HCH
Geotecnia Especializada

ESTUDIO GEOTÉCNICO

Proyecto: Implementación de la segunda fase de la construcción de la Institución Educativa Antonio Ricaurte sede principal en el municipio de Quibdó. Código BPIN (2023003270065)

Colegio: INSTITUCIÓN ANTONIO RICAURTE

DOCUMENTO Nº: QUIBDÓ-V2
EDICIÓN: 2

FECHA: 12 de febrero de 2024

HCH
Geotecnia Especializada

Implementación de la segunda fase de la construcción de la Institución Educativa Antonio Ricaurte sede principal en el municipio de Quibdó. Código BPIN (2023003270065)

Documento:

Estudio Geotécnico

Documento Nº:	QUIBDÓ-V2	Edición Nº: 2
Objeto de edición:	Entrada en vigor	Fecha: 12/02/2024

CÓDIGO DESCARGA	Preparado:	H.C.H.
	Revisado:	FP OFICINA DE ARQUITECTURA
	Aprobado:	

HCH
Geotecnia Especializada

CONTROL DE MODIFICACIONES

Edic.	Modificaciones
0	Generación de documento.

INFORMACIÓN PRELIMINAR O PENDIENTE

Edic.	Apartados	Concepto	Estado
0 1	-	Generación de documento Se agregaron recomendaciones	Parcial

DISTRIBUCIÓN

Externa	Nº copias/Soporte	Interna	Nº copias/Soporte
FP	1/Digital	Archivo	1/Digital

HCH
Geotecnia Especializada

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 1
2. OBJETIVO 2
3. ASPECTOS GENERALES 2
3.1. UBICACIÓN Y RECONOCIMIENTO GENERAL DEL PREDIO 2
3.2. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PREVIOS 3
4. MARCO GEOLÓGICO GENERAL 4
4.1. GEOLOGÍA GENERAL REGIONAL 4
4.2. SISMICIDAD 4
5. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA 5
5.1. TRABAJOS DE CAMPO 5
5.1.1. Exploración directa 5
5.1.2. Exploración indirecta 6
5.1.3. Perfil geotécnico preliminar 10
5.1.4. Determinación del nivel freático 10
5.2. RESUMEN DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO REALIZADOS 10
6. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 11
6.1. CARACTERIZACIÓN BÁSICA 11
6.1.1. Estado Natural 11
6.1.2. Identificación y Clasificación de Materiales 12
6.1.3. Expansividad 15
6.2. CARACTERIZACIÓN DE RESISTENCIA MECÁNICA Y DEFORMABILIDAD 16
6.2.1. Ensayos SPT 16

6.2.2. Parámetros de resistencia al corte 18
6.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE EFECTOS SÍSMICOS 19
6.4. ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN 19
6.5. TABLA RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS 19
6.6. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS PARA DISEÑO GEOTÉCNICO. 19
7. DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE 21
7.1. INTRODUCCIÓN. 21
7.2. DETERMINACIÓN DE LA COTA DE CIMENTACIÓN O PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO 21
7.3. DETERMINACIÓN DEL VALOR DE CAPACIDAD PORTANTE 21
7.3.1. Determinación del valor de capacidad portante para la condición de carga drenada 22
7.4. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA EL DIMENSIONADO DE ELEMENTOS DE CONTENCIÓN. 23
8. DETERMINACIÓN DE ASENTAMIENTOS 25
8.1. ASENTAMIENTOS 25
8.2. COEFICIENTE DE REACCIÓN VERTICAL KV Y HORIZONTAL KH. 26
9. MANEJO DE MATERIALES 27
9.1. EXCAVABILIDAD 27
9.2. MANEJO DE MATERIAL DE EXCAVACIÓN 27
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES AL SISTEMA DE CIMENTACIÓN REQUERIDO 29
10.1. CONCLUSIONES DE CARÁCTER GENERAL 31
10.2. RECOMENDACIONES AL SISTEMA DE CIMENTACIÓN PROPUESTO. 32
10.3. RECOMENDACIONES OTRAS ESTRUCTURAS 32
A. PLACA PARA CACHAS 33

B. TANQUES DE AGUA POTABLE O RESIDUAL Y MUROS DE CONTENCIÓN.....36
11. LIMITACIONES 37
12. BIBLIOGRAFÍA.....37

HCH
Geotecnia Especializada

ANEXOS

Anexo 1. Fichas de sondeos

Anexo 2. Fichas de apiques

Anexo 3. Resumen de laboratorio

Anexo 4. Actas de ensayos de laboratorio

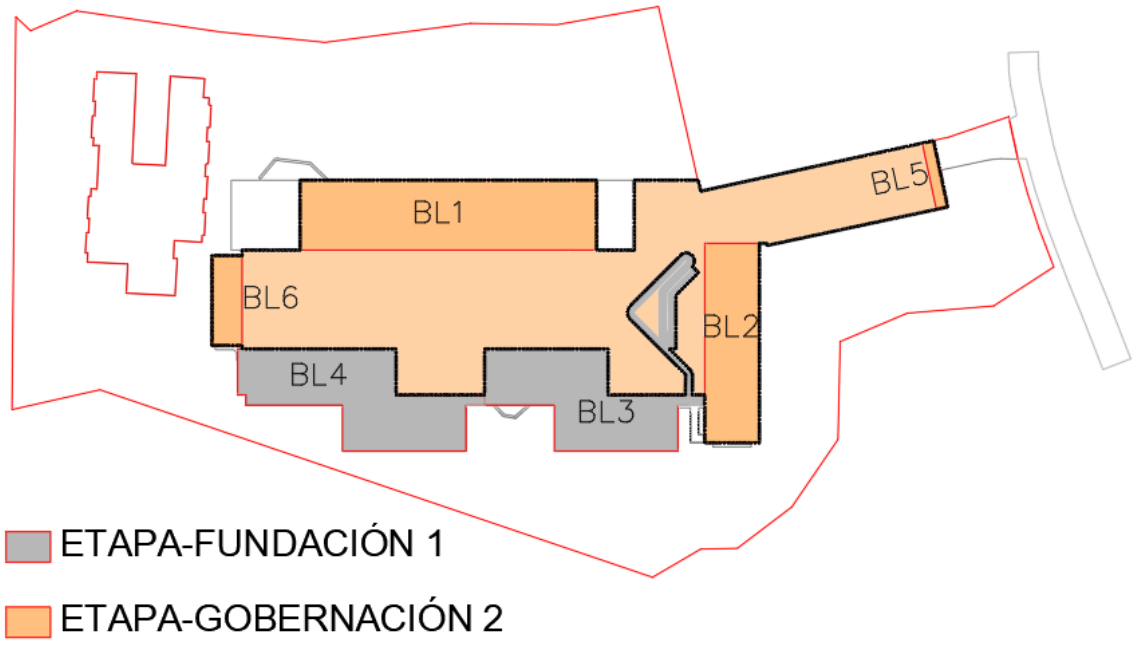
Anexo 5. Memorias de cálculo

Anexo 6. Plano de ubicación de investigaciones

ETAPAS

El proyecto cuyo objeto es la “Implementación de la segunda fase de la construcción de la Institución Educativa Antonio Ricaurte sede principal en el municipio de Quibdó”. Con código BPIN (2023003270065) se ejecutará teniendo en cuenta dos etapas, el desarrollo de cada etapa está a cargo de entidades diferentes

La distribución por parte de las diferentes entidades se realizará de acuerdo a las etapas tal cómo se muestran en la siguiente imagen, cabe aclarar que la infraestructura perteneciente a la etapa 1 no hace parte del alcance del proyecto susceptible de financiar con recursos del SGR (etapa 2)



En la primera etapa a cargo de la fundación Pies Descalzos se llevaran a acabo los bloques 3 y 4, la gobernación de Magdalena tendrá la segunda la cual está compuesta por los bloques 1, 2, 4 y 5 ubicados en la parte norte del lote

1. INTRODUCCIÓN

FP Oficina de Arquitectura ha designado a HCH Geotecnia especializada la realización de los estudios geotécnicos para el mejoramiento de la institución educativa Antonio Ricaurte ubicada en el casco urbano del municipio de la ciudad de Quibdó departamento del Chocó.

2. OBJETIVO

El presente documento corresponde al estudio geotécnico, como objetivo general es profundizar el conocimiento de las condiciones del terreno donde se localiza la IE Antonio Ricaurte exponiendo los resultados de las actividades de campo, laboratorio y oficina, que permitan la caracterización geomecánica de los materiales térreos, naturales y antrópicos presentes en la institución.

Con el fin de dar cumplimiento al objetivo del proyecto se presenta a continuación el informe el cual se compone de las generalidades del proyecto, la condición geológica de la zona, la caracterización geotécnica del sitio de estudio con base en los resultados obtenidos en campo y en el laboratorio, la definición del perfil geotécnico promedio, la condición sísmica del área de estudio y los análisis geotécnicos correspondientes a la definición del nivel y tipo de cimentación, la evaluación de capacidad portante y asentamientos y manejo de excavaciones. Finalmente, se presentan algunas conclusiones y recomendaciones que se deben tener en cuenta para los estudios definitivos de la institución.

3. ASPECTOS GENERALES

3.1. UBICACIÓN Y RECONOCIMIENTO GENERAL DEL PREDIO

El predio se ubica al sur de la ciudad de Quibdó en la costa pacífica colombiana, se accede a él por la Ruta 13. Vía Quibdó Yuto, este acceso se encuentra al oriente del predio, hacia el norte la institución colinda con la Urbanización Villa Asís

La institución funciona al oriente del Río Purre, a cerca de tres (3) kilómetros del Río Atrato. En la Figura 3-1, se presenta la localización general de sitio.



Figura 3-1 Localización General. Fuente: Adaptado Google earth

3.2. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PREVIOS

No se encontraron estudios geotécnicos previos en la institución.

4. MARCO GEOLÓGICO GENERAL

4.1. GEOLOGÍA GENERAL REGIONAL

Teniendo en cuenta las condiciones geológicas y los resultados de la exploración ejecutada, se encontró que la zona de estudia se ubica sobre la denominada formación Quibdó, correspondiente a conglomerados, y arenitas líticas conglomeraticas intercaladas con arcillolitas limolitas y turbas., esta unidad se ubica en la edad del Plioceno

