



SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5 KV /13.2 KV

ESTUDIO DE SUELOS

2017-EX-GB2-SB04-252

REVISIÓN 0



Medellín, Febrero de 2018

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV

ESTUDIO DE SUELOS

CONTROL DE DISTRIBUCIÓN

Copias de este documento han sido entregadas a:

Nombre	Dependencia	Empresa	Copias
Gestor Documental	Proyecto	IEB	1

Las observaciones que resulten de su revisión y aplicación deben ser informadas a IEB S.A.

CONTROL DE REVISIONES

Revisión No.	Aspecto revisado	Fecha	Sello de clasificación
0	Alcance 2 SE Guabinas	20/02/2018	

CONTROL DE RESPONSABLES

NÚMERO DE REVISIÓN		0	1	2
Elaboración	Nombre	LRS		
	Firma			
	Matricula Profesional	05202326805 ANT		
	Fecha	20/02/2018		
Revisión	Nombre	TBP		
	Firma			
	Matricula Profesional	05202261408 ANT		
	Fecha	20/02/2018		
Aprobación	Nombre	JGL		
	Firma			
	Matricula Profesional	05202097027 ANT		
	Fecha	20/02/2018		

Participaron en la elaboración de este informe:

LRS	Laura Ramírez Sánchez	CLA	Catalina López Arroyave	JGL	Juan Gabriel López
-----	-----------------------	-----	-------------------------	-----	--------------------

TABLA DE CONTENIDO

1.	GENERALIDADES	6
1.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	6
1.2.	ALCANCE DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO	6
1.3.	GEOLOGÍA Y TECTÓNICA	7
1.4.	GEOLOGÍA LOCAL	8
2.	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.....	8
2.1.	ZONA DE ESTUDIO	8
2.2.	TRABAJOS DE CAMPO	10
2.3.	RESULTADOS DE LAS LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA	10
2.4.	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CAMPO	11
3.	LABORATORIOS.....	14
3.1.	LABORATORIOS EJECUTADOS.....	14
3.2.	RESULTADOS DE LABORATORIOS	14
4.	ANÁLISIS GEOTÉCNICO	17
4.1.	CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO	17
4.2.	ENSAYO DE SPT	19
4.3.	ENSAYO DE PERMEABILIDAD	20
4.4.	ANÁLISIS DE LICUACIÓN	21
4.5.	ANÁLISIS DE EXPANSIÓN Y DESECACIÓN	21
4.6.	ANÁLISIS DE COLAPSABILIDAD	25
4.7.	ANÁLISIS DE LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA	25
4.8.	IDENTIFICACIÓN GEOTÉCNICA	27
4.9.	NIVEL FREÁTICO	29
4.10.	MODELO Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	29
5.	SOLUCIÓN GEOTÉCNICA	31
5.1.	RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN	31
5.2.	CAPACIDAD DE SOPORTE DEL SUELO Y PILOTES	35
5.3.	ASENTAMIENTOS	37
6.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA EXCAVACIÓN DE TANQUES	38
7.	RECOMENDACIONES Y/O EXIGENCIAS.....	39
7.1.	EXIGENCIAS	39
7.2.	RECOMENDACIONES GENERALES	40
8.	REFERENCIAS	41

