



**ESTUDIO DE SUELOS PARA ALGUNOS PROYECTOS RELACIONADOS CON
LA MALLA VIAL Y ESCENARIOS DEPORTIVOS DEL MUNICIPIO DE
FLORIDABLANCA**



Presentado a: IBG INGENIERIA EMPRESA UNIPERSONAL

**PUENTE VEREDA SAN IGNACIO K19+100
MUNICIPIO DE FLORIDABLANCA, SANTANDER
2025**

CONTENIDO DEL ESTUDIO

	Pag.
<u>1 LOCALIZACION AREA DE ESTUDIO</u>	<u>9</u>
1.1 METODOLOGÍA	10
1.2 GEOLOGÍA	11
1.2.1 GEOLOGÍA LOCAL	13
1.2.1.1 Depósitos Aluviales.	13
1.2.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	13
1.2.2.1 Marco geológico y tectónico de Colombia	13
1.2.2.2 Marco geológico y tectónico del Departamento de Santander	15
<u>2 CARACTERIZACION GEOTECNICA</u>	<u>20</u>
2.1 EXPLORACION GEOTECNICA	20
2.2 CORRECCIÓN DE N DEL ENSAYO SPT	36
2.3 ENSAYOS DE LABORATORIO	37
2.4 PERFIL GEOTECNICO DEL SUELO	41
<u>3 SISMOLOGÍA</u>	<u>42</u>
3.1 AMENAZA SÍSMICA NSR-10	42
3.2 MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO	44
<u>4 ANÁLISIS DE RESULTADOS</u>	<u>47</u>
4.1 ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTANDAR SPT	47
4.2 NIVELES FREÁTICOS	48

4.3	HUMEDAD, LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD	48
4.4	PESO UNITARIO	49
4.5	CORRELACIÓN ÁNGULO DE FRICCIÓN CON SPT	50
4.6	MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LOS SUELOS	52
4.7	MÓDULO DE REACCIÓN O COEFICIENTE DE BALASTO Ks	54
4.8	ANÁLISIS POR COLAPSABILIDAD DEL SUELO	57
4.9	LICUACIÓN DEL SUELO	58
4.10	SUSCEPTIBILIDAD EXPANSIÓN DE SUELOS	60
5	<u>COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS</u>	<u>62</u>
6	<u>CAPACIDAD DE CARGA</u>	<u>64</u>
6.1	ESTADO LÍMITE DE DISEÑO	64
6.1.1	MÉTODO TERZAGUI	64
6.1.2	MÉTODO DE VESIC	64
6.2	CORRELACIÓN CAPACIDAD DE CARGA CON SPT	65
6.3	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	68
7	<u>CONCLUSIONES</u>	<u>71</u>
8	<u>BIBLIOGRAFÍA</u>	<u>73</u>

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Localización de sondeos	20
Tabla 2 Número de golpes por pie sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	35
Tabla 3 Corrección número de golpes SPT, N60 y (N1)60 Puente Vereda San Ignacio K19+100	36
Tabla 4 Ensayos de Laboratorio Sondeo 1 sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	39
Tabla 5 Ensayos de Laboratorio Sondeo 2 Puente Vereda San Ignacio K19+100	39
Tabla 6 Ensayos de Laboratorio Apiques 1, 2 y 3 Puente Vereda San Ignacio K19+100	40
Tabla 7 Perfil geotécnico del suelo sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	41
Tabla 8 Amenaza sísmica NSR-10 Tabla A.2.3-1	44
Tabla 9 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E	45
Tabla 10 Valores del coeficiente F_a para zonas de periodos cortos del espectro	45
Tabla 11 Valores del coeficiente de importancia I	45
Tabla 12 Valores de $KST/amax$ Mínimos para análisis seudoestático de taludes	46
Tabla 13 Correlaciones seleccionadas para el cálculo de módulo de elasticidad E	53
Tabla 14 Resultados E vs Profundidad Kg/cm^2 sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	53
Tabla 15 Cálculo coeficiente de balasto zona administrativa	56
Tabla 16 Evaluación colapsabilidad del suelo sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	58
Tabla 17 Potencial de licuación del suelo	59
Tabla 18 Actividad coloidal de las arcillas (Skempton, 1953)	60

Tabla 19 Evaluación susceptibilidad expansión sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	61
Tabla 20 Cálculo de K_a para diferentes valores de ϕ y δ , $\alpha=90^\circ, \beta=0^\circ$	62
Tabla 21 Cálculo de K_p para diferentes valores de ϕ y δ , $\alpha=90^\circ, \beta=0^\circ$	63
Tabla 22 Capacidad de carga para $\phi=32^\circ$, $D_f=2.00m$ sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	65
Tabla 23 B_z , Factor de forma Tabla 10.6.2.4.2.-1 CCP-14	69
Tabla 24 Variación del asentamiento elástico para varias dimensiones de zapatas Puente Vereda San Ignacio K19+100	69

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Localización de exploración geotécnica Puente Vereda San Ignacio K19+100	9
Figura 2 Geología zona de estudio	12
Figura 3 Bloque Norandino en la esquina septentrional de Suramerica y su compleja interacción con las Placas Nazca, Caribe y Suramerica. Tomado de Cediel <i>et al.</i> , 2003	14
Figura 4 Esquema tectónico del Departamento de Santander. En el cuadro rojo se encuentra el área de estudio. Modificado de Royero y Clavijo, 2001.	16
Figura 5 Esquema estructural del Departamento de Santander. Tomado de Royero y Clavijo, 2001.	17
Figura 6 Desvío del Río Suratá debido a la acción de la Falla de Bucaramanga. Tomado de Diederix <i>et al.</i> , 2008.	18
Figura 7. Distribución de sondeos de acuerdo con las bases cartográficas.	21
Figura 8 Imágenes del Sondeo 1	23
Figura 9 Imágenes del Sondeo 2	24
Figura 10 Imágenes Apique No1	25
Figura 11 Imágenes Apique No2	25
Figura 12 Imágenes Apique No3	25
Figura 13 Perfil estratigráfico Sondeo 1.	28
Figura 14 Perfil estratigráfico Sondeo 2.	31
Figura 15 Perfil estratigráfico Apique 1.	32
Figura 16 Perfil estratigráfico Apique 2.	33
Figura 17 Perfil estratigráfico Apique 3.	34
Figura 18 Ábaco de Casagrande Puente Vereda San Ignacio K19+100	40

Figura 19 Valores de Aa NSR-10 Figura A.2.3-2	43
Figura 20 Valores de Av NSR-10 Figura A.2.3-3	43
Figura 21 Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g	46
Figura 22 Variación del límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y humedad del suelo sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	48
Figura 23 Variación del peso unitario del suelo sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	49
Figura 24 Variación ángulo de fricción con la profundidad sondeos S-1 a S2 zona de estudio	52
Figura 25 Variación de E vs Profundidad sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	54
Figura 26 Variación coeficiente de balasto	57
Figura 27 Variación de la capacidad portante admisible kN/m2 con la profundidad para correlaciones seleccionadas sector Puente Vereda San Ignacio K19+100	68

INTRODUCCIÓN

El presente estudio contempla la caracterización geotécnica por medio de ensayos geotécnicos, se acoge una aproximación semi –empírica, direccionando de esta forma la exploración de campo y laboratorio a criterios dados por el ingeniero geotecnista y por las especificaciones de exploración basadas en la normatividad vigente NSR-10. La caracterización tiene un componente empírico y sujeto al juicio de los especialistas para establecer el tipo de parámetros a considerar en ella, los rangos de variación de estos y el método de combinación de los mismos. Los valores cuantitativos, sin embargo, serán los obtenidos de los diferentes ensayos de exploración de campo, ensayos de laboratorio y ensayos geotécnicos que se realicen en el transcurso del estudio.

La caracterización resultara de la investigación que se ejecute en el subsuelo con base a métodos directos. En los cuales se presentarán tres fases de investigación.

La fase uno se realiza basada en la gestión de la información de recursos topográficos, hidrológicos, geomorfológicos y geológicos generales.

La fase dos está orientadas a la exploración de campo en la cual se detalla las características del subsuelo por medio de los ensayos, las perforaciones y ensayos in situ como el SPT, así mismo la realización de los respectivos ensayos de laboratorio montados a las muestras de la exploración mecánica.

La fase tres corresponderá al análisis de la información recolectada en las fases anteriores.

1 LOCALIZACION AREA DE ESTUDIO

El área de estudio se encuentra ubicada en áreas aledañas al Puente San Ignacio para la construcción del salón comunal, en el Municipio de Floridablanca.

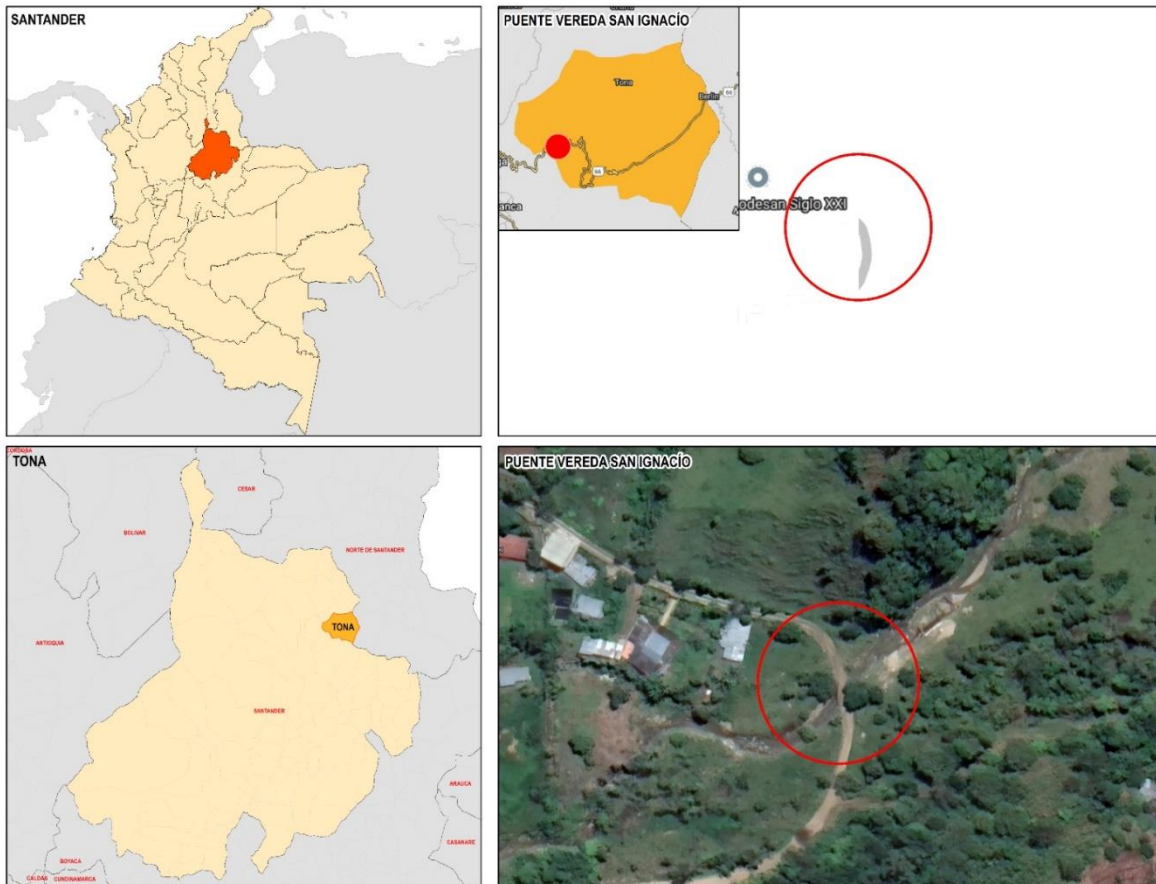


Figura 1 Localización de exploración geotécnica Puente Vereda San Ignacio K19+100

Fuente: Autor de Google Earth

ANALISIS GEOLOGICO**1.1 METODOLOGÍA**

La metodología usada para el desarrollo del presente trabajo consta de las siguientes fases:

Fase de Recopilación Bibliográfica. Consiste en consultar y seleccionar material bibliográfico, informes técnicos, artículos científicos, mapas geológicos y memorias explicativas; los cuales permite definir las nomenclaturas de geología, geomorfología, cobertura del suelo, tomando como base los lineamientos usados por el Servicio Geológico Colombiano y entes a nivel local Corporación Autónoma Regional para la defensa de la meseta de Bucaramanga (CDMB).

Fase de Trabajo de Campo. Se realiza la visita técnica al área de estudio, y se cartografía la geología de superficie, los procesos geomorfológicos y los usos de suelo actual. Esta información se plasma en mapas realizados en campo de acuerdo a la distribución geológica y geomorfológica observada.

Fase de Digitalización. Se digitaliza la información recolectada en la zona de estudio, para esto se complementan las bases de datos que se desarrollan en etapas previas.

Fase de Elaboración de Informe Final. Consiste en la redacción de un informe técnico detallado donde se explican los principales rasgos geológicos, así como los rasgos geomorfológicos y usos del suelo.

1.2 GEOLOGÍA

El área de estudio esta sobre el Municipio de Floridablanca, esta se ubica al Oeste de la cordillera oriental a una altitud de 925 m.s.n.m. y una superficie total de 100.35 Km². El municipio limita con los municipios de Bucaramanga, Tona, Piedecuesta y Girón.

De acuerdo con el atlas geológico del SGC la zona de estudio se encuentra sobre Granodioritas que varían de sienogranitos a tonalitas y de cuarzomonzonitas a cuarzomonzodioritas del Triásico Superior o Jurásico (Ver Figura 2).