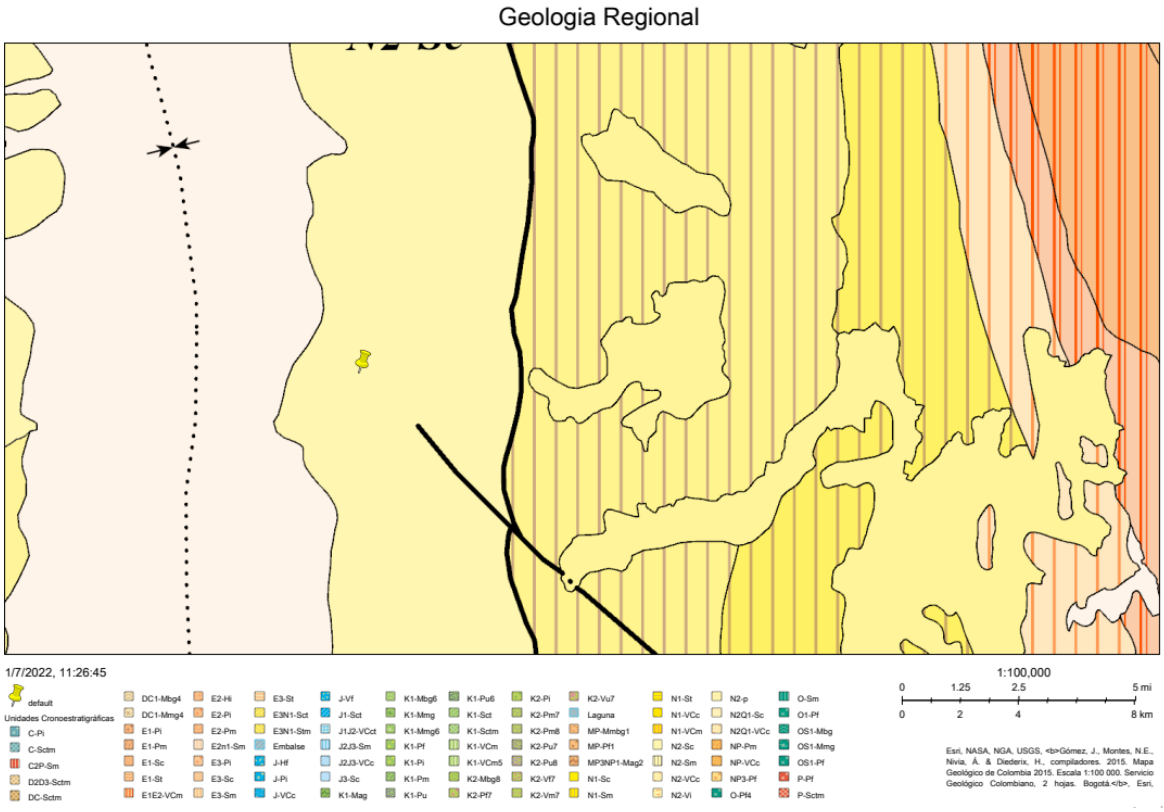


Figura 4-1 Geología Regional. Fuente: SGC

4.2. SISMICIDAD

Hacia el oriente se encuentra la Falla de Quebrada Santa Bárbara, este sistema de fallas es el más próximo al municipio, sin embargo, lo separan varios kilómetros, al occidente del sitio de estudio también se localiza la Falla de Río Condotico.

5. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

Para determinar las características y propiedades mecánicas del suelo en el predio de estudio, se realizaron actividades de exploración del subsuelo que consistieron principalmente en la ejecución de perforaciones con equipo mecánico, la recuperación de muestras alteradas e inalteradas, así como ensayos de campo (pruebas de penetración estándar SPT) y laboratorio, además de ensayos indirectos como líneas de refracción sísmica.

5.1. TRABAJOS DE CAMPO

5.1.1. Exploración directa

Se planteó y ejecutó un programa de investigación del sub suelo cuyo objetivo fue identificar y caracterizar los materiales que se encuentran en la zona de estudio definiendo tipo de suelo, las características físicas y geomecánicas de estos, los espesores y la variabilidad en la zona de estudio.

La exploración se llevó a cabo mediante la ejecución de pruebas de exploración directa como sondeos mecánicos y en conjunto con ensayos in situ como el ensayo de penetración estándar (SPT). La cantidad y longitud de la exploración se realizó con base a los requerimientos de la NSR-10 según la categoría de la estructura proyectada.

Durante las labores de exploración se tomaron los respectivos registros de campo, donde se consignaron los horarios de trabajo, equipos utilizados, diámetro de la tubería de revestimiento, materiales encontrados, niveles de agua y cualquier situación particular que se haya presentado durante la actividad.

Se ejecutaron para la exploración del subsuelo seis (6) sondeos manuales con profundidades inicialmente planteadas de 6 y 8m, sin embargo, debido a un depósito granular grueso solo se llegó hasta 5.0m, recuperando en cada uno de ellos muestras inalteradas en tubos tipo cuchara partida, se intentaron recuperar muestras inalteradas, no obstante, por las condiciones del suelo no fue posible su extracción, adicionalmente se realizó un (1) apique de 1.5m de profundidad. Las muestras tomadas en campo se utilizaron para la caracterización de los geomateriales encontrados en el predio, realizando ensayos de resistencia y deformabilidad.

Tomando como referencia en numeral H.3.2.5 del reglamento colombiano sismorresistente en su subnumeral *d) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de este Reglamento.), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción: - Categoría Baja: los sondeos pueden*

suspenderse al llegar a estos materiales; los sondeos se suspendieron al llegar a las profundidades indicadas en la Tabla 5-1 . Vale la pena mencionar que la clasificación del suelo tipo C se tomó con base en la geofísica realizada que se presenta en el siguiente numeral. Tabla 5-1 se presenta las coordenadas de los sondeos y la relación de las cantidades de perforación.

Sondeo	Coordenadas		Prof. (m)	NF (m)
	Norte	Este		
S-1	1118731,92	1047854,34	3.75	-
S-2	1118737,04	1047917,29	3.00	-
S-3	1118708,31	1047899,05	4.90	-
S-5	1118688,82	1047961,23	3.20	-
S-6	1118650,37	1047918,29	2.75	-
S-7	1118700,46	1048009,84	2.25	-
AP-1 - S4	1118722,75	1048001,61	1.50	-

Tabla 5-1. Localización y profundidad de las perforaciones MAGNA SIRGAS

En los Anexos 1 y 2 se presentan los registros gráficos de cada una de las perforaciones con la profundidad y tipo de muestras y se muestra el registro fotográfico de los trabajos realizados en el sitio de estudio. En el Anexo 6 se encuentra el plano topográfico de las perforaciones realizadas.

5.1.2. Exploración indirecta

En la campaña de exploración indirecta se realizaron dos líneas sísmicas aplicando los métodos de refracción sísmica y MASW (medición de ondas superficiales) con el propósito de estimar un modelo unidimensional de velocidad de onda S del terreno y un modelo 2D de velocidad de onda P, ambos para caracterización e identificación de cambios de comportamiento de los materiales de la zona.

Fueron ejecutados 2 ensayos de refracción con medición de MASW, con longitudes variables de acuerdo con el espacio en el terreno el ensayo permitió auscultar una profundidad de 30.0m, se hicieron arreglos espaciados entre 3.0m y 3.5 m

En la Tabla 5-2 se presenta la ubicación de la línea de refracción sísmica realizada en el predio de la institución Antonio Ricaurte.

Línea	Coordenada inicio		Coordenada final		Longitud (m)
	OESTE	NORTE	OESTE	NORTE	
LSR-1	1047884,22	1118737,05	1047995,14	1118691,57	69

Línea	Coordenada inicio		Coordenada final		Longitud (m)
	OESTE	NORTE	OESTE	NORTE	
LRS-2	1047810,73	1118692,05	1047920,84	1118642,57	72

Tabla 5-2. Localización y longitud del ensayo MAGNA-SIRGAS

No se emplearon filtros especiales para la reducción de ruido ambiental, así como ganancias en los canales empleados, en la siguiente figura se muestra el registro fotográfico del ensayo realizado.



Figura 5-1 Ensayo de refracción sísmica. Fuente: Elaboración propia

El promedio de la velocidad de onda de corte Vs30 es de 485 m/s correspondiente a un perfil de suelo C, suelos muy densos.

Desde (m)	Hasta (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
0,00	0,52	0,52	213
0,52	1,23	0,71	223
1,23	2,19	0,96	227
2,19	3,50	1,31	233
3,50	5,00	1,50	241
5,00	7,76	2,76	349
7,76	10,80	3,05	377

Desde (m)	Hasta (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
10,80	15,03	4,23	521
15,03	21,45	6,42	628
21,45	29,83	8,38	698
29,83	30,00	0,17	838
Vs30 (m/s)			440

Tabla 5-3. Cálculo de Vs30 LSR 1

Desde (m)	Hasta (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
0,00	0,72	0,72	185
0,72	1,75	1,03	189
1,75	2,93	1,18	231
2,93	4,65	1,72	334
4,65	7,78	3,13	426
7,78	10,52	2,74	579
10,52	15,09	4,57	738
15,09	21,42	6,33	800
21,42	29,83	8,41	799
29,83	30,00	0,17	820
Vs30 (m/s)			531

Tabla 5-4. Cálculo de Vs30 LSR 2

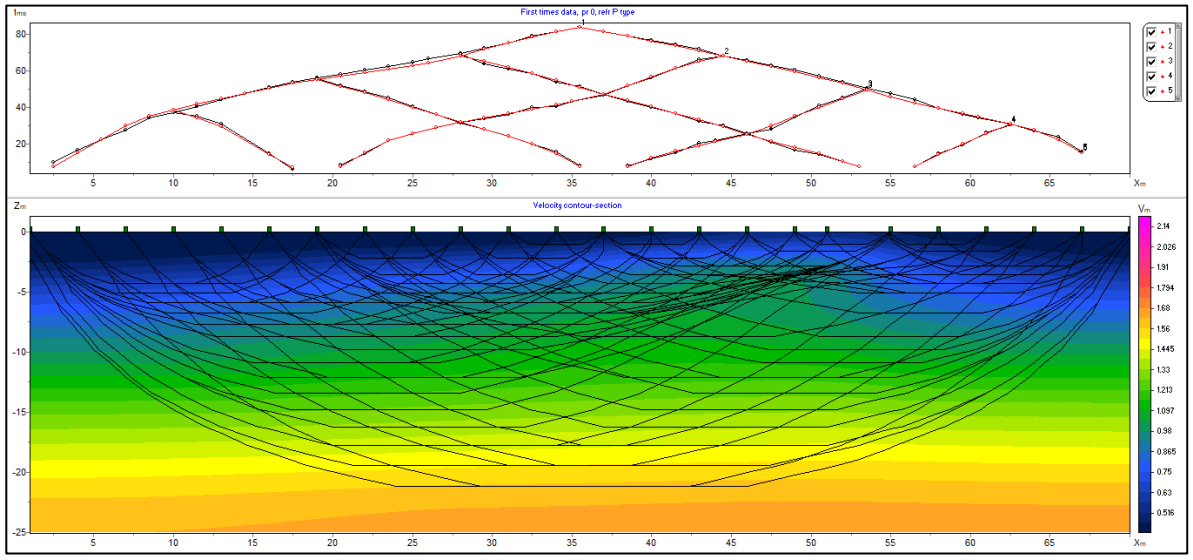


Figura 5-2 Domocromas y resultado de línea de refracción sísmicas LRS 1 de ondas P, en unidades de km/s y m

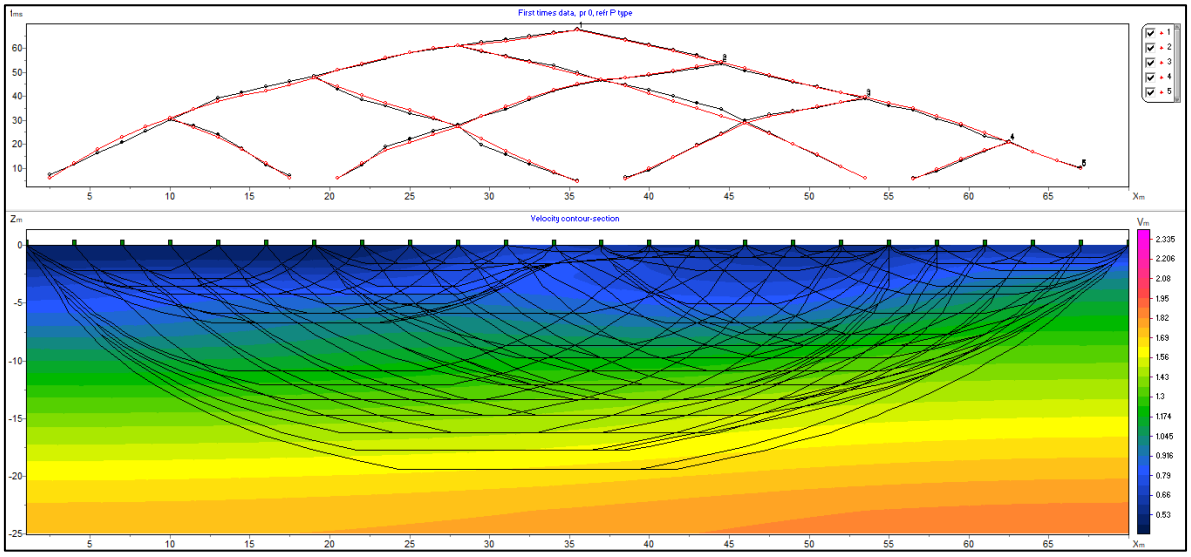


Figura 5-3 Domocromas y resultado de línea de refracción sísmicas LRS 2 de ondas P, en unidades de km/s y m

