dextral, por lo tanto el sistema llega a ser transpresivo.

Fallas normales orientadas NW-SE (Fallas Mulata y Sangoyaco) y lineamientos Taruca, transversales a las fallas inversas, en un sistema extensivo, originadas como respuesta a los fenómenos de compensación y levantamiento de la parte frontal de los bloques, generando subsidencia y/o hundimiento en la parte media, donde se depositan los abanicos fluviotorrenciales de la zona.

La falla Mocoa – La Tebaida (FMT), se constituye como el rasgo estructrual más importante ya que controla la exhumación del Monzogranito Mocoa contra las sedimentitas Paleógenas del grupo Orito. La FMT muestra una cinematica inversa- destral. La intensa actividad de la falla ha creado una zona de deformación importante con cataclasis y fracturamiento del macizo rocoso hasta desarrollar estructruas blocosas a muy clocosas con interaccion de hasta 4 familias de diaclasas que han facilitado asi la percolación de aguas de escorrentía y la desestabilización de las laderas.

4.4 Geología local

El proyecto Sauces II se encuentra de acuerdo con el mapa de unidades Geológicas superficiales del área de estudio 1:25.000 sobre abanicos aluviales. En la gráfica bloque diagrama presentada a continuación, SGC 2017, Ruiz (2008), el proyecto se encuentra ubicado en la unidad denominada Deposito Fluvio-torrencial Qfl, información tomada del documento ***amenaza por movimientos en masa tipo flujo de las cuencas de las quebradas Taruca, Taruquita, San Antonio y El Carmen y los Rios Mulato y Sangoyaco, municipio de Mocoa,*** que se encuentra a una escala 1:5000.

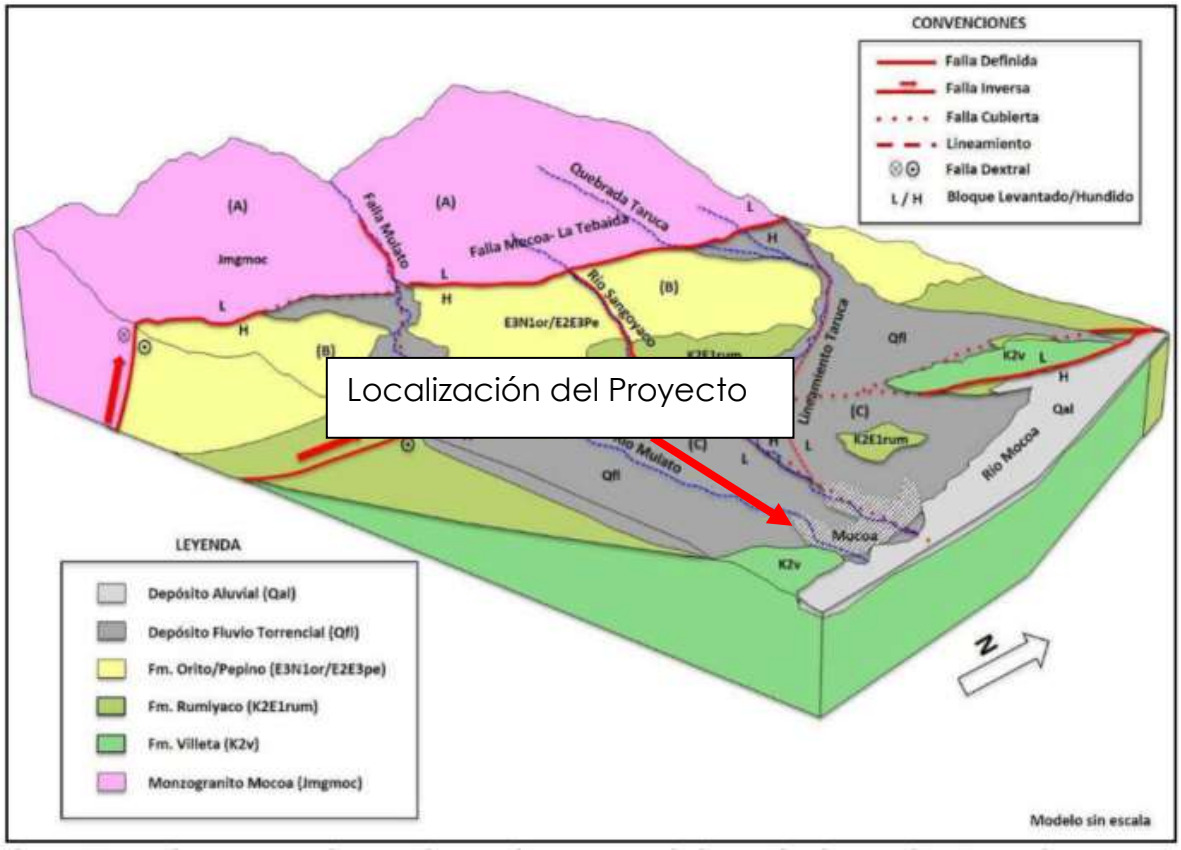


Ilustración 8 – Ubicación de proyecto sobre bloque diagrama – Municipio de Mocoa

4.5 Geología para la ingenieria:

Según Ruiz (2018), "la influencia del clima, con precipitaciones medias anuales entre 3194 y 4673 mm, que contribuyen a procesos de meteorización física y química asociada y ciclos sedimentarios de agradación – disectación (e.g. Harvey et al., 2005; Blair y McPherson, 2009; Quigley et al., 2007), dando origen a la formación de suelos residuales con espesores de hasta 5m, lo que es evidente en el área de estudio, para posteriormente ser removilizados por flujos generados por precipitaciones intensas."

El área del proyecto Los Sauces II, presenta un estrato de material de aproximadamente de 5 a 6 metros, que como se menciona más adelante, predomina una matriz fina y a medida que aumenta la profundidad el contenido de arena fina se incrementa, esto concuerda con lo planteado con Ruiz (2008).

4.6 Geomorfología

El proyecto los Sauces II, como se muestra en la ilustración 9, se encuentra localizado en el costado sur del Municipio de Mocoa, en la influencia del rio Mulato.

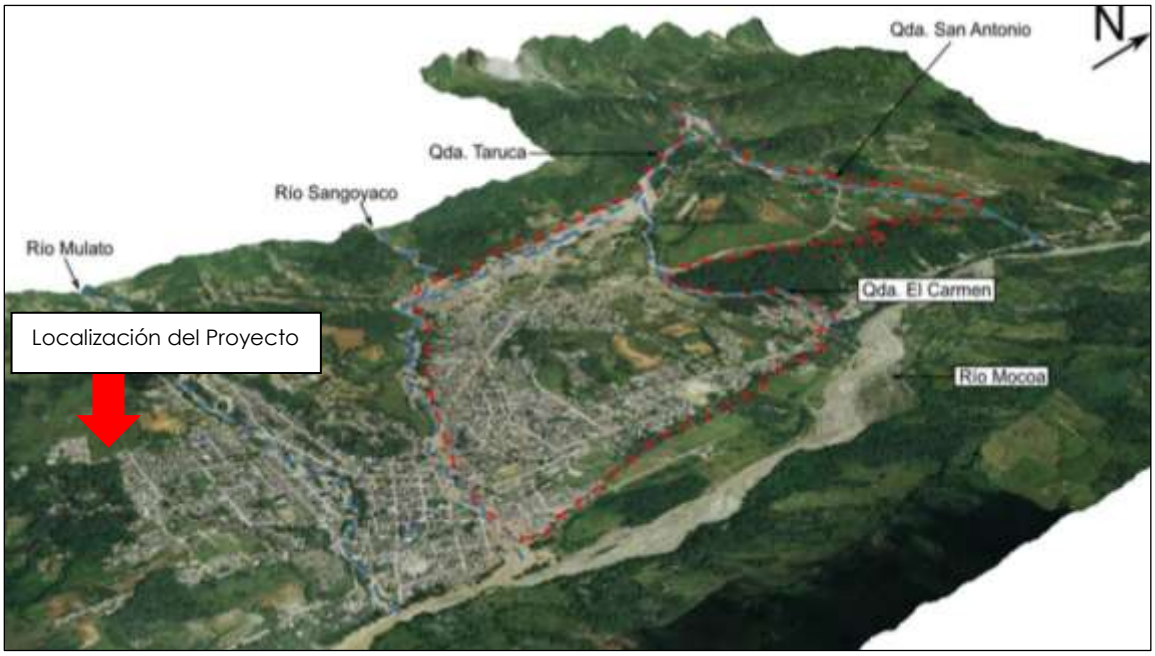


Ilustración 9 – Localización del proyecto Los Sauces II

De acuerdo con Ruiz (2008), en los perfiles longitudinales de los abanicos fluviales se puede observar la influencia de los movimientos en masa en la evolución geomorfológica de las cuencas, evitando en algunos sectores

puntuales la incisión del drenaje, observables principalmente en la quebrada Taruca y Rio Mulato.

Los perfiles del rio Mulato y Sangoyaco tienden a ser mas rectos, de cauces más anchos y máximas pendientes de 25.2% (14°) Y 27.6% (15°), respectivamente. Los flujos que están asociados a estos drenajes tienden a ser de mayor amplitud y menor altura, sin embargo se evidencian depósitos fluviotorrenciales en el abanico del rio Mulato hasta de 35 m de espesor en algunos sectores, para el proyecto los Sauces II una vez realizada la exploración de campo se infiere que el espesor del estrato es de como mínimo 6 metros, que es la profundidad alcanzada en los sondeos y que dio como resultado unas características de material tanto en coloración como en composición similares.

4.7 Localización del Proyecto:

El proyecto Los Sauces II, en el municipio de Mocoa, consiste en la construcción de edificaciones adosadas de tipo bifamiliar de dos pisos, sin sótanos, ni estructuras subterráneas. El proyecto en el hito 4,6 y 8 consta de 473 viviendas, ubicadas en unidades de construcción de 12 viviendas, 8 viviendas y 4 viviendas, la configuración de los hitos se encuentran configurados como lo indica la ilustración 10, **(Ver Anexo 8 – Localización de sondeos)**:



Ilustración 10 - Configuración del Proyecto

Las áreas que manejara el proyecto se resumen en la tabla

Tabla 1 – Áreas de Proyecto:

SOLUCIONES DE VIVIENDA BIFAMILIAR		
DESCRIPCION	**AREAS M2**	**PORCENTAJE**
AREA TOTAL DEL LOTE	**163,091.00**	100%
AREA DE AFECTACIÓN AMBIENTAL	**53,346.95**	33%
AREA BRUTA A UTILIZAR	**109,744.05**	67%
AREA DE CESION OBLIGATORIAS	**22,556.74**	
AREA DE PARQUEADEROS	4,138.85	
AREA DE ANDENES	11,168.77	
AREA DE VIAS	7,249.12	
AREA NETA URBANIZABLE	**87,187.31**	100%
AREA DE EQUIPAMENTO	**21,584.58**	25%
AREA ZONAS VERDES	28,418.35	33%
SALON COMUNAL 150M2 (2)	300.00	
UTB 14,75M2 (2)	29.50	

AREA UTIL (AREA 909 VIVIENDAS)	36,854.88	42%
INDICE DE OCUPACION	0.23	
INDICE DE CONSTRUCCION	0.45	

El proyecto contará con un área útil de 36854.88 m^2 y el terreno donde se desarrollara el proyecto cuenta con accesos y redes de servicios públicos, es decir existen puntos de conexión, no obstante dentro del proyecto estas redes serán objeto de desarrollo.

A continuación, en la ilustración 11, se muestra una imagen satelital del sitio:



Área de implantación del proyecto

Ilustración 11: imagen satelital ubicación del proyecto

4.8 Consideraciones título H –NSR10:

De acuerdo al numeral 3.3 estudio de suelos, el proyecto en mención NO debe atender a los criterios de la exploración geotécnica mínima, sugerida por el título E del reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, puesto que el área en conjunto de la unidades de vivienda exceden

más de 3000 m2, por lo tanto la exploración geotécnica mínima en la cual debe estar enmarcada el proyecto Sauces II, debe atender a los requerimientos del título H.

5 MARCO LEGAL

Los criterios para la ejecución del presente estudio de suelos son los establecidos en el TITULO H del reglamento colombiano de construcción Sismo Resistencia NSR-10, expedido de acuerdo con la Ley 400 de 1997. Tanto el alcance de la exploración como el programa de ensayos está acorde a lo establecido en el titulo H.

El proyecto Urbanización los Sauces II, se enmarca dentro de la unidad de construcción d) **Construcciones adosadas de categoría baja, hasta una longitud máxima en planta de 80 m,** según el numeral H.3.1 del título H, reglamento colombiano de construcción Sismo Resistencia NSR-10.

El proyecto Urbanización los sauces esta categorizada como una unidad de construcción de categoría baja según el numeral H3.1.1 del reglamento colombiano de construcción Sismo Resistencia NSR-10 por considerarse una unidad de construcción adosada, de hasta 3 niveles de construcción.

Según el numeral H.3.2.3 del mismo reglamento, número mínimo de sondeos, la exploración a efectuarse en el terreno es mínimo 3 sondeos a una profundidad mínima de 6 metros, sin embargo por tratarse de un proyecto en el cual existen varias unidades de construcción el numeral H.3.2.6 hace claridad "en proyectos con varias unidades similares, el número total de sondeos se calculará a partir de la segunda unidad de construcción y

siguientes como la mitad (50%) del encontrado en la primera unidad, aumentando al número siguiente al aplicar la reducción.

5.1 Definición del número de unidades de construcción:

Por tratarse de un proyecto de construcciones adosadas la unidad de construcción está definida por grupos de casas con hasta una longitud en planta máxima de 80 m, para la definición de las unidades de construcción para el hito 4,6 y 8 se emplearan unidades de construcción de 12 viviendas, 8 viviendas y 4 viviendas, distribuidas de la siguiente forma:

Hito 4 – Número de unidades de construcción 14, unidades de construcción de 12 viviendas.

Hito 6 – Número de unidades de construcción de 12 viviendas: 4 unidades.
Número de unidades de construcción de 8 viviendas: 7 unidades.
Número de unidades de construcción de 4 viviendas: 2 unidades.

Hito 8 – Número de unidades de construcción de 12 viviendas: 7 unidades.
Número de unidades de construcción de 8 viviendas: 12 unidades.
Número de unidades de construcción de 4 viviendas: 4 unidades.