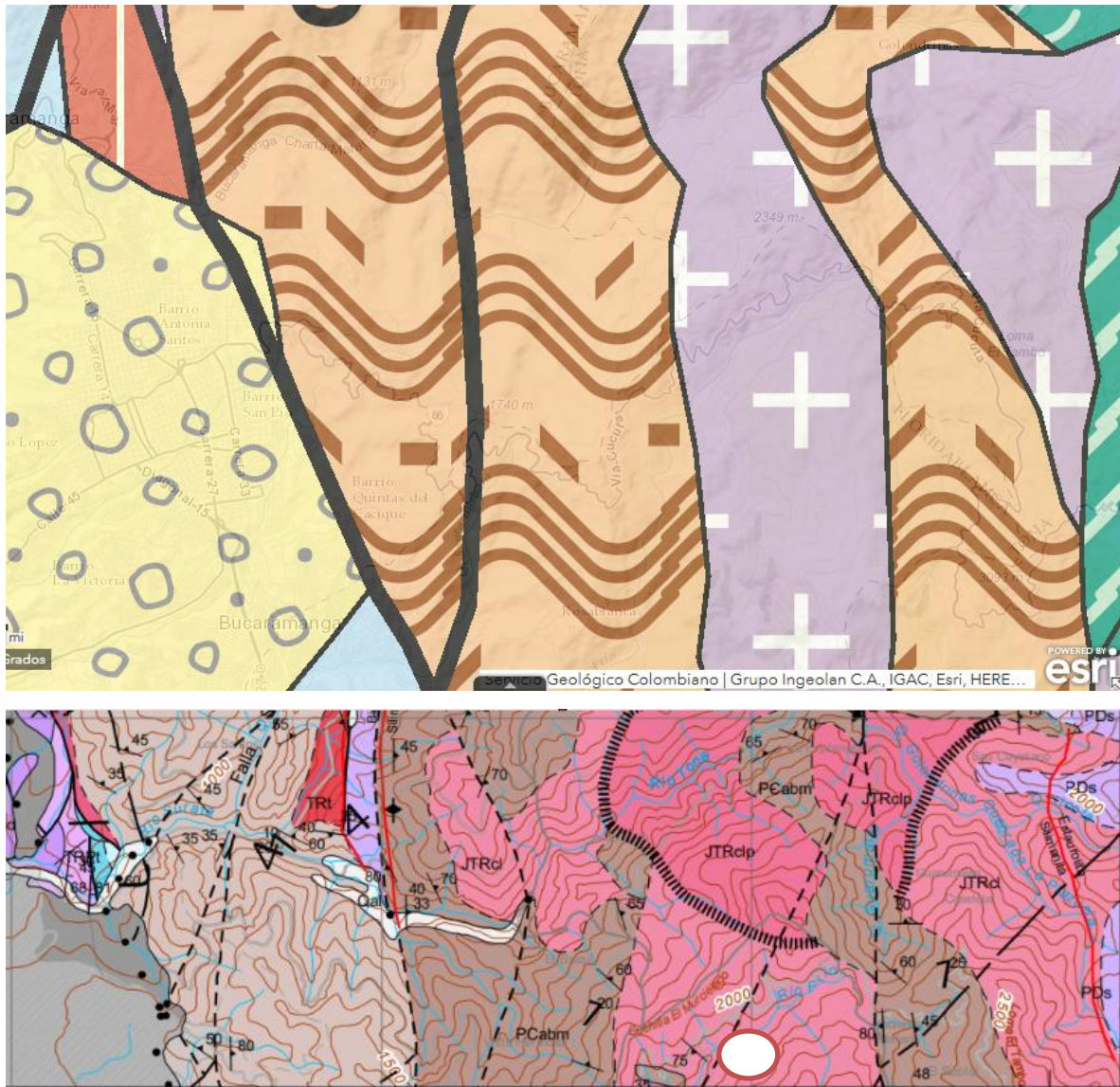


Figura 2 Geología zona de estudio

Fuente: Plano geológico de Colombia V2023 SGC y Plancha 109 SGC Esc 1:100.000

1.2.1 Geología local

1.2.1.1 Depósitos Aluviales.

Son los depósitos de material dejados por los ríos y quebradas mayores, los cuales se distribuyen de acuerdo con la altura y posición en los valles. Se dividen en Terrazas Medias (Qal₂), Terrazas Bajas (Qal₁) y Depósitos Aluviales de Cauce y Llanuras de Inundación (Qal).

Depósitos Aluviales de Cauce y Llanura de Inundación (Qal). Las principales acumulaciones están localizadas en los valles y llanuras de inundación de los ríos y quebradas y en general toda la red hidrográfica que se desarrolla al occidente del Macizo de Santander. Estos depósitos están compuestos por fragmentos de composición y granulometría muy variable.

1.2.2 Geología estructural

1.2.2.1 Marco geológico y tectónico de Colombia

El segmento septentrional de Suramérica en donde se encuentran la cadena montañosa de los Andes de Ecuador, Colombia y Venezuela ha sido reconocida como el Bloque Nor-andino el cual corresponde a un segmento geológicamente diferente de la Cordillera de Los Andes (Cediel et al., 2003) ya que es un territorio geológicamente complejo y tectónicamente dinámico (Royero y Clavijo, 2001), en donde ocurre la interacción de tres placas litosféricas principales: la Placa de Nazca ubicada en el Pacífico, la Placa Caribe y la Placa Suramericana en donde se incluye el Bloque Norandino (Cediel et al., 2003; Royero y Clavijo, 2001).

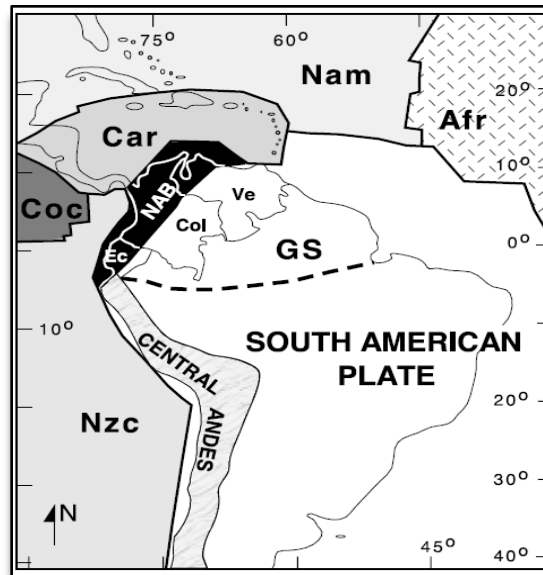


Figura 3 Bloque Norandino en la esquina septentrional de Suramerica y su compleja interacción con las Placas Nazca, Caribe y Suramerica. Tomado de Cediel *et al.*, 2003

La Placa de Nazca se encuentra subduciendo al oriente bajo la Placa Suramericana a una tasa de subducción de 65-70 mm/año (Rhea, et al., 2010). La Placa de Nazca se forma en el último episodio de fragmentación de la Placa Farallón a principios del Mioceno cuando la Placa de Cocos se separa completamente reduciendo considerablemente el tamaño de la misma y este fragmento de la Placa Farallón es renombrado como Placa de Nazca (Lonsdale, 2005).

La evolución de la Placa Caribe, la cual se encuentra al norte del territorio colombiano ha sido controversial en las últimas décadas, se han planteado básicamente dos grupos de modelos diferentes: Los modelos “del Pacífico” que proponen un origen de la corteza oceánica caribe en el Mesozoico Tardío en la región del Pacífico y una deriva a su posición actual en medio de las dos américas (Pindell et al., 1988); y otro modelo alternativo el cual propone la formación de la corteza caribe al oeste de su posición actual pero en medio de las dos américas (Meschede y Frisch, 1998). La tasa de desplazamiento de la placa Caribe con respecto a la placa suramericana es de aproximadamente 20mm/año (Pérez et al., 2001).

1.2.2.2 Marco geológico y tectónico del Departamento de Santander

El Departamento de Santander se encuentra conformado por los Terrenos de Santander, Floresta y el Supraterreno Cretácico en el sentido de Etayo et al. (1983). Sin embargo, el uso de estos términos ha dado lugar una serie de confusiones en la aplicación e interpretación de los mismos, por tal razón Royero y Clavijo han optado por subdividir el Departamento de Santander en tres provincias: el Macizo de Santander, la Cordillera Oriental y el Valle Medio del Magdalena (Figura 4).

La Provincia del Macizo de Santander se encuentra al oriente de la Falla de Bucaramanga y esta subdividida en los bloques Floresta, Cucutilla, Pamplona y Ocaña. En términos generales, estos bloques incluyen fallas inversas y sistemas de fallamiento en pequeños bloques y la presencia de anticlinales y sinclinales con direcciones que van desde el SE-NW hasta SW-NE. Esta provincia está constituida principalmente por rocas metamórficas precámbricas y paleozoicas; rocas ígneas paleozoicas y mesozoicas y, rocas sedimentarias paleozoicas, mesozoicas y cenozoicas (Royero y Clavijo, 2001).

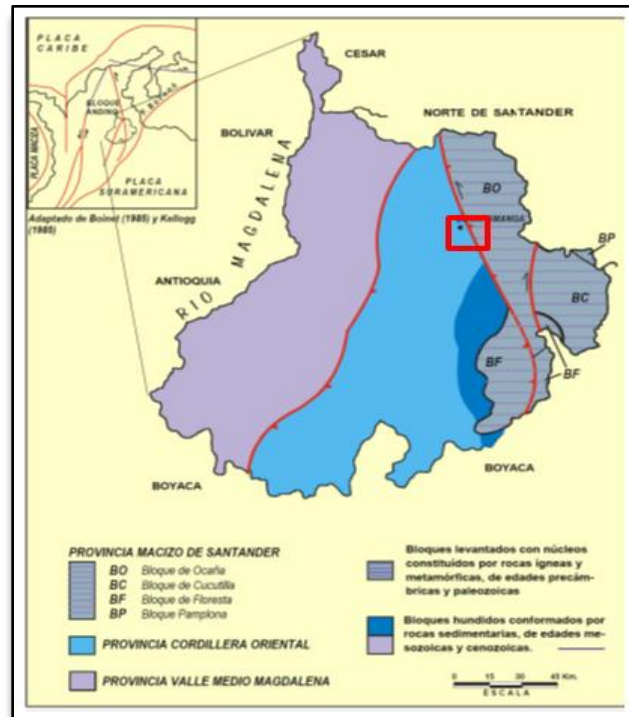


Figura 4 Esquema tectónico del Departamento de Santander. En el cuadro rojo se encuentra el área de estudio. Modificado de Royero y Clavijo, 2001.

La Provincia de la Cordillera Oriental se encuentra entre la Falla de Bucaramanga y la Falla La Salina. Se caracteriza por pliegues anticlinales y sinclinales amplios limitados por fallas inversas de direcciones NE a NW. Esta provincia se caracteriza por la presencia de rocas sedimentarias jurásicas y cretácicas (Royero y Clavijo, 2001). La Provincia del Valle Medio del Magdalena se encuentra al occidente del departamento y está caracterizada tectónicamente por un estilo estructural de plegamiento con anticlinales y sinclinales amplios y suaves. Las rocas presentes en esta provincia son sedimentarias mesozoicas y cenozoicas (Royero y Clavijo, 2001).

En la Figura 5 se encuentran las principales estructuras que se encuentran en el Departamento de Santander, y posteriormente se encuentra una breve descripción de las estructuras que tienen mayor interés en el presente estudio.

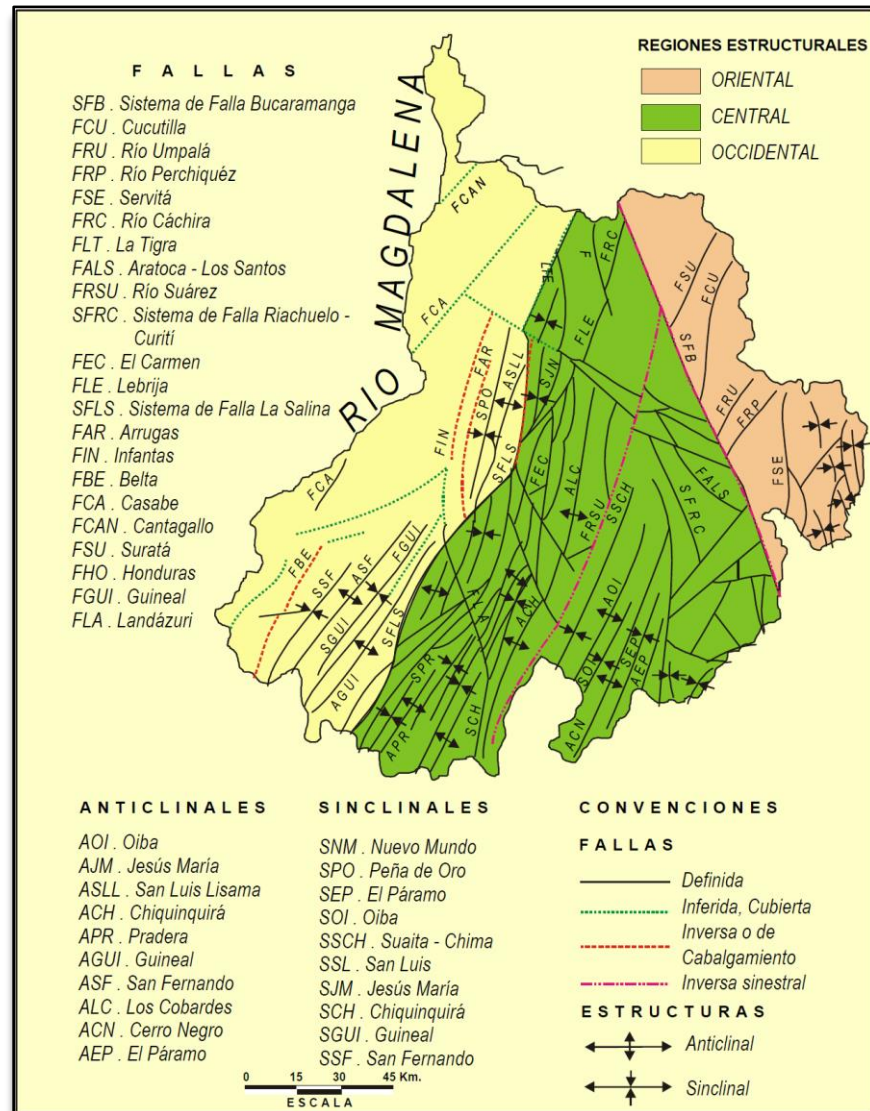


Figura 5 Esquema estructural del Departamento de Santander. Tomado de Royero y Clavijo, 2001.

- Falla de Bucaramanga

Corresponde al segmento meridional de la estructura considerada anteriormente como la Falla Bucaramanga-Santa Marta en el sentido de Ujueta (2003) y París et al. (2000). Esta falla corresponde a una falla de rumbo con movimiento sinistral y dirección NNW. La cual muestra un desarrollo geomorfológico bastante evidente que incluye lomos de presión, lomos de obturación, silletas de falla, cauces desviados, lagos de falla entre otros (Royero y Clavijo 2001, Ward y Goldsmith, 1973). Una característica destacable de esta falla es el desplazamiento sinistral del Río Suratá de 2.5 km el cual se ha considerado como el afluente que aporla los sedimentos al Abanico Aluvial de Bucaramanga (Diederix et al., 2008) (Figura 6), según Jiménez et al. (2014) en base a investigaciones de paleomagnetismo del abanico, la Falla de Bucaramanga tiene una tasa de desplazamiento de 3mm/año como máximo.