5.1.3. Perfil geotécnico preliminar

De acuerdo con las perforaciones realizadas a continuación se presenta el perfil geotécnico preliminar,

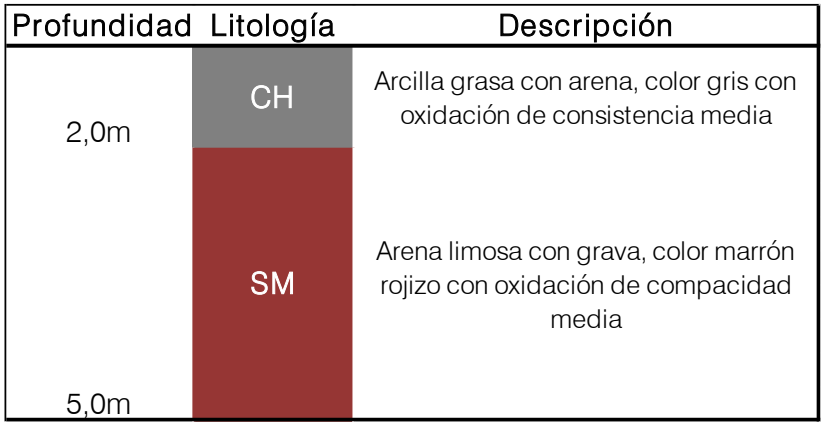


Figura 5-4 Columna estratigráfica preliminar.

5.1.4. Determinación del nivel freático

De acuerdo con la exploración ejecutada no se identificó el nivel freático en la zona de estudio.

5.2. RESUMEN DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO REALIZADOS

Se realizaron ensayos de laboratorio de caracterización física o propiedades índice tales como contenido de humedad, límites de Atterberg, granulometría; dadas las características de los especímenes recuperados no fue posible la realización de ensayos de resistencia. En la **Tabla 5-5** se relaciona la cantidad de ensayos ejecutados.

TIPO DE ENSAYO	TOTAL
Humedad natural	19
Límites de Atterberg	19
Granulometría	19

Tabla 5-5. Ensayos de laboratorio realizados.

Teniendo en cuenta el tipo de muestras recuperadas, no fue posible adelantar ensayos de resistencia y deformación. En el **Anexo 3** se presentan la tabla resumen de ensayos y en el **Anexo 4** se presentan los reportes de los ensayos de laboratorio.

6. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En este capítulo se presentan la caracterización geomecánica de los materiales existentes en la zona de estudio, la cual se realizó teniendo en cuenta la exploración geotécnica, los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio antes mencionados.

6.1. CARACTERIZACIÓN BÁSICA

A continuación, se presenta una descripción de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio realizados a las muestras extraídas, para definir su caracterización física en términos de contenidos de humedad, peso unitario, peso específico, granulometría, límites de consistencia, y materia orgánica.

6.1.1. Estado Natural

6.1.1.1. Humedad Natural

En la Figura 6-1, se presenta la humedad natural de los materiales de sitio, la cual varía entre 10.87% y el 46.73%, con un comportamiento uniforme en profundidad, variando en los estratos identificados.

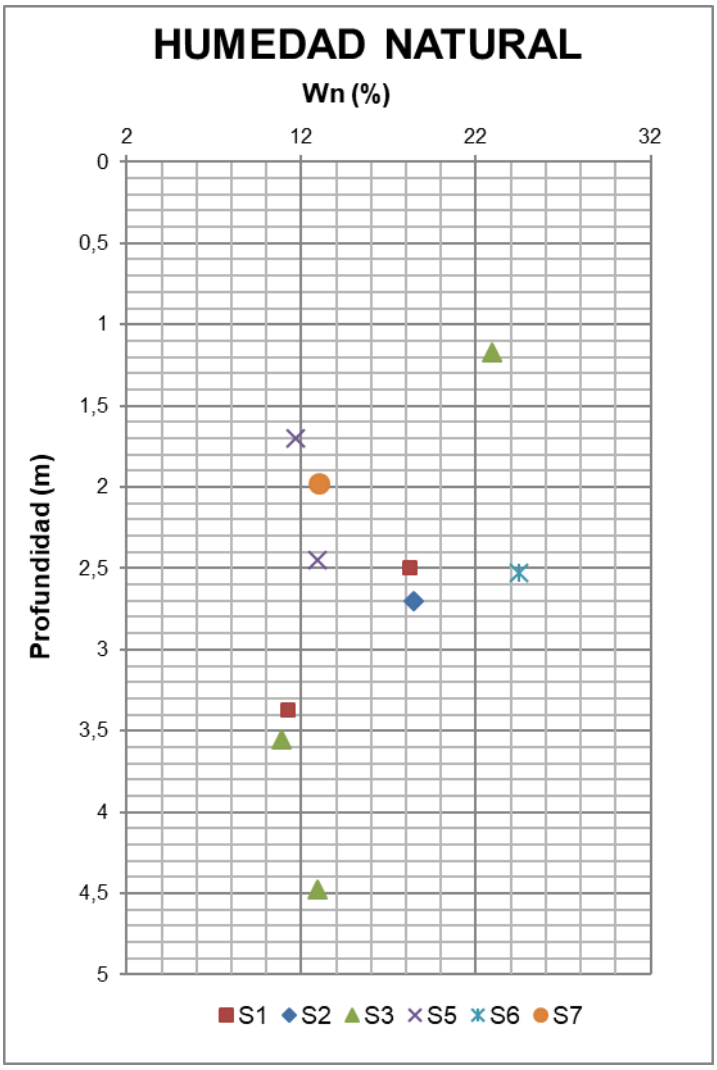


Figura 6-1 Variación de la humedad natural en función de la profundidad.

6.1.2. Identificación y Clasificación de Materiales

6.1.2.1. Análisis granulométrico

La composición granulométrica general muestra un perfil de arcilla limosa con algo de gravas hasta los 2.0, seguido de una arena arcillosa con de gravas hasta los 5.0m. En la Figura 6-2 se presenta la variación granulométrica en función de la profundidad.

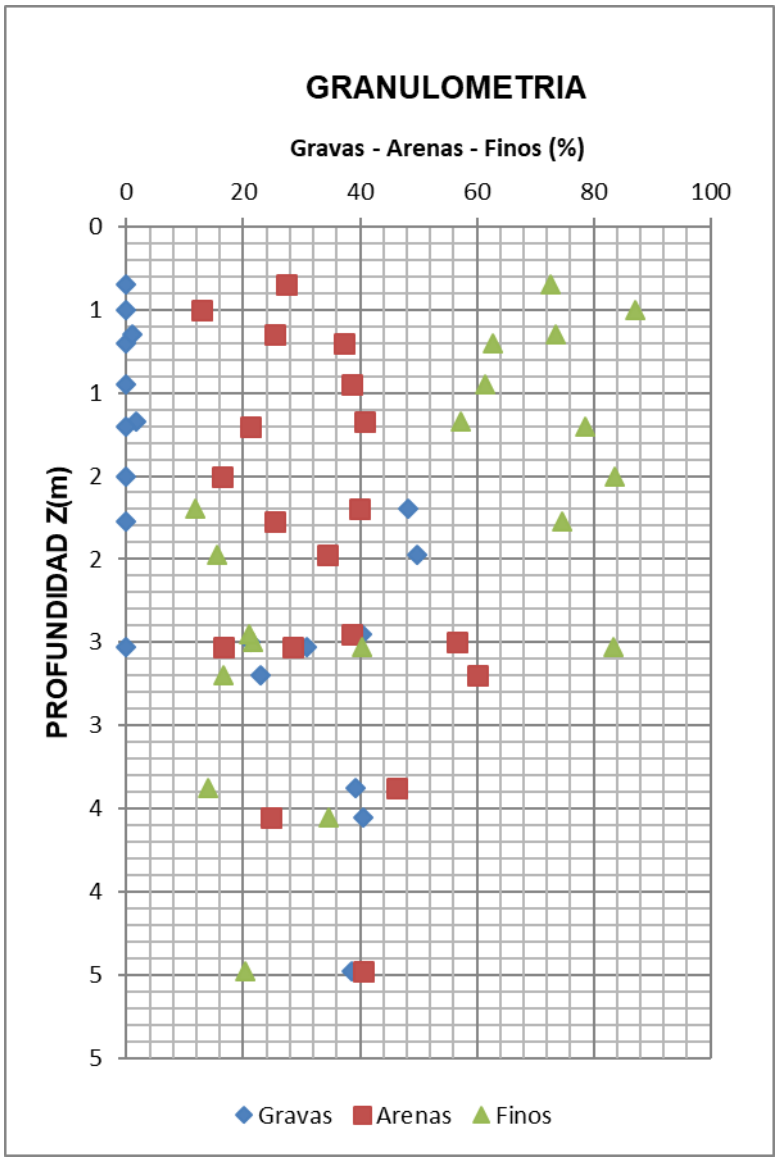


Figura 6-2 Variación granulométrica en función de la profundidad.

6.1.2.2. Límites de Atterberg

De acuerdo con los resultados de los ensayos para determinar los límites de Atterberg, realizados a las muestras obtenidas de las perforaciones en el sitio de estudio, se encontraron rangos de limite líquido que oscilan entre 36% y 73%, y el límite plástico varía entre el 18% y 30%. En la Figura 6-3 se presenta la variación de las propiedades índice con la profundidad incluida la humedad.

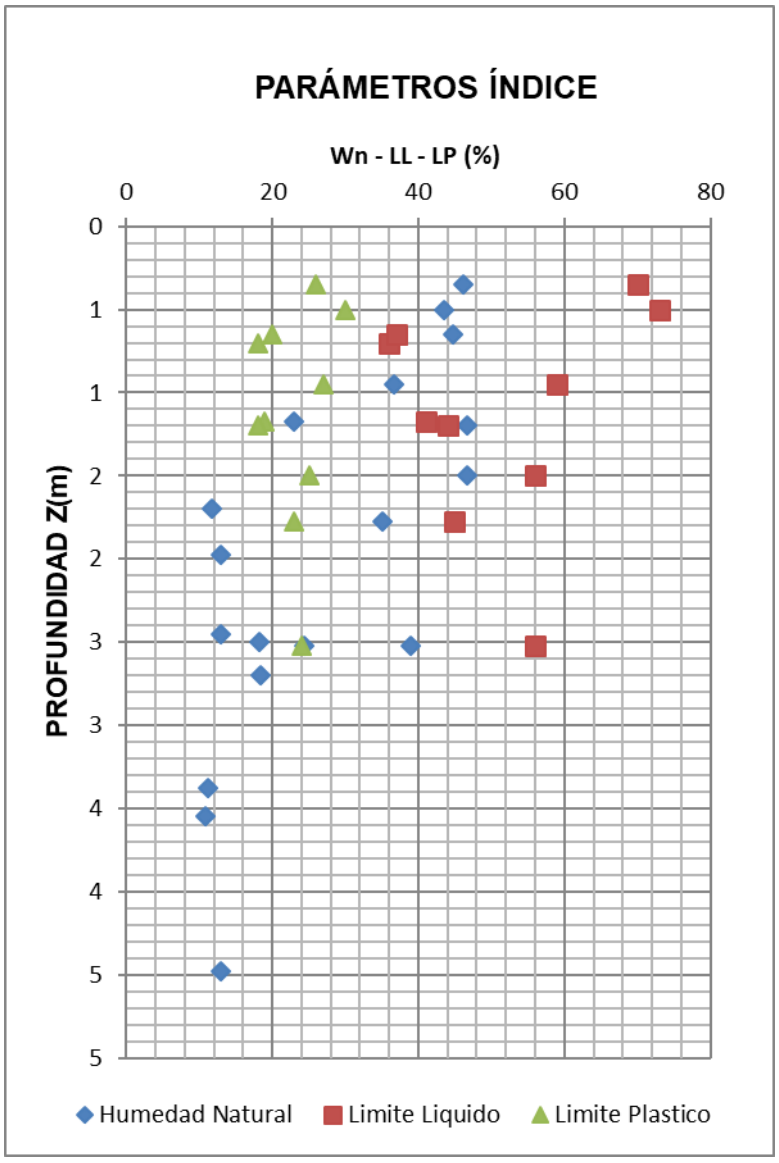


Figura 6-3 Variación de las propiedades índice en función de la profundidad.