Ilustración 12 - Definición de unidades de construcción hito 4

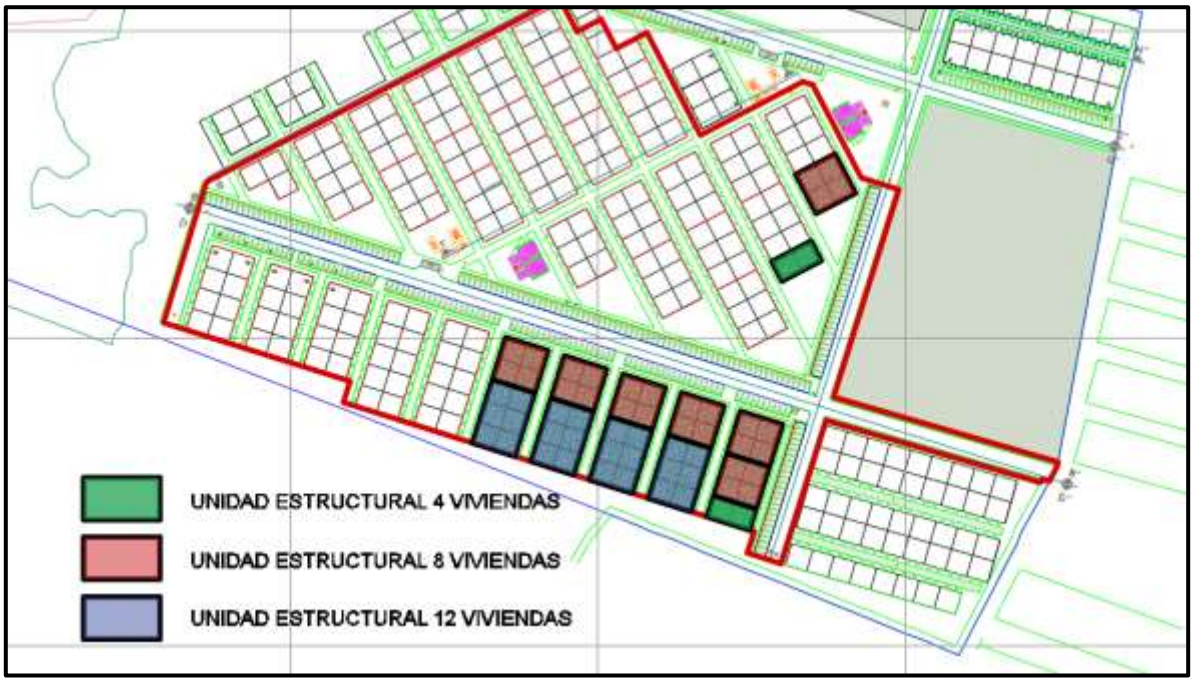


Ilustración 13 - Definición de unidades de construcción hito 6

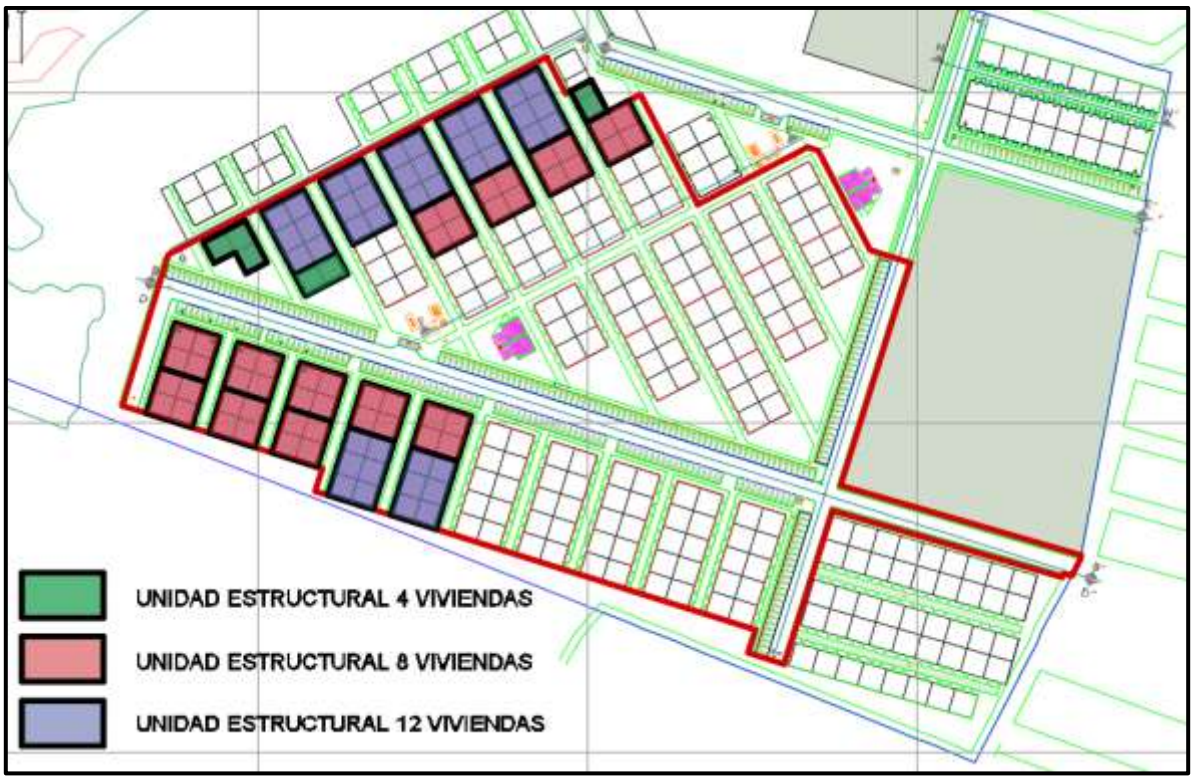


Ilustración 14 - Definición de unidades de construcción hito 8

5.1.1 Calculo de número de sondeos y profundidad de sondeo.

De acuerdo al numeral H.3.1.1 – Clasificación de las unidades de construcción por categorías, la vivienda se encuentra clasificada en una categoría de la unidad de construcción **BAJA.**

De acuerdo al numeral H3.2.3 Número mínimo de sondeos, el número mínimo de sondeos es de 3 sondeos por unidad de construcción a una profundidad de 6 m. No obstante según el numeral 3.2.6 Número mínimo de sondeos define el efecto por repetición como para proyectos con varias unidades similares, el número total de sondeos se calculara a partir de la segunda unidad de construcción y siguientes como la mitad (50%) del encontrado en la primera unidad, aumentando al número entero siguiente al aplicar la reducción. De acuerdo a lo anterior tenemos que:

Para el Proyecto Los Sauces II se hace una revisión del número de unidades de construcción definidas por manzana, detallando el número de unidades estructurales de 12, 8 y 4 viviendas encontrados en dicha manzana, posteriormente a esto se realiza el cálculo de numero de sondeos para el proyecto.

MANZANA	Unidad de construcción		
	12 viviendas	8 viviendas	4 viviendas
1	1	1	
3	2		1
4	1	1	1
5	3		
6	2	1	
7	2		
8	2	1	
9	1		
10	2	1	
11	2		

12	2		1
13			1
14		2	
15		2	
16		2	
17	1	1	
18	1	1	
19	1	1	
20	1	1	
21		1	
22	1		
23		2	1
Total	25	18	5
Número de sondeos (3*Unidad)	75	54	15
Con efecto de Repetición = 3* Primera Unidad+ (1.5 Unidades restantes)	39	28.5	9
Total de sondeos Para hitos 4,6,8		76.5 ≈ 77	

Tabla 2 – Calculo del número de sondeos

De acuerdo con el título H de NSR-10, en su numeral H.3.2.4 – **características y distribución de los sondeos:**

(c) al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.

De acuerdo con el título H de NSR – 10, en su numeral H.3.2.5 – **Profundidad de los sondeos – "**por lo menos el 50% de *todos* los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la tabla H.3.2-1 (es decir 6 metros), afectada a su vez por los siguientes criterios los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotecnista ….".

En función de lo expuesto anteriormente para el desarrollo del HITO 4,6,8, el estudio de suelos menciona que dentro del 50% de los sondeos que deben quedar sobre las proyecciones de las construcciones, se ubicaron

puntualmente los sondeos que se muestran en la tabla siguiente, y que se encuentran a una profundidad de 6 metros.

	sondeos		
	Hito 4	**Hito 6**	**Hito 8**
	6	12	19
	5	18	21
	7	43	27
	11	67	29
	15	69	57
	20	71	58
	44	72	59
	45	73	61
	46	75	62
	47	77	63
	48		64
	49		65
	50		79
	51		80
	51		85
	52		86
	54		
	55		
	56		
	60		
TOTAL SONDEOS SOBRE PROYECCION DE LAS CONSTRUCCIONES	20	10	16
TOTAL	**46**		
% DEL TOTAL	**60% - CUMPLE**		

Tabla 3 - Sondeos a 6m sobre proyecciones de construcciones

Adicionalmente a estos sondeos por consideraciones geotécnicas en la cual el incremento de esfuerzo vertical causado por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo – cimentación. Nuestro equipo de geotécnistas recomendó la extracción de muestras inalteradas en 10 puntos a 2.5 metros de profundidad. Ya que el 10% del esfuerzo vertical se encuentra a 1.70 m, esta consideración se realiza siendo la más crítica de todas las mencionadas en los literales del numeral H.3.2.5.

Criterios H.3.2.5 – Profundidad de los sondeos		
Criterio	Resultado	Comentario
a. Profundidad en la cual el incremento de esfuerzo vertical causado por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo – cimentación.	1.70 m	La exploración se realizó a 2.5 m para la extracción de material inalterado, se verifico que la columna estratigráfica no tenía cambio de tipo de material.
b) 1.5 Veces el ancho de la losa corrida de cimentación	1.5 * b= 1.5 * 0.4 m = 0.6 m	
`c) 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión	No aplica	
d) Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote o 2 veces del ancho del grupo de pilotes.	No aplica	

e) 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupo de pilotes	No aplica	
f) d) g)	No aplica	
h) Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la tabla H.3.2-1. En tal caso el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de la profundidad así establecida	Ninguno de los literales sobrepasan las profundidades en la tabla H.3.2-1	
i) en todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos señalados y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del ingeniero geotecnista responsable del estudio, se prodran reemplazar algunos	Debido a que una vez calculado el 10% el esfuerzo vertical se presenta a una profundidad de 1.70 m, se adoptarón exploraciones tipo apique para la extracción de muestra inalterada a 2.5 metros.	

sondeos por apiques o trincheras.		

Tabla 4 – criterios para selección de profundidad de sondeos.

5.1.2 Resumen: Cálculo y profundidad de sondeos para los hitos 4,6,8.

Número de sondeos necesarios	**77**		**H.3.2.6**
Número de sondeos realizados	**93**		
Número de sondeos dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones	46	Sondeos a 6m: Ver tabla 3. Sondeos	H.3.2.4 H.3.2.5
Número de apiques dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones	6	(apiques) a 2.5 m: A1, A2, A4, A5, A6, A9 (justificación literal a del numeral H.3.2.5)	
Número de sondeos a una profundidad de 6 m.	93		H.3.2.5 Por lo menos el 50% de todos los sondeos deben alcanzar la profundidad dada en la tabla H.3.2-1.

Tabla 5 – Resumen sondeos utilizados para hito 4

5.2 Zonificación Sísmica

El municipio de Mocoa, que es en donde se localizará el proyecto, se encuentra ubicado, según el mapa presentado en la figura A.2.3-1y el

apéndice A-4 del título A de la Norma Sismo Resistente NSR-10, en zona de amenaza sísmica alta.

Departamento del Putumayo						
Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Mocoa	86001	0.30	0.25	Alta	0.20	0.10
Colón	86219	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Orito	86320	0.30	0.25	Alta	0.08	0.05
Puerto Asís	86568	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Caicedo	86569	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Guzmán	86571	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Leguízamo	86573	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
San Francisco	86755	0.30	0.25	Alta	0.16	0.10
San Miguel	86757	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Santiago	86760	0.30	0.25	Alta	0.17	0.10
Sibundoy	86749	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Valle del Guamuez	86865	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Villagarzón	86885	0.30	0.25	Alta	0.08	0.05

Tabla 6: Fragmento del Apéndice A-4 de la NSR-10

5.3 Microzonificación sísmica

La presente consultoría informa que dentro de sus alcances a información primaria no encontró microzonificación especial en el sitio donde se ejecutara el proyecto, consecuentemente se trabaja con los valores del Apendice A-4 de la NSR-10.

5.4 Parámetros de Diseño Sismo – Resistente

El proyecto debe tratarse, según lo estipulado en A.2.5.1.1 como una estructura del grupo de uso I – estructuras de ocupación normal. Edificación cubierta por el alcance del reglamento NSR-10, y que no se han incluido en los grupos II, III, IV.

5.5 Movimientos sísmicos de diseño

Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectivo, representada por el parámetro Aa, y de la velocidad pico efectivo, representada por el parámetro Av.

Aa: 0.30	**Fa: 1.2**
Av: 0.25	**Fv: 1.8**
Ae: 0.20	**I: 1.00**
Ad: 0.10	

Tabla 7 – Parámetros de aceleración

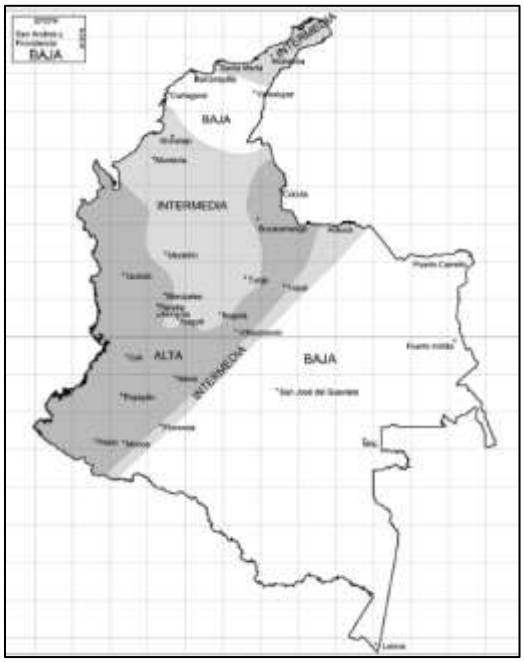


Ilustración 15: Mapa de Amenaza Sísmica en Colombia (Figura A.2.3-1 NSR-10)

5.6 Tipo de suelo

El tipo de suelo predominante en el lote estudiado, es un material limoso de consistencia firme, a partir de los 3 metros de profundidad presenta betas de arena o grava, formando una matriz soportada. En función del numeral **A.2.4.3 Parámetros empleados en la definición del tipo de suelo,** del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, se sugiere que para la estimación clasifica del tipo de suelo sea implementada la velocidad media de cortante, $\overline{Vs}$, en m/s.

Como se explica en el numeral A.2.4.3.1 del mismo código, la velocidad media de la onda de cortante se puede estimar mediante la fórmula:

$$\overline{Vs} = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{Vsi}}$$

Vsi Para el presente informe se obtiene mediante un promedio entre los valores de velocidad estimados con la referencia de los siguientes autores:

- Imai y Yoshimura - 1970
- Ohba y Toriumi – 1970
- Ohta y Goto - 1978
- Japan Road Association -2002
- Alfaro – 2006
- Maheswari et al
- Coral Moncayo - 2002

Cabe resaltar que el estimado de las ondas de corte *Vs* se realiza con las ecuaciones descritas a continuación:

Imai y Yoshimura -1970	$Vs=76\ N^{0.33}$
Ohba y Toriumi – 1970	$Vs= 84N^{0.31}$
Ohta y Goto – 1978	$Vs=85.34N^{0.348}$
Japan Road Association – 2002	$Vs=100N^{1/3}$
Alfaro – 2006	$Vs= 99.783N^{0.333}$
Maheswari et al	$Vs=95.641N^{0.301}$
Coral Moncayo -2002	$Vs=102.98\ N^{0.3438}$

Tabla 8 – Ecuaciones para el cálculo de velocidad de onda cortante por diferentes autores

5.7 Proceso de Obtención de Vs para los estratos de suelo comprendidos entre 0m y 6m de profundidad.

A continuación se presenta el proceso sobre un sondeo para la obtención de Vs promedio:

Sondeo: 4 – profundidad: 6 m

Prof. (m)	Numero de golpes en campo N	Imai y Yoshimura	Ohba y Toriumi	Ohta y Goto	Japan Road Association	Alfaro	Maheswari et al	Coral Moncayo	Promedio
1	8	150.950	160.043	175.966	200.000	199.428	178.844	210.492	182.246
2	9	156.933	165.995	183.328	208.008	207.405	185.298	219.190	189.451
3	14	181.567	190.361	213.799	241.014	240.280	211.655	255.148	219.118
4	12	172.561	181.479	202.632	228.943	228.257	202.059	241.978	208.273
5	23	213.887	222.032	254.117	284.387	283.473	245.767	302.632	258.042
6	25	219.854	227.846	261.599	292.402	291.454	252.014	311.433	265.229

Tabla 9 – Ejemplo de cálculo de la velocidad de onda cortante para el sondeo 4

Prof.	di/vs
1	0.005
2	0.005
3	0.005
4	0.005
5	0.004
6	0.004
∑	0.0277

Tabla 10 – Resultado de di/vs para el sondeo 4

$$\overline{Vs} = \frac{\sum_{i=1}^{n} di}{\sum_{i=1}^{n} \frac{di}{Vsi}} = \frac{6}{0.0277632} = 216.011\ m/s$$

Según la tabla A.2.4-2 del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, que se muestra a continuación, se presenta los tres criterios para clasificar los perfiles de suelo y en función de la velocidad de onda cortante Vs, por tanto el suelo del sondeo 4, se clasificaría como perfil D.

Tabla A.2.4-2
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
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)

Tabla 11 – Fragmento del título A del NSR-10 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelos tipos C, D o E.

El mismo proceso fue realizado para todos los sondeos.

El valor de Vsi, es un promedio de los sondeos explorados mediante el SPT, en los diferentes puntos de sondeo se encuentran en la tabla 12:

Sondeo	Profundidad Promedio	Velocidad de onda de cortante Vs	Tipo De Suelo
#	m	m/s	NSR-10
1	6	197,63	D
2	6	207,10	D
3	6	186,20	D
4	6	216,00	D
5	6	201,20	D
6	6	201,30	D
7	6	186,70	D
9	6	182,90	D
10	6	211,20	D
11	5	183,80	D
12	6	202,76	D
13	4	169,08	E
14	6	184,70	D
15	6	208,90	D
16	6	191,80	D
17	6	186,80	D
18	6	182,68	D
19	6	180,40	D
20	6	210,00	D
21	6	177,52	E

22	6	223,70	D
23	6	184,00	D
24	6	190,70	D
25	6	204,10	D
26	6	194,20	D
27	6	201,60	D
28	6	201,20	D
29	6	180,48	D
30	6	180,50	D
31	6	198,06	D
32	6	190,94	D
33	6	180,85	D
34	6	163,45	E
37	6	154,99	E
38	6	184,98	D
39	6	183,18	D
40	6	178,79	E
41	6	183,46	D
42	6	187,49	D
43	6	180,26	D
44	6	186,13	D
45	6	258,00	D
46	6	152,08	E
47	6	158,40	E
48	6	180,12	D
49	6	171,16	E
50	6	180,87	D
51	6	180,40	D
52	6	180,42	D
53	6	175,54	E
55	6	168,72	E
66	6	180,26	D
67	6	152,80	E
68	6	186,13	D
69	6	194,42	D
70	6	166,76	E
71	6	160,32	E
72	6	189,21	D

73	6	180,01	D
74	6	192,36	D
75	6	180,60	D
76	6	195,89	D
77	6	166,28	E
78	6	161,83	E
79	6	156,41	E
80	6	180,21	D
81	6	174,16	E
56	6	197,70	D
57	6	256,69	D
58	6	278,82	D
59	6	278,82	D
60	6	221,22	D
61	6	207,33	D
62	6	217,89	D
63	6	256,13	D
64	6	214,90	D
65	6	218,16	D
82	6	222,65	D
83	6	190,79	D
84	6	182,23	D
85	6	197,70	D
86	6	183,20	D
87	6	186,83	D
88	6	200,15	D
89	6	197,08	D
90	6	198,92	D
91	6	202,17	D
92	6	212,01	D
93	6	266,69	D
94	6	205,22	D
95	6	191,29	D
96	6	199,00	D
Vs (mínima)	152,08		m/s
Vs (máxima)	278,82		m/s
Vs (promedio)	193,57		m/s

Tabla 12 - Velocidad media de la onda de cortante para los diferentes puntos de perforación.