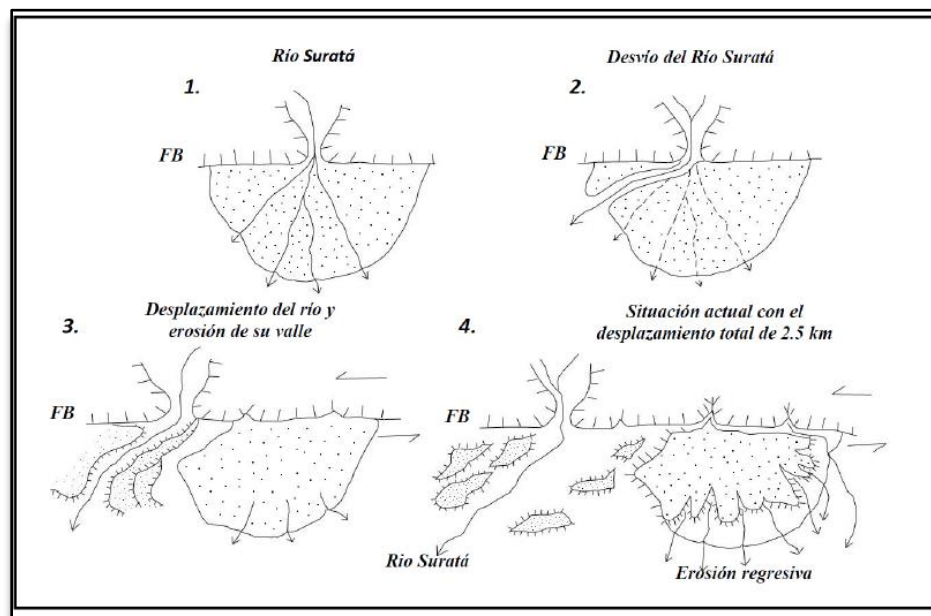


Figura 6 Desvío del Río Suratá debido a la acción de la Falla de Bucaramanga. Tomado de Diederix *et al.*, 2008.

- **Sistema de Fallas del Suarez**

Dentro de este sistema de fallas se incluyen las Fallas del Suarez, del Rio de Oro y la Falla de Chimitá-Café Madrid (INGEMINAS, 2009). Se extiende por una longitud de 120 km desde Barbosa hasta la Falla de Bucaramanga al norte; su trazo tiene una dirección N20°E y una inclinación hacia el occidente (Royero y Clavijo, 2001).

- **Nido sísmico de Bucaramanga**

Corresponde a una zona sísmica de intermedia profundidad, aproximadamente 160 kilómetros de profundidad, ubicada en el Departamento de Santander a 6.8° N y 73.1°W. Este sector tiene una alta tasa de actividad sísmica con relación a su volumen y a la relativa tranquilidad sísmica del área circundante. Esta generación de sismos en el Departamento de Santander se ha tratado de explicar con diversas teorías sin embargo ninguna ha sido capaz de explicar totalmente la naturaleza de dicho nido, por lo que en términos generales se ha explicado por la compleja interacción de las placas de Nazca, Caribe y Suramérica (Cortes et al., 2005; Taboada et al., 2000; Zafiri et al., 2007).

Para el área de estudio estos fallamientos y lineamientos han sido participes de la formación y estructuración del sitio a través del tiempo geológico, y actualmente la afectación de estos puntualmente se ve reflejada de manera regional; es decir que la zona se caracteriza por corresponder a un área relativamente estable tectónicamente, a pesar de estar localizada cerca del llamado Nido Sísmico de Bucaramanga y de la Falla Bucaramanga – Santa Marta. Aun así, para obtener un mejor registro a detalle de la afectación de la actividad sísmica en la zona se recomienda realizar un estudio de la tectónica cuaternaria y la afectación reciente de esta sobre las rocas y los depósitos presentes en la zona de estudio.

2 CARACTERIZACION GEOTECNICA

2.1 EXPLORACION GEOTECNICA

En las exploraciones realizadas para la empresa IBG INGENIERIA EMPRESA UNIPERSONAL, se planteó una investigación compuesta por sondeos Rotopercusión y Apiques en el área de estudio

Se realizó 2 sondeos A Rotopercusión ubicados en el Puente Vereda San Ignacio K19+100, de los cuales el sondeo No1 alcanzó una profundidad de 10.75m y el sondeo No2 a profundidad de 10.05m.

Para la localización de los sondeos presentados, se basó en métodos de observación, en los cuales se determinaron los lugares de exploración por factores como:

- Fácil acceso al lugar de exploración.
- Cercanía a bordes de lomos y escarpes
- Zonas cercanas a pie de taludes.
- Lugares de intercambio de unidades geológicas superficiales.
- Zonas donde se evidencie afectación por erosión superficial o posibles fenómenos de remoción en masa- Cercanía de servicio de agua para la refrigeración durante la perforación.

LOCALIZACIÓN DE SONDEOS ESCENARIO DEPORTIVO PARQUE LA PERA			
SONDEO	NORTE	ESTE	PROFUNDIDAD
S-01	1280611.535	1114790.815	10.75
S-02	1280625.72	1114780.85	10.05

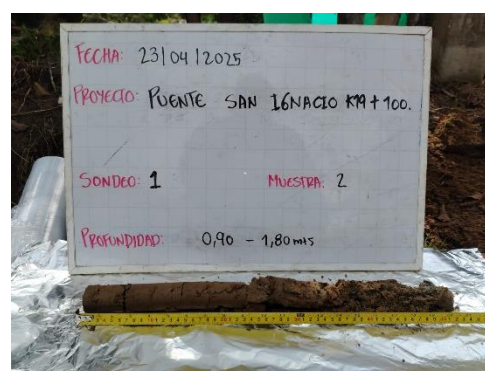
Tabla 1 Localización de sondeos



Figura 7. Distribución de sondeos de acuerdo con las bases cartográficas.
 Fuente: Modificado de Google Earth

REGISTRO FOTOGRAFICO ACTIVIDADES DE EXPLORACIÓN

- PUENTE VEREDA SAN IGNACIO K19+100**



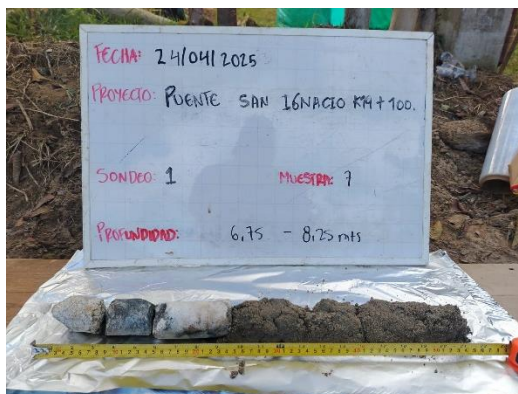
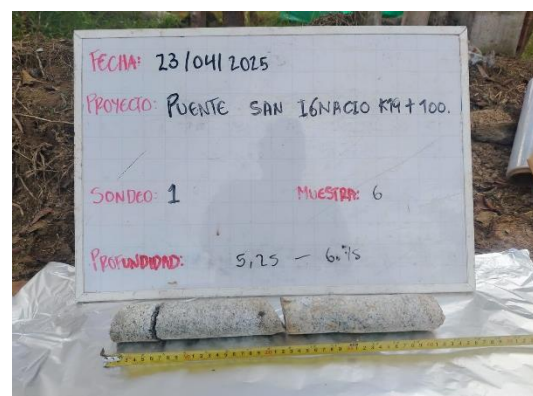
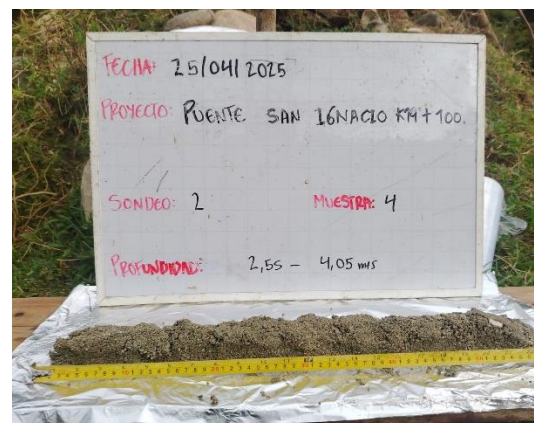
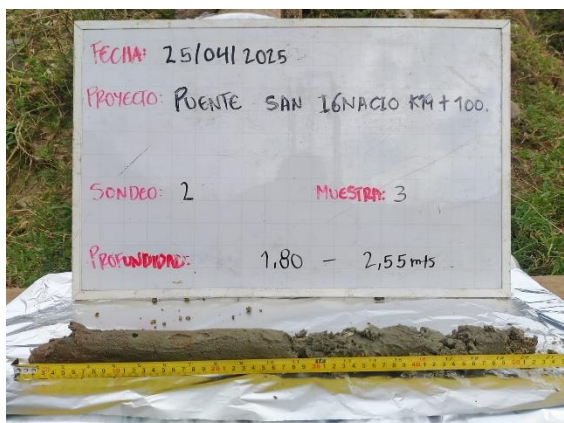




Figura 8 Imágenes del Sondeo 1



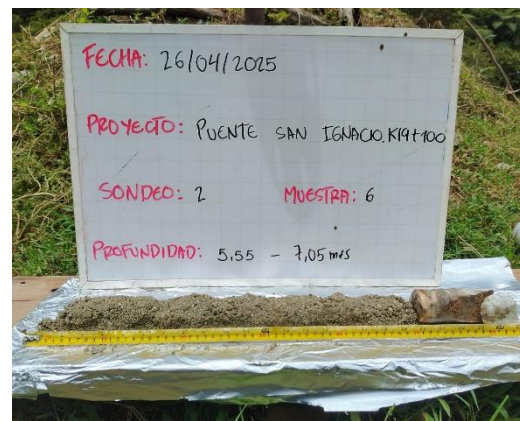
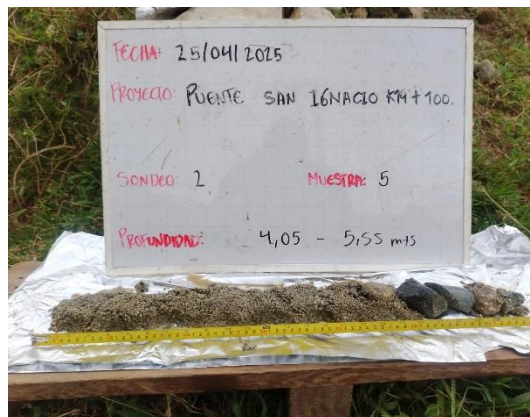


Figura 9 Imágenes del Sondeo 2



Figura 10 Imágenes Apique No1



Figura 11 Imágenes Apique No2



Figura 12 Imágenes Apique No3

PERFIL ESTRATIGRAFICO

		PERFIL ESTRATIGRÁFICO						CODIGO: FT-EX-003 FECHA: 15/11/2023 VERSIÓN: 2				
N° DE PERFORACION: 1		N° DE ORDEN DE SERVICIO: 047-25		N° DE ORDEN DE TRABAJO: 047-25		FECHA INICIO: 23/04/2025						
PROYECTO:		ESTUDIO DE SUELOS - PUENTE SAN IGNACIO K19+100 BUCARAMANGA, SANTANDER										
SUPERVISOR:		ROBINSON OCHOA				OPERADOR:		ARTURO ALVAREZ				
EQUIPO DE PERFORACIÓN:		ROTOPERCUSIÓN				LUGAR DE PERFORACIÓN:		VEREDA SAN IGNACIO KM 19+100				
CONDICIONES METEOROLÓGICAS:		SOLEADO				COTA:		1812,00				
COORDENADAS:		PLANIMÉTRICAS NORTE: 1114790,815 ESTE: 1280611,535		GEOGRÁFICAS N: 7,132335500 W: 73,03844585								
MÉTODO DE PERFORACIÓN:		ROTOPERCUSIÓN										
EXPLORACIÓN DE CAMPO												
N° MUESTRA	PROFUNDIDAD m	TIPO DE EXTRACCIÓN		N° de golpes			VN	NF	¿RECUPERÓ MUESTRA?		LONGITUD DE LA MUESTRA (cm)	DESCRIPCION DE CAMPO (SUELO-ROCA-CAMBIO DE ESTRATO, TEXTURA, COLOR)
		SPT	ROTACIÓN	6"	12"	18"			SI	NO		
1	0,00	✓	-	7	9	13	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DENGRANO MEDIO A FINO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 6/4
	0,90	✓	-	17	15	12	-	-	✓	-	-	
2	0,90	✓	-	9	3	3	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DENGRANO MEDIO A FINO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 5/4
	1,80	✓	-	8	15	19	-	-	✓	-	-	
3	1,80	✓	-	31	33	38R	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DENGRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 6/3
	2,25	✓	-	18	23	26	-	-	✓	-	-	
4	2,25	-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DENGRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 6/4
	3,75	-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	
-	3,75	✓	-	38R	-	-	-	-	-	✓	-	-
	3,75	✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-	

HSC HIDROSUELOS DE COLOMBIA		PERFIL ESTRATIGRÁFICO										CODIGO	FT-EX-003	
												FECHA	15/11/2023	
												VERSIÓN	2	
Página 2 de 3														
N° DE PERFORACION	1	N° DE ORDEN DE SERVICIO	047-25	N° DE ORDEN DE TRABAJO	047-25	FECHA INICIO								23/04/2025
PROYECTO		ESTUDIO DE SUELOS - PUENTE SAN IGNACIO K19+100 BUCARAMANGA, SANTANDER												
SUPERVISOR		ROBINSON OCHOA								OPERADOR		ARTURO ALVAREZ		
EQUIPO DE PERFORACIÓN		ROTOPERCUSSION								LUGAR DE PERFORACIÓN		VEREDA SAN IGNACIO KM 19+100		
CONDICIONES METEOROLÓGICAS		SOLEADO												
COORDENADAS		PLANIMÉTRICAS						GEOGRÁFICAS				COTA		1812,00
		NORTE		1114790,815				N		7,132335500				
		ESTE		1280611,535				W		73,03844585				
MÉTODO DE PERFORACIÓN		ROTOPERCUSSION												
EXPLORACIÓN DE CAMPO														
N° MUESTRA	PROFUNDIDAD		TIPO DE EXTRACCIÓN		N° de golpes			V N	NF	¿RECUPERÓ MUESTRA?		LONGITUD DE LA MUESTRA (cm)	DESCRIPCION DE CAMPO (SUELO-ROCA-CAMBIO DE ESTRATO, TEXTURA, COLOR)	
	m		SPT	ROTACIÓN	6"	12"	18"			SI	NO			
5	3,75		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS Y NUCLEOS COLOR 7,5 YR 6/4	
	5,25		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-		
-	5,25		✓	-	38R	-	-	-	-	-	✓	-		
	5,25		✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-		
6	5,25		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	NUCLEO DE GRAVAS SUB-REDONDEADAS	
	6,75		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-		
-	6,75		✓	-	38R	-	-	-	-	-	✓	-		
	6,75		✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-		
7	6,75		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS Y NUCLEOS COLOR 7,5 YR 6/4	
	8,25		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-		

		PERFIL ESTRATIGRÁFICO										CODIGO FT-EX-003	
												FECHA 15/11/2023	
												VERSIÓN 2	
												Página 3 de 3	
N° DE PERFORACION 1		N° DE ORDEN DE SERVICIO 047-25		N° DE ORDEN DE TRABAJO 047-25		FECHA INICIO 24/04/2025							
PROYECTO ESTUDIO DE SUELOS - PUENTE SAN IGNACIO K19+100 BUCARAMANGA, SANTANDER													
SUPERVISOR ROBINSON OCHOA								OPERADOR ARTURO ALVAREZ					
EQUIPO DE PERFORACIÓN ROTOPERCUSIÓN								LUGAR DE PERFORACIÓN VEREDA SAN IGNACIO KM 19+100					
CONDICIONES METEOROLÓGICAS SOLEADO													
COORDENADAS		PLANIMÉTRICAS						GEOGRÁFICAS		COTA 1812,00			
		NORTE 1114790,815				N 7,132335500							
		ESTE 1280611,535				W 73,03844585							
MÉTODO DE PERFORACIÓN ROTOPERCUSIÓN													
EXPLORACIÓN DE CAMPO													
N° MUESTRA	PROFUNDIDAD		TIPO DE EXTRACCIÓN		N° de golpes			V N	NF	¿RECUPERÓ MUESTRA?		LONGITUD DE LA MUESTRA (cm)	DESCRIPCION DE CAMPO (SUELO-ROCA-CAMBIO DE ESTRATO, TEXTURA, COLOR)
	m		SPT	ROTACIÓN	6"	12"	18"			SI	NO		
-	8,25		✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-	
		8,25	✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-	
8	8,25		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS Y NÚCLEOS COLOR 7,5 YR 6/4
		9,75	-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	
-	9,75		✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-	
		9,75	✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-	
9	9,75		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS Y NÚCLEOS COLOR 7,5 YR 6/4
		10,75	-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	

Figura 13 Perfil estratigráfico Sondeo 1.