6.1.2.3. Determinación de carta de plasticidad

El resultado de las muestras analizadas, empleando la carta de plasticidad de Casagrande, arrojó como resultado que los materiales encontrados se clasifican como limos de baja y alta plasticidad muy cercanas al límite del 50% para el límite líquido. En la Figura 6-4 se presenta la carta de plasticidad obtenida de las pruebas de laboratorio realizadas a las diferentes muestras.

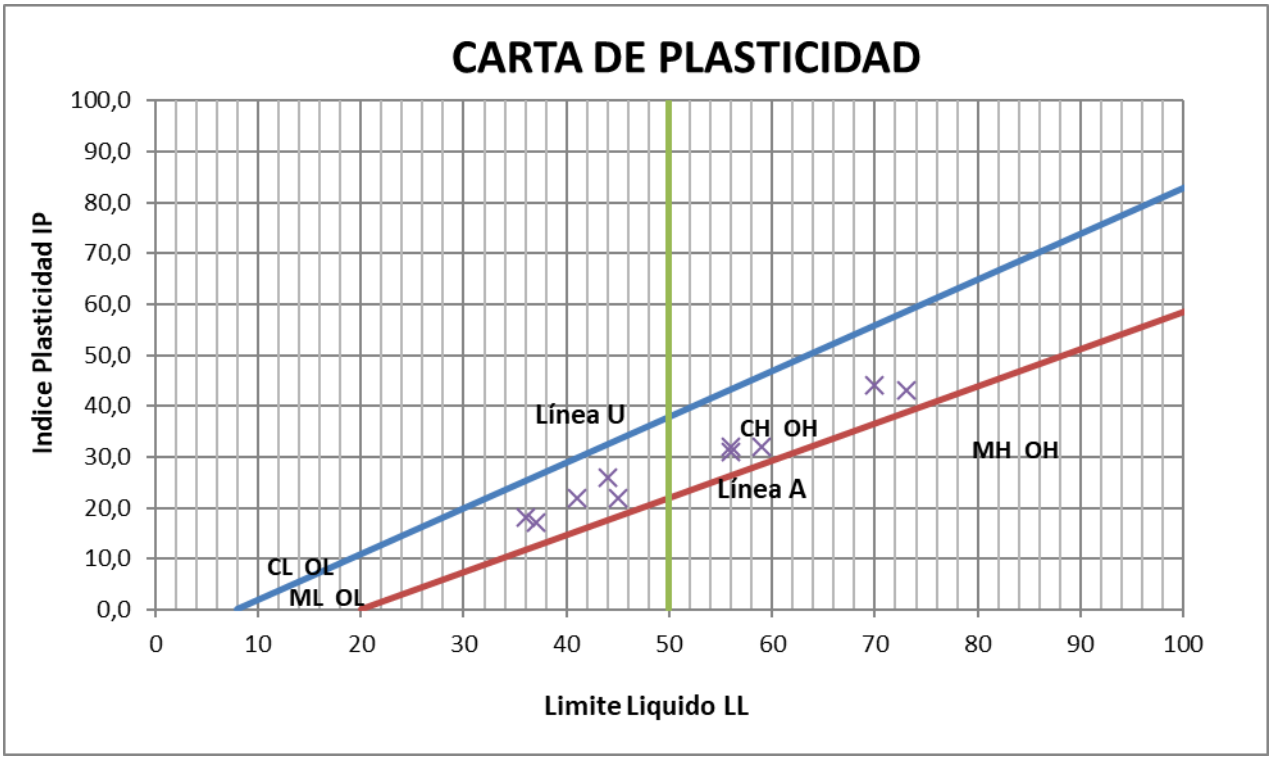


Figura 6-4 Carta de Plasticidad de Casagrande para los materiales presentes en el sitio.

6.1.2.4. Clasificación de suelos según USCS

Teniendo en cuenta la composición granulométrica y la carta de plasticidad, los materiales encontrados se clasifican en: arena limosa SM, grava limosa GM, arcillas de baja y alta plasticidad CL - CH

6.1.3. Expansividad

Para la identificación de suelos expansivos se tuvo en cuenta lo expuesto en el apartado H.9.1 de la NSR, donde se presentan los criterios más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos basados en altos niveles del límite líquido e índice de plasticidad. En la Tabla 6-1 se presenta el análisis de expansión de los materiales encontrados por los criterios ya mencionados.

Perforación	Muestra	Tipo	Profundidad Media (m)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	Potencial de expansión según LL	Potencial de expansión según IP
S1	1	BL	0,50	73,0	30,0	43	MUY ALTO	ALTO
S1	2	SS	1,50	56,0	25,0	31	ALTO	MEDIO
S2	1	BL	0,70	36,0	18,0	18	BAJO	BAJO
S3	1	BL	1,18	41,0	19,0	22	MEDIO	MEDIO
S3	2	SS	1,78	45,0	23,0	22	MEDIO	MEDIO
S3	3	SS	2,53	56,0	24,0	32	ALTO	MEDIO
S5	2	SS	0,95	59,0	27,0	32	ALTO	MEDIO
S6	1	BL	0,65	37,0	20,0	17	BAJO	BAJO
S7	1	BL	0,35	70,0	26,0	44	MUY ALTO	ALTO
S7	2	SS	1,20	44,0	18,0	26	MEDIO	MEDIO

Tabla 6-1. Análisis cualitativo de la expansión de los suelos a partir del Límite Líquido y el Índice de Plasticidad, según Tabla H.9.1-1 de la NSR-10.

6.2. CARACTERIZACIÓN DE RESISTENCIA MECÁNICA Y DEFORMABILIDAD

A continuación, se presenta una descripción de los resultados obtenidos con los ensayos de campo (SPT), de compresión inconfinada y de corte directo, que permiten revisar los cambios estratigráficos y obtener estimaciones de la resistencia y deformabilidad de los suelos encontrados.

6.2.1. Ensayos SPT

El ensayo de campo de SPT se normaliza para una energía del 72% de la energía teórica máxima; esto implica una corrección de diferentes variables, entre las que se encuentra la energía que llega al toma muestras.

Por tal razón el valor de N se debe corregir por los siguientes factores (Bowles, 1988):

$$N_{CRR} = N * C_n * \eta 1 * \eta 2 * \eta 3 * \eta 4$$

Dónde:

N_{CRR} = Valor de N corregido

N = valor de N de campo
C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo
$\eta 1$ = factor por energía del martillo
$\eta 2$ = factor por longitud de varilla
$\eta 3$ = factor por revestimiento interno de toma muestras
$\eta 4$ = factor por diámetro de la perforación.

En los sondeos realizados se ejecutaron catorce (14) pruebas de SPT. A continuación, se presenta la Figura 6-5 con los valores de Ncampo en profundidad.

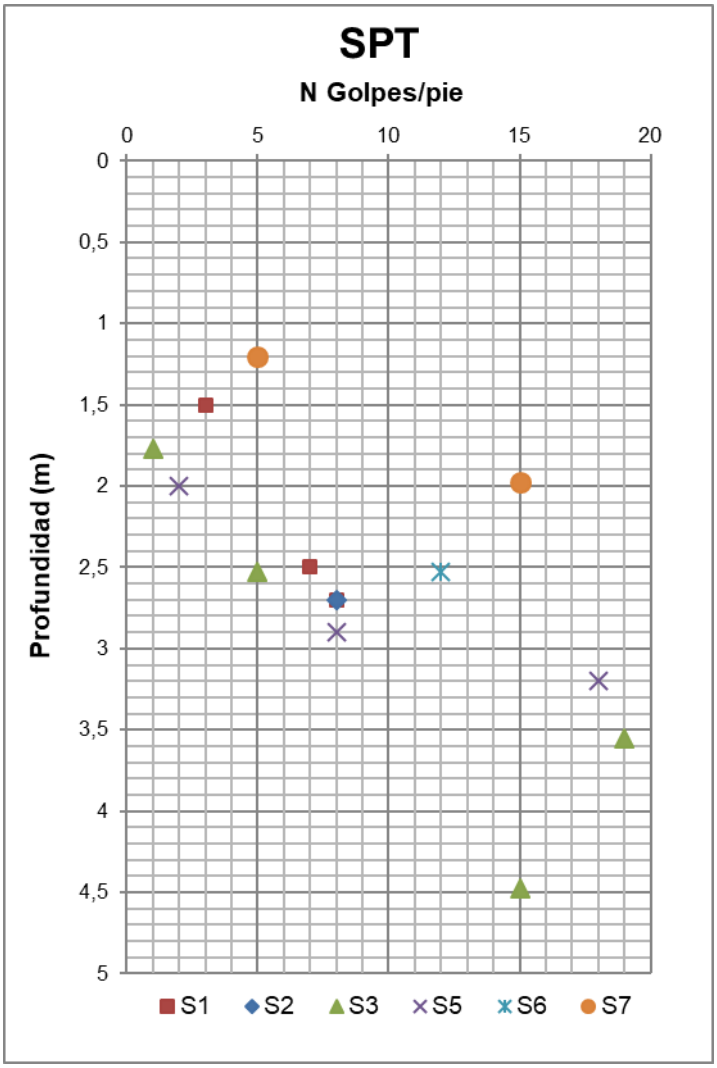


Figura 6-5 Variación Ncampo con la profundidad

6.2.2. Parámetros de resistencia al corte

Para determinar los parámetros de resistencia al corte c y ϕ, se realizó se realizó la correlación propuesta por Kishida, y la envolvente de falla recomendada por Álvaro González, el resultado de estas envolventes para cada material se presenta en la Figura 6-6.