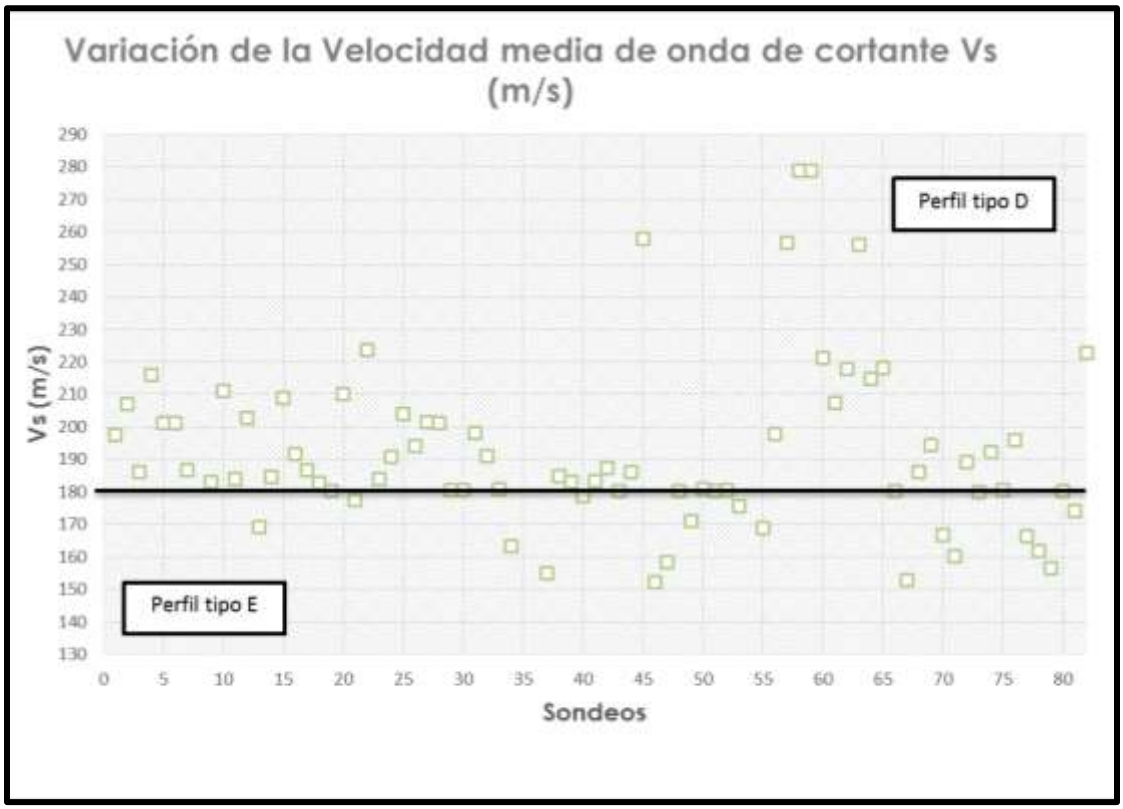


Ilustración 16 – Variación de la velocidad media de onda cortante en los puntos explorados.

Según los resultados de la velocidad media de la onda cortante, el suelo presente en el lote se clasifica como perfil **tipo D**, existen unos puntos en los cuales se presenta un perfil de **tipo E**, no obstante se infiere que este tipo de perfil se presenta por la condición de humedad de los estratos iniciales, y por su cercanía a cauces hídricos.

La metodología usada para la correlación y la obtención de la velocidad de onda cortante, si bien no se hace para los 30 metros como lo sugiere la norma, es viable de realizar en el sentido que existe un estrato de gran espesor como se infiere en la geología y que es confirmado en la exploración de campo, este aspecto puede darnos una aproximación cercana a la onda de corte de los 30 metros, si suponemos que

geológicamente estos estratos de suelos tienen una profundidad de hasta 35 metros. (Ver anexo 4 – Calculo de Velocidad de onda Cortante)

6 INVESTIGACION DE CAMPO

La investigación de campo fue dividida en dos campañas de exploración, la primera etapa constituye la perforación mediante roto-percusión de 39 puntos de sondeo a 6 metros de profundidad y la segunda etapa corresponde a la extracción de muestra inalterada de 10 puntos de exploración a 2.5 metros de profundidad.

La segunda campaña de exploración contempla 54 sondeos a una profundidad de 6 metros.

Dentro de la investigación de campo los sondeos de profundidad 6 metros, se realizó la toma de muestra metro a metro como lo sugiere el reglamento colombiano de construcción Sismo Resistencia NSR-10. Los sondeos se realizarón a cielo abierto usando equipos manuales y de avance a percusión y lavado. Obteniendo muestras alteradas a lo largo de los 6 metros de profundidad mediante tubo partido (Split-spoon), esto con el fin de determinar su resistencia por correlación y poder establecer qué tipo de cimentación sería la más conveniente para la estructura, adicionalmente se hizo obtención de muestra inalterada mediante muestreo a cielo abierto tipo apique en 10 puntos, como lo muestra la ilustración 17:



Ilustración 17 - Localización de Sondeos y Apiques

Para la fase de perforación se llevó un registro detallado donde se consignó el tipo de muestra, profundidad y descripción visual correspondiente, definiendo el tipo de material, los cambios de estrato, resultados de los ensayos de penetración estándar, resistencia del subsuelo y profundidades de nivel freático en caso de que se encuentre.

6.1 Localización de puntos de exploración

Para dar cumplimiento a lo solicitado en el titulo H de NSR-10, se exponen las coordenadas de los sondeos usados para el **HITO 4, HITO 6, HITO 8**, en la siguiente tabla:

Punto	Norte	Este
1	617994.786	1046935.61
2	617956.895	1046922.79
3	618020.421	1046859.83
4	617982.53	1046847.01
5	617944.639	1046834.19
6	617906.749	1046821.37
7	617868.858	1046808.56
8	617830.967	1046795.74
9	617974.63	1046801.78
10	617938.632	1046787.33
11	617905.244	1046776.32

12	617843.135	1046758.2
13	618046.056	1046784.04
14	618008.165	1046771.23
15	617970.838	1046759.7
16	617932.384	1046745.59
17	617894.493	1046732.77
18	617856.602	1046719.96
19	618000.319	1046728.25
20	617933.435	1046706.3
21	617871.834	1046674.81
22	618071.691	1046708.26
23	618033.8	1046695.45
24	617995.91	1046682.63
25	617958.019	1046669.81
26	617920.128	1046656.99
27	617882.237	1046644.17
28	617950.996	1046626.81
29	617895.112	1046605.41
30	617945.763	1046581.21
31	617907.873	1046568.39
32	617923.863	1046506.6
33	617805.332	1046871.52
34	617819.476	1046829.12
35	618090.489	1046582.03
36	618065.695	1046494.61
37	617992.844	1046430.13
38	618005.914	1046384.68
39	617979.156	1046377.59
40	617990.091	1046344.34
43	617929.978	1046840.52
44	617968.309	1046831.65
45	617928.738	1046818.71
46	617893.284	1046807.5
47	617891.455	1046789.2
48	617910.029	1046800.27
49	617951.381	1046799.08
50	617909.151	1046764.43
51	617934.912	1046766.56
52	617910.246	1046744.09
53	617904.548	1046720.15
54	617945.901	1046760.61
55	617927.039	1046726.84
56	617952.872	1046741.09
57	617959.001	1046726.87
58	617965.363	1046705.99
59	617953.715	1046695.66
60	617919.851	1046674.07
61	617932.913	1046639.92
62	617964.443	1046651.08
63	617976.727	1046673.41
64	617992.105	1046708.35
65	617983.268	1046742.62
66	617835.926	1046827.84
67	617815.65	1046806.85
68	617792.902	1046798.61
69	617848.29	1046790.1
70	617800.625	1046775.14
71	617812.4	1046767.1
72	617855.876	1046766.19
73	617845.485	1046744.19
74	617820.124	1046743.97
75	617863.261	1046742.15
76	617827.49	1046719.81
77	617871.306	1046718.57
78	617834.17	1046695.79
79	617859.217	1046696.58
80	617878.238	1046694.32
81	617842.348	1046672.22
82	617888.881	1046662.25
83	617867.34	1046656.66
84	617864.652	1046627.24
85	617882.702	1046625.54
86	617900.704	1046622.93
87	617873.419	1046602.31
88	617895.379	1046586.22
89	617914.408	1046577.35
90	618003.787	1046729.41
91	617920.567	1046706.13

Tabla 13 – Localización de los sondeos y apiques HITO 4.

En el **anexo 1 – SPT Campo** se presentan los resultados de campo obtenidos en el ensayo de penetración estándar y en la gráfica siguiente se resume los valores Ncampo encontrados.

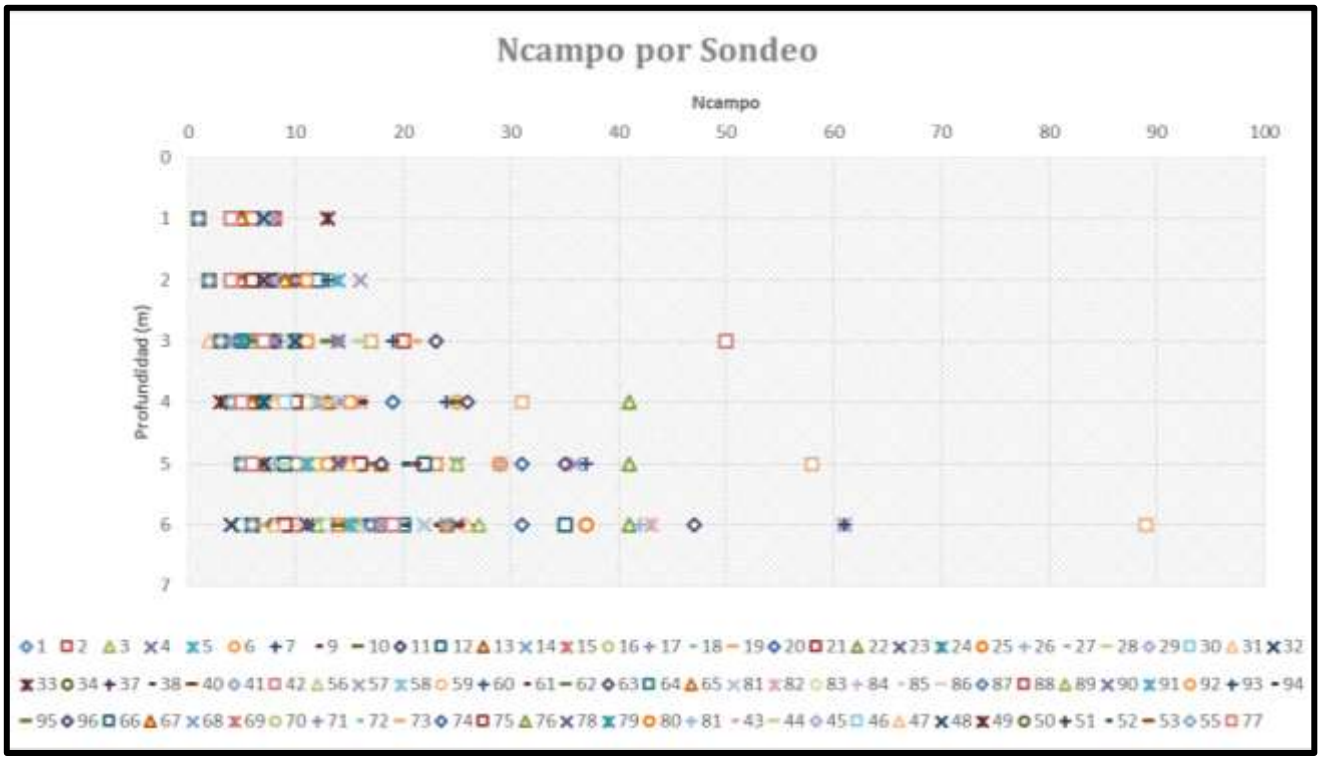


Ilustración 18 - Ncampo de sondeos explorados

7 INVESTIGACION DE LABORATORIO

Para la obtención de parámetros tanto físicos como mecánicos del suelo obtenido, se trabajó sobre muestras alteradas, las muestras fueron enviadas a las instalaciones del laboratorio de la empresa GeoSuelo SAS, donde se clasifico las muestras según sus materiales constituyentes prevalecientes, es decir se analizó visualmente según la norma INVE 102, para posteriormente verificar el tipo de granulometría predominante en la matriz de suelo, con el fin de poder conducir los ensayos apropiados y agrupar las muestras obtenidas según características similares.

A partir de este proceso se identificaron 12 tipos de materiales que se encuentran presentes en el subsuelo del área del proyecto, con una matriz formada por materiales finos y algunas betas de material granular tipo arena y grava fina, el material presenta alta plasticidad y tonalidades pardas a rojizas.

7.1 Observaciones:

Se pudo observar que los sondeos (93) a una profundidad de 6 metros cada uno, provienen del mismo lote, son visualmente de características similares, La muestra del metro inicial en los sondeos es de color marrón, con material predominantemente fino, después del metro inicial se tiene un material fino con presencia de arena a medida que la profundidad continua se puede observar que la matriz fina comienza a tener mayor cantidad de arena fina y grava fina, presenta una alta humedad, hasta la profundidad de 6 metros, esto se debe a que existe una pluviosidad alta en la zona.

Cabe resaltar que durante la exploración se presentaron lluvias lo cual puede alterar el contenido de humedad e incrementar el valor de humedad lo cual desencadena en la disminución de resistencia del suelo, no obstante cuando se realiza el muestreo en una zona con condiciones de difícil movimiento por ser un área con una cobertura vegetal bastante abundante y donde las condiciones climáticas son tan cambiantes de una hora a otra, eventualmente las muestras de suelo en los primeros metros se verán afectadas, y esto es un factor que se tiene en cuenta, y se deja claro, esto no quiere decir que las muestras extraídas se dispusieron a la intemperie, sino que la interpretación que sugiere la consultoría es que en sectores puntuales en un momento de precipitación y al ser una zona donde no hay intervenciones y por condiciones topográficas, potencialmente el agua

pudo aumentar el grado de humedad en los metros iniciales (zona activa), lo cual es un proceso natural en cualquier depósito de suelo.

Finalmente, bajo tal precepto de reducción de resistencia por contenido de humedad, resulta válido afirmar que la variación de resistencia de un suelo responde a las características ambientales cambiantes.

El material encontrado en el área de estudio corresponde con lo detallado en el mapa geológico de Colombia 2015, Q-al correspondiente a depósitos aluviales y llanuras aluviales, con sedimentos depositados por los ríos de origen andinos y que consisten principalmente en materiales de granulometría arenas y arcillas, el material fino presenta un color naranja rojizo que puede inferir un comportamiento típico de los suelos tropicales, en las condiciones de humedad alta y temperatura alta a media. Es claro que los horizontes cercanos de la superficie son ferralíticos, con minerales muy alterados que frecuentemente migran verticalmente a horizontes menos alterados en los que los minerales originales de las rocas se encuentran parcialmente alterados, como lo indica la ilustración 17 y 18.



Ilustración 19 - Perforación en lote de proyecto



Ilustración 20 - Material presente en el lote

7.2 Esquema de ensayos:

Se realizaron ensayos de humedad natural, límites de consistencia, granulometría y resistencia a la compresión inconfinada. A fin de obtener la clasificación del suelo mediante el sistema de clasificación unificado (SUCS). En el anexo 2 – Clasificaciones se encuentran los resultados de dichos estudios y las unidades estratigráficas. En la siguiente tabla se presentan la normatividad para cada uno de los ensayos y la cantidad de ensayos efectuados.

Ensayo	NORMA INV	Cantidad
Determinación del contenido de humedad natural	INV – E 122	530
Determinación de la granulometría por tamizado	INV – E 124	72
Determinación del límite liquido	INV – E 125	72
Determinación del límite plástico	INV – E 127	72
Resistencia SPT (93 sondeos*6m)	INV – E 111	558
Ensayos de corte directo CU		12

Tabla 14 – cantidad de ensayos realizados sobre las muestras

Una vez analizados los resultados de las muestras se concluye que el material es muy homogéneo, en toda el área del lote, y 6 metros de profundidad.