Fuente: Autor.

HSC HIDROSUELOS DE COLOMBIA		PERFIL ESTRATIGRÁFICO										CODIGO	FT-EX-003	
												FECHA	15/11/2023	
												VERSIÓN	2	
Página 1 de 3														
N° DE PERFORACION	2	N° DE ORDEN DE SERVICIO	047-25	N° DE ORDEN DE TRABAJO	047-25	FECHA INICIO								25/04/2025
PROYECTO		ESTUDIO DE SUELOS - PUENTE SAN IGNACIO K19+100 BUCARAMANGA, SANTANDER												
SUPERVISOR		ROBINSON OCHOA								OPERADOR		ARTURO ALVAREZ		
EQUIPO DE PERFORACIÓN		ROTOPERCUSSION								LUGAR DE PERFORACIÓN		VEREDA SAN IGNACIO KM 19+100		
CONDICIONES METEOROLÓGICAS		SOLEADO												
COORDENADAS		PLANIMÉTRICAS						GEOGRÁFICAS				COTA		1813,00
		NORTE		1280625,720				N		7,132665000				
		ESTE		1114780,850				W		73,03845500				
MÉTODO DE PERFORACIÓN		ROTOPERCUSSION												
EXPLORACIÓN DE CAMPO														
N° MUESTRA	PROFUNDIDAD		TIPO DE EXTRACCIÓN		N° de golpes			VN	NF	¿RECUPERÓ MUESTRA?		LONGITUD DE LA MUESTRA (cm)	DESCRIPCION DE CAMPO (SUELO-ROCA-CAMBIO DE ESTRATO, TEXTURA, COLOR)	
	m		SPT	ROTACIÓN	6"	12"	18"			SI	NO			
1	0,00		✓	-	5	3	2	-	-	✓	-	-	SUELO ARENO LIMOSO DE GRANO FINO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 4/3	
	0,90		✓	-	2	2	2	-	-	✓	-	-		
2	0,90		✓	-	3	4	4	-	-	✓	-	-	SUELO ARENO LIMOSO DE GRANO FINO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 6/3	
	1,80		✓	-	5	7	10	-	-	✓	-	-		
3	1,80		✓	-	8	7	14	-	-	✓	-	-	SUELO ARENO LIMOSO DE GRANO MEDIO A FINO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 6/2	
	2,55		✓	-	11	38R	-	-	-	✓	-	-		
4	2,55		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 6/2	
	4,05		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-		
-	4,05		✓	-	38R	-	-	-	-	-	✓	-	-	
	4,05		✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-		

HSC HIDROSUELOS DE COLOMBIA		PERFIL ESTRATIGRÁFICO										CODIGO	FT-EX-003	
												FECHA	15/11/2023	
												VERSIÓN	2	
Página 2 de 3														
N° DE PERFORACION	2	N° DE ORDEN DE SERVICIO	047-25	N° DE ORDEN DE TRABAJO	047-25	FECHA INICIO								26/04/2025
PROYECTO		ESTUDIO DE SUELOS - PUENTE SAN IGNACIO K19+100 BUCARAMANGA, SANTANDER												
SUPERVISOR		ROBINSON OCHOA								OPERADOR		ARTURO ALVAREZ		
EQUIPO DE PERFORACIÓN		ROTOPERCUSSION								LUGAR DE PERFORACIÓN		VEREDA SAN IGNACIO KM 19+100		
CONDICIONES METEOROLÓGICAS		SOLEADO												
COORDENADAS		PLANIMÉTRICAS						GEOGRÁFICAS				COTA		1813,00
		NORTE		1280625,720				N		7,132665000				
		ESTE		1114780,850				W		73,03845500				
MÉTODO DE PERFORACIÓN		ROTOPERCUSSION												
EXPLORACIÓN DE CAMPO														
N° MUESTRA	PROFUNDIDAD		TIPO DE EXTRACCIÓN		N° de golpes			V N	NF	¿RECUPERÓ MUESTRA?		LONGITUD DE LA MUESTRA (cm)	DESCRIPCION DE CAMPO (SUELO-ROCA-CAMBIO DE ESTRATO, TEXTURA, COLOR)	
	m		SPT	ROTACIÓN	6"	12"	18"			SI	NO			
5	4,05		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS Y NUCLEOS. COLOR 7,5 YR 6/3	
	5,55		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-		
	5,55		✓	-	38R	-	-	-	-	-	✓	-		
	5,55		✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-		
6	5,55		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS Y NUCLEOS. COLOR 7,5 YR 6/3	
	7,05		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-		
	7,05		✓	-	38R	-	-	-	-	-	✓	-		
	7,05		✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-		
7	7,05		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS Y NUCLEOS. COLOR 7,5 YR 6/3	
	8,55		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-		

		PERFIL ESTRATIGRÁFICO								CODIGO FT-EX-003			
										FECHA 15/11/2023			
										VERSIÓN 2			
										Página 3 de 3			
N° DE PERFORACION 2		N° DE ORDEN DE SERVICIO 047-25		N° DE ORDEN DE TRABAJO 047-25		FECHA INICIO 26/04/2025							
PROYECTO ESTUDIO DE SUELOS - PUENTE SAN IGNACIO K19+100 BUCARAMANGA, SANTANDER													
SUPERVISOR ROBINSON OCHOA										OPERADOR ARTURO ALVAREZ			
EQUIPO DE PERFORACIÓN ROTOPERCUSIÓN										LUGAR DE PERFORACIÓN VEREDA SAN IGNACIO KM 19+100			
CONDICIONES METEOROLÓGICAS SOLEADO													
COORDENADAS		PLANIMÉTRICAS						GEOGRÁFICAS		COTA 1813,00			
		NORTE 1280625,720						N 7,132665000					
		ESTE 1114780,850						W 73,03845500					
MÉTODO DE PERFORACIÓN ROTOPERCUSIÓN													
EXPLORACIÓN DE CAMPO													
N° MUESTRA	PROFUNDIDAD		TIPO DE EXTRACCIÓN		N° de golpes			V N	NF	¿RECUPERÓ MUESTRA?		LONGITUD DE LA MUESTRA (cm)	DESCRIPCION DE CAMPO (SUELO-ROCA-CAMBIOS DE ESTRATO, TEXTURA, COLOR)
	m		SPT	ROTACIÓN	6"	12"	18"			SI	NO		
	8,55		✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-	
		8,55	✓	-	-	-	-	-	-	-	✓	-	
8	8,55		-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS Y NUCLEOS. COLOR 7,5 YR 6/3
		10,05	-	✓	-	-	-	-	-	✓	-	-	

Figura 14 Perfil estratigráfico Sondeo 2.

Fuente: Autor.

		PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUES				CODIGO	FT-EX-001
						FECHA	15/11/2023
						VERSIÓN	2
						Página 1 de 1	
N° DE APIQUE	1	N° DE ORDEN DE SERVICIO	047-25	N° DE ORDEN DE TRABAJO	047-25	FECHA	28/04/2025
PROYECTO	ESTUDIO DE SUELOS - PUENTE SAN IGNACIO K19+100 BUCARAMANGA, SANTANDER						
SUPERVISOR	ROBINSON OCHOA						
CONDICIONES METEOROLÓGICAS	SOLEADO			LUGAR DE PERFORACIÓN	PUENTE SAN IGNACIO		
COORDENADAS	PLANIMÉTRICAS NORTE 1280602,54 ESTE 1114800,135			GEOGRÁFICAS N 7,13252767 W 73,03838570		COTA	1812
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION DE CAMPO (SUELO-ROCA-CAMBIOS DE ESTRATO, TEXTURA, COLOR)						
m							
0,00	0,50	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 5/4					
0,50	1,15	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 5/4 CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS					
1,15	1,50	SUELO ARENO LIMOSO DE GRANO FINO DE CONSISTENCIA FIRME					

Figura 15 Perfil estratigráfico Apique 1.
Fuente: Autor.

		PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUES				CODIGO	FT-EX-001
						FECHA	15/11/2023
						VERSIÓN	2
						Página 1 de 1	
N° DE APIQUE	2	N° DE ORDEN DE SERVICIO	047-25	N° DE ORDEN DE TRABAJO	047-25	FECHA	28/04/2025
PROYECTO	ESTUDIO DE SUELOS - PUENTE SAN IGNACION K19+100 BUCARAMANGA, SANTANDER						
SUPERVISOR	ROBINSON OCHOA						
CONDICIONES METEOROLÓGICAS	SOLEADO			LUGAR DE PERFORACIÓN	PUENTE SAN IGNACIO		
COORDENADAS	PLANIMÉTRICAS NORTE 1280623,142 ESTE 1114781,961			GEOGRÁFICAS N 7,13262167 W 73,03846500		COTA	1812
PROFUNDIDAD	DESCRIPCION DE CAMPO (SUELO-ROCA-CAMBIO DE ESTRATO, TEXTURA, COLOR)						
m							
0,00	0,35	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 5/4					
0,35	0,9	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 5/3					
0,90	1,50	SUELO ARENO LIMOSO DE GRANO FINO DE CONSISTENCIA FIRME COLOR 7,5 YR 5/2					

Figura 16 Perfil estratigráfico Apique 2.
Fuente: Autor.

		PERFIL ESTRATIGRÁFICO APIQUES				CODIGO FT-EX-001	FECHA 15/11/2023
						VERSIÓN 2	Página 1 de 1
N° DE APIQUE 3	N° DE ORDEN DE SERVICIO 047-25	N° DE ORDEN DE TRABAJO 047-25			FECHA 28/04/2025		
PROYECTO	ESTUDIO DE SUELOS - PUENTE SAN IGNACION K19+100 BUCARAMANGA, SANTANDER						
SUPERVISOR	ROBINSON OCHOA						
CONDICIONES METEOROLÓGICAS	SOLEADO		LUGAR DE PERFORACIÓN	PUENTE SAN IGNACIO			
COORDENADAS	PLANIMÉTRICAS		GEOGRÁFICAS		COTA	1809	
	NORTE	1114790,825	N	7,13252667			
	ESTE	1280611,548	W	73,03838500			
PROFUNDIDAD m	DESCRIPCION DE CAMPO (SUELO-ROCA-CAMBIOS DE ESTRATO, TEXTURA, COLOR)						
0,00 1,00	SUELO ARENOSO DE GRANO MEDIO CON GRAVAS SUB-REDONDEADAS DE CONSISTENCIA FIRME						

Figura 17 Perfil estratigráfico Apique 3.
Fuente: Autor.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

El ensayo normal de penetración estándar (Standard Penetration Test-SPT), el cual consiste en conducir un muestreador de tubo partido dentro del suelo para obtener muestras alteradas

representativas con fines de identificación, y medir la resistencia del suelo a la penetración del muestreador.

El ensayo se realiza en el fondo de una perforación, el cual consiste en hincar el tomamuestras de tubo partido una distancia de 1.0 pie (0.30m) en dos intervalos iguales de 6" (0.15m)m, inmediatamente después de haberlo hecho en un primer intervalo de asentamiento de 0.15m. El muestreador tiene un diámetro interno de 38.1mm o 34.9mm, y el martillo empleado para la hincia tiene un peso aproximado de 623 N y se deja caer libremente desde una altura de 0.76m.

Con el ensayo se obtiene el valor de N (número de golpes por pie) el cual se calcula como la suma del número de golpes requeridos para hincar el tubo muestreador dentro de la profundidad de 6" a 18" (0.15m a 0.45m).

El ensayo de penetración estándar o SPT sigue la norma INV-111-13 del Invías.

A continuación, se presenta el valor de N obtenido en los ensayos Rotopercusión realizados para los sondeos.