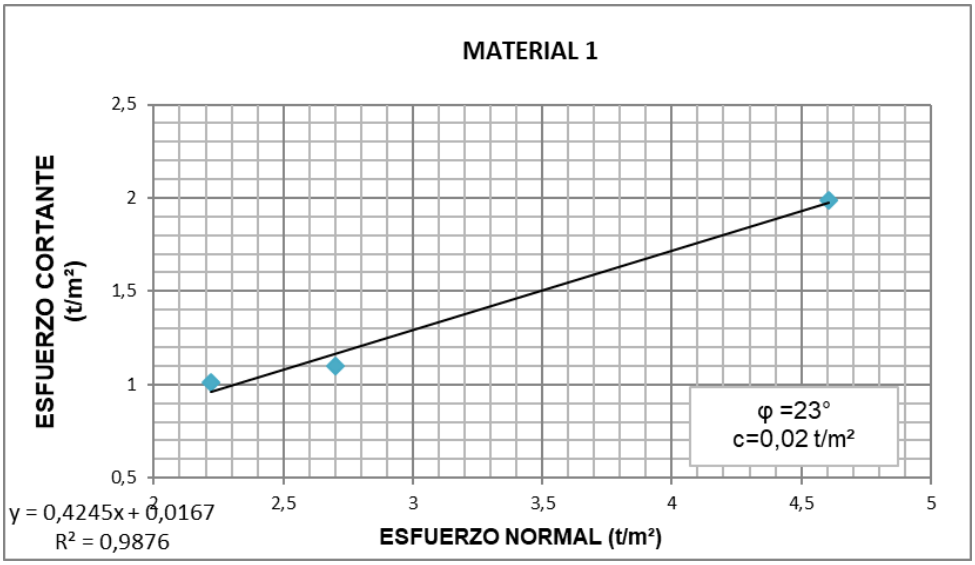


Figura 6-6 Estimación de c y ϕ a partir del SPT (Material 1).

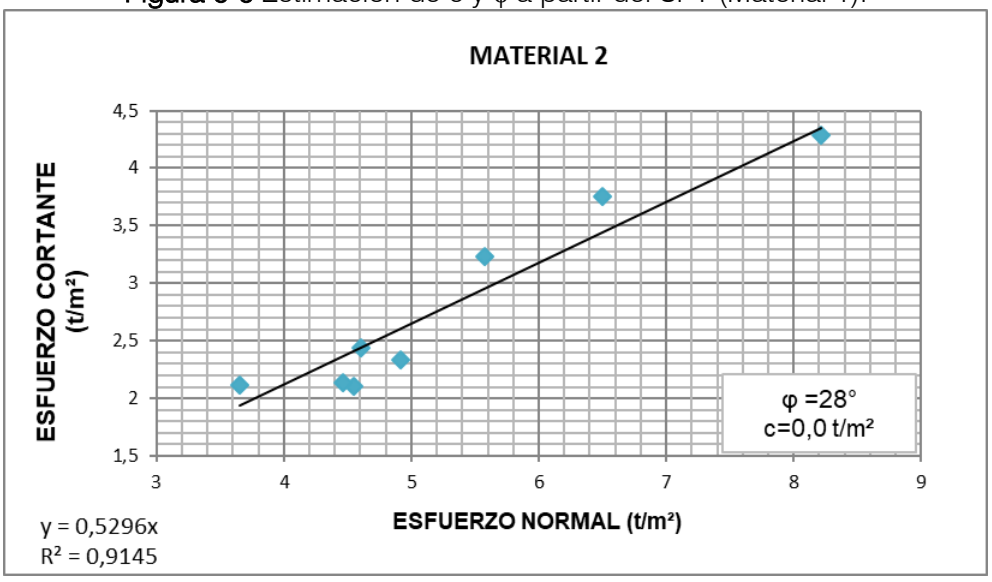


Figura 6-7 Estimación de c y ϕ a partir del SPT (Material 2).

6.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE EFECTOS SÍSMICOS

De acuerdo a con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, se tiene que para la zona donde se encuentra ubicado el lote de la institución educativa el tipo de perfil suelo es C, debido a que el perfil de suelo cumple los criterios de 360 > Vs >= 760, indicando que son perfiles de suelo muy densos. En la Tabla 6-2 tal se presentan los coeficientes de diseño según numeral A.2.4 de la NSR-10.

Tipo de Perfil	A_a	A_v	F_a	F_v	Zona de Amenaza Sísmica	Coeficiente de Importancia I
C	0.35	0.35	1.15	1.70	Alta	1.25 (Grupo III Estructuras de atención a la comunidad).

Tabla 6-2. Coeficientes de Diseño

Dónde:

Fa= Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos.
Fv= Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios.
Aa= Coeficiente que representa la Aceleración horizontal pico efectiva del terreno.
Av= Coeficiente que representa la Velocidad horizontal pico efectiva del terreno.

6.4. ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN

Debido a que el análisis de licuación debe realizarse para depósitos de suelos granulares saturados de compacidad suelta, arenas con muy pocos finos, arenas limosas, arenas gravosas, etc., y teniendo en cuenta que los depósitos encontrados corresponden a suelos mixtas arcillas arenosas o arenas con un alto contenido de finos, en ausencia de nivel freático, no se realiza análisis de potencial de licuación ni ablandamiento cíclico puesto que se considera que estos estratos no son susceptibles a este fenómeno.

6.5. TABLA RESUMEN DE ENSAYOS REALIZADOS

En el Anexo 3 se presenta la tabla resumen con los resultados de todos los ensayos realizados y en el Anexo 4 se presentan las respectivas actas de laboratorio para cada tipo de ensayo realizado.

6.6. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS PARA DISEÑO GEOTÉCNICO.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la exploración del subsuelo, los ensayos de laboratorio y las observaciones de campo, se identificaron dos (2) materiales en la zona de estudio.

- **Material No 1. Arcilla Arenosa (0,0 – 2.0m):** Esta capa corresponde a una arcilla arenosa, de consistencia blanda.

  - Humedad Natural (Wn): 39.7%.
  - Limite Líquido (LL): 52%.
  - Limite Plástico (LP): 23%.
  - Composición Granulométrica:
    - Gravas: 1%,
    - Arenas: 26%
    - Finos: 73%.
  - Peso unitario total (γt): 19kN/m^3.
  - Ángulo de fricción del material (ϕ): 23^o

- **Material No 2. Arena Arcillosa con gravas (2.0 – 5,0m):** corresponde a una arena limosa con algo de gravas, sus propiedades índice y parámetros de resistencia son:

  - Humedad Natural (Wn): 10.9 – 24.5%.
  - Limite Líquido (LL): N.L.L.
  - Limite Plástico (LP): N.L.P.
  - Composición Granulométrica:
    - Gravas: 21 - 50%
    - Arenas: 25 - 60%
    - Finos: 11 - 40%.
  - Peso unitario total (γt): 19 kN/m^3
  - Resistencia a la Penetración Estándar N1(60): 10 golpes/pie.
  - Módulo de Elasticidad (Es): 3000 t/m^2. Se estimó con los ensayos geofísicos.
  - Relación de Poisson (μ): teniendo en cuenta que en la literatura se presentan rangos muy variados para la relación de poisson, se asume un valor conservativo de 0.35.
  - Ángulo de fricción del material (ϕ): 28^o

7. DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE

7.1. INTRODUCCIÓN.

Teniendo en cuenta las características de los materiales encontrados y la tipología de la estructura proyectada, se proponen el uso de cimentación superficial.

Se utilizó para el análisis de capacidad portante el método de Vesic (1970), que incluye, además, los factores de corrección por forma y por profundidad.

Método de Vesic

$$Qu = C.N_c.F_{cs}.F_{cd} + q.N_q.F_{qs}.F_{qi}F_{qd} + 0.5.\gamma.B.N_\gamma.F_{\gamma s}.F_{\gamma d}$$

Dónde:

C	:	Cohesión del suelo
γ	:	Peso unitario del suelo
B	:	Ancho de la cimentación
q	:	Sobrecarga del suelo sobre el nivel de cimentación (γ.Df)
Df	:	Profundidad de cimentación.
N_i	:	Factores de capacidad de carga en función de ϕ (N_c, N_q, N_γ)
ϕ	:	Angulo de fricción interno del suelo
F_{is}	:	Factores de corrección por forma (F_{cs}, F_{qs}, $F_{\gamma s}$)
F_{id}	:	Factores de corrección por profundidad (F_{cd}, F_{qd}, $F_{\gamma d}$)

7.2. DETERMINACIÓN DE LA COTA DE CIMENTACIÓN O PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO

El nivel de cimentación se recomienda a profundidad de 2.0 m desde el nivel del terreno, cimentándose en todos los casos en la arena limosa con algo de gravas (material 2).

7.3. DETERMINACIÓN DEL VALOR DE CAPACIDAD PORTANTE

Para la evaluación de capacidad portante, se utilizó una hoja de cálculo con el fin de obtener resultados con parámetros variables como el ancho de la cimentación, y generar curvas de predimensionamiento de los cimientos en función de la magnitud de las cargas esperadas. Para la determinación de la capacidad portante admisible del suelo se empleó un factor de seguridad mínimo de 3.0 para una condición de carga tipo: carga muerta + carga viva normal, teniendo en cuenta lo enunciado en el titulo H de la NSR – 10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

7.3.1. Determinación del valor de capacidad portante para la condición de carga drenada

Teniendo en cuenta que el material de cimentación es la Arena limosa con algo de gravas, se realizó el análisis de capacidad portante para la condición de carga drenada. En la Figura 7-1 se presenta la variación de la capacidad portante admisible con el ancho de cimentación para diferentes relaciones B/L.

Por otro lado, en la Figura 7-2. Se aprecia la carga admisible por columna que puede soportar cada ancho de cimentación para diferentes relaciones B/L.

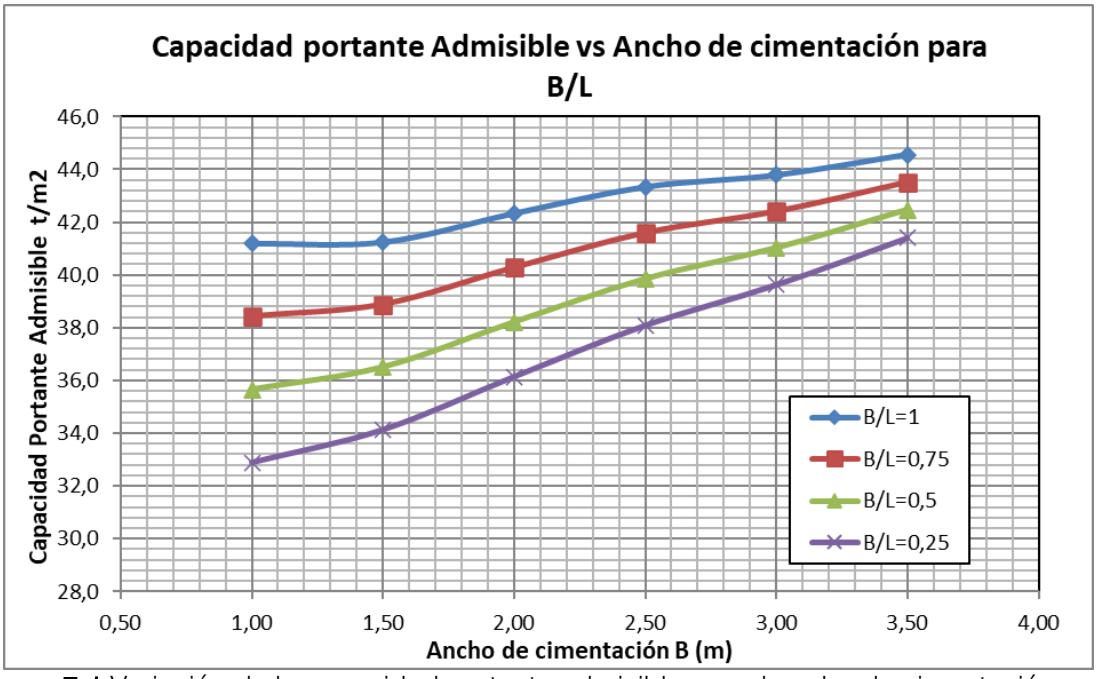


Figura 7-1 Variación de la capacidad portante admisible con el ancho de cimentación para diferentes relaciones B/L.