Para garantizar la representatividad de la muestra a los 12 materiales presentes en el subsuelo del proyecto, se realizaron 3 ensayos de clasificación para cada tipo de material, en el anexo 2 se presenta la clasificación para cada material, existen clasificaciones denominados con la letra B y C, estos corresponden a una clasificación del mismo material, y se realiza para validar la dispersión de los datos y que la muestra tenga representatividad.

7.3 Comentarios a la columna estratigráfica

El perfil estratigráfico puede describirse en términos generales concluyendo que el subsuelo en el área del lote es bastante homogéneo hasta los 6 metros.

a. Superficialmente aparece material fino de color rojizo marrón de plasticidad media y consistencia firme, este suelo aparece en los 93 sondeos durante el primer metro.

b. El metro 2 mantiene el material fino pero su coloración comienza a ser más tenue presenta coloración naranja, tiene una plasticidad media y consistencia firme.
c. El metro 3 mantiene el material fino y su coloración comienza a ser más pálida y presencia de material arenoso.
d. A medida que se profundiza el material arenoso comienza a presentarse en diferentes proporciones, y forma un sistema de betas dentro del matriz de material fino.
e. En el metro 5 se comienza a ver material de grava fina, dentro de la matriz fina.

8 NIVEL FREATICO

Para los sondeos realizados no se encontró nivel freático a la profundidad de 6 m desde la cota de terreno natural, esto no quiere decir que no exista la posibilidad de ascenso del nivel freático, ya que esta zona se encuentra en una localización de alta pluviosidad, no obstante la presente consultoría puede inferir que por las condiciones topográficas y geomorfológicas, el nivel freático no alcanza niveles superiores a los 6 metros.

9 PERFIL DE HUMEDADES

Con relación al perfil de humedades (**Ver anexo 3-Perfil de Humedades**), los suelos presentes en el lote contienen humedades variando entre el 19% hasta los 82%, no obstante se puede concluir que la humedad es más alta en los estratos iniciales y disminuyen al aumentar la profundidad, esto sugiere que existe una disminución de resistencia por la pérdida de cohesión aparente, en las capas superiores, fenómeno que puede ser controlado con la construcción de filtros tipo francés en las zonas perimetrales de las

construcciones adosadas, lo que se garantiza con este manejo, resulta en el aumento de la resistencia del suelo por incremento de la succión del suelo.
La existencia de cohesión aparente en un suelo parcialmente saturado está ligado a su contenido de humedad y condiciones de drenaje. Se realiza el diseño geotécnico a partir de parámetros de resistencia, buscando trabajar con valores de cohesión efectiva que representen el comportamiento bajo condiciones drenadas (exceso de presión de poros nula), que se pueden asegurar con un filtro francés.
Se puede inferir mediante los perfiles de humedades de cada sondeo que, no existe el incremento de humedad del suelo por presencia de nivel freático, y si por el mal manejo de la escorrentía superficial presente en el lote, a modo de ejemplo, se muestran las siguientes gráficas correspondientes a los sondeos 6 y 5:

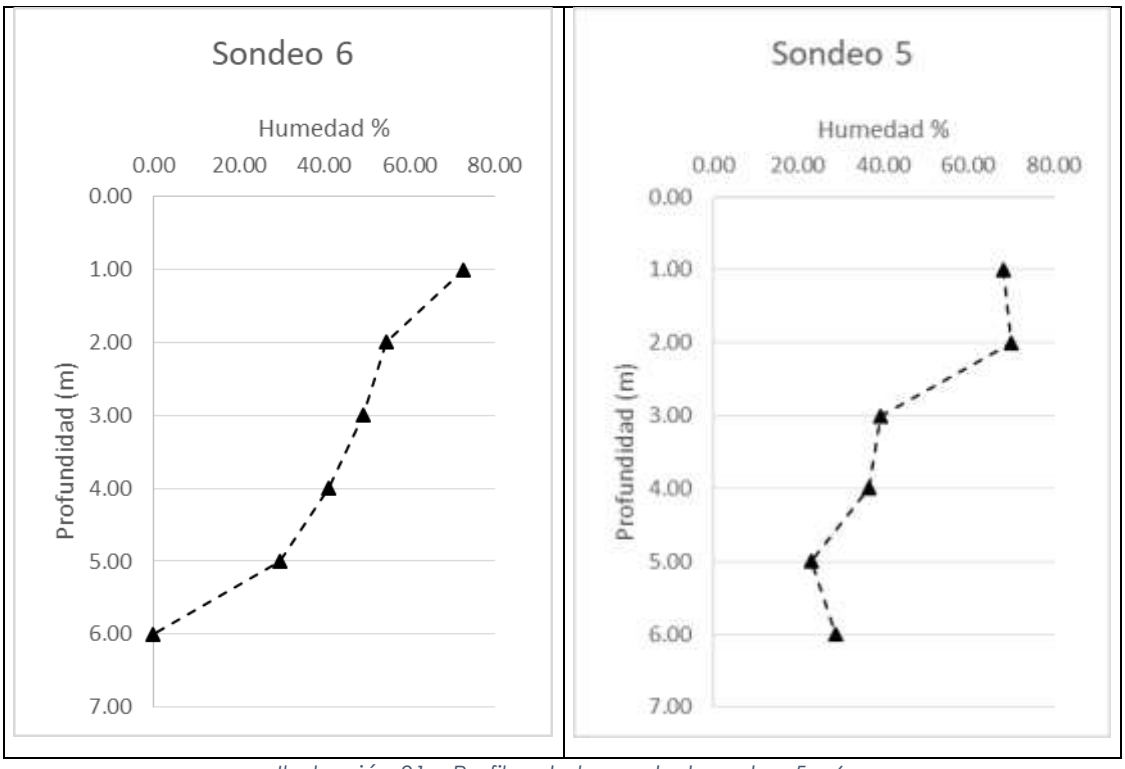


Ilustración 21 – Perfiles de humedad sondeo 5 y 6

10 COMPORTAMIENTO MECANICO DEL SUBSUELO

10.1 Análisis de resultados SPT

El SPT (*standard Penetration Test*), determina la Resistencia que ofrece el suelo (en el fondo de una perforación) a la penetración de un muestreador circular de acero, que a la vez permite recuperar muestra perturbada con fines de identiicación[2]. Los resultados de la prueba de penetración estándar, son ampliamente utilizados para establecer correlaciones con el ángulo de fricción del material, la densidad relativa, el peso unitario, la resistencia al corte sin drenar, e incluso estimar el modulo esfuerzo deformación del suelo. El proceso de estimación de los factores de ángulo de fricción entre otros parámetros son función de las correcciones propias del método y es función directa de los niveles de confinamiento efectivo del suelo, la energía del martillo, la longitud de la varilla de perforación entre otros. Para el presente informe se utilizaran las correcciones de Peck, Seed, Meyerhof Ishihara, Liao-Withman Skempton, Seed-Idriss, entre otros autores, de las cuales se tomara un valor promedio (**ver anexo 5 – Calculo de parámetros SPT**).

10.2 Metodología aplicada en la obtención de los parámetros geotécnicos de diseño a partir del ensayo de penetración estándar (SPT).

Considerando las variables que afectan el resultado obtenido a partir del SPT, existen correcciones a la energía aplicada al martillo, el valor N obtenido de campo que se corrigen de la siguiente manera según Bowles (1988):

$$Ncor = Ncampo * Cn * n1 * n2 * n3 * n4$$

Donde

Ncor = Valor de N corregido.

Ncampo = Valor de N obtenido en campo, sin corregir.

Cn = Factor de corrección por confinamiento efectivo.

n1 = Factor de corrección por energía del martillo (0,45≤ n1 ≤1).

n2 = Factor de corrección por longitud de la varilla (0,75≤ n2 ≤1).

n3 = Factor de corrección por revestimiento interno del tomamuestras (0,8≤ n3 ≤1).

n4 = Factor de corrección por diámetro de la perforación (>1 para D>5", = 1,15 para D=8").

Corrección por Confinamiento (Cn)

El grado de confinamiento del toma muestras aumenta con la profundidad, alterando los resultados del ensayo, este factor ha sido identificado desde hace tiempo por Gibbs y Holtz (1957) y se corrige con el factor Cn de la siguiente manera:

$$N1 = Ncampo * Cn$$

Para un esfuerzo vertical de referencia σ_{vr}'= 1kg/cm^2 ≈ 100 kN/m^2 que es aproximadamente una atmósfera, necesario para obtener el parámetro Rs, a partir de la siguiente ecuación:

$$Rs = \sigma v'/Pa$$

Donde

σ_v' = Esfuerzo vertical efectivo hasta la profundidad de referencia, en kN/m^2.

Pa = Presión atmosférica, generalmente tomada como 100 kN/m^2

En la tabla 15 se presentan las fórmulas más relevantes para calcular la corrección por confinamiento Cn propuestas por diferentes autores. Según González (1999) este valor no debe ser mayor de 2, Cn ≤ 2.

Ecuación	Año	Autores	N°
$Cn = \log(20/Rs)/\text{Log}(20)$	1948	Terzaghi & Peck	a
$Cn = 1{,}7/(0{,}7+\text{Rs})$	1975	Meyerhof-Ishihara	b
$Cn = 1 - K\ \text{Log}(Rs)$	1983	Seed-Idriss	c
$con\ K = 1{,}41\ para\ Rs < 1; K = 0{,}92\ para\ Rs \geq 1$			
$Cn = 32{,}5/(10{,}2+20{,}3\text{Rs})$	1983	Schmertmann	d
$Cn = 1 - 1{,}25\ \text{Log}(Rs)$	1985	Seed	e
$Cn = (1/\text{Rs})^{0{,}5}$	1986	Liao-Whitman	f
$Cn = 2/(1/\text{Rs})$	1986	Skempton	g
$Cn = \text{Log}(10/\text{Rs})$	1999	González (Logaritmo)	h
Fuente: Modificado de: Estimativos de parámetros de resistencia con el SPT, Álvaro J. González, 1999.			

Tabla 15 – Ecuaciones de diferentes autores para cálculo de corrección por confinamiento

Corrección por Energía (n1)

Se considera que el valor N es inversamente proporcional a la energía efectiva aplicada al martillo y entonces, para obtener un valor de N_{e1} a una energía dada "e1", sabiendo su valor N_{e2} a otra energía "e2" se aplica la siguiente relación:

$$Ne1 = Ne2 * \frac{e2}{e1}$$

Para Colombia y salvo mediciones al respecto, se toma conservativamente, e=45%. De esta manera la corrección por energía se define como

$$n1 = \frac{e2}{e1}$$

Donde

e2 = Valor de energía de referencia de la barra

e1 = Valor de energía de referencia base

Corrección por longitud del eje o longitud de varillaje (n2), corrección por revestimiento interno del tomamuestras (n3) y corrección por diámetro de la perforación (n4).

Tanto la corrección por longitud de varillaje como la corrección por revestimiento interno del tomamuestras y la corrección por diámetro de la perforación se efectúan en base a los lineamientos planteados por Bowles (1997).

Correlaciones entre N y la resistencia efectiva de los suelos

Para obtener un parámetro de ángulo de fricción interna efectiva a partir de los valores de campo del SPT corregidos para la energía local de referencia ($N1_{45}$), se aplican las siguientes expresiones, cuyos valores son promediados en la obtención del ángulo de fricción efectivo equivalente de cada intervalo de profundidad analizado.

Ecuación	Año	Autores
$Ø'eq = 28,5 + 0,25*N1_{45}$	1948	Terzaghi & Peck
$Ø'eq = 26,25 * (2\text{-}exp\ (N1_{45})/62)$	1953	Peck et al.
$Ø'eq = 15 + (12,5*N1_{45})^{0,5}$	1969	Kishida
$Ø'eq = arctan\ [(N1_{45}/43,3)^{0,34}]$	1970	Schmertmann
$Ø'eq = 27 + 0,1875*N1_{45}]$	1999	Japanese National Railways (JNR)
$Ø'eq = 15 + (9,375*N1_{45})^{0,5}$	1986	Japan Road Bureau (JRB)
$Ø'eq = (12,5*N1_{45})^{0,5} + 20$	1996	Hatanaka & Uchida
$Ø'eq = 12,79 + (16,16*N1_{45})^{0,5}$	2014	Montenegro & González
Fuente: Modificado de: Estimativos de parámetros de resistencia con el SPT, Álvaro González, 1999.		

Tabla 16 – Ecuaciones de diferentes autores para cálculo de ángulo equivalente

Como resultados al ensayo SPT podemos obtener los parámetros de ángulo de fricción y cohesión en caso que esta se presente, para las profundidades de interés que hacen referencia a los 2 primeros metros que es donde se va a cimentar la estructura se tiene como resultado:

Sondeo #	Profundidad Promedio(m)	Angulo de Fricción grados (°)
1	2,00	26,80
2	2,00	28,80
3	2,00	28,85
4	2,00	32,51
5	2,00	27,28
6	2,00	30,73
7	2,00	26,16
9	2,00	26,51
10	2,00	30,73
11	2,00	27,90
12	2,00	27,40
13	2,00	26,50
14	2,00	30,31
15	2,00	28,34
16	2,00	25,23
17	2,00	27,30
18	2,00	27,10
19	2,00	26,80
20	2,00	26,84
21	2,00	26,50
22	2,00	31,52
23	2,00	28,04
24	2,00	26,76
25	2,00	27,45
26	2,00	26,74
27	2,00	30,85
28	2,00	27,52
29	2,00	27,40
30	2,00	26,53
31	2,00	27,40
32	2,00	26,80
33	2,00	28,80

34	2,00	26,70
37	2,00	25,40
38	2,00	26,50
39	2,00	28,12
40	2,00	26,50
41	2,00	28,18
42	2,00	29,14
43	2,00	29,98
44	2,00	29,08
45	2,00	45,12
46	2,00	24,33
47	2,00	27,32
48	2,00	24,14
49	2,00	28,59
50	2,00	29,39
51	2,00	24,68
52	2,00	30,06
53	2,00	28,71
55	2,00	23,63
56	2,00	23,56
57	2,00	28,36
58	2,00	30,68
59	2,00	30,68
60	2,00	24,86
61	2,00	24,44
62	2,00	24,82
63	2,00	28,26
64	2,00	24,48
65	2,00	24,86
66	2,00	26,87
67	2,00	25,57
68	2,00	28,36
69	2,00	31,03
70	2,00	26,62
71	2,00	25,76
72	2,00	31,07
73	2,00	30,99
74	2,00	31,49
75	2,00	27,77
76	2,00	33,00
77	2,00	28,43
78	2,00	27,84

79	2,00	25,06
80	2,00	30,77
81	2,00	30,44
81	2,00	24,36
82	2,00	26,12
83	2,00	22,9
84	2,00	22,72
85	2,00	23,56
86	2,00	22,42
87	2,00	23,1
88	2,00	23,68
89	2,00	24,1
90	2,00	23,56
91	2,00	23,48
92	2,00	24,16
93	2,00	28,92
94	2,00	24,32
95	2,00	23,2
96	2,00	23,76

Tabla 17 - Variación del Angulo de Fricción

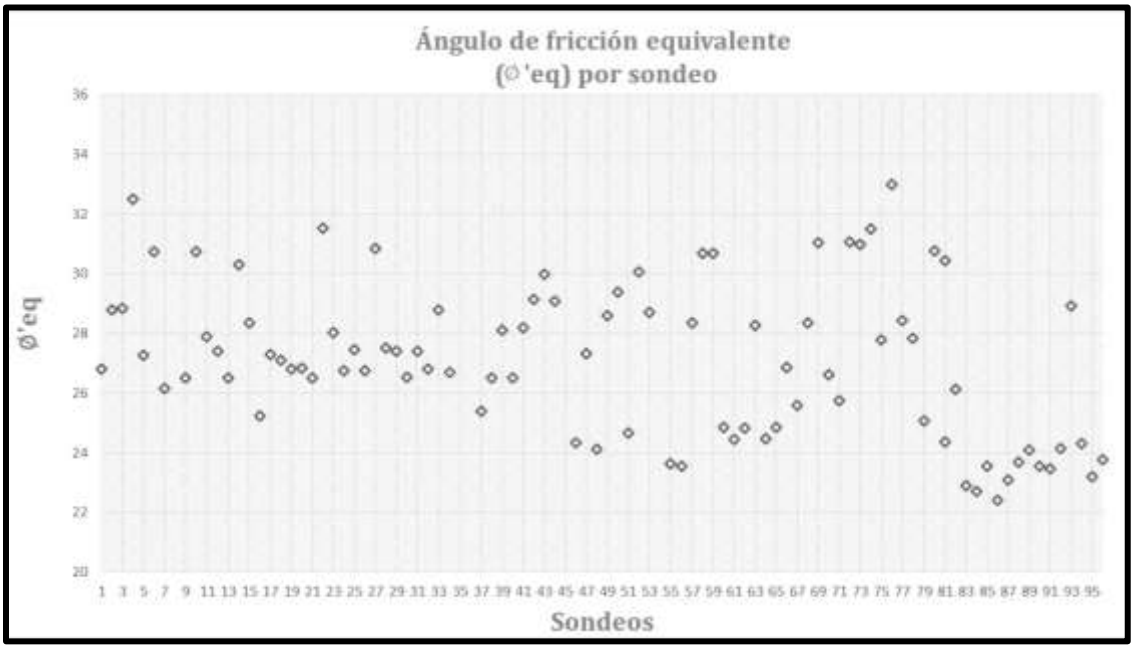


Ilustración 22 - Variación de ∅ en los diferentes sondeos

A continuación se presentan los valores mínimo, máximo y promedio del ángulo de fricción equivalente estimado a partir del SPT.