LISTADO DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Localización del proyecto.....	6
Ilustración 2. Carta geológica del proyecto.....	8
Ilustración 3. Panorámica del predio, se observa maleza (pasto) con altura promedio de 0.50 m.	9
Ilustración 4. Ruta de acceso al predio del proyecto.	9
Ilustración 5. Localización de la subestación eléctrica construida actualmente. ...	10
Ilustración 6. Clasificación del suelo (NSR-10).....	19
Ilustración 7. Valores de K para diferentes tipos de suelos.	21
Ilustración 8. Relación entre W_n y pF	23
Ilustración 9. Relación de W y LP según NTE-CEG.....	23
Ilustración 10. Tomografía sísmica onda P (Línea 1).	26
Ilustración 11. Tomografía sísmica onda P (Línea 2).	26
Ilustración 12. Velocidades de propagación de las ondas longitudinales en diferentes materiales.	27
Ilustración 13. Zapatas desplantadas a 1.20 m.	32
Ilustración 14. Zapatas desplantadas a 1.50 m.	33
Ilustración 15. Placa desplantada a 2 m.	34
Ilustración 16. Variaciones de la capacidad portante para una profundidad de desplante $D_f = 2$ m.	36
Ilustración 17. Variación de la capacidad de los pilotes.	37
Ilustración 18. Variaciones de los asentamientos elásticos producidos por pilotes.	38

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Coordenas de las líneas sísmicas.....	10
Tabla 2. Parámetros de adquisición.	11
Tabla 3. Velocidades de onda P y espesores.	11
Tabla 4. Sondeo 1.	12

Tabla 5. Sondeo 2.	12
Tabla 6. Sondeo 3.	12
Tabla 7. Ensayo de permeabilidad en sondeo 1.	13
Tabla 8. Ensayo de permeabilidad en sondeo 2.	13
Tabla 9. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio.....	14
Tabla 10. Cálculo de velocidad de onda de corte Vs para línea 1.....	18
Tabla 11. Cálculo de velocidad de onda de corte Vs para línea 2.....	18
Tabla 12. Procesamiento del ensayo SPT.	20
Tabla 13. Clasificación de suelos expansivos.	22
Tabla 14. Comparación de análisis de desecación entre metodología NSR-10 y Norma Española NTE-CEG.....	24
Tabla 15. Identificación de colapsabilidad.	25
Tabla 16. Sondeo 1.	28
Tabla 17. Sondeo 2.	28
Tabla 18. Sondeo 3.	28
Tabla 19. Nivel freático registrado.....	29
Tabla 20. Resultados del corte directo.	30
Tabla 21. Factores geotécnicos.	30
Tabla 22. Requisitos para materiales granulares tipo SBG o BG.....	35

LISTADO DE ANEXOS

Anexo 1. Figuras.	42
Anexo 2. Registro de perforación.	43
Anexo 3. Resultados de laboratorio.	44
Anexo 4. Cálculos.	45
Anexo 5. Registro fotográfico.	46
Anexo 6. Análisis de estabilidad de taludes.	47

1. GENERALIDADES

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en la construcción de la subestación eléctrica Guabinas, la cual tendrá un nivel de tensión de 34.5/13.2 kV. El predio cuenta con un área neta de 1767.03 m² en donde se van a construir las siguientes estructuras:

- Caseta de relés con sistema estructural de pórticos en concreto reforzado, un nivel de altura y cubierta maciza.
- Pórticos en patio 13.2 kV con columnas y vigas en celosía.
- Transformador de potencia sobre placa de concreto de 5.6 m x 4.3 m.
- Tanques enterrados con profundidad máxima de 3m.

La subestación se localizará en el km 1 de la vía que conduce del municipio de Yumbo (Valle del Cauca) a la ciudad de Cali por la carretera antigua.

En la se puede observar la localización del predio con respecto al municipio de Yumbo y la ciudad de Cali.