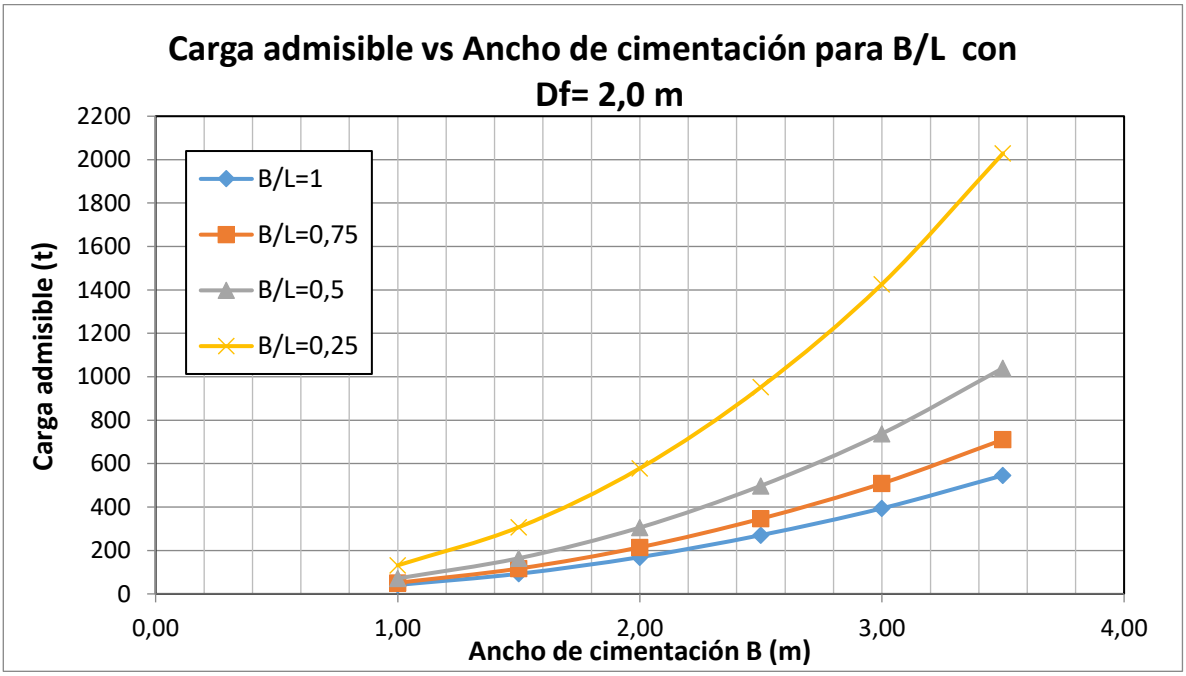


Figura 7-2 Variación de la capacidad de carga admisible por columna con el ancho de cimentación para diferentes relaciones B/L.

De acuerdo con las figuras anteriores la capacidad portante para cimientos superficiales varía entre 33 y 45 t/m^2, para un FS=3.0, sin embargo, para control de asentamientos se recomienda no optar por un valor no mayor de 30 t/m^2.

La respectiva memoria de cálculo se presenta en el Anexo 5.

7.4. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA EL DIMENSIONADO DE ELEMENTOS DE CONTENCIÓN.

Con el fin de contener los taludes de corte que se requieran y brindar confinamiento lateral en las paredes de las posibles excavaciones mayores a 2,0m (por ejemplo tanques), se requerirá un sistema de muros pantalla y/o de contención temporal. Para el diseño y construcción apropiada de este sistema, se necesita conocer los empujes laterales que actúan sobre estos, los cuales son causados por la presión lateral de tierras (empuje activo y pasivo). En la Tabla 7-1 se presentan los valores recomendados de los empujes laterales bajo condición estática y sísmica, para los materiales presentes en la zona de estudio.

COEFICIENTES DE EMPUJES DE TIERRAS DE RANKINE		
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	Arena arcillosa (Material 2)
ϕ	Angulo de fricción del material de corte	28,00
α	Angulo de inclinación de la superficie	0,00
β	Angulo de inclinación del muro	90,00
δ	Angulo de ficción entre el relleno y el muro	18,67
Kh	Coeficiente de aceleración horizontal (g) (NSR-10)	0,40
Kv	Coeficiente de aceleración vertical (g)	0,04
θ'	$\tan^{-1}(Kh/(1-Kv))$	22,75
Ka	Coeficiente de presión activa	0,321
Kae:	Coeficiente de presión activa con sismo	0,851
Kp	Coeficiente de presión pasiva	5,152

Tabla 7-1. Valores recomendados como coeficientes de presión de tierras.

Según el numeral H.5.2.5 de la NSR-10, se recomienda usar un coeficiente de aceleración horizontal Kh=Amáx*0.8 = 0.40g, el coeficiente de aceleración vertical se asume como el 10% del coeficiente horizontal (Kv=Kh*0,1).

8. DETERMINACIÓN DE ASENTAMIENTOS

8.1. ASENTAMIENTOS

Para la evaluación de los asentamientos elásticos, se empleó la metodología propuesta por Harr (1966) para el cálculo de asentamientos inmediatos en cimentaciones superficiales flexibles, los cuales se hallan por medio de la siguiente expresión:

$$Se = \frac{B.q_o}{E_s}.(1-\mu_s{}^2).\alpha_r$$ (Centro de la cimentación)

Dónde:

B	:	Ancho de la cimentación
q	:	Esfuerzo de sobrecarga (Capacidad portante recomendada)
μ_s	:	Relación de Poisson
E_s	:	Módulo de elasticidad en condición confinada
α_r	:	Factor de influencia para cimentación flexible

En la Figura 8-1 se presenta la variación de los asentamientos elásticos con el ancho de losa de cimentación para diferentes relaciones B/L.

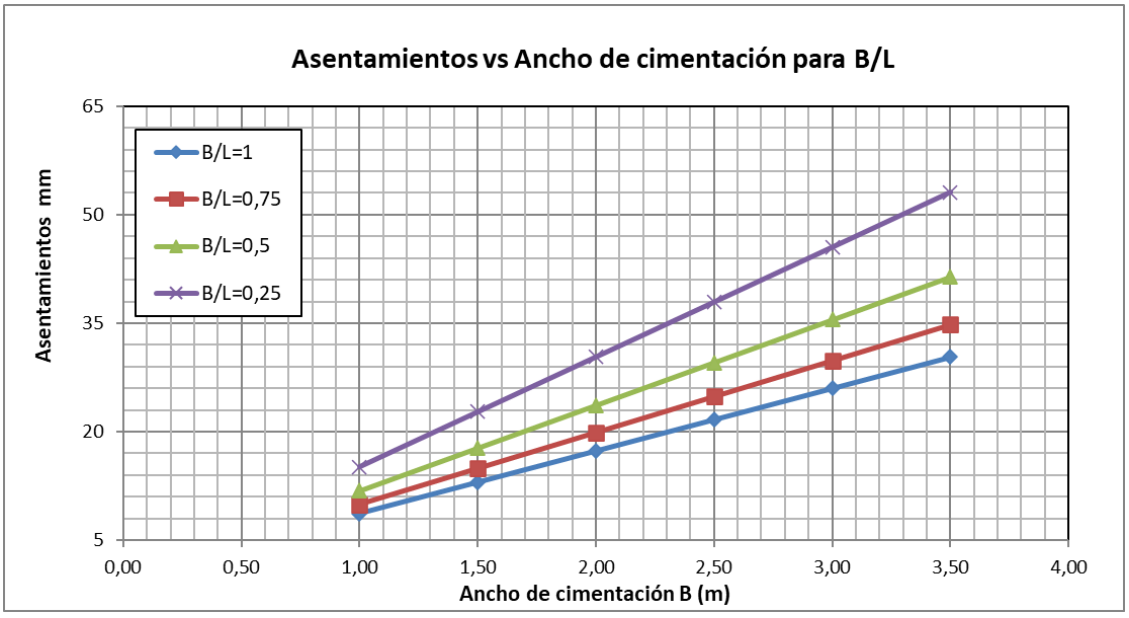


Figura 8-1 Variación de los asentamientos con el ancho de la cimentación para diferentes relaciones B/L.

En base a la Figura 8-1 se preveen asentamientos elásticos variables entre 2cm y 5cm, dependiendo de la relacion B/L que se defina para la placa de cimentacion.

La respectiva memoria de cálculo se presenta en el Anexo 5.

8.2. COEFICIENTE DE REACCIÓN VERTICAL KV Y HORIZONTAL KH.

La evaluación de los módulos se realizó con las expresiones convencionales utilizadas las cuales se indican a continuación.

$$Kv = qamd/St \quad \text{(modulo de reacción vertical)}$$

Dónde:

- qadm es el esfuerzo admisible.
- St el asentamiento total.
- Es el módulo elástico del suelo

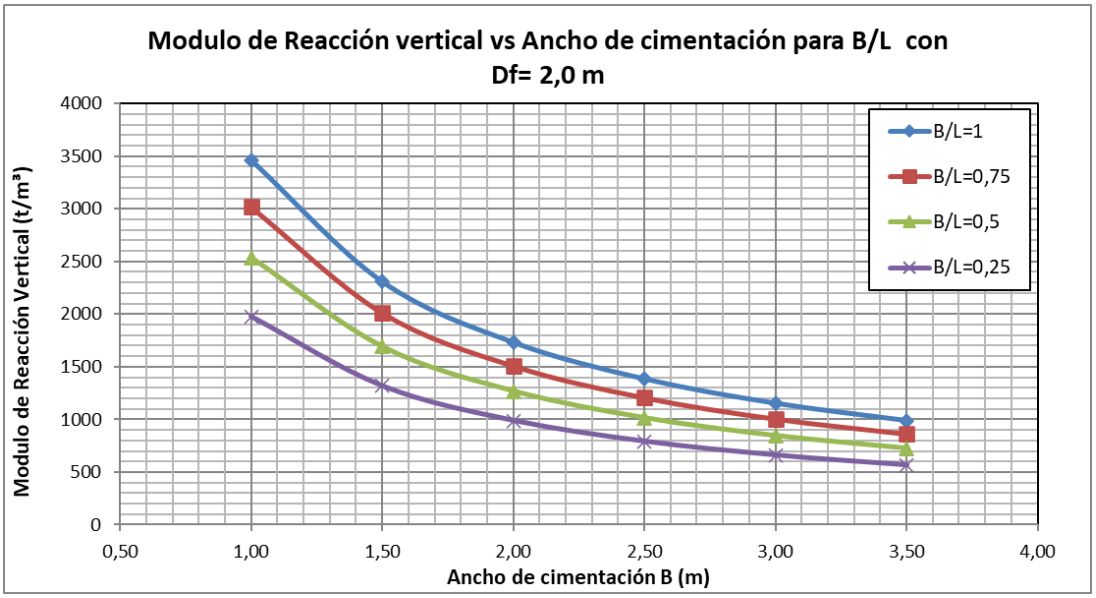


Figura 8-2 Variación del módulo de reacción vertical con el ancho de cimentación para diferentes relaciones B/L.

La respectiva memoria de cálculo se presenta en el Anexo 5.

9. MANEJO DE MATERIALES

9.1. EXCAVABILIDAD

Dadas las características de los materiales encontrados, se recomienda realizar las excavaciones para la cimentación con taludes de 1:H 2V, los cuales deben estar expuestos el menor tiempo posible para evitar desprendimiento de material e infiltraciones de agua que afecten la estabilidad del terreno durante el proceso constructivo de la cimentación propuesta. Para cortes de más de 3m se deben realizar los respectivos sistemas de contención temporal o muro, teniendo en cuenta los empujes laterales presentados en el numeral 6.4.

Sin embargo, cabe mencionar que la estimación de estos cortes dependerá de la conformación estructural y arquitectónica que se defina en la fase del proyecto, los cuales en caso de requerirse deben ser redefinidos.