Tabla 2 Número de golpes por pie sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

DE	A	S-1	S-2
0.00	0.45	22	5
0.45	0.90	27	4
0.90	1.35	6	8
1.35	1.80	34	17
1.80	2.25	R	21

Fuente: Autor

2.2 Corrección de N del ensayo SPT

El ensayo de penetración estándar requiere realizar unas correcciones para obtener valores de N_{60} y $N_{1,60}$. El cálculo de los valores corregidos se presenta en la Tabla 3.

$$N_{60} = C_E C_B C_R C_S C_A C_{BF}$$

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_v}{Pa}\right)}} \text{ Relación de Liao y Whitman 1986}$$

CN: Corrección por tensión vertical debida a la sobrecarga del terreno

CE: Factor de corrección por eficiencia del martillo

CB: Corrección por diámetro de la tubería

CR: Corrección por longitud de la barra

CS: Corrección por revestimiento

CA: Corrección por bloque de impacto

CBF: Corrección por frecuencia del conteo de golpes

Tabla 3 Corrección número de golpes SPT, N_{60} y $(N_1)_{60}$ Puente Vereda San Ignacio K19+100

Sondeo	PROF. INICIO (m)	PROF. FINAL (m)	Densidad aparente (t/m^3)	Prof. N.F. (m) o SECO	N_{SPT}	σ'_v (t/m^2)	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	C_A	C_{BF}	N_{60}	$(N_1)_{60}$
S1	0.00	0.45	2.03	SECO	22	0.46	1.700	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	15	25
S1	0.45	0.90	2.03	SECO	27	1.37	1.700	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	18	31
S1	0.90	1.35	2.03	SECO	6	2.28	1.700	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	4	7
S1	1.35	1.80	2.03	SECO	34	3.20	1.700	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	23	39

Sondeo	PROF. INICIO (m)	PROF. FINAL (m)	Densidad aparente (t/m ³)	Prof. N.F. (m) o SECO	N _{SPT}	σ'_v (t/m ²)	C _N	C _E	C _B	C _R	C _S	C _A	C _{BF}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
S1	1.80	2.25	2.03	SECO	R	4.11	1.560	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0		
S1	2.25	2.25	2.03	SECO	49	4.57	1.480	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	33	49
S1	5.25	5.25	2.03	SECO	R	10.66	0.969	1.05	1.0	1.00	1.0	0.85	1.0		
S1	6.75	6.75	2.03	SECO	R	13.70	0.854	1.05	1.0	1.00	1.0	0.85	1.0		
S1	8.25	8.25	2.03	SECO	R	16.75	0.773	1.05	1.0	1.00	1.0	0.85	1.0		
S1	9.75	9.75	2.03	SECO	R	19.79	0.711	1.05	1.0	1.00	1.0	0.85	1.0		
S2	0.00	0.45	2.03	SECO	5	0.46	1.700	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	3	6
S2	0.45	0.90	2.03	SECO	4	1.37	1.700	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	3	5
S2	0.90	1.35	2.03	SECO	8	2.28	1.700	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	5	9
S2	1.35	1.80	2.03	SECO	17	3.20	1.700	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	11	19
S2	1.80	2.25	2.03	SECO	21	4.11	1.560	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0	14	22
S2	2.25	2.55	2.03	SECO	R	4.87	1.433	1.05	1.0	0.75	1.0	0.85	1.0		
S2	5.55	5.55	2.03	SECO	R	11.27	0.942	1.05	1.0	1.00	1.0	0.85	1.0		
S2	7.05	7.05	2.03	SECO	R	14.31	0.836	1.05	1.0	1.00	1.0	0.85	1.0		

2.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas de los sondeos se analizan para determinar características físicas del suelo o roca recuperado.

Los parámetros considerados para su caracterización se describen a continuación:

- Contenido de humedad (W): Mide el contenido de agua presente en la muestra. Se determina mediante el ensayo INV E 122-13.
- Determinación de los tamaños de partículas presentes en el suelo: Presenta la distribución cuantitativa de tamaños de partículas de la muestra analizada. Se determina a su vez el contenido de gravas (G), arenas (A) y finos (F) en porcentaje. Su determinación se realiza mediante el ensayo INV E 123-13.

- Límite líquido de suelos (LL): Hace parte de los límites de consistencia de los suelos finos, que corresponde al contenido de humedad, cuando se halla en el límite entre los estados líquido y plástico. Se determina mediante el ensayo INV E 125-13.
- Límite plástico del suelo (LP): Hace parte de los límites de consistencia de los suelos finos, que corresponde al contenido de humedad, cuando se halla entre los estados plástico y semisólido. Se determina mediante el ensayo INV E 126-13.
- Índice de plasticidad (IP): Es el rango de contenidos de agua, dentro del cual un suelo se comporta plásticamente. Numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.
- Gravedad específica (G_s): Es la relación entre la masa de un cierto volumen de sólidos a una temperatura dada y la masa del mismo volumen de agua destilada y libre de gas a igual temperatura. Se determina mediante el ensayo INV E 128-13.
- Densidad húmeda del suelo (ρ): Relación entre la masa y el volumen del suelo en condición húmeda. Se determina mediante el ensayo ASTM D7263-21.
- Densidad seca del suelo (ρ_d): Relación entre la masa y el volumen del suelo en condición seca. Se determina mediante el ensayo ASTM D7263-21.
- Peso unitario húmedo del suelo (γ): Relación entre el peso y el volumen del suelo en condición húmeda. Se determina mediante el ensayo ASTM D7263-21.
- Peso unitario seco del suelo (γ_d): Relación entre el peso y el volumen del suelo en condición seca. Se determina mediante el ensayo ASTM D7263-21.

El resumen de resultados de laboratorio para los sondeos 1 al 2 del sector Puente Vereda San Ignacio K19+100, se presentan en la Tabla 4 a Tabla 6 respectivamente.

Tabla 4 Ensayos de Laboratorio Sondeo 1 sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

ID SONDEO	DE	A	CLASIFICACION	SPT	W%	%G	%A	%F	LL	LP	IP	γ grs/cm ³	γ_d grs/cm ³	γ kN/m ³	γ_d kN/m ³	Gs	C' pico kg/cm ²	ϕ pico
S1	0.00	0.45		22														
S1	0.45	0.90		27														
S1	0.90	1.35	Arena limosa SM	6	28.14	5.07	62.97	31.97	0	NP	NP	2.30	1.80	22.60	17.64	2.61		
S1	1.35	1.80		34														
S1	1.80	2.25		R														
S1	2.25	2.25	Arena mal graduada con limo SP SM		19.47	3.27	86.15	10.58	0	NP	NP					2.70		
S1	5.25	5.25																
S1	5.55	6.75																
S1	8.25	8.25																
S1	9.75	9.75																

Tabla 5 Ensayos de Laboratorio Sondeo 2 Puente Vereda San Ignacio K19+100

ID SONDEO	DE	A	CLASIFICACION	SPT	W%	%G	%A	%F	LL	LP	IP	γ grs/cm ³	γ_d grs/cm ³	γ kN/m ³	γ_d kN/m ³	Gs	C' pico kg/cm ²	ϕ pico
S2	0.00	0.45		5														
S2	0.45	0.90		4														
S2	0.90	1.35	Arena limosa SM	8	29.87	1.43	76.08	22.49	0	NP	NP	1.75	1.35	17.17	13.22	2.57		
S2	1.35	1.80		17														
S2	1.80	2.25	Arena limosa con grava SM	21	23.95	12.36	62.91	24.73	0	NP	NP					2.55		
S2	2.25	2.55		R														
S2	5.55	5.55		R														
S2	7.05	7.05	Arena mal graduada SP	R	19.58	0.15	95.35	4.50	0	NP	NP					2.73		

Tabla 6 Ensayos de Laboratorio Apiques 1, 2 y 3 Puente Vereda San Ignacio K19+100

ID SONDEO	DE	A	CLASIFICACION	SPT	W%	%G	%A	%F	LL	LP	IP	y grs/cm ³	yd grs/cm ³	γ kN/m ³	yd kN/m ³	Gs	C' pico kPa	φ pico
AP1	0.00	1.50	Grava limosa con arena GM	0	22.92	30.79	50.64	18.57	0	NP	NP					2.67	54.43	46.4
AP2	0.00	1.50	Arena limosa SM	0	26.94	0.00	63.88	36.12	0	NP	NP					2.62	0.0	37.4
AP3	0.00	1.00	Grava mal graduada con arena GP	0	5.73	46.18	52.73	1.09	0	NP	NP					2.53		

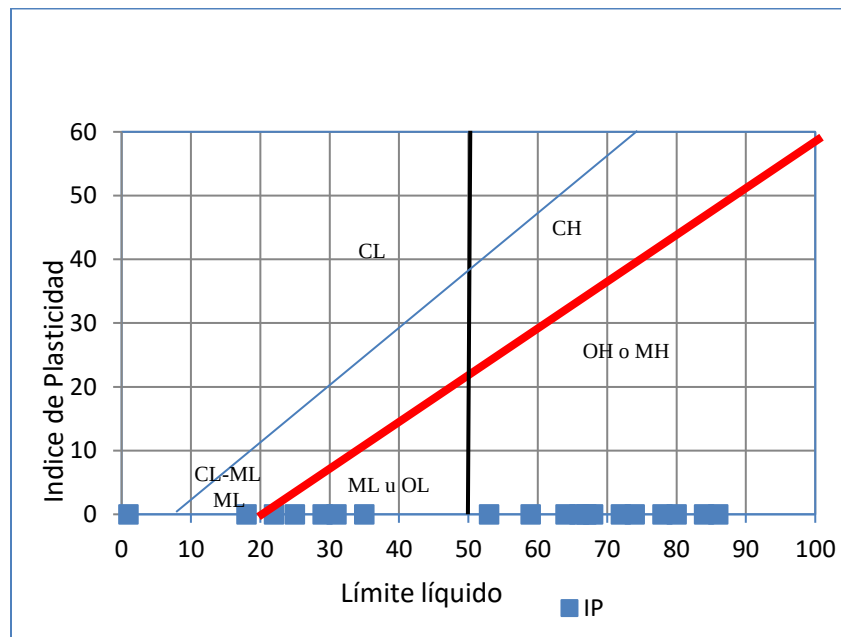


Figura 18 Ábaco de Casagrande Puente Vereda San Ignacio K19+100

2.4 PERFIL GEOTECNICO DEL SUELO

A continuación, se presenta el perfil geotécnico del suelo en la zona de proyecto de acuerdo con los sondeos y ensayos de laboratorio realizados en el sector de estudio.

Tabla 7 Perfil geotécnico del suelo sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

DE	A	N60	N1 ₆₀	U.G Clasificación	Descripción
0.00 m	10.50 m	4-60	3-60	SM-GM	Suelo gravoso y/o arenoso de grano medio a fino de consistencia firme y baja plasticidad correspondiente a depósitos aluviales.

3 SISMOLOGÍA

En el desarrollo del presente estudio, se analizaron condiciones especiales del subsuelo (sismicidad), entre los que se encuentran parámetros base para el análisis de estabilidad pseudo-estático que se presentará más adelante, para ello se realizará el análisis en base al título A de la norma de construcción sismo resistente NSR-10.

3.1 Amenaza sísmica NSR-10

La NSR-10 para Piedecuesta de acuerdo con el Apéndice A-4, establece el municipio de como amenaza sísmica Alta (ver Tabla 8) con los siguientes coeficientes de A_a (ver Figura 19) y A_v (ver Figura 20).

$A_a = 0.25$

$A_v = 0.25$

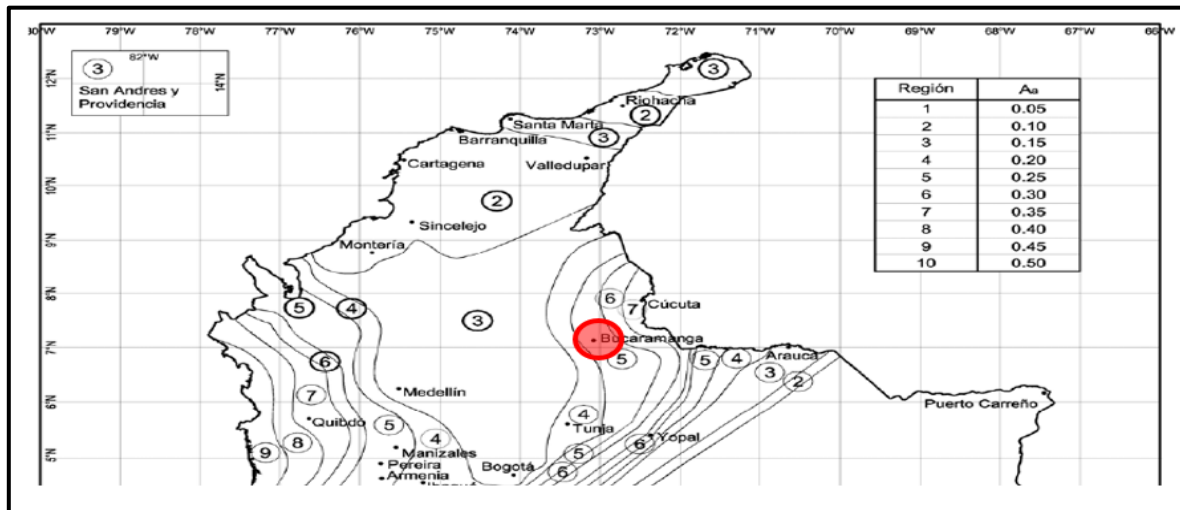


Figura 19 Valores de Aa NSR-10 Figura A.2.3-2

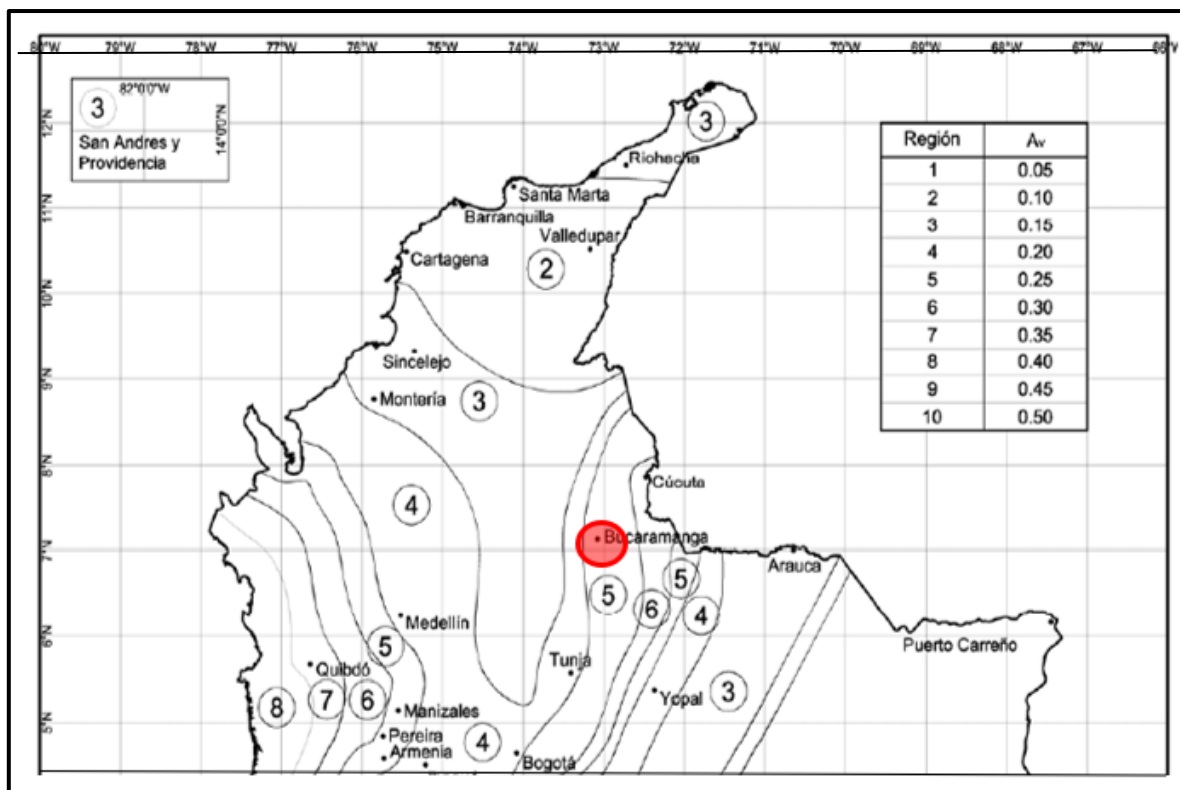


Figura 20 Valores de Av NSR-10 Figura A.2.3-3

Tabla 8 Amenaza sísmica NSR-10 Tabla A.2.3-1

Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

3.2 Movimientos sísmicos de diseño

Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a , y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro A_v , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años.