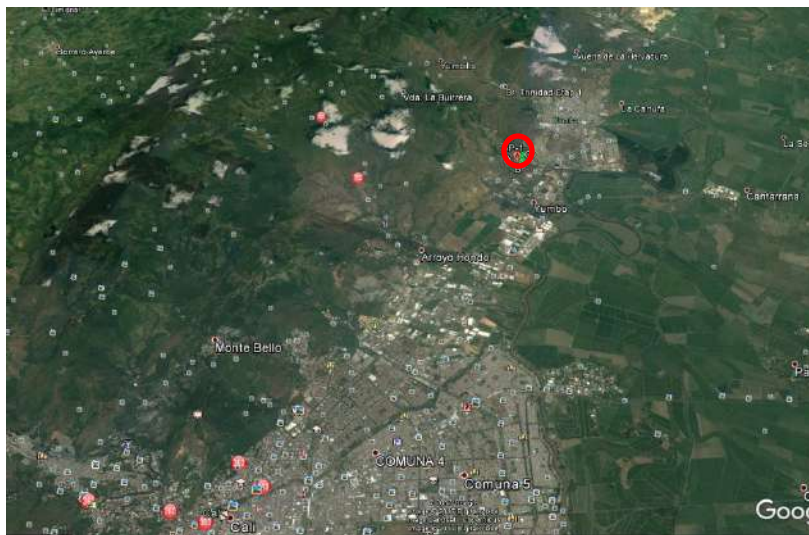


Ilustración 1. Localización del proyecto.

1.2. ALCANCE DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

El presente informe obedece a un estudio geotécnico, lo que significa que las exploraciones de campo realizadas, ensayos de laboratorio ejecutados y análisis

geotécnico contenido solo pueden ser empleados para las condiciones de construcción de las estructuras que contempla el proyecto informadas previamente.

La información contenida en este informe no puede ser empleada para condiciones diferentes a las evaluadas. En el momento que se involucren cambios al proyecto planteado inicialmente se deben reevaluar las nuevas condiciones.

1.3. GEOLOGÍA Y TECTÓNICA

De acuerdo al mapa de la geología general de Colombia (2015) y al mapa geológico del departamento del Valle del Cauca (2001), documentos emitidos por el Instituto Colombiano de Geología y Minas INGEOMINAS, el municipio de Yumbo cuenta con las formaciones geológicas a continuación descritas:

- Q-al: depósitos aluviales y de llanuras aluviales.
- Q-ca: Abanicos aluviales y depósitos coluviales.

Dichas formaciones corresponden al periodo Cuaternario (Q) y se caracterizan por contener material aluvial (Qd), estos depósitos son comunes a lo largo de los cursos de los ríos principales y consistentes en depósitos clásticos gruesos a muy gruesos, de gravas estratificadas y relativamente bien seleccionadas, gravas arenosas y arenas con unidades locales de limos. Algunas formaciones más grandes comprenden hasta tres abanicos individuales (Ingeominas 2001).

Formación Guachinte (TOg):

La secuencia de la Formación Guachinte se puede dividir en varios miembros: en su área tipo Orrego (1975) reconoce dos miembros, uno inferior, La Cima y otro superior La Rampla. Dentro de esta última Hubach & Alvarado (1934) hab. an usado el nombre Horizonte Los Chorros para referirse a la sección portadora de carbones por lo que Verdugo & Nivia (1985) proponen, además, dividir el miembro La Rampla en dos: una secuencia inferior rica en carbones para la cual sugieren el nombre de miembro Los Chorros y una superior de areniscas sin horizontes de carbón a la que proponen denominar miembro La Rampla (Cuadro 7). La base de este último está marcada por la presencia de un horizonte marino que contiene gasterópodos y pectínidos conocido como Horizonte La Leona (Hubach & Alvarado, 1934; Misión Belga, 1964). El espesor de la Formación Guachinte en la sección tipo es de 643 m (Orrego, 1975) pero se adelgaza hacia el norte y desaparece en el área de Yumbo. (MAPA GEOLOGICO VALLE DEL CAUCA, MEMORIA EXPLICATIVA).