9.2. MANEJO DE MATERIAL DE EXCAVACIÓN

Para el manejo del material procedente de excavación se recomienda tener en cuenta los siguientes aspectos.

- Establecer una zona de disposición de sobrantes de excavación (ZODME) temporal en la obra. Esta zona debe ser en lo posible plana, de lo contrario se debe establecer una zona geomorfológicamente adecuada, contemplando el manejo de aguas de escorrentía.

- Las dimensiones del ZODME están ligadas al volumen de excavación de la obra.

- En caso de ser necesario se debe contemplar la construcción de obras para manejo de drenajes.

- Los materiales de excavación se dispondrán en el área ya preparada, en capas de espesor suelto entre 0,30 y 0,50 m, y apisonadas pasando varias veces un compactador (puede ser el buldócer de la obra), hasta conformar terrazas entre 1,5 y 2m.

- Dadas las características de los materiales (Arena limosa con algo de gravas) los taludes finales del ZODME quedarán conformados con una pendiente no mayor a 1,5H: 1V.

- El material más fino debe quedar ubicado hacia la parte interior del depósito, con el fin de disminuir las infiltraciones de agua.

- Dado que el material se almacenará temporalmente, se deberá cubrir por medio de plástico u otro tipo de material con el fin de evitar el arrastre de partículas a los cuerpos de agua o a la atmósfera por acción del viento.

- Cuando lo designe el plan de construcción se deberán trasladar los materiales dispuestos en el ZODME al botadero municipal, designado para recibir este material.

Se espera que los volúmenes de excavación no sean muy grandes teniendo en cuenta la cimentación recomendada.

10. PAVIMENTOS

10.1. VÍAS Y PARQUEADEROS

Teniendo en cuenta los requerimientos arquitectónicos y urbanísticos del proyecto, es necesario ejecutar pasos peatonales y vías. Dado que los volúmenes de transito contemplados para el proyecto son muy bajos, además de las condiciones climáticas, de disponibilidad de materiales y las características del suelo, se recomienda el uso de concreto hidráulico para la construcción de las vías y el parqueadero.

Se recomienda la instalación de una estructura compuesta de una losa de concreto hidráulico de 22 cm, soportado por una base granular que cumpla con las especificaciones INVIAS de 30cm de espesor, teniendo en cuentas las características de la subrasante obtenidas de la exploración geotécnica, para las vías y parqueaderos

Para la instalación de los pisos en concreto se deberá realizar un reemplazo del terreno desde la superficie de no menos de 30 cm, compactar el terreno de manera que se nivele y se mejore el material de subrasante, se debe verificar que no existan fallos ni basura en la superficie descapotada, la instalación del material tipo recebo debe ser en capas de 15cm, y se deberán instalar 2 capas completando 30.cm, deberá ser compactado con un porcentaje del 95% referido a la densidad máxima obtenida en el Proctor modificado.

Se deben considerar la instalación de drenajes longitudinales con una pendiente mínima de 0.3%en tubería PVC perforada, rodeada de geotextil y rodeado de un filtro compuesto por arena y gravas que cumplan con lo establecido en la sección 610 de las especificaciones INVIAS

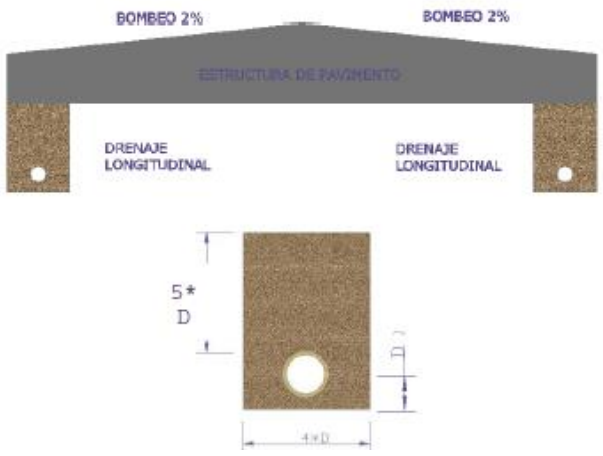


Figura 10-1 Esquema del drenaje propuesto.

El contratista de obra deberá verificar mediante curvas maestras (humedad respecto a densidad seca), las condiciones de trabajo de los materiales que use en la obra.

10.2. ANDENES

La institución posee una red de senderos peatonales para el acceso de los usuarios de la institución los cuales deben ser seguros y confortables.

El material de la subrasante no debe estar constituida por suelos expandibles, colapsables o dispersivos, dadas las características de los suelos auscultados, la subrasante es un material compuesto por una arcilla arenosa de consistencia baja, se debe realizar un reemplazo del terreno de no menos de 30cm, retirando de esta manera todas las raíces y materia orgánica presente en el terreno, se debe verificar que la subrasante se encuentre bien drenada, y en condiciones homogéneas para instalar el material de Subbase granular Tipo 1 según norma INVIAS, el cual deberá ser compactado con un porcentaje del 95% referido a la densidad máxima obtenida en el Proctor modificado. la instalación del material debe ser en capas de 15cm.

Es necesario confinar el material, para ello se debe hacer uso de sardinel o bordillo de concreto, este deberá tener de acuerdo a las solicitaciones una profundidad de anclaje de 15 cm, estos bordillos o sardineles deberán tener tres tipos de juntas: Juntas de contracción, juntas de expansión y juntas de construcción.

Las juntas de contracción se construirán cada 1,50 m de longitud, con un ancho entre 3 mm y 10 mm y una profundidad entre 30 mm y 40 mm; mediante una plantilla de acero, o dejándola previamente incluida en la formaleta, sin afectar la continuidad del acero de refuerzo.

Se plantean dos opciones para la instalación de los andenes posterior a este paso, andenes en adoquín y andenes en concreto,

Una vez terminada la capa realizará la instalación de una cama de arena de 4cm de espesor, las arena a utilizar debe estar suelta, limpia, lavada libre de materia orgánica, mica, sales solubles dañinas y demás contaminantes que puedan producir haloeflorescencias; no debe tener grano redondeado, ni ser de origen calcáreo (caliza). Se recomienda para la arena una humedad entre 6 y 8 %,

Posteriormente se realiza la instalación de los adoquines siguiendo un patrón uniforme, presentando en las juntas no más de 3 mm, se pueden utilizar cualquier tipo de patrón de colocación que presenten traba.

Los adoquines instalados se deberán compactar, finalmente se colocará la arena de sello que cumpla con las características granulométricas establecidas para tal fin, rellenando las juntas que quedan ente los adoquines.

Para la instalación de los andenes en concreto y posterior a la adecuación de la superficie y compactación de la estructura se hará una imprimación asfáltica de toda esta superficie con emulsión asfáltica de rompimiento rápido de tal forma que se garantice 1,0 litros de asfalto residual por metro cuadrado (1,0 lt/m2), sobre esta base se fundirá la capa de concreto de 12cm de espesor.

Con anterioridad al vaciado se fijarán las juntas de construcción y dilataciones de tal forma que, siempre se formen figuras cuadradas cuya arista no exceda los 2 m., posteriormente se vaciarán alternadamente los recuadros, por el sistema de tablero de ajedrez, teniendo presente que el acabado escobeado o escobillado se ejecutará el mismo día cuando se haya iniciado el fraguado.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES AL SISTEMA DE CIMENTACIÓN REQUERIDO

11.1. CONCLUSIONES DE CARÁCTER GENERAL

A continuación, se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de las observaciones de campo, exploración y análisis geotécnicos realizados para el Estudio de Geotécnico de la Institución Antonio Ricaurte en Quibdó.

El perfil geotécnico se definió en una capa de arcilla arenosa de consistencia baja, de plasticidad media, hasta los 2,0m, continua una arena arcillosa con finos de baja plasticidad de compacidad media hasta los 5.0. De acuerdo con la exploración geofísica el material tiende a aumentar su rigidez en profundidad.

De acuerdo con las características de los suelos encontrados no se considera necesario la evaluación del potencial de licuación. Igualmente, en el capitulo 5 se determinó a partir de los criterios establecidos en la NSR-10 los suelos de la zona tienen un ALTO potencial de expansión, sin embargo, ante la ausencia de nivel freatico y teniendo en cuenta el alto contenido de arenas, se considera que es poco probable que se presenten problemas de expansión.

En la Tabla 6-2 se presentan los coeficientes para el sismo de diseño de acuerdo con la NSR-10.

11.2. RECOMENDACIONES AL SISTEMA DE CIMENTACIÓN PROPUESTO.

Se recomienda el uso de cimentación superficial por medio de zapatas aisladas con vigas de amarre ortogonales, la profundidad de desplante es a 2m cimentándose en la arena arcillosa con presencia de gravas, en caso de requerirse en el diseño estructural para alcanzar la profundidad de cimentación puede utilizarse concreto ciclópeo.

Para la disposición de rellenos superficiales para nivelación del terreno de las cotas de rasante para caminos peatonales, losas de contrapiso y vías se recomienda realizar un descapote mínimo de 0.2m; sin embargo, en sitios aislados donde el espesor del material organico o rellenos sea mayor o que existan desechos orgánicos y dispuestos anti-técnicamente se deben retirar en su totalidad. La superficie final de descapote debe ser densificada mediante al menos 3 pasadas del vibro-compactador que se disponga para la instalación de los rellenos previstos.

Los rellenos para renivelación o mejoramiento superficial del suelo de fundación deben corresponder con un material Tipo “Recebo” especificación INVIAS. El material debe ser compactado una capa de 20 cm con un porcentaje del 95 % referido a la densidad máxima obtenida en el Proctor modificado.

11.3. RECOMENDACIONES OTRAS ESTRUCTURAS

El diseño la institución educativa Antonio Ricaurte tiene 3 bloques, distribuidos en el lote, cuenta con aulas de clase, cocina, biblioteca aulas especiales entre otros.

El Proyecto cuenta con tres (3) bloques, tres (3) canchas multipropósito, aula múltiple – comedor, cocina, área administrativa, zona de parqueo y un cerramiento de la institución.

Dadas las condiciones auscultadas del suelo, en términos geotécnicos se hace las recomendaciones pertinentes, para garantizar el correcto desarrollo del proyecto.

Cabe aclarar que debido a las condiciones y al perfil estratigráfico establecido para el sitio de estudio en los primeros dos metros se encontró una arcilla grasa con arenas finas, color gris y oxidaciones, el material presenta consistencia media a blanda, teniendo en cuenta las características de este material es necesario realizar un mejoramiento con material de recebo tipo INVIAS para su uso en fundaciones.

Prof. Inicial	Prof. final	Litología	Descripción
0.0m	2.0m	CH	Arcilla arenosa
2.0m	5.0m	SM	Arena arcillosa con gravas

11.3.1. Placa para cachas

La institución contará con tres (3) canchas, dos en la parte norte y una el costado occidental en la Figura 11-1 se muestra la ubicación de las canchas deportivas multipropósito

Para las placas de concreto de las canchas se recomienda para su fundación un descapote mínimo de 30 cm a partir del nivel actual del terreno, la instalación de la estructura actúa no solo como fundación sino también como un lecho filtrante.

Posterior al descapote se hace necesario realizar la compactación del terreno homogenizando de esta manera la superficie, evitando así fallos en el material de subrasante, además se deberá nivelar garantizando que posea una pendiente de 0.5% desde el eje longitudinal hacia los extremos, de manera que se posible la evacuación del agua lluvia fuera del terreno.

Después de la adecuación, nivelación y la protección del terreno de fundación, se procederá a la colocación de rellenos. Con el fin de separar la subrasante de material granular se recomienda instalar un geotextil no tejido sobre el cual se colocará la base granular tipo IINVIAS de 30 cm de espesor en capas de 15cm, la compactación debe llevarse al 95 % referido a la densidad máxima obtenida en el Proctor modificado. Esta estructura granular al igual que la subrasante debe nivelarse con una pendiente transversal del 0,5% desde el eje central hacia las bandas laterales.