Los efectos locales de la respuesta sísmica de una obra civil deben evaluarse de acuerdo con los perfiles de suelo mostrados en la Tabla 9, los cuales se determinan en base a la exploración geotécnica y no dependen del tipo de cimentación empleado. Para el caso en particular la determinación del tipo de suelo, de acuerdo con las características geotécnicas y lo establecido en la NSR Tabla A.2.4-2 el perfil de suelo corresponde al Tipo D, de acuerdo con los resultados del SPT.

Tabla 9 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 ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm ²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

Se determinan dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, F_a (coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio). Este valor es adimensional y dependiente del coeficiente de aceleración A_a y del perfil de suelos de la zona de estudio, para el caso en particular y de acuerdo con la Tabla A.2.4-3 de la NSR-10 se halla el valor de $F_a = (1.4 + 1.2)/2 = 1.30$, mostrado en la Tabla 10.

 Tabla 10 Valores del coeficiente F_a para zonas de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

El coeficiente de importancia se establece con base en el Grupo de uso, que para el caso corresponde al Grupo I por tratarse de una edificación de atención a la comunidad, y de acuerdo con la Tabla A.2.5-1 de la NSR-10 el coeficiente de importancia $I = 1.00$ (Ver Tabla 11).

 Tabla 11 Valores del coeficiente de importancia I

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

El espectro de diseño para análisis de estabilidad corresponde a determinar el valor de S_a para un periodo $T=0$, que de acuerdo con lo establecido por la NSR-10 corresponde a:

$$S_{a(T=0)} = A_a \cdot F_a \cdot I$$

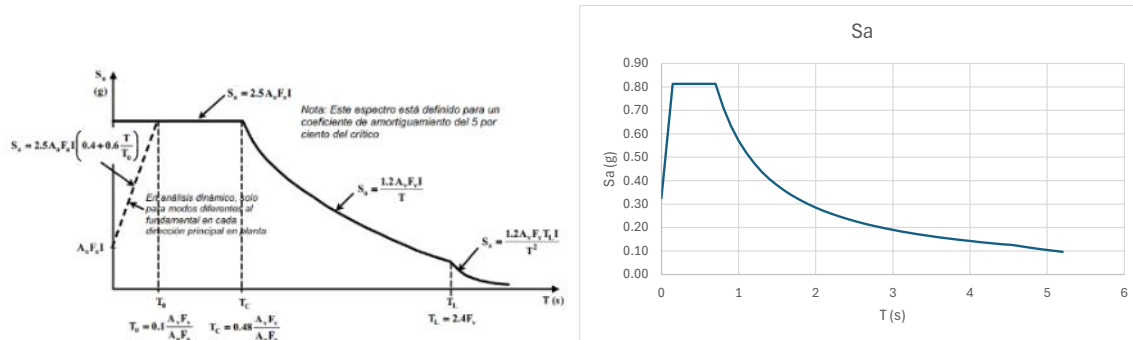


Figura 21 Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g

El valor de S_a para suelos Tipo D $S_a = (0.25)(1.30)(1.00) = 0.325g$

Para efectos de análisis y diseño de taludes se determina el coeficiente sísmico pseudoestático K_{st} de acuerdo con lo establecido en la Tabla H.5.2-1 corresponde a 0.80 (Ver Tabla 12).

Tabla 12 Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para análisis pseudoestático de taludes

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales téreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales téreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

$K_{ST} = (0.325)(0.80) = 0.26g$ para suelos Tipo D

4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTANDAR SPT

Se presentan tablas indicativas que permiten la interpretación general de los ensayos SPT.

Para suelos granulares

(Ref.: Jamiel Kowski y otros, "New correlations of penetration tests for design practice" Penetration testing, 1988 ISOPT-1, Balkema, 1988).

Numero de penetración estándar N	Densidad relativa %	Estado del suelo
0 a 3	0 a 15	Muy suelto
3 a 8	15 a 35	Suelto
8 a 25	35 a 65	Medio
25 a 42	65 a 85	Denso
42 a 58	85 a 100	Muy denso

Para suelos arcillosos

(Ref.: Braja Das. "Principios de ingeniería de cimentaciones", Thomson Editores, México, 1999).

Numero de penetración estándar N	Consistencia	Resistencia a compresión kPa
0 a 2	Muy blanda	0 a 25
2 a 5	Blanda	25 a 50
5 a 10	Medio firme	50 a 100
10 a 20	Firme	100 a 200
20 a 30	Muy firme	200 a 400
> 30	Dura	> 400

Los suelos superficiales en el sector de estudio, son suelos de densidad media y consistencia firme.

4.2 NIVELES FREÁTICOS

En las perforaciones realizadas hasta 10.75 m de profundidad en los sondeos S-1 a S-2 no se detectó nivel freático.

4.3 Humedad, límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad

En el sector del Escenario Deportivo Parque la Pera se presentan los siguientes valores:

La humedad del suelo varía entre 5.73% y 29.87%.

El límite líquido para las muestras analizadas es 0.0%.

El índice de plasticidad para las muestras analizadas es No plástico.

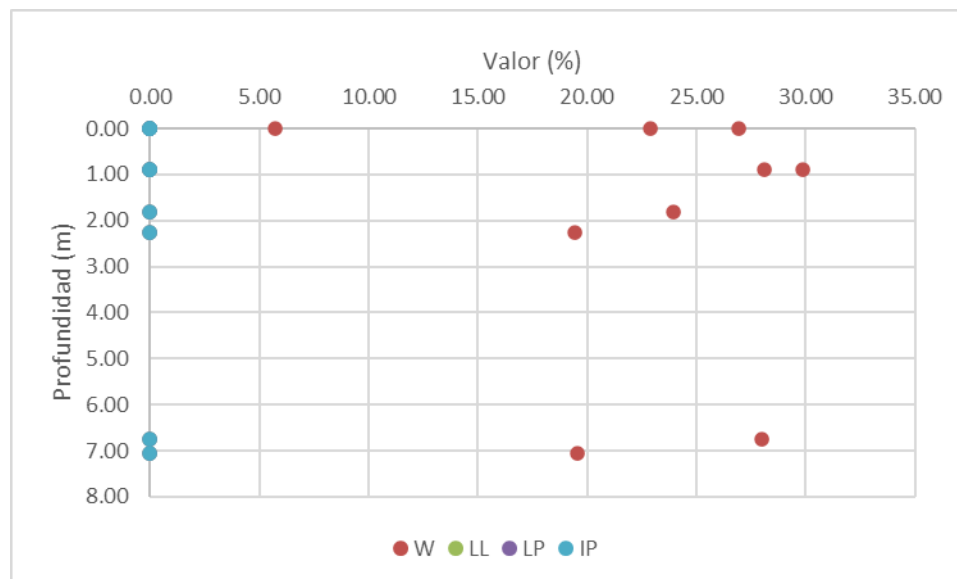


Figura 22 Variación del límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y humedad del suelo sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

4.4 Peso unitario

En las perforaciones realizadas para los sondeos S-1 a S-2 el peso unitario promedio registrado es de 19.88 kN/m³ o lo que equivale a una densidad húmeda de 2.03 g/cm³.

A continuación, se presenta la variación de este parámetro con la profundidad.

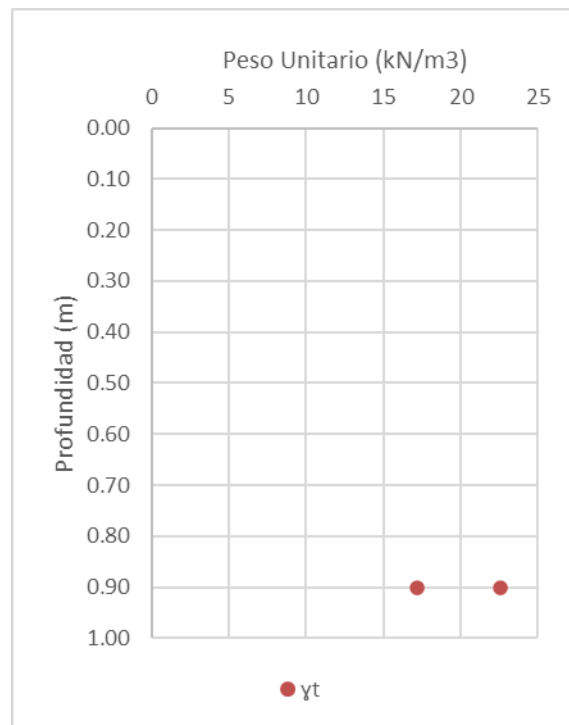


Figura 23 Variación del peso unitario del suelo sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

4.5 Correlación ángulo de fricción con SPT

El ángulo de fricción máximo ϕ' , de suelo granular ha sido correlacionado con N_{60} y $(N_1)_{60}$ por varios investigadores. Algunas de ellas son las siguientes:

Peck, Hanson y Thornburn (1974)

$$\phi' = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054(N_1)_{60}^2$$

Schmertmann (1975). Correlación de Kulhawy y Mayne (1990)

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \frac{\sigma'_{vo}}{p_a}} \right]^{0.34}$$

Hatanaka y Uchida (1996)

$$\phi' = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20$$

Terzaghi & Peck (1948)

$$\phi' = 28.5 + 0.25(N_1)_{60}$$

Peck et al. (1953)

$$\phi' = 26.25 \left[2 - e^{\frac{-N_1}{62}} \right]$$

Kishida (1990)

$$\phi' = 15 + \sqrt{20(N_1)_{60}}$$

Schmertmann (1970)

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{(N_1)_{60}}{32.5} \right]^{0.34}$$

JNR (Japan National Railway) (1999)

$$\phi' = 27 + 0.30(N_1)_{60}$$

JRB (Japan Road Bureau) (1986)

$$\phi' = 15 + \sqrt{15(N_1)_{60}}$$

Montenegro & González (2014)

$$\phi' = 12.79 + \sqrt{25.86(N_1)_{60}}$$

Se presentan para los sondeos S-1 a S-2 la variación del ángulo de fricción con la profundidad con base en los resultados de los sondeos a rotoperCUSión para el sector Puente Vereda San Ignacio K19+100.

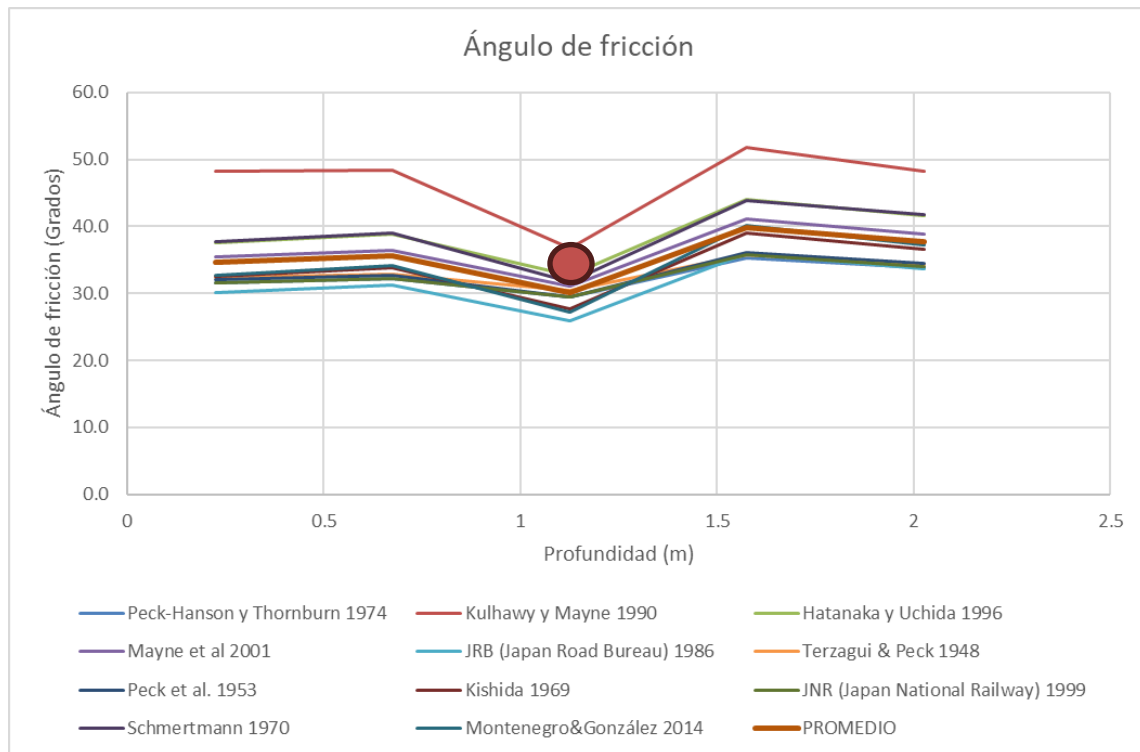


Figura 24 Variación ángulo de fricción con la profundidad sondeos S-1 a S2 zona de estudio

De acuerdo con el tipo de suelo GM y SM y los datos de las ecuaciones empíricas se toma un valor de ángulo de fricción de diseño de $\phi=32^\circ$.

4.6 Módulo de Elasticidad de los suelos

El cálculo de los módulos de elasticidad de los suelos se aproximó utilizando los resultados de los ensayos de penetración estándar.

Se seleccionaron los siguientes autores teniendo en cuenta la aplicabilidad de las correlaciones de acuerdo con el tipo de suelo.