Ø'eq (°) mínimo	22,42
Ø'eq (°) máximo	45,12
Ø'eq (°) promedio	27,32

Tabla 18 – Resultados de ángulos de fricción mediante correlaciones SPT

La siguiente gráfica presenta los valores de ángulo de fricción equivalente normalizados, en los cuales se presentó una desviación estándar de 3,15°, cuyo valor representa la variabilidad con respecto al promedio de los ángulos calculados.

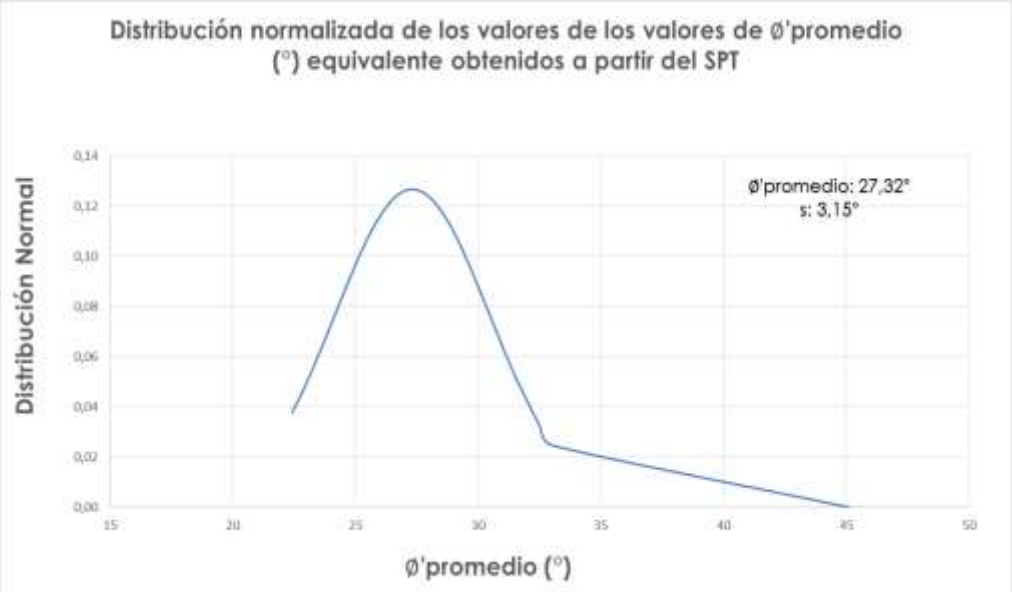


Ilustración 23 - Variación de ∅ en los diferentes sondeos

La dispersión presentada para ángulos de fricción de más de 35° se debe principalmente a la presencia de material rocoso que en algunos sondeos generó rechazo o una gran cantidad de golpes en el ensayo de

penetración estándar, que conllevan a una sobrestimación de este parámetro.

El valor para el material que compone el suelo lo tomaremos como el promedio de los valores, en cuanto a la cohesión el material presenta una cohesión promedio de 0.32 kN/m2 equivalente a 0.032 Ton/m2.

10.3 Descripción De Los Sondeos

Para la primera etapa de la construcción de la urbanización Sauces II, se requirieron 93 sondeos cuya estratigrafía se muestra en el **anexo 1**, esta estratigrafía corresponde en su mayor parte a un material fino de tipo limoso y alta plasticidad que con la profundidad incrementa su contenido de arena fina y ocasionalmente gravas, para el presente proyecto la consultoría dividió estratigráficamente los sondeos con propiedades físicas similares, en doce muestras desde T1 hasta T12, y con esto conformar los diferentes sondeos.

Los sondeos utilizados corresponden a las nomenclaturas presentadas a continuación:

1	2	3	4	5
6	7	9	10	11
12	13	14	15	16
17	18	19	20	21
22	23	24	25	26
27	28	29	30	31
32	33	34	37	38
39	40	41	42	43
44	45	46	47	48
49	50	51	52	53
55	56	57	58	59
60	61	62	63	64

65	66	67	68	69
70	71	72	73	74
75	76	77	78	79
80	81	81	82	83
84	85	86	87	88
89	90	91	92	93
94	95	96	-	-

Tabla 19 – Sondeos primera campaña de exploración

En el **anexo 8 – Localización de los sondeos** se presenta la ubicación de los sondeos.

Nota: Los sondeos 8, 35, 36, 54 fueron descartados por lo tanto no se encuentran dentro del presente informe.

10.3.1 Descripciones visuales muestras

Las muestras correspondientes a la notación T1 a T12 tienen las siguientes características:

Muestra	Descripción
T1	Suelo limoso color marrón rojizo, con características de alta plasticidad, y consistencia media a firme.
T2	Suelo limoso color naranja, con características de alta plasticidad, y consistencia media a firme.
T3	Suelo de matriz limosa con contenido de arena fina color naranja, con características de alta plasticidad, y consistencia media a firme.
T4	Suelo de matriz limosa con contenido de arena fina color naranja con betas amarillas de material arenoso, con características de alta plasticidad, y consistencia firme.
T5	Suelo de matriz limosa con contenido de arena fina y grava fina color marrón, con características de alta plasticidad, y consistencia firme.
T6	Suelo de matriz limosa con contenido de arena fina y grava fina color naranja, con características de alta plasticidad, y consistencia firme.

T7	Suelo limoso color amarillo, con presencia de arena fina, con características de alta plasticidad, y consistencia media a firme.
T8	Suelo limoso color amarillo, con características de alta plasticidad, y consistencia media a firme.
T9	Suelo de matriz limosa con contenido de arena fina y grava fina color amarillo, con características de alta plasticidad, y consistencia firme.
T10	Suelo de matriz limosa con contenido de arena fina y presencia de betas negras, con características de alta plasticidad, y consistencia firme.
T11	Suelo de matriz limosa con contenido de arena fina y presencia de beta arenosa de 8 cm, con características de alta plasticidad, y consistencia firme.
T12	Suelo limoso color ocre, con características de alta plasticidad, y consistencia firme.

Tabla 20 - Descripción de tipos de materiales

10.3.2 Composición estratigráfica de los sondeos

Los sondeos explorados en la primera etapa de los sauces dos corresponden a una estratigrafía homogénea que cumple con las características de lo que se conoce como depósitos aluviales, correspondiente a materiales de matriz fina y arena fina, en las siguientes tablas se presenta un breve resumen de la composición de los sondeos en función de los materiales que los componen:

Profundidad (m)	S3	S4	S5	S6	S7	S9	S10	S14
1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
2	T3	T3	T2	T3	T2	T8	T3	T6
3	T3	T3	T3	T6	T2	T5	T3	T9
4	T3	T3	T3	T7	T3	T3	T3	T3
5	T11	T6	T5	T7	T3	T5	T6	T10
6	T7	T6	T9	R	T2	T3	R	R

T1-T12 Clasificación de tipos de suelos presentes								
R-Corresponde a material parental de tipo rocoso								
Profundidad (m)	**S15**	**S16**	**S17**	**S19**	**S20**	**S22**	**S23**	**S24**
1	T9	T7	T1	T1	T1	T1	T1	T1
2	T9	T12	T2	T2	T8	T6	T3	T3
3	T6	T8	T3	T3	T7	T6	T3	T3
4	T7	T8	T3	T3	T7	T3	T6	T3
5	T9	T9	T6	T2	T9	T5	T7	T6
6	T6	T8	T3	T4	R	R	T3	T5

T1-T12 Clasificación de tipos de suelos presentes								
R-Corresponde a material parental de tipo rocoso								
Profundidad (m)	**S25**	**S26**	**S28**	**S27**	**S30**	**S31**	**S32**	**S33**
1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T3
2	T12	T1	T2	T12	T2	T1	T1	T3
3	T3	T8	T3	T12	T2	T6	T2	T3
4	T3	T3	T3	T3	T3	T6	T3	T2
5	T3	T3	T3	T3	T3	T10	T3	T1
6	T5	T5	T3	T3	T6	T10	T3	T1

T1-T12 Clasificación de tipos de suelos presentes								
R-Corresponde a material parental de tipo rocoso								
Profundidad (m)	**S34**	**S37**	**S38**	**S39**	**S40**	**S41**	**S42**	**S18**
1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1	T1
2	T1	T1	T2	T2	T2	T2	T2	T1
3	T6	T2	T6	T2	T6	T3	T2	T6
4	T3	T2	T3	T3	T3	T3	T3	T2
5	T3	T6	T6	T6	T6	T6	T6	T6
6	T3	T6	T6	T6	T6	T6	T6	T6

T1-T12 Clasificación de tipos de suelos presentes								
R-Corresponde a material parental de tipo rocoso								
Profundidad (m)	**S66**	**S67**	**S68**	**S69**	**S70**	**S71**	**S72**	**S73**
1	T1	T3	T1	T2	T2	T1	T1	T1
2	T2	T2	T2	T3	T3	T2	T7	T1
3	T6	T2	T6	T6	T3	T3	T3	T2
4	T6	T2	R	R	R	R	R	T2
5	T3	T3	R	R	R	R	R	T3
6	T3	T3	R	R	R	R	R	R

T1-T12 Clasificación de tipos de suelos presentes								
R-Corresponde a material parental de tipo rocoso								
Profundidad (m)	**S74**	**S75**	**S76**	**S77**	**S78**	**S79**	**S80**	**S81**
1	T2	T12	T2	T8	T1	T1	T1	T1
2	T3	T12	T2	T8	T1	T1	T2	T2
3	T3	T2	T3	T5	T2	T2	T2	T2
4	T6	T3	T3	T1	T3	T3	T3	T3
5	R	T3	T3	T9	T3	T2	T3	T3
6	R	T3	R	T9	T3	T3	R	T3

T1-T12 Clasificación de tipos de suelos presentes								
R-Corresponde a material parental de tipo rocoso								
Profundidad (m)	**S43**	**S44**	**S45**	**S46**	**S47**	**S48**	**S49**	**S50**
1	T1	T8	R	R	T8	T3	T1	T8
2	T5	T8	T7	T8	T8	T7	T7	T7
3	R	T4	T5	T5	T8	T7	T4	T6
4	R	T3	R	T5	T4	T11	T7	R
5	R	T9	R	T6	T6	T10	R	R
6	R	T6	R	T12	T12	T12	R	R

T1-T12 Clasificación de tipos de suelos presentes					
R-Corresponde a material parental de tipo rocoso					
Profundidad (m)	**S51**	**S52**	**S53**	**S55**	
1	T8	T8	T8	T7	
2	T5	T4	T7	T12	
3	T5	T4	T5	R	
4	T5	T5	R	R	
5	R	T6	R	R	
6	R	T9	R	R	
T1-T12 Clasificación de tipos de suelos presentes					
R-Corresponde a material parental de tipo rocoso					

Tabla 21 – composición estratigráfica de sondeos

Nota: La clasificación de los materiales de los sondeos realizados por el laboratorio Juan Carlos Trujillo se presentan en el anexo 12.

11 ESTIMACION DE FACTORES DE SEGURIDAD

Según el numeral H.2.4 Factores de seguridad, este parámetro se define como la relación entre las fuerzas resistentes FR y actuantes FA y también pueden usarse esfuerzos y se usa para evaluar el estado límite de Falla:

$$F_S = F_R / F_A$$

$$F_S = \tau_f / \tau_A$$

En la ingeniería geotécnica el factor de seguridad básico o directo F_{SB}, se define como la relación entre el esfuerzo cortante último resistente o cortante a la falla y el cortante actuante.

$$F_{SB} = \tau_f / \tau_A$$

El esfuerzo cortante a la falla T_f se expresa con el criterio Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = C' + \sigma' \tan \phi'$$

Los factores de seguridad deben justificarse en función de la magnitud de la obra, las consecuencias de una posible falla en la edificación o sus cimentaciones, la calidad de la información disponible en materia de suelos.

Factores de seguridad Básicos Mínimos Directos:

Las cargas se refieren a valores nominales sin coeficientes de mayoración, en el cual los cimientos y el material térreo de cimentación se empleará para las fuerzas sísmicas E un factor R=1.0.

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

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

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

Tabla 22 – Fragmento título H – NSR10 Factores de seguridad Básicos Mínimos Directos

Factor de seguridad Indirectos:

Según el numeral H.4.7, para las cimentaciones se aconsejan los factores de seguridad indirectos mínimos dados en la siguiente tabla:

Tabla H.4.7-1
Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos

Condición	F_{SICP} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Tabla 23 - Fragmento título H – NSR10 Factores de seguridad indirectos mínimos

Y que como se indica en la norma, estos deberán ser comparados con los factores directos equivalentes y no ser inferiores a los de la tabla H.2.4.1.

Para las cimentaciones de las unidades bifamiliares de 2 pisos del proyecto se plantean zapatas corridas de un ancho de 40 cm, como se expone en el siguiente capítulo. Las dimensiones de los muros portantes oscilan entre 0.45 m y 8.95 metros.

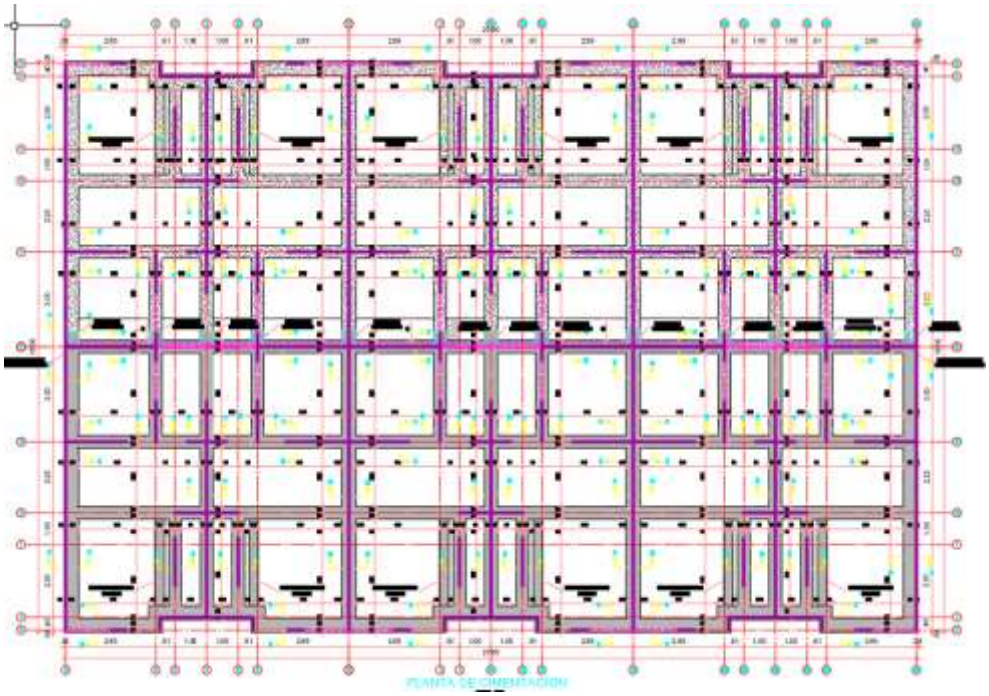


Ilustración 24 - planta de muros portantes de las viviendas bifamiliares

12 CAPACIDAD PORTANTE

Para realizar el cálculo de la capacidad portante se recomienda realizar el análisis en base a los principios fundamentales propuestos por Meyerhof dependiendo del tipo de suelo, la formulación se establece en el titulo H, del código colombiano de sismo resistencia NSR-10, además se establece un factor de seguridad indirecto mínimo de 3.0.

Por condiciones constructivas y de carga las consideraciones del proyecto solicitan una cimentación de tipo corrido a lo largo de todos los muros portantes.

Para la evaluación de la capacidad de carga del suelo, se tomaran en cuenta 3 profundidades de cimentación 0.50 m, 0.60 m y 0.70 m, además la capacidad de carga será evaluada con tres grupos de parámetros de resistencia obtenidos, el primero con las correlaciones de SPT, el segundo con los ensayos de corte directo para el ángulo de fricción más bajo y el tercero con el uso de corte directo para el parámetro de cohesión más bajo.

12.1 Tipo de falla

Según el tipo de suelo investigado en campo de consistencia firme, para una cimentación corrida con un ancho B, que es solicitada gradualmente habrá un aumento en el asentamiento llegando al punto en el cual la carga por unidad de área es igual a la capacidad de carga ultima, ocurrirá entonces una falla repentina en el suelo, esta falla es llamada falla por corte general, que es la falla que gobierna el diseño de la cimentación para el proyecto Sauces II.