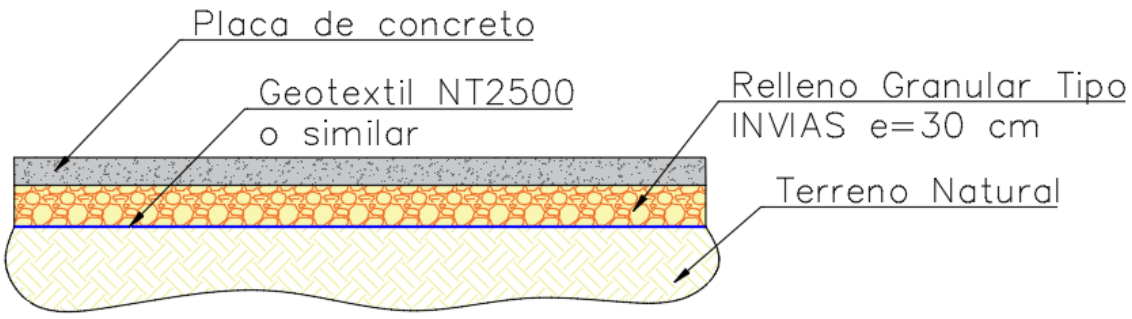


Figura 11-1 Esquema estructura cancha con placa de concreto

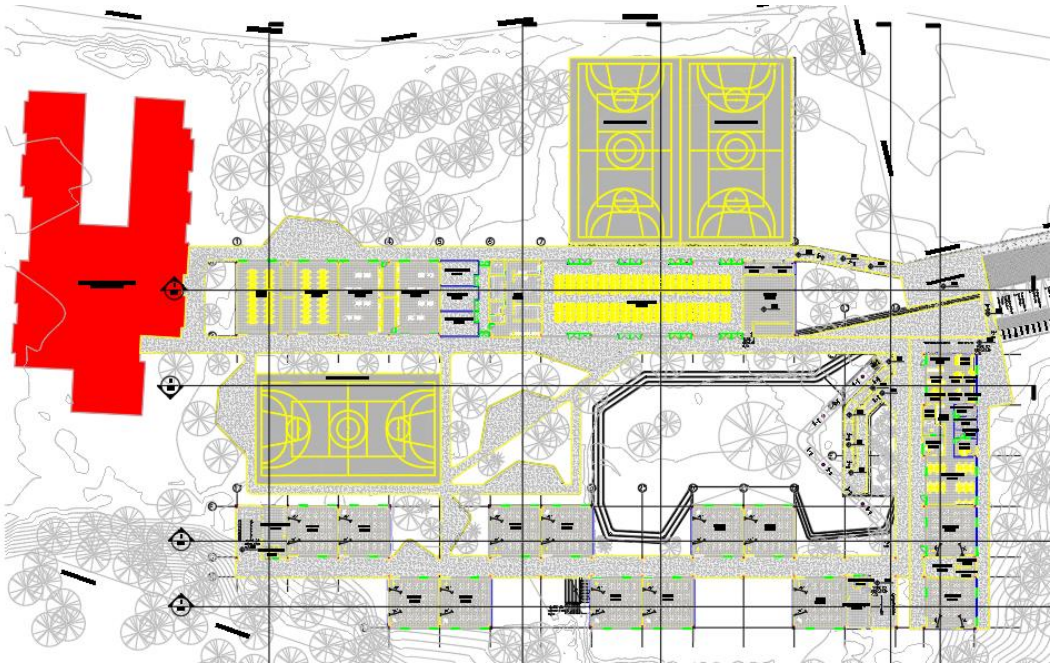


Figura 11-2 Localización de las canchas IE Antonio Ricaurte

Para realizar la compactación de la estructura de fundación se debe realizar haciendo uso de equipos de compactación tipo rodillo, de peso mayor a 1.2t, realizando un mínimo de 5 pasadas

En los bordes longitudinales del campo, se instalarán geodrenes, los cuales incorporan una geored para la captación del agua que llega por pendiente desde el centro de la cancha, y una tubería perforada para su evacuación a la red de alcantarillado, el alto de geodren es de 1 m y el diámetro de la tubería es de 160 mm

La conexión de la tubería se debe realizar a la red de alcantarillado, para ello se deberán construir cajas cuadradas de inspección de 0.6m y profundidad de 0.8m, haciendo uso de tubería convencional de 8" para realizar la conexión

Para los soportes de los arcos estos deberán ir empotrados a la placa de concreto de la cancha.

11.3.2. Cancha sintética

Se deberá realizar el descapote, retirando no menos de 50cm garantizando que la superficie quede libre de materia orgánica, raíces, basuras entre otros, posteriormente se realizará una

compactación de este material certificando una pendiente de 1%, partiendo desde el centro hasta los extremos del eje longitudinal, garantizando la evacuación eficiente del agua, se colocará una geotextil no tejido que coadyuve con la impermeabilización y separación del material, garantizando una adecuada interacción entre el suelo.

El drenaje del agua lluvia se realizará empleando la metodología del colchón drenante, para ello se deberá colocar la grava cuyo diámetro este entre 2 y 8" sin dañar el lecho del suelo previamente preparado, en una capa de 30cm, se puede utilizar una mezcla de rajón con RCD que cumpla con las especificaciones Esta capa debe tener una pendiente de 0.5% contada desde el eje longitudinal, posteriormente se colocará una capa de 15 cm que no debe ser superior a 2" de diámetro como material de sello para la grava, manteniendo las condiciones de pendiente y compactación. sobre la estructura compuesta por grava y gravilla se hará un riego de imprimación con emulsión asfáltica. se debe garantizar 1,0 litros de asfalto residual por metro cuadrado (1,0 lt/m^2). sobre esta capa se colocará un relleno con arena de río tipo guamo con porcentajes de finos menor al 2%. El espesor de esta capa será de 5 cm.

La compactación se hará mediante equipos de compactación no vibratorios, como el paso de cilindros compactadores de peso mayor a 1,2 t y cinco (5) pasadas se efectúa la compactación.

Una vez realizado esto, y verificadas las condiciones del suelo y de las pendientes se instalará la grama sintética, de acuerdo a las recomendaciones del fabricante.

En los bordes longitudinales del campo, se instalarán geodrenes, los cuales incorporan una geored para la captación del agua que llega por pendiente desde el centro de la cancha, y una tubería perforada para su evacuación a la red de alcantarillado, el alto de geodren es de 1 m y el diámetro de la tubería es de 160 mm

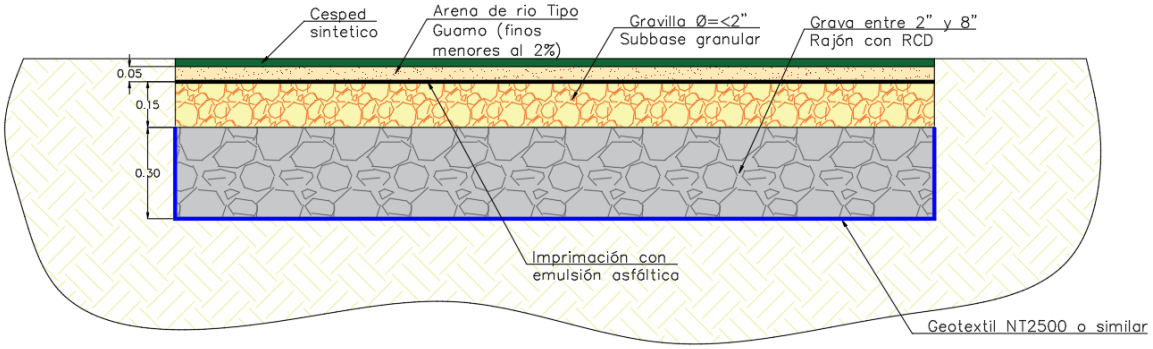


Figura 11-3 Esquema estructura cancha Césped Sintético

La conexión de la tubería se debe realizar a la red de alcantarillado, para ello se deberán construir cajas cuadradas de inspección de 0.6m y profundidad de 0.8m, haciendo uso de tubería convencional de 8" para realizar la conexión

Para los soportes de los arcos estos deberán ir empotrados en unos dados de concreto diseñados para tal fin.

11.3.3. Tanques de agua potable o residual y Muros de contención

Se debe realizar la contención de material, para realizar estructuras como los tanques de almacenamiento y muros de contención en caso de requerirse cortes, que conlleven excavaciones mayores a 2.0 m.

Para ello es necesario conocer los empujes laterales que actúan sobre estas estructuras, para ello se realiza un análisis para determinar la presión lateral de tierras, empujes activos y pasivos

La recomendación basada en la NSR-10 es usar un coeficiente de aceleración horizontal Kh=Amáx*0.8 = 0.40g, el coeficiente de aceleración vertical se asume como el 10% del coeficiente horizontal (Kv=Kh*0,1)

Para los cortes temporales en el emplazamiento de tanques y muros de contención, se deben monitorear las condiciones, propender por la exposición el menor tiempo posible de las excavaciones al agua, en caso de presentar encharcamientos o empozamientos, se debe retirar del sitio con ayuda de una motobomba.

Las excavaciones para la cimentación se deben realizar con taludes de inclinación 1H:2V, disminuyendo su exposición al máximo posible, evitando de esta manera desprendimientos de material e infiltración de agua que conlleven afectaciones a la estabilidad del terreno mientras se desarrolla la construcción de las obras.

Para estructuras que requieran más de 3.0m en corte, se hace necesario el uso de sistemas de contención temporal, que involucren los empujes laterales

Se recomienda el uso de un concreto de limpieza de entre 3 y 5 cm de espesor para mejorar la superficie en la que se realizará la construcción de muros de contención o tanques de almacenamiento

Para realizar la compactación del terreno en caso de encontrarse con algunos deterioi se debe realizar haciendo uso de equipos de compactación tipo rodillo, de peso mayor a 1.2t, realizando un mínimo de 3 pasadas

12. LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones del presente informe están basadas en los resultados obtenidos a partir de la información recopilada, investigación del subsuelo y ensayos de laboratorio ejecutados.

La información de exploración y laboratorio corresponde a sitios puntuales, por lo tanto, los perfiles geotécnicos obtenidos son aproximados y establecidos de acuerdo a los perfiles de cada sondeo.

13. BIBLIOGRAFÍA

IGAC. (1980). *Diccionario Geográfico de Colombia. Tomo I.* Bogotá.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Titulo A: Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. Titulo H: Estudios Geotécnicos, 2010.*

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. *Estudio general de amenaza sísmica de Colombia, AIS, 2009*

DAS, B. M. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones. California State University, Sacramento. 4 ed. 2001.*

DAS, B. M. *Fundamentos De Ingeniería Geotécnica. California State University, Sacramento. 2001*.

IDRISS, I. M. y BOULANGER, R.W. *Soil liquefaction during Earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), MNO-12. 2008.*

MEYERHOF, Geoffrey. G. *Bearing Capacity and Settlement Of Pile Foundations, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No GT3. 1976.*

Realizado:	Revisado:	Aprobado:

HCH
Geotecnia Especializada

ANEXOS

HCH
Geotecnia Especializada

ANEXO 1. FICHAS DE SONDEOS

HCH
Geotecnia Especializada

ANEXO 2. FICHAS DE APIQUES

ANEXO 3. RESUMEN DE LABORATORIO

ANEXO 4. ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

HCH
Geotecnia Especializada

ANEXO 5. MEMORIAS DE CÁLCULO

ANEXO 6. PLANO DE UBICACIÓN DE INVESTIGACIONES