Tabla 13 Correlaciones seleccionadas para el cálculo de módulo de elasticidad E

AUTOR	CORRELACIÓN	TIPO DE MATERIAL
Beguemnn (1974)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 12 \cdot (N_{SPT} + 6)$	Gravas y arenas $N_{SPT} < 15$
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 40 + 12 \cdot (N_{SPT} - 6)$	Gravas y arenas $N_{SPT} > 15$
Webb (1974)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 5 \cdot (N_{SPT} + 15)$	Arenas finas por encima del NF
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 3,3 \cdot (N_{SPT} + 15)$	Arenas arcillosas
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 4 \cdot (N_{SPT} + 12)$	Casos intermedios
Meigh y Nixon (1961)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 5 \cdot (N_{SPT})$	Limos y limos arcillosos
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 8 \cdot (N_{SPT})$	Arenas finas por encima del NF
D'Apolonia et al. (1970)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 215 \cdot (10,6 \cdot N_{SPT})$	Arenas normalmente consolidadas
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 540 \cdot (13,5 \cdot N_{SPT})$	Arenas preconsolidadas
Denver (1982)	$E \text{ (MPa)} = 7 \cdot \sqrt{N}$	
Wrench y Nowatzki (1986)	$E \text{ (MPa)} = 2,22 \cdot N_{SPT}^{0,888}$	Gravas
Bowles (1988)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 10 (7,5 + (0,5 N_{SPT}))$	Arenas
Schmertmann (1970)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 8N$	
Bowles para arenas N.C. (1996)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 5 \cdot (N + 15)$	
Bowles para gravas (1996)	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 6(N+6)$ para $N \leq 15$	
	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 6(N+6) + 20$ para $N > 15$	

Los valores del módulo de elasticidad E y su variación con la profundidad para las correlaciones seleccionadas se presentan en la Figura 25 y Tabla 14 para el sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

Tabla 14 Resultados E vs Profundidad Kg/cm² sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

PROF. INICIO (m)	PROF. FINAL (m)	PROF. MEDIA (m)	Nspt	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	Webb (1974) Casos intermedios	Webb (1974) Arenas arcillosas	Meigh & Nixon (1961) Limos y limos arcillosos	Meigh & Nixon (1961) Arenas finas	Bowles (1988) Arenas	Diseño
0.00	0.45	0.225	14	9	15	152.35	109.45	100.20	76.81	122.90	151.81
0.45	0.90	0.675	16	10	18	179.66	118.55	107.71	88.19	141.10	163.19
0.90	1.35	1.125	7	5	8	63.59	79.86	75.79	39.83	63.72	114.83
1.35	1.80	1.575	26	17	29	316.21	164.07	145.26	145.09	232.14	220.09
1.80	2.25	2.025	21	14	23	245.86	140.62	125.91	115.77	185.24	190.77

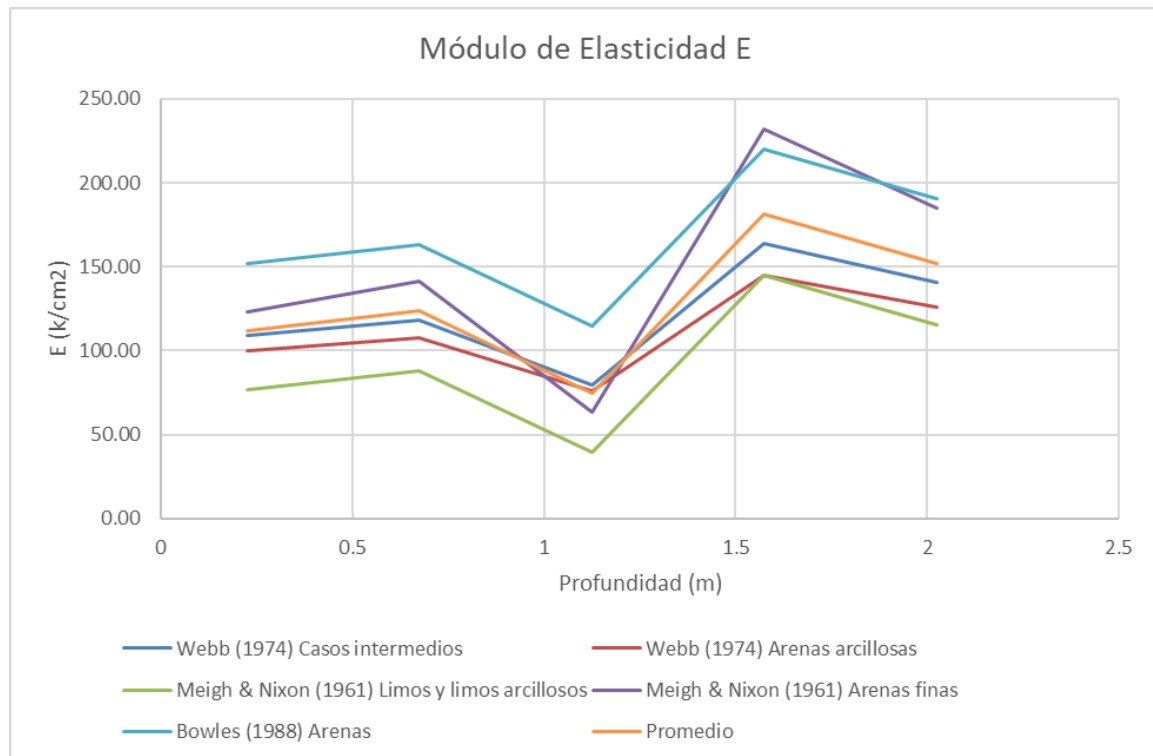


Figura 25 Variación de E vs Profundidad sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

Se toma el promedio entre las correlaciones escogidas de acuerdo con el tipo de suelo como referencia para diseño.

4.7 Módulo de reacción o coeficiente de balasto Ks

Para una cimentación de ancho B está sometida a una carga q por área unitaria, esta sufrirá un asentamiento Δ . El módulo de reacción o coeficiente de balasto se define como:

$$K = \frac{q}{\Delta}$$

Se presenta un resumen de varios autores para el cálculo del coeficiente de balasto.

Terzaghi (1955)

Para cimentaciones sobre suelos arenosos:

$$K_{B \times B} = K_{0.3} \left[\frac{B + 0.3}{2B} \right]^2$$

Donde:

Valores de K30 en Kg/cm ³ por la CTE		
Tipo Suelo	K30 min	K30 max
Arcilla blanda	1,5	3
Arcilla media	3	6
Arcilla dura	6	20
Limo	1,5	4,5
Arena floja	1	3
Arena media	3	9
Arena compacta	9	20
Grava arenosa floja	7	12
Grava arenosa compacta	12	30
Margas arcillosas	20	40
Rocas algo alteradas	30	500
Rocas sanas	>500	

Para cimentaciones sobre arcillas:

$$K_{B \times B} = K_{0.3} \left[\frac{0.3}{B} \right]$$

Para losas rectangulares con dimensiones BxL

$$K = \frac{2}{3} K_{B \times B} \left(1 + 0.5 \frac{B}{L} \right)$$

Con el ensayo SPT tenemos:

$$K_{0.3} = 10^{\frac{N+2}{34}} \text{ Kg/cm}^3$$

Ziaie Moayed and Naeini, 2006

$$Ks = 3.143(N_1)_{60}^{0.483} \text{ kg/cm}^3$$

El coeficiente de balasto vertical para cimentaciones de 1x1m en suelo sector Puente Vereda San Ignacio K19+100 se presenta el cálculo en la Tabla 15.

Tabla 15 Cálculo coeficiente de balasto zona administrativa

PROF. INICIO (m)	PROF. FINAL (m)	PROF. MEDIA (m)	Nspt	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	E k/cm2	Terzaghi (1955)-SPT (kg/cm3)	Terzaghi (1955) (kg/cm3)	Ziaie Moayed & Naeini (2006) (kg/cm3)	Vogh (kg/cm3)
0.00	0.45	0.225	14	9	15	112.23	1.99	4.35	11.95	1.49
0.45	0.90	0.675	16	10	18	123.75	3.19	6.00	12.79	1.65
0.90	1.35	1.125	7	5	8	74.81	1.66	6.00	8.67	0.99
1.35	1.80	1.575	26	17	29	181.33	6.90	6.00	16.31	2.41
1.80	2.25	2.025	21	14	23	151.66	4.64	6.00	14.61	2.02

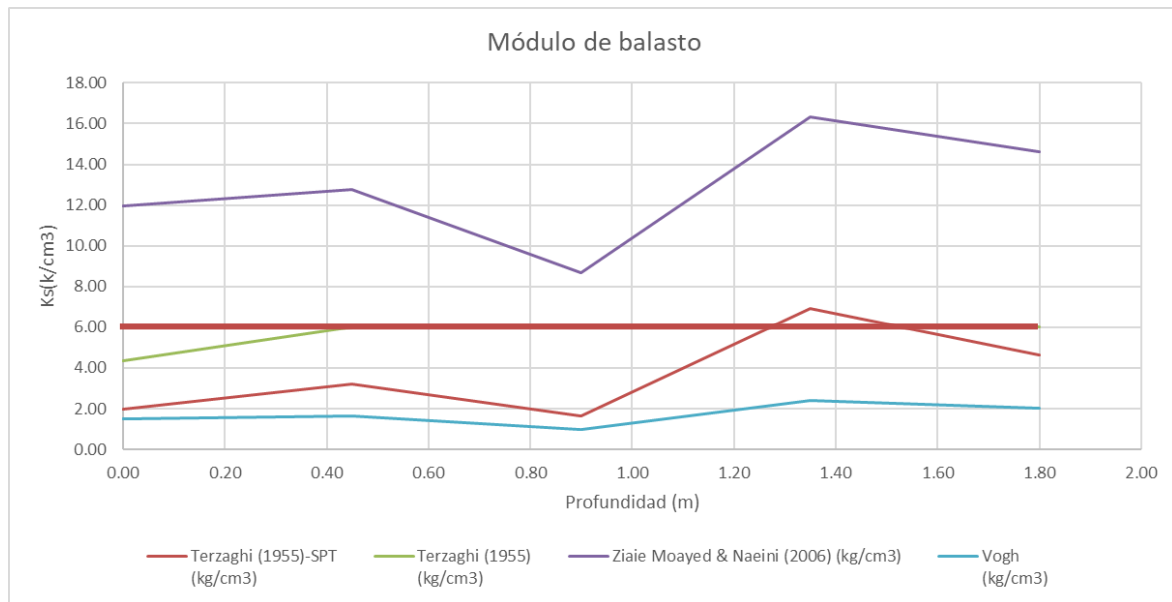


Figura 26 Variación coeficiente de balasto

El coeficiente de balasto de diseño es $K_s=6.00 \text{ kg/cm}^3$.

4.8 Análisis por colapsabilidad del suelo

De acuerdo con el título H de la Norma NSR -10 Numeral H.9.3.1 los suelos colapsables son aquellos depósitos formados por arenas limosas, que si bien resisten cargas en su estado seco pueden sufrir pérdidas de su conformación estructural, acompañado por severas reducciones de volumen, son susceptibles a sufrir colapso los suelos aluviales y coluviales (H.9.3.2 NSR-10).

Se identifica la colapsabilidad del suelo de acuerdo con el numeral H.9.3.3, se identifica la colapsabilidad a partir de la formulación expresada en la normativa:

$$\gamma_{dcrítico} = \frac{\gamma_w}{\left(1/G_s + W_l\right)}$$

Si $\gamma_d/\gamma_{dcrítico} > 1$ Suelo estable

Si $\gamma_d/\gamma_{dcrítico} \leq 1$ Suelo colapsable

Donde

γ_w : Peso unitario del agua (g/cm³)

γ_d : Peso unitario seco (g/cm³)

$\gamma_{dcrítico}$: Peso unitario crítico como identificación de la colapsabilidad

W_L : Límite líquido en fracción decimal

Tabla 16 Evaluación colapsabilidad del suelo sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

SONDEO	γ_w	G_s	W_L	γ_d	γ_d crítico	γ_d/γ_d crit.	Tipo
S1	1.00	2.61	0.00	1.80	2.61	0.69	Colapsable
S1	1.00	2.70	0.00	1.80	2.70	0.67	Colapsable
S2	1.00	2.57	0.00	1.35	2.57	0.53	Colapsable
S2	1.00	2.55	0.00	1.35	2.55	0.53	Colapsable
S2	1.00	2.73	0.00	1.35	2.73	0.49	Colapsable

De acuerdo con la evaluación realizada se observa que los suelos en su mayoría son potencialmente colapsables debido a la baja plasticidad.

Para el adecuado manejo de estos suelos se recomienda mantener buenas densidades de compactación de estos materiales, mantener sistemas de drenajes adecuados y realizar sistemas de contención en taludes y cortes.

4.9 Licuación del suelo

En suelos arenosos afectados por solicitaciones sísmicas, el nivel freático puede ascender hasta el punto de saturar el material, lo cual genera en el suelo la pérdida del esfuerzo efectivo, y por tanto un comportamiento del tipo fluido viscoso, conocido como fenómeno de licuefacción.

El suelo se comporta y fluye como líquido debido a que las vibraciones sísmicas aplican fuerzas al fluido que rellena los vacíos entre los granos de arena, causando la salida de agua y fango a la superficie durante el movimiento.

Esto compacta finalmente los granos de arena y provoca asentamientos del terreno, al producirse una sensible pérdida de resistencia en los estratos afectados. La licuefacción ocurre particularmente cuando el nivel del agua subterránea es superficial. Las vibraciones también pueden producir asentamientos en rellenos y suelos granulares sueltos.

La mayoría de los métodos de predicción están basados en el ensayo de penetración estándar (SPT) gracias a su amplio uso y la constante calibración de sus resultados en los diferentes países.

Tabla 17 Potencial de licuación del suelo

POTENCIAL DE LA LICUACIÓN		
BAJO	MODERADO	ALTO
Zonas constituidas por material arenoso saturado de compacidad media a compacta (Número de golpes del ensayo SPT, mayor de 15), con porcentajes de finos mayor del 10% y densidad relativa D_r mayor del 18%	Zonas constituidas por material arenoso saturado de compacidad suelta a media (Número de golpes del ensayo SPT , entre 8 y 15), con porcentaje de finos entre 5 y 10%	Zonas constituidas por material arenoso saturado de compacidad muy suelta a suelta (Número de golpes del ensayo SPT , menor que 8), con porcentajes de finos menos a 5%

El suelo correspondiente al sector de estudio hasta los 10.50m de profundidad es un material predominantemente gravoso – arenoso con bajos porcentajes de finos y densidad firme en el cual se obtuvieron golpes de SPT entre 6 y 60R (rechazo), por lo que el potencial de licuación puede catalogarse como bajo a moderado.

4.10 Susceptibilidad expansión de suelos

Algunos suelos, en especial de tipo arcilloso, tienen la propiedad de contraerse cuando pierden agua y de expandirse cuando la ganan de nuevo, según las condiciones ambientales, son los denominados suelos expansivos.