Metodología aplicada para el cálculo de capacidad de soporte

Para el cálculo de la capacidad portante se implementó la teoría general de capacidad de carga de Meyerhof (1963) representada en la siguiente expresión:

$$q_u = cN_c f_c d_c i_c + q\, N_q f_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma f_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Donde

N_c,N_q,N_γ = Factores de capacidad de carga.

f_c,f_q,f_γ = Factores de forma.

d_c,d_q,d_γ = Factores de profundidad.

i_c, i_q,i_γ = Factores de inclinación.

Factores de capacidad de carga:

$$N_c = (N_q - 1)cot\emptyset$$ Prandtl (1921),

$$N_q = \tan^2\left(\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)\right) e^{\pi \tan\phi}$$ Reissner (1924)

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)tan\emptyset$$ González (1987).

Factores de forma, DeBeer (1970):

$$f_c = 1 + \frac{B * N_q}{L * N_c}$$

$$f_q = 1 + \frac{B * tan\emptyset}{L}$$

$$f_\gamma = 1 - \frac{0{,}4\, B}{L}$$

Factores de inclinación, Meyerhof (1963) y Hanna & Meyerhof (1981):

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\emptyset}\right)^2$$

Donde

β = ángulo de aplicación de la carga sobre la cimentación, con respecto a la vertical.

Factores de profundidad, Hansen (1970):

Cuando $D_f/B > 1$, se utilizan

$$dc = 1 + 0{,}4 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$dq = 1 + 2\tan\emptyset(1 - sen\emptyset)^2 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Cuando $D_f/B \leq 1$, se utilizan

$$dc = 1 + 0{,}4\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$dq = 1 + 2\tan\emptyset(1 - sen\emptyset)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Para los dos casos

$$d_\gamma = 1$$

Capacidad de soporte estimada mediante correlaciones de ensayo SPT.

Para el suelo en mención se tienen los siguientes parámetros de resistencia:

Dato	Valor	Unidad
C	0.032	Ton/m²
∅	27,32	°
γ	1.61	Ton/m3

Tabla 24 – Parámetros de resistencia mediante ensayo SPT

12.2 Datos de forma de la cimentación

Teniendo en cuenta las características del proyecto, se evalúa realizar una profundidad de cimentación a 0.5 m, 0.6 y 0.7 y una base constante de 0.40 m, por lo tanto se calcula la capacidad de carga admisible para las diferentes dimensiones de la estructura, como se presenta a continuación, variando desde 0.40 m hasta 5.00 m y considerando un factor de seguridad de 3.

qadm (ton/m²)				
B	L	Profundidades de desplante (df)		
(m)	(m)	df =0,5 m	df =0,6 m	df =0,7 m
0,40	0,40	8,46	10,07	11,68
0,40	0,60	7,78	9,20	10,64
0,40	0,80	7,44	8,77	10,11
0,40	1,00	7,24	8,51	9,80
0,40	1,20	7,10	8,34	9,59
0,40	1,40	7,00	8,22	9,44
0,40	1,60	6,93	8,12	9,33
0,40	1,80	6,87	8,05	9,24
0,40	2,00	6,83	7,99	9,17
0,40	2,20	6,79	7,95	9,11
0,40	2,40	6,76	7,91	9,07
0,40	2,60	6,73	7,88	9,03
0,40	2,80	6,71	7,85	8,99
0,40	3,00	6,69	7,82	8,96

0,40	3,20	6,68	7,80	8,94
0,40	3,40	6,66	7,78	8,91
0,40	3,60	6,65	7,76	8,89
0,40	3,80	6,64	7,75	8,87
0,40	4,00	6,62	7,74	8,86
0,40	4,20	6,62	7,72	8,84
0,40	4,40	6,61	7,71	8,83
0,40	4,60	6,60	7,70	8,82
0,40	4,80	6,59	7,69	8,80
0,40	5,00	6,58	7,68	8,79

Qadm (ton)				
B	L	Profundidades de desplante (df)		
(m)	(m)	df =0,5 m	df =0,6 m	df =0,7 m
0,40	0,40	6,02	1,61	1,87
0,40	0,60	8,10	2,21	2,55
0,40	0,80	10,18	2,81	3,24
0,40	1,00	12,27	3,41	3,92
0,40	1,20	14,35	4,00	4,60
0,40	1,40	16,43	4,60	5,29
0,40	1,60	18,51	5,20	5,97
0,40	1,80	20,59	5,80	6,65
0,40	2,00	22,67	6,40	7,34
0,40	2,20	24,76	6,99	8,02
0,40	2,40	26,84	7,59	8,70
0,40	2,60	28,92	8,19	9,39
0,40	2,80	31,00	8,79	10,07
0,40	3,00	33,08	9,39	10,75
0,40	3,20	35,16	9,98	11,44
0,40	3,40	37,25	10,58	12,12
0,40	3,60	39,33	11,18	12,80
0,40	3,80	41,41	11,78	13,49
0,40	4,00	43,49	12,38	14,17
0,40	4,20	45,57	12,98	14,85
0,40	4,40	47,65	13,57	15,54
0,40	4,60	49,73	14,17	16,22
0,40	4,80	51,82	14,77	16,90
0,40	5,00	53,90	15,37	17,59

Tabla 25 – Capacidad de soporte admisible y de carga admisible para diferentes profundidades de desplante usando parámetros de suelo mediante correlaciones SPT

12.3 Ábacos de cimentación

Se deberá tener en cuenta los siguientes ábacos para la cimentación de tipo corrida:

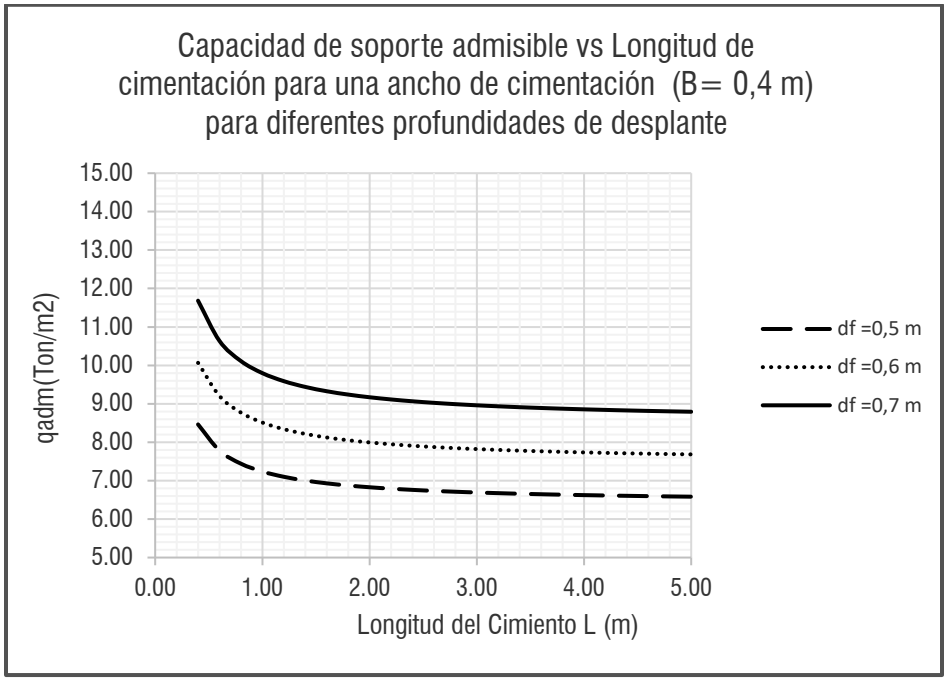


Ilustración 25. Ábaco de capacidad portante estimada con parámetros del ensayo de penetración estándar

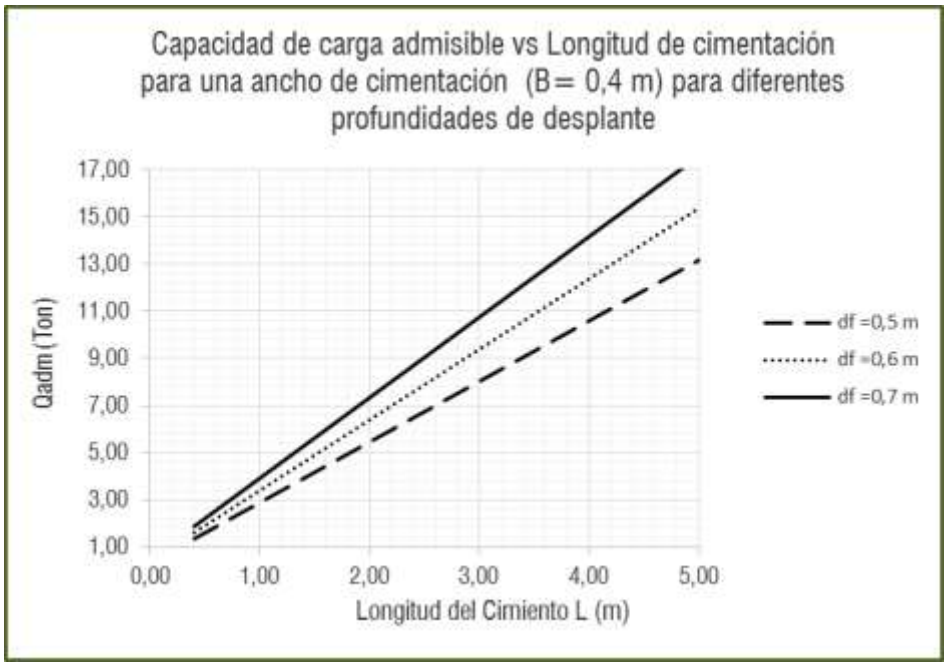


Ilustración 26. Ábaco de capacidad de carga admisible estimada con parámetros del ensayo de penetración estándar

12.4 Capacidad de soporte estimada mediante ensayos de corte directo

Como se mencionó anteriormente, para la evaluación de la capacidad de carga mediante parámetros usando los resultados de corte directo, se evaluaran dos condiciones extremas, la primera es cuando el valor del ángulo de fricción es el menor, y la segunda condición es cuando el valor de la cohesión es la menor, para la evaluación de estas condiciones se tienen los resultados de 12 cortes directos (ver anexo 10-Cortes directos) que se realizaron sobre suelo inalterado. Los resultados se muestran a continuación:

Apique	Clasificación	Angulo de Fricción	Cohesión
		Grados	Ton/m2
2	MH	30,27	1,37
3	MH	36,92	1,04
4	MH	26,5	2,33
6	MH	28,22	2,90

9	MH	29,57	2,19
10	MH	32,2	0,69
57	MH	26,48	2,40
60	MH	24,57	2,80
84	MH	24,18	1,70
89	MH	22,72	2,80
90	MH	23,88	2,80
95	MH	23,48	2,90

Tabla 26 – Resultados cortes directos sobre suelo de apiques.

12.5 Capacidad de Carga mediante ensayo de corte directo – Condición ángulo de fricción menor:

Para el suelo en mención se tienen los siguientes parámetros de resistencia:

Dato	Valor	Unidad
C	2.8	Ton/m²
φ	22.72	°
γ	1.61	Ton/m3

Tabla 27 – Parámetros de resistencia para ensayos de corte directo – condición ángulo de fricción menor.

12.6 Datos de forma de la cimentación

Teniendo en cuenta las características del proyecto, se evalúa realizar una profundidad de cimentación a 0.5 m, 0.6 y 0.7 y una base constante de 0.40 m, por lo tanto se calcula la capacidad de carga para las diferentes dimensiones de la estructura, como se presenta a continuación, variando desde 0.40 m hasta 5.00 m, implementando los parámetros del numeral 12.5.

qadm (ton/m²)				
B	L	Profundidades de desplante (df)		
(m)	(m)	df =0,5 m	df =0,6 m	df =0,7 m
0,40	0,40	37,64	39,41	41,02
0,40	0,60	33,76	35,36	36,80
0,40	0,80	31,83	33,33	34,69
0,40	1,00	30,67	32,11	33,42

0,40	1,20	29,89	31,30	32,58
0,40	1,40	29,34	30,72	31,98
0,40	1,60	28,92	30,29	31,53
0,40	1,80	28,60	29,95	31,17
0,40	2,00	28,34	29,68	30,89
0,40	2,20	28,13	29,46	30,66
0,40	2,40	27,96	29,27	30,47
0,40	2,60	27,81	29,12	30,31
0,40	2,80	27,68	28,98	30,17
0,40	3,00	27,57	28,87	30,05
0,40	3,20	27,47	28,77	29,94
0,40	3,40	27,39	28,68	29,85
0,40	3,60	27,31	28,60	29,77
0,40	3,80	27,24	28,53	29,69
0,40	4,00	27,18	28,46	29,63
0,40	4,20	27,13	28,40	29,57
0,40	4,40	27,08	28,35	29,51
0,40	4,60	27,03	28,30	29,46
0,40	4,80	26,99	28,26	29,42
0,40	5,00	26,95	28,22	29,37

Qadm (ton)				
B	L	Profundidades de desplante (df)		
(m)	(m)	df =0,5 m	df =0,6 m	df =0,7 m
0,40	0,40	6,02	6,31	6,56
0,40	0,60	8,10	8,49	8,83
0,40	0,80	10,18	10,66	11,10
0,40	1,00	12,27	12,84	13,37
0,40	1,20	14,35	15,02	15,64
0,40	1,40	16,43	17,20	17,91
0,40	1,60	18,51	19,38	20,18
0,40	1,80	20,59	21,56	22,45
0,40	2,00	22,67	23,74	24,71
0,40	2,20	24,76	25,92	26,98
0,40	2,40	26,84	28,10	29,25
0,40	2,60	28,92	30,28	31,52
0,40	2,80	31,00	32,46	33,79
0,40	3,00	33,08	34,64	36,06
0,40	3,20	35,16	36,82	38,33
0,40	3,40	37,25	39,00	40,60

0,40	3,60	39,33	41,18	42,87
0,40	3,80	41,41	43,36	45,14
0,40	4,00	43,49	45,54	47,40
0,40	4,20	45,57	47,72	49,67
0,40	4,40	47,65	49,90	51,94
0,40	4,60	49,73	52,08	54,21
0,40	4,80	51,82	54,26	56,48
0,40	5,00	53,90	56,44	58,75

Tabla 28 – Capacidad portante y capacidad de carga admisible para diferentes profundidades de desplante usando parámetros de suelo mediante corte directo – condición ángulo de fricción menor.

12.7 Ábacos de cimentación

Se deberá tener en cuenta los siguientes ábacos para la cimentación de tipo corrida:

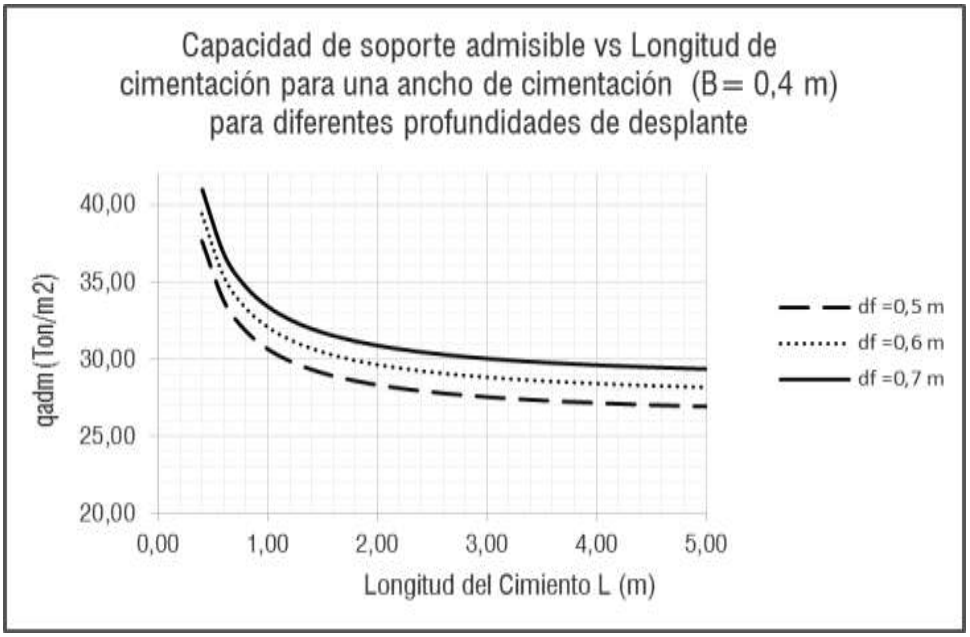


Ilustración 27. Ábaco de capacidad portante estimada con parámetros del ensayo de penetración estándar, condición menor ángulo de fricción.

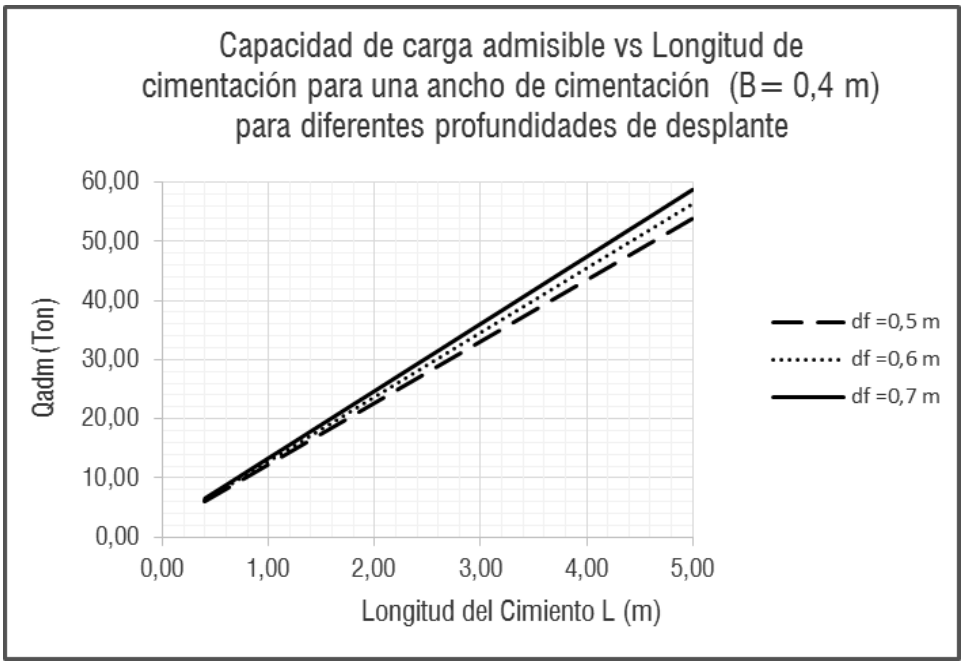


Ilustración 28. Ábaco de capacidad de carga admisible estimada con parámetros del ensayo de penetración estándar, condición menor ángulo de fricción.

12.8 Capacidad de Carga mediante ensayo de corte directo – Condición cohesión menor:

Para el suelo en mención se tienen los siguientes parámetros de resistencia:

Dato	Valor	Unidad
C	0.69	Ton/m²
φ	32.2	°
γ	1.61	Ton/m3

Tabla 29 - Parámetros de resistencia para ensayos de corte directo – condición cohesión menor.

12.9 Datos de forma de la cimentación

Teniendo en cuenta las características del proyecto, se evalúa realizar una profundidad de cimentación a 0.5 m, 0.6 y 0.7 y una base constante de 0.40 m, por lo tanto se calcula la capacidad de carga para las diferentes dimensiones de la estructura, como se presenta a continuación, variando desde 0.40 m hasta 5.00 m, usando los parámetros del numeral 12.8.

qadm (ton/m²)				
B	L	Profundidades de desplante (df)		
(m)	(m)	df =0,5 m	df =0,6 m	df =0,7 m
0,40	0,40	33,57	36,94	40,23
0,40	0,60	29,83	32,76	35,63
0,40	0,80	27,96	30,67	33,33
0,40	1,00	26,84	29,42	31,95
0,40	1,20	26,09	28,58	31,03
0,40	1,40	25,56	27,99	30,37
0,40	1,60	25,16	27,54	29,88
0,40	1,80	24,84	27,19	29,49
0,40	2,00	24,59	26,91	29,19
0,40	2,20	24,39	26,69	28,93
0,40	2,40	24,22	26,50	28,73
0,40	2,60	24,08	26,34	28,55
0,40	2,80	23,95	26,20	28,40
0,40	3,00	23,85	26,08	28,26
0,40	3,20	23,75	25,97	28,15
0,40	3,40	23,67	25,88	28,05
0,40	3,60	23,60	25,80	27,96
0,40	3,80	23,53	25,73	27,88
0,40	4,00	23,47	25,66	27,80
0,40	4,20	23,42	25,60	27,74
0,40	4,40	23,37	25,55	27,68
0,40	4,60	23,33	25,50	27,62
0,40	4,80	23,28	25,45	27,57
0,40	5,00	23,25	25,41	27,53

Qadm (ton)				
B	L	Profundidades de desplante (df)		
(m)	(m)	df =0,5 m	df =0,6 m	df =0,7 m
0,40	0,40	5,37	5,91	6,44
0,40	0,60	7,16	7,86	8,55
0,40	0,80	8,95	9,82	10,66
0,40	1,00	10,74	11,77	12,78
0,40	1,20	12,52	13,72	14,89
0,40	1,40	14,31	15,67	17,01
0,40	1,60	16,10	17,63	19,12
0,40	1,80	17,89	19,58	21,23

0,40	2,00	19,68	21,53	23,35
0,40	2,20	21,46	23,48	25,46
0,40	2,40	23,25	25,44	27,58
0,40	2,60	25,04	27,39	29,69
0,40	2,80	26,83	29,34	31,80
0,40	3,00	28,62	31,29	33,92
0,40	3,20	30,40	33,25	36,03
0,40	3,40	32,19	35,20	38,15
0,40	3,60	33,98	37,15	40,26
0,40	3,80	35,77	39,11	42,37
0,40	4,00	37,56	41,06	44,49
0,40	4,20	39,34	43,01	46,60
0,40	4,40	41,13	44,96	48,72
0,40	4,60	42,92	46,92	50,83
0,40	4,80	44,71	48,87	52,94
0,40	5,00	46,49	50,82	55,06

Tabla 30 – Capacidad portante y capacidad de carga admisible para diferentes profundidades de desplante usando parámetros de suelo mediante corte directo – condición cohesión menor.

12.10 Ábacos de cimentación

Se deberá tener en cuenta los siguientes ábacos para la cimentación de tipo corrida:

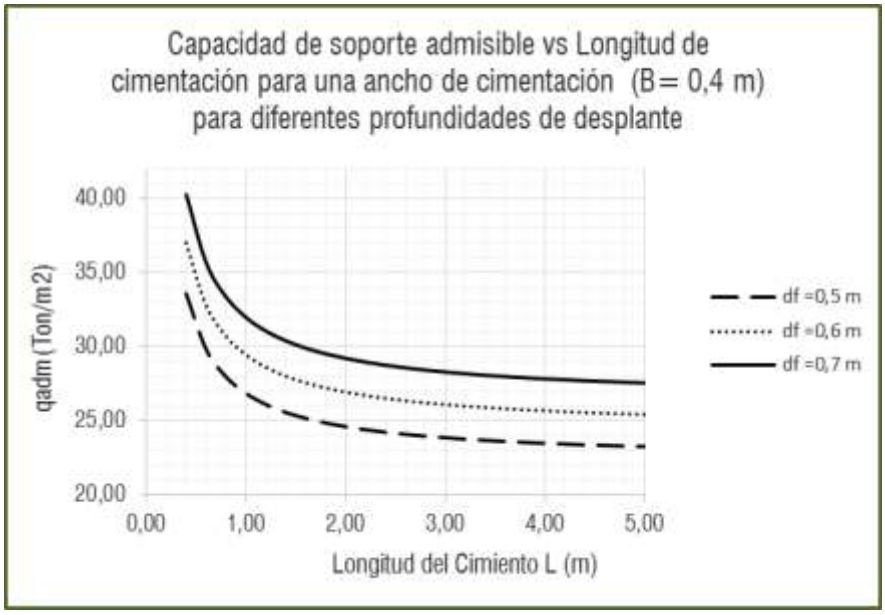


Ilustración 29. Ábaco de capacidad portante estimada con parámetros del ensayo de penetración estándar, condición menor cohesión.

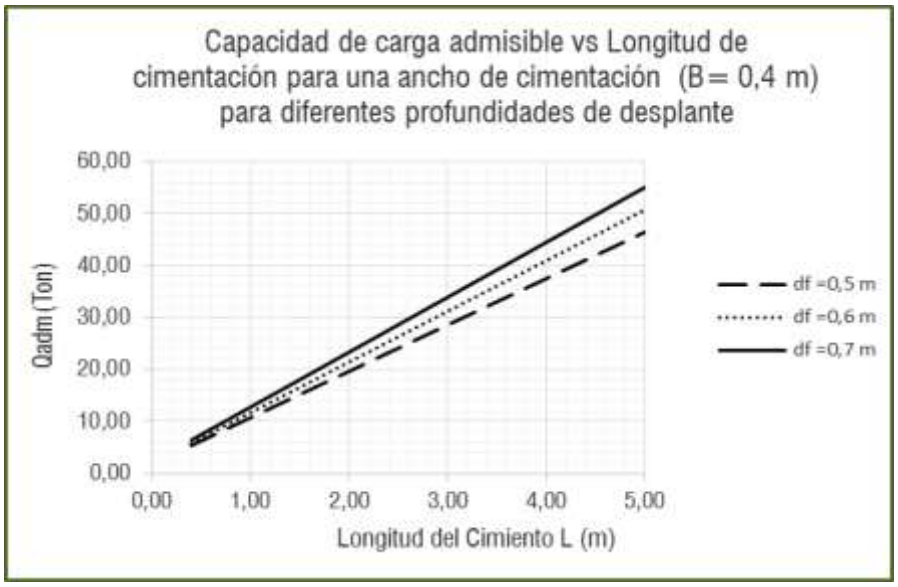


Ilustración 30. Ábaco de capacidad de carga admisible estimada con parámetros del ensayo de penetración estándar, condición menor cohesión.

12.11 Calculo de asentamientos

Para el cálculo de los asentamientos se obtiene la zapata más crítica para cada uno de los módulos de vivienda (4,8 y 12 viviendas), que se identifican en la siguiente tabla:

Módulo	Elemento	Esfuerzo de contacto (ton/m²)
4 viviendas	P04	**6,76**
8 viviendas	P05	**7,89**
12 viviendas	P07	**7,76**

Tabla 31 – Máximos esfuerzos solicitados por la estructura para cada uno de los 3 tipos de módulos

Con esta información se trata los asentamientos para una zapata rígida puesto que cumple con la condición Vmax<2h siendo h el espesor de la zapata. Dadas las condiciones del proyecto, se hace un cálculo de asentamientos totales considerando solamente los asentamientos por deformaciones elásticas del suelo.

Existen diversos métodos, basados en la teoría de la elasticidad para obtener los asentamientos elásticos en zapatas, muchos libros y manuales

de ingeniería (Terzaghi y Peck 1967; Sowers 1979; U.S. Department of the Navy 1982; Gifford et al. 1987; Tomlinson 1986; Barker et al. 1991; Braja M. Das 2012) describen detalladamente los métodos y procedimientos.

Metodología aplicada para el cálculo de asentamientos elásticos

El asentamiento elástico de una cimentación superficial sobre un estrato semi-infinito, se puede estimar utilizando la teoría de la elasticidad, de acuerdo con los lineamientos de Giroud (1968) y Skempton (1951), el asentamiento se expresa como:

$$Se = \left(\frac{pB * (1 - v^2)}{E_u}\right) * Ip$$

Donde

p = presión neta aplicada sobre la cimentación

B = ancho de la cimentación

v = relación de Poisson del suelo, en la siguiente tabla se presentan valores típicos de relación de Poisson para diferentes tipos de suelo

Tipo de suelo	μ
Arcilla saturada	0,4 - 0,5
Arcilla no saturada	0,1 - 0,3
Arcilla arenosa	0,2 - 0,3
Limo	0,3 - 0,35
Arena, arena con grava	0,3 - 0,4
Loess	0,1 - 0,3
Fuente: Bowles (1947)	

Tabla 32 – Valores de relación de Poisson para diferentes tipos de suelo, (Bowles, 1947)

E_U = Módulo de elasticidad del suelo, que se puede obtener a partir de correlaciones con el ensayo de penetración estándar, como se muestra en la siguiente tabla

Tipo de suelo	E (MPa)
Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	0,4*N1
Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas	0,7*N1
Arenas gruesas y arenas con poca grava	1*N1
Grava arenosa y gravas	1,1*N1
Fuente: Modificado de U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988).	

Tabla 33 – Modulo de elasticidad para diferentes tipos de suelos según Bowles (1988.)

Ip = Factor de influencia que depende de las dimensiones (ancho-largo) de la cimentación y que se puede estimar con la siguiente tabla

Ip		Zapata			
Forma		Flexible			Rígida
		Centro	Esquina	Promedio	
Circular		1	0,64	0,85	0,79
Rectangular		Centro	Esquina	Promedio	Rígida
L/B	1	1,12	0,56	0,95	0,82
	1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
	2	1,53	0,77	1,30	1,20
	3	1,78	0,89	1,53	1,42
	4	1,96	0,98	1,69	1,58
	5	2,11	1,05	1,83	1,70
	10	2,54	1,27	2,25	2,10
	100	4,01	2,01	3,69	3,47
Fuente: Giroud (1968) y Skempton (1951)					

Tabla 34 – Estimación del factor de influencia Giroud (1968) y Skempton (1951)

Estimación de parámetros de rigidez

La estimación del módulo de elasticidad se efectuó a partir de la correlación con el ensayo de penetración estándar propuesta por Meigh y Nixon (1961), para suelos limosos. Considerando el valor del SPT promedio de **7 golpes**, obtenido de los sondeos a la profundidad de 2 metros, profundidad hasta la cual se genera un incremento de presión inferior al 10% calculado a partir de la metodología planteada por Boussinesq de acuerdo a las solicitaciones de la estructura.

Profundidad (m)	Nspt Promedio
1	5
2	7
3	10
4	12
5	17
6	21

Tabla 35 – Valores Ncampo Promedio para diferentes profundidades

El coeficiente de Poisson se estimó como 0,35 de acuerdo a los valores sugeridos por Bowles (1947) para suelos limosos.

Cálculo de asentamientos elásticos

A continuación se presenta el cálculo de asentamientos elásticos teóricos para la zapatas más críticas, identificadas anteriormente, de los 3 tipos de módulos de viviendas (4,8 y 12 viviendas).

CÁLCULO DE ASENTAMIENTO ELÁSTICO MÁXIMO MÓDULO DE 4 VIVIENDAS										
CLIENTE:			German Mora Insuasti							
MUNICIPIO:			Mocoa - Putumayo							
PROYECTO:			Urbanización Los Sauces II							
ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE RÍGIDEZ DEL SUELO										
Estimación del Módulo de Elasticidad										
Parámetros				$E\left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 0{,}5 * Nspt$				Referencia		
Nspt	=	7	-					Limos y limos arcillosos		
E	=	3,43	Mpa					Meigh y Nixon (1961)		
Estimación del coeficiente de Poisson										
Parámetro				Referencia						
v	=	0,35	-	Bowles (1947)						
ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS EN SUELO DE ESPESOR SEMI INFINITO										
EN BASE A LOS LINEAMIENTOS DE GIROUD (1968) Y SKEMPTON (1951)										
$Se = \left(\frac{pB * (1 - v^2)}{E_u}\right) * Ip$				Factor de influencia para desplazamiento vertical						
				Ip		**Zapata**				
				Forma		**Flexible**				**Rígida**
q	67,60	kN/m^2				Centro	Esquina	Promedio		
Df	0,50	m		**Circular**		1	0,64	0,85		0,79
γ	16,10	kN/m^3		**Rectangular**		Centro	Esquina	Promedio		Rígida
p	59,55	kN/m^2			1	1,12	0,56	0,95		0,82
B	0,40	m			1,5	1,36	0,68	1,15		1,06
L	2,10	m			2	1,53	0,77	1,30		1,20
h	0,35	m		**L/B**	3	1,78	0,89	1,53		1,42
Vmax	0,10	m			4	1,96	0,98	1,69		1,58
Zapata	**Rígida**				5	2,11	1,05	1,83		1,70
L/B	5,25	-			10	2,54	1,27	2,25		2,10
E	3432,33	kPa			100	4,01	2,01	3,69		3,47
v	0,35	-		**Se**				0,0105		m
Ip	1,72	-		**Se**				10,47		mm

Tabla 36. Asentamiento elástico teórico máximo calculado para el módulo de 4 viviendas.

CÁLCULO DE ASENTAMIENTO ELÁSTICO MÁXIMO MÓDULO DE 8 VIVIENDAS									
CLIENTE:			German Mora Insuasti						
MUNICIPIO:			Mocoa - Putumayo						
PROYECTO:			Urbanización Los Sauces II						
ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE RÍGIDEZ DEL SUELO									
Estimación del Módulo de Elasticidad									
Parámetros				$E\left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 0{,}5 * Nspt$			Referencia		
Nspt	=	7	-				Limos y limos arcillosos		
E	=	3,43	Mpa				Meigh y Nixon (1961)		
Estimación del coeficiente de Poisson									
Parámetro				Referencia					
v	=	0,35	-	Bowles (1947)					
ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS EN SUELO DE ESPESOR SEMI INFINITO									
EN BASE A LOS LINEAMIENTOS DE GIROUD (1968) Y SKEMPTON (1951)									
$Se = \left(\frac{pB * (1 - v^2)}{E_u}\right) * Ip$				Factor de influencia para desplazamiento vertical					
				Ip		**Zapata**			
				Forma		**Flexible**			**Rígida**
q	78,90	kN/m^2				Centro	Esquina	Promedio	
Df	0,50	m		**Circular**		1	0,64	0,85	0,79
γ	16,10	kN/m^3		**Rectangular**		Centro	Esquina	Promedio	Rígida
p	70,85	kN/m^2		**L/B**	1	1,12	0,56	0,95	0,82
B	0,40	m			1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L	2,10	m			2	1,53	0,77	1,30	1,20
h	0,35	m			3	1,78	0,89	1,53	1,42
Vmax	0,10	m			4	1,96	0,98	1,69	1,58
Zapata	**Rígida**				5	2,11	1,05	1,83	1,70
L/B	5,25	-			10	2,54	1,27	2,25	2,10
E	3432,33	kPa			100	4,01	2,01	3,69	3,47
v	0,35	-		**Se**				0,0125	m
Ip	1,72	-		**Se**				12,46	mm

Tabla 37 Asentamiento elástico teórico máximo calculado para el módulo de 8 viviendas.