Esa expansión y contracción genera daños progresivos en los suelos, reflejados en fisuras, grietas y giros en muros y elementos estructurales, a causa de movimientos desiguales de sus cimientos.

Skempton en 1953 clasifica las arcillas expansivas según su actividad coloidal A, de acuerdo con la Tabla 18.

$$A = \frac{IP}{\%pasa\ 2\mu m}$$

Tabla 18

Actividad coloidal de las arcillas (Skempton, 1953)

ACTIVIDAD	CATEGORÍA DE SUELO
<0,75	Inactivo
0,75-1,25	Normal
1,25	Activo

Ya que no se realizó un análisis detallado por el método del hidrómetro, se asume de forma crítica que El % pasa 2 μ m corresponde al % de finos obteniendo los siguientes resultados

Tabla 19 Evaluación susceptibilidad expansión sector Puente Vereda San Ignacio

K19+100

SONDEO	IP	%FINOS	ACTIVIDAD	CATEGORÍA
S1	0.00	31.97	0.00	Inactivo
S1	0.00	10.58	0.00	Inactivo
S2	0.00	22.49	0.00	Inactivo
S2	0.00	24.73	0.00	Inactivo
S2	0.00	4.50	0.00	Inactivo

De acuerdo con los ensayos realizados el potencial de expansión del suelo en la zona de estudio es Inactivo.

5 COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS

El cálculo de presión de tierras activa y pasiva se recomienda usar la teoría de Coulomb.

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

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

Tabla 20 Cálculo de Ka para diferentes valores de ϕ y δ , $\alpha=90^\circ$, $\beta=0^\circ$

$\delta^\circ \setminus \phi$	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
0	0.390	0.376	0.361	0.347	0.333	0.320	0.307	0.295	0.283	0.271
16	0.349	0.336	0.324	0.312	0.300	0.289	0.278	0.267	0.257	0.247
18	0.346	0.334	0.322	0.310	0.299	0.287	0.277	0.266	0.256	0.246
20	0.345	0.332	0.320	0.309	0.297	0.286	0.276	0.265	0.255	0.245
22	0.343	0.331	0.319	0.308	0.296	0.285	0.275	0.264	0.254	0.245
24	0.343	0.331	0.319	0.307	0.296	0.285	0.275	0.264	0.254	0.244
26	0.342	0.330	0.319	0.307	0.296	0.285	0.275	0.264	0.254	0.245
28	0.343	0.331	0.319	0.307	0.296	0.286	0.275	0.265	0.255	0.245
30	0.344	0.331	0.320	0.308	0.297	0.286	0.276	0.266	0.256	0.246

Para el diseño de muros de contención en voladizo, se recomienda usar un valor de $K_a=0.307$.

Tabla 21 Cálculo de K_p para diferentes valores de ϕ y δ , $\alpha=90^\circ$, $\beta=0^\circ$

$\delta^\circ \backslash \phi$	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
0	2.561	2.663	2.770	2.882	3.000	3.124	3.255	3.392	3.537	3.690
16	4.195	4.416	4.652	4.904	5.174	5.464	5.775	6.109	6.469	6.858
18	4.507	4.754	5.020	5.304	5.609	5.938	6.292	6.674	7.087	7.536
20	4.857	5.136	5.436	5.758	6.105	6.480	6.886	7.326	7.804	8.324
22	5.253	5.569	5.910	6.277	6.675	7.106	7.574	8.084	8.641	9.250
24	5.705	6.065	6.454	6.876	7.334	7.833	8.378	8.975	9.630	10.350
26	6.223	6.635	7.083	7.571	8.104	8.687	9.327	10.032	10.810	11.672
28	6.822	7.298	7.818	8.387	9.012	9.700	10.460	11.302	12.238	13.282
30	7.520	8.075	8.684	9.354	10.095	10.916	11.828	12.847	13.988	15.273

Se recomienda para el cálculo de empujes pasivos usar un valor de $K_p=3.255$.

A su vez, para el cálculo del coeficiente de presión de tierras en condición de reposo se recomienda usar

$$K_o = 1 - \sin\phi = 0.470$$

6 CAPACIDAD DE CARGA

6.1 ESTADO LÍMITE DE DISEÑO

6.1.1 Método Terzagui

Terzagui propuso una teoría para el cálculo de capacidad de carga en el suelo.

$$q_n = c'N_cS_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(0.75\pi - \frac{\varphi'}{2}\right)\tan\varphi'}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)}$$

$$N_c = \cot\varphi'(N_q - 1)$$

$$N_\gamma = 0.5\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi'} - 1\right)\tan\varphi'$$

6.1.2 Método de Vesic

$$N_\gamma = 2\tan\varphi'(N_q + 1)$$

Para edificaciones se hacen las siguientes evaluaciones de capacidad de carga de acuerdo con la profundidad de cimentación de las estructuras considerando un desplante mínimo de 1.0m.

$$q_{ult} = FS \ q_{adm}$$

Q_{ult} : Capacidad de carga última

FS : Factor de seguridad

q_{adm} : Capacidad de carga admisible

De acuerdo con NSR-10, FS = 3.00

La evaluación de la capacidad de carga para el sector del Puente Vereda San Ignacio K19+100 se presenta a continuación.

Tabla 22 Capacidad de carga para $\phi=32^\circ$, $D_f=2.00\text{m}$ sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

Metodo	q_{ult} kPa	q_{adm} t/m ²	q_{adm} kN/m ²
Meyerhof (1963)	2056.96	69.92	685.65
Vesic (1975)	1553.35	52.80	517.78
Hansen (1970)	1561.18	53.06	520.39
Terzaghi (1943)	1427.17	48.51	475.72
Promedio	1649.66	56.07	549.89
Mínimo	1427.17	48.51	475.72

La capacidad de carga admisible para cimentación es de 475.72 kPa o 48.51 T/m² a una profundidad mínima de 2.00m sobre suelo natural.

6.2 Correlación capacidad de carga con SPT

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos de los ensayos SPT, de nuestra área en estudio se construye un perfil representativo con los respectivos números de golpes característicos hasta alcanzar la máxima profundidad de exploración.

Se utiliza un factor de seguridad de 3.0, al igualmente que no se utilizan valores de N superiores a 60, debido a que estos valores van a estar necesariamente relacionados con bloques de roca.

También se les aplica una corrección de números de golpes N60 y N1(60) y se realizar el análisis de capacidad de carga de acuerdo a los siguientes métodos:

Meyerhof, 1976 (basado en asentamiento de 25mm)

$$q_a = N_{60} K d / F1 \quad \text{para } B \leq F4$$

$$q_a = N_{60} K d \frac{(B+F3)}{(B \cdot F2)} \quad \text{para } B > F4$$

$$K d = 1 + D/3B \leq 1.33$$

F1 a F4 son definidos como lo siguiente por unidades SI:

F1=0.05, F2=0.08, F3=0.30, F4=1.20

Parry, 1977 (basado en asentamiento de 25mm)

La capacidad de carga admisible mostrado por Parry para suelo sin cohesión es:

$$q_a = 30 N_{60} \quad \text{para } D_f \leq B$$

Peck, 1974

$$q_a = 10.6 (N_1)_{60}$$

Método de Meyerhoff - Bowles (1977) para Arenas.

La capacidad de carga para suelos granulares se ha establecido mediante la utilización de la ecuación de Meyerhoff (1956) modificada por Bowles (1977):

$$q_{adm\eta} = 11.98(N_1)_{60} \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 Fd \left(\frac{Se}{25.4} \right) \quad \text{kN/m}^2 \text{ para } B \geq 1.2$$

$$Fd = 1 + D/3B \leq 1.33$$

En la cual:

N= penetración estándar

B= ancho del cimiento o ancho de soporte de carga

Fd= factor de profundidad

Se= asentamiento inmediato admisible o esperado igual a 25.4mm

La evaluación de los distintos métodos presentados para la capacidad portante admisible en kN/m² para los distintos sondeos para el sector del Puente Vereda San Ignacio K19+100 se resumen en la Figura 27, lo cual se establece que los suelos que corresponden a rellenos sueltos no son aptos para cimentación de estructuras, los cuales se deben retirar y cimentar sobre suelo natural.

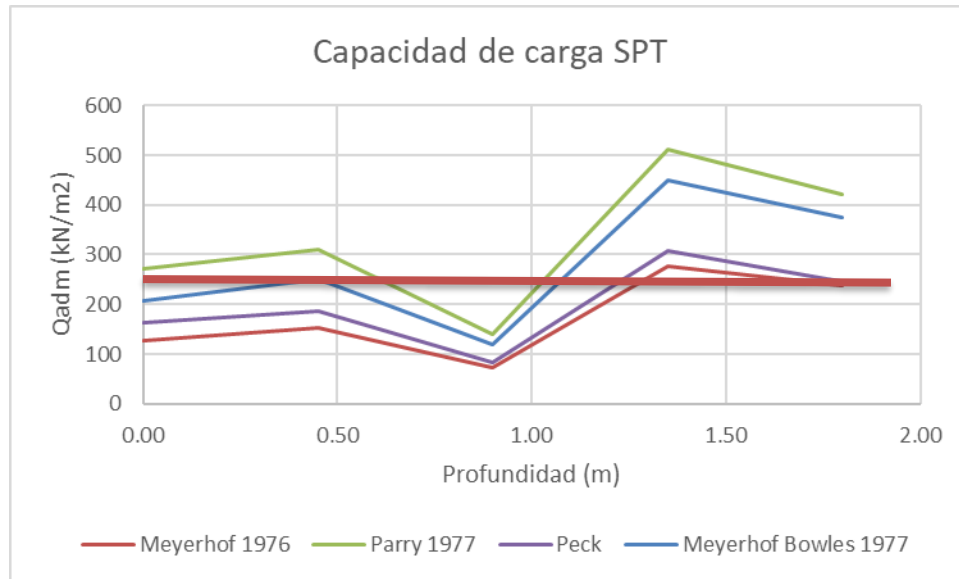


Figura 27 Variación de la capacidad portante admisible kN/m² con la profundidad para correlaciones seleccionadas sector Puente Vereda San Ignacio K19+100

La capacidad portante evaluada a una profundidad hasta los 2.00m sobre suelo natural corresponde a 24.46 T/m² o 240 kN/m².

6.3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

$$S_t = S_e + S_c + S_s$$

Se verifican asentamientos elásticos a una profundidad de 3.50m, para cargas de 20 T/m², permitiendo un asentamiento máximo de 25.4mm.

$$S_e = \frac{q_o(1 - v^2)\sqrt{A'}}{E_s B_z}$$

Donde:

- q_0 : Esfuerzo vertical aplicado
 A' : Área de la zapata
 E_s : Módulo elástico
 B_z : Factor de forma Tabla 10.6.2.4.2.-1 CCP-14
 ν : Coeficiente de Poisson

 Tabla 23 B_z , Factor de forma Tabla 10.6.2.4.2.-1 CCP-14

L/B	Flexible, β_z (promedio)	β_z Rigidez
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

En la Tabla 24 se evalúa la carga de servicio para un asentamiento máximo de 1”(25.4mm) para varias dimensiones de cimentación que pueden usarse en el diseño estructural para el sector del Puente Vereda San Ignacio K19+100

 Tabla 24 Variación del asentamiento elástico para varias dimensiones de zapatas
 Puente Vereda San Ignacio K19+100

ESTRUCTURA	q servicio kPa	q servicio t/m ²	d m	q ₀ MPa	E _s Mpa	L/B	B _z	Se mm
1x1	240.0	24.47	2.0	0.209	11.8	1.00	1.060	15.2
1.5x1.5	240.0	24.47	2.0	0.209	11.8	1.00	1.060	22.9
2x2	205.7	20.97	2.0	0.174	11.8	1.00	1.060	25.4
2.5x2.5	171.4	17.48	2.0	0.139	11.8	1.00	1.060	25.4
3x3	148.5	15.15	2.0	0.116	11.8	1.00	1.060	25.4

Las dimensiones de cimentación de 1x1 hasta 1.50x1.50m, con una carga de servicio de 240 kPa el asentamiento es menor de 1”(25.4mm) para profundidades de 2.00m. Con dimensiones superiores de zapatas la capacidad de carga se reduce a valores menores de 240

kPa, por lo que en caso de definir dimensiones de zapatas superiores a 2.50x2.50m o las cargas sobre la cimentación sean mayores a 240 kPa, se debe evaluar el asentamiento debido a las nuevas condiciones del proyecto.

7 CONCLUSIONES

SECTOR PUENTE VEREDA SAN IGNACIO K19+100

El proyecto se encuentra sobre un estrato de arenas limosas de plasticidad media, correspondiente con rellenos sueltos.

- Las profundidades del sondeo 1 fue hasta de 10.75 m, el sondeo 2 a 10.05m.
- Los resultados del ensayo de penetración estándar SPT, los materiales presentan una consistencia firme y densidad media, de acuerdo con la resistencia de penetración con golpes entre 4 y 60R (rechazo). No se observó nivel freático en la exploración.
- Se realizaron ensayos de clasificación, granulometría, límites de Atterberg, humedad, de donde se clasifican como materiales gravosos y/o arenosos tipo SM - GM, predominantemente.
- El perfil de suelo en el sitio de estudio se clasifica como perfil tipo D con valores de N de campo N mayores a 15 golpes por pie.
- El ángulo de fricción del suelo evaluado corresponde a $\phi=32^\circ$, con un coeficiente de presión activa de tierras $K_a=0.307$, un coeficiente de presión pasiva $K_p=3.255$ y un coeficiente de presión en reposo de $K_o=0.470$.
- De acuerdo con los ensayos y evaluaciones realizadas de forma general no hay problemas de suelos expansivos o licuables. Sin embargo, los ensayos realizados muestran la posibilidad del suelo a ser colapsable ante la presencia de nivel freático, por lo que se recomienda mantener buenas densidades de compactación de estos materiales, mantener sistemas de drenajes adecuados y realizar sistemas de contención en taludes y cortes.
- La capacidad de carga admisible en el sector del proyecto para una profundidad de cimentación de 2.00m es de 24.5 T/m² (240 kPa) para una cimentación de dimensiones hasta 1.50x1.50m, teniendo en cuenta la condición de estado límite de servicio.

- Si el diseño estructural varía las dimensiones de cimentación y/o profundidad a las dimensiones previstas en el informe, la capacidad portante debe corregirse para las nuevas condiciones de diseño.
- Se recomienda realizar un concepto técnico por el especialista geotécnico, previo a la implantación de las cimentaciones y/o estructuras de contención, en donde se verifique la congruencia del material encontrado en campo una vez realizado la excavación con lo descrito en el presente estudio.

8 BIBLIOGRAFÍA

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.

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.

DAS, B. M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. California State University, Sacramento. 7 ed. 2012.

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