CÁLCULO DE ASENTAMIENTO ELÁSTICO MÁXIMO MÓDULO DE 12 VIVIENDAS									
CLIENTE:			German Mora Insuasti						
MUNICIPIO:			Mocoa - Putumayo						
PROYECTO:			Urbanización Los Sauces II						
ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS DE RÍGIDEZ DEL SUELO									
Estimación del Módulo de Elasticidad									
Parámetros				$E\left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 0{,}5 * Nspt$			Referencia		
Nspt	=	7	-				Limos y limos arcillosos		
E	=	3,43	Mpa				Meigh y Nixon (1961)		
Estimación del coeficiente de Poisson									
Parámetro				Referencia					
v	=	0,35	-	Bowles (1947)					
ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS EN SUELO DE ESPESOR SEMI INFINITO									
EN BASE A LOS LINEAMIENTOS DE GIROUD (1968) Y SKEMPTON (1951)									
$Se = \left(\frac{pB * (1 - v^2)}{E_u}\right) * Ip$				Factor de influencia para desplazamiento vertical					
				Ip		**Zapata**			
				Forma		**Flexible**			**Rígida**
						Centro	Esquina	Promedio	
q	77,60	kN/m^2		**Circular**		1	0,64	0,85	0,79
Df	0,50	m		**Rectangular**		Centro	Esquina	Promedio	Rígida
γ	16,10	kN/m^3			1	1,12	0,56	0,95	0,82
p	69,55	kN/m^2			1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
B	0,40	m			2	1,53	0,77	1,30	1,20
L	2,10	m		**L/B**	3	1,78	0,89	1,53	1,42
h	0,35	m			4	1,96	0,98	1,69	1,58
Vmax	0,10	m			5	2,11	1,05	1,83	1,70
Zapata	**Rígida**				10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B	5,25	-			100	4,01	2,01	3,69	3,47
E	3432,33	kPa		**Se**				0,0122	m
v	0,35	-		**Se**				12,23	mm
Ip	1,72	-							

Tabla 38 Asentamiento elástico teórico máximo calculado para el módulo de 12 viviendas.

12.12 Módulo de Balasto

Para el caso de cimentaciones tipo losa, o zapata corrida como es el caso del proyecto los Sauces II, se usa el modelo de Winkler también conocido como coeficiente de Balasto, que en general expresa una proporcionalidad entre las presiones y los asientos de cada tipo de terreno.

Es importante considerar que este método común en el uso del diseño de cimentaciones, considera que los suelos son homogéneos y depende de la superficie de la cimentación es decir la relación entre tensiones actuantes y asentamientos.

Para la estimación del módulo de Balasto, se implementa la siguiente correlación desarrollada para suelos cohesivos:

$$k\left(\frac{t}{m^3}\right) = 40 * N * \frac{1}{B}\left(1 + \frac{B}{2L}\right)$$

Donde:

N: Número de golpes registrado en el ensayo de penetración estándar

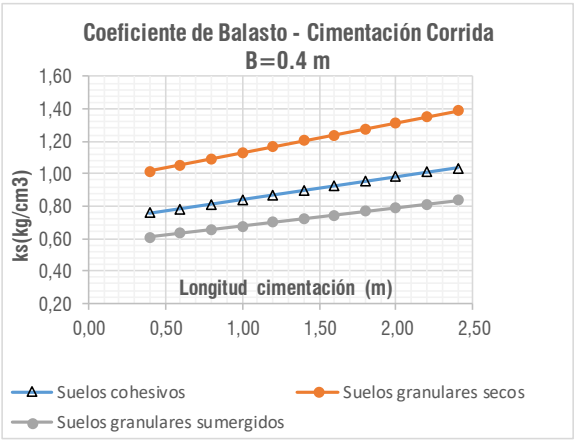
B: Ancho de la cimentación

L: Largo de la cimentación.

El número de golpes (N = 7) tomado para la estimación de la rigidez se determinó en base al Npromedio encontrado a 2 metros de profundidad, en los sondeos realizados.

En la siguiente tabla se presenta la estimación del módulo de Balasto para suelos cohesivos, granulares y granulares sumergidos, para el suelo del proyecto se sigue la metodología implementada para suelos cohesivos.

Calculo de Coeficiente de Balasto						
			Ks (kg/cm^3)			Gráfica Coeficiente de Balasto (Ks)
L (m)	B (m)	Nspt	**Suelos cohesivos**	Suelos granulares secos	Suelos granulares sumergidos	
0,40	0,40	7	0,76	1,01	0,61	
0,60	0,40	7	0,78	1,05	0,63	
0,80	0,40	7	0,81	1,09	0,65	
1,00	0,40	7	0,84	1,13	0,68	
1,20	0,40	7	0,87	1,16	0,70	
1,40	0,40	7	0,90	1,20	0,72	
1,60	0,40	7	0,92	1,24	0,74	
1,80	0,40	7	0,95	1,28	0,77	
2,00	0,40	7	0,98	1,31	0,79	
2,20	0,40	7	1,01	1,35	0,81	
2,40	0,40	7	1,04	1,39	0,83	



Consideraciones:

El coeficiente de balasto fue calculado a partir del Nspt con la siguiente formulación para suelos granulares y para suelos cohesivos.

$$k\left(\frac{kg}{cm^3}\right) = 0{,}04.N.\frac{1}{B}.\left(1+\left(\frac{B}{2L}\right)\right) \text{ Suelos cohesivos} \qquad k\left(\frac{kg}{cm^3}\right) = \frac{2}{3}.10^{\frac{N+2}{34}}.\left(\frac{B+0{,}3}{2B}\right)^2\left(1+\frac{B}{2L}\right) \text{ Suelos granulares secos}$$

$$k\left(\frac{kg}{cm^3}\right) = 0{,}4.10^{\frac{N+2}{34}}.\left(\frac{B+0{,}3}{2B}\right)^2\left(1+\frac{B}{2L}\right) \text{ Suelos granulares sumergidos}$$

Tabla 39 - Coeficiente de balasto B=0.4m

13 DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones se construirán en sistema zapata corrida como se ha mencionado a lo largo del presente informe, en función de las cargas de proyecto la zapata más crítica, para cada una de las unidades de viviendas.

Tipo de estructura:

Vivienda Bifamiliar de 2 Pisos

13.1 Dimensionamiento:

Las dimensiones de la zapata serán:

Ancho: 0.40 m

Alto: 0.50 m

Longitud: Variable en función de los ejes de carga.

Profundidad de Desplante: 0.50 m

13.2 Presiones solicitadas por la estructura:

En la siguiente tabla se presentan las solicitaciones máximas en cuanto a esfuerzos, solicitados por la estructura para cada uno de los módulos de viviendas.

Módulo	Elemento	Carga vertical (ton)	Dimensiones zapata		Esfuerzo de Contacto (ton/m²)
			L(m)	B(m)	
4 viviendas	P04	5,68	2,1	0,4	6,76
8 viviendas	P05	10,09	3,2	0,4	7,89
12 viviendas	P07	9,94	3,2	0,4	7,76

Tabla 40 – Identificación de elemento con mayor solicitación de esfuerzos por módulo de construcción.

13.3 Respuesta del suelo a la solicitación:

En la siguiente tabla se presenta la comparación entre solicitaciones de esfuerzos de la estructura y capacidad de soporte admisible del suelo a las dimensiones de cada zapata en consideración.

Máximos esfuerzos solicitados por estructura			qadm (ton/m²)									¿Cumple?
			Parámetros									
Módulo	Elemento	Esfuerzo de contacto (ton/m²)	SPT			Corte directo (condición Ømenor)			Corte directo (condición c menor)			
			df = 0,5 m	df = 0,6 m	df = 0,7 m	df = 0,5 m	df = 0,6 m	df = 0,7 m	df = 0,5 m	df = 0,6 m	df = 0,7 m	
4 viviendas	P04	**6,76**	**6,81**	7,97	9,14	**28,23**	29,56	30,77	**24,49**	26,79	29,05	SI
8 viviendas	P05	**7,89**	**6,68**	7,8	8,94	**27,47**	28,77	29,94	**23,75**	25,97	28,15	SI*
12 viviendas	P07	**7,76**	**6,68**	7,8	8,94	**27,47**	28,77	29,94	**23,75**	25,97	28,15	SI*

Tabla 41 – Verificación de la capacidad de soporte entregada respecto a las solicitaciones estructurales.

** Cumple la capacidad de soporte si se tiene en cuenta la capacidad portante obtenida a partir de los parámetros de corte directo.*

Como puede observarse para los elementos con mayores esfuerzos solicitados de los módulos de 8 y 12 viviendas, la capacidad portante suministrada con los parámetros del SPT no es suficiente, esto se debe principalmente a que los parámetros del ensayo de penetración estándar se obtienen considerando las condiciones más desfavorables de resistencia, si se analizan los parámetros obtenidos de los ensayos de corte directo del mismo material se verifica que la resistencia del suelo es suficiente para proporcionar el soporte requerido por la estructura.

13.4 Tipo de suelo y coeficientes

Tipo de suelo: **D**

Aa: 0.30	**Fa:** 1.2
Av: 0.25	**Fv:** 1.8
Ae: 0.20	**I:** 1.00
Ad: 0.10	

Tabla 42 - Tipo de suelo y coeficientes de aceleración sísmica

13.5 Asentamientos

Se calcularon los asentamientos para las zapatas con mayores solicitaciones de cada módulo (4,8 y 12 viviendas), la cimentación para todos los casos se considera rígida y por lo tanto se calcularon los asentamientos teóricos uniformes que se resumen en la siguiente tabla, los asentamientos no sobrepasan los valores límites especificados por la NSR-10.

Módulo	Asentamiento elástico teórico máximo (mm)
4 viviendas	10,47
8 viviendas	12,46
12 viviendas	12,23

Tabla 43 – Asentamientos elásticos teóricos máximos calculados por módulo de viviendas de construcción

13.6 Coeficientes de presión lateral de tierras

Eventualmente si existen taludes que deban ser estabilizados, se recomiendan los siguientes parámetros de presión lateral de tierras:

Ka	**0,371**	**δ**	**18,2**
Kp	**2,697**		
Ko	**0,541**		
Kh	**0,150**		
Kv	**0,075**		

Tabla 44 - Coeficientes de presión lateral de tierras

14 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El estrato de suelo presenta una consistencia plástica a media en los sectores más céntricos del lote, a medida que la topografía va bajando se encuentran limos con más contenido de arena y en algunos sectores gravas finas, en una profundidad de aproximadamente 5m, no obstante la humedad de las muestras en elevada, como consecuencia de este comportamiento se sugiere construir filtros tipo francés con el fin de ayudar a aumentar la capacidad del suelo con el manejo de la humedad dentro de la estructura.
- El material predominante del subsuelo se clasifica como MH Limo de alta plasticidad, en el terreno explorado este tipo de suelo predomina en el estrato de los primeros 6 m.
- Es necesario retirar la capa de material orgánico presente en cada una de las explanaciones necesarias para la cimentación de las unidades bifamiliares, posterior a esta cota de implantación, se deberá profundizar 0.50 metros para cimentar las zapatas corridas de la cimentación.
- No se encontró nivel freático hasta la profundidad explorada, no obstante la condición de humedades que presenta el suelo sugiere que podría tener una condición de ascenso de agua en épocas de lluvia.
- El lote por su condición topográfica, presenta una geomorfología plana por lo tanto no hay riesgos de derrumbes ni inundaciones.

14.1 Análisis de Resultados de la capacidad portante

De acuerdo a los cálculos de capacidad portante se realizaron los cálculos usando los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, teniendo en cuenta tres condiciones:

- Correlaciones SPT
- Corte directo – ángulo de fricción menor

- Corte directo – cohesión menor

A partir de estos resultados se puede concluir que, la condición más crítica es usar las correlaciones SPT, esta es una condición muy conservadora pero que a juicio de la presente consultoría es importante siempre jugar a favor de la seguridad.

Como se puede observar en la siguiente tabla, se resumen los valores de los parámetros usados en cada condición, se resalta que los ángulos de fricción están dentro de unos márgenes de dispersión no muy elevados, mientras que el parámetro de la cohesión es aquel que influye directamente en las variaciones de las capacidades de carga.

Condición	Ángulo de Fricción usado (grados)	Cohesión usada (ton/m2)
Correlación SPT	27.32	0.032
Corte directo – ángulo de fricción menor	22.72	2.80
Corte directo – cohesión menor	32.2	0.694

Tabla 45 – Parámetros de suelo usados para el cálculo de las capacidades portantes en función de 3 diferentes condiciones.

14.2 Recomendaciones para el diseño de cimentaciones:

- Todos los análisis encontrados en este estudio se basan en la exploración geotécnica solicitada por el contratante, en caso de encontrar una estratigrafía diferente se deberá informar al presente consultor para realizar los ajustes necesarios.
- En dado caso que la explanación arroje material orgánico superior a la cota de cimentación este suelo orgánico deberá ser extraído en su

totalidad y recuperarla con recebo cemento en proporción 1:8, hasta la cota -0.5 que es la profundidad de desplante de la zapata.

- Importante y prioritario, realizar las consideraciones estructurales dadas por el código colombiano de sismo resistencia NSR-10 para los perfiles de suelo tipo D.

ESTRUCTURA DE CIMENTACION ALTERNATIVA 1:

La cimentación será mediante zapatas corridas, estas deberán ser cimentadas a una profundidad de desplante de 0.5m, sobre un solado de 10 cm. Como se mencionó anteriormente, se deben construir filtros tipo francés perimetrales a las cimentaciones, cuyo fin es manejar posibles filtraciones que puedan afectar la estructura de cimentación, el ancho de la zapata corrida será de 0.4m y la longitud será variable.

14.3 Recomendaciones para la construcción:

- Por las propiedades del material presente en el lote, ser recomienda prever un sistema de drenaje provisional para evitar acumulación de agua durante el proceso de construcción de la cimentación, puesto que la baja permeabilidad del suelo presente y la alta plasticidad, podrían afectar las estructuras.
- El constructor deberá prever sistemas de bombeo de agua en caso de que se presenten lluvias durante los procesos de excavación, de esta forma se evita el reblandecimiento del suelo, por acumulación de agua dentro de las excavaciones.
- Todos los materiales utilizados en la construcción de la obra civil deberán cumplir con las especificaciones dadas por la NSR-10 y normatividad INVIAS – 2013.

14.4 Recomendaciones para el manejo de excavaciones

- El control de excavaciones tiene como primera medida la protección a la intemperie, es decir las excavaciones cuando se realicen en corte tipo cajón deberán ser protegidas con un material sintético, cuyo objetivo es la protección al incremento de humedad por causa de lluvia y que eventualmente propicie un colapso local o general.
- Las excavaciones para las fundaciones podrán realizarse de forma manual debido a que la profundidad de desplante no es muy alta, la compactación del suelo sobre esta deberá realizarse con equipo mecánico una vez fundida la zapata, deberá tener un control adecuado de compactación, se deberá compactar en capas de 15 cm hasta llegar a la cota 0.00 de proyecto, al 95% del proctor modificado.

Original Firmado.

Ing. David Esteban Diaz
M.P. 25202-261750
Esp. Vías y Transporte
Msc. Ingeniería Civil – Geotécnia

ANEXOS

ANEXO 1 – SPT CAMPO
ANEXO 2 – CLASIFICACIONES
ANEXO3 – PERFIL DE HUMEDADES
ANEXO 4 – CALCULO DE VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE
ANEXO 5 – CALCULO DE PARAMETROS SPT
ANEXO 6 – COMPRESION INCONFINADA
ANEXO 7 – CALCULO DE PESOS ESPECIFICOS
ANEXO 8 – LOCALIZACION DE SONDEOS HITO 4
ANEXO 8 A – LOCALIZACION DE SONDEOS CAMPAÑA 1
ANEXO 9 – CUADRO RESUMEN CLASIFICACIONES
ANEXO 10 – CORTES DIRECTOS HITO 4
ANEXO 11 – REGISTRO FOTOGRAFICO
ANEXO 12 – ENSAYOS LABORATORIO JUAN CARLOS TRUJILLO