1.4. GEOLOGÍA LOCAL

De acuerdo al material encontrado durante las exploraciones se puede identificar que este sector corresponde a la formación del abanico distal del río Cali y al abanico del río Menga, los cuales abarcan la zona norte y centro occidental de la ciudad. La zona distal del abanico de Cali se caracteriza por la presencia de una capa superficial de arcillas limosas con un espesor entre 10 y 15 m, que suprayace una serie de intercalaciones de materiales gravosos de varios metros de espesor compuesto por grandes cantos y bloques, en su mayoría subredondeados, con capas de arcilla de 10 m de espesor en promedio. A partir de los 30 a 35 m de profundidad se encuentran materiales finos que tal vez se puedan llegar a correlacionar con depósitos antiguos de llanura aluvial. La anterior clasificación. Estas formaciones pertenecen a la clasificación “zona 4B” especificada en la zonificación de respuesta sísmica de la ciudad de Cali.

A continuación se muestra el mapa geológico con la ubicación del municipio de Yumbo:

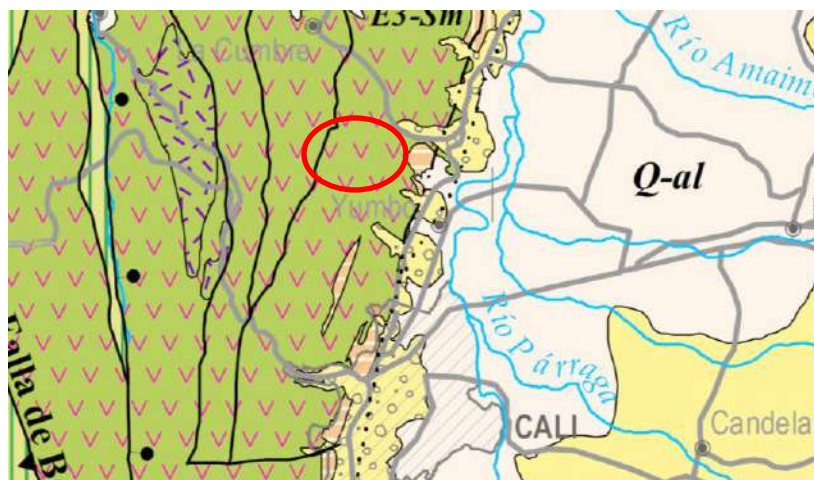


Ilustración 2. Carta geológica del proyecto.

2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

2.1. ZONA DE ESTUDIO

El área está cubierta en su totalidad por una capa vegetal (pasto) de una altura promedio de 0.50 m, hay presencia de especies arbóreas de gran tamaño localizadas en un solo sector del lote. Su topografía es plana y su acceso vehicular

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV

ESTUDIO DE SUELOS

y peatonal se logra mediante una ruta privada sin pavimentar que queda a aproximadamente 500 m de la vía antigua que conduce de Yumbo a Cali. En su costado oriente el predio colinda con la subestación eléctrica actualmente construida y en aproximadamente 50 m en su costado norte y occidente se encuentran instaladas torres de electricidad activas en la actualidad.

Se desconoce si el sector cuenta con red de alcantarillado pluvial y sanitario.



Ilustración 3. Panorámica del predio, se observa maleza (pasto) con altura promedio de 0.50 m.



Ilustración 4. Ruta de acceso al predio del proyecto.



Ilustración 5. Localización de la subestación eléctrica construida actualmente.

2.2. TRABAJOS DE CAMPO

Entre los días 1 y 7 de junio del presente año, se llevó a cabo la realización de dos (2) líneas de refracción sísmica, tres (3) sondeos de exploración geotécnica, dos (2) apiques de exploración y dos (2) ensayos de permeabilidad.

En la ejecución de las actividades anteriores se utilizó un sismógrafo Seismex 16 de 16 canales (geófonos) para el caso de las líneas de refracción sísmica, una máquina de perforación a percusión para el caso de los sondeos, pica y pala para los apiques y tubería de PVC de 2 ½ " y herramienta manual para los ensayos de permeabilidad.

En las líneas de refracción sísmica se alcanzó una profundidad de exploración de 20 m lo que corresponde a un quinto de su longitud en planta (100 m). Para los sondeos con un sistema de rotación se alcanzó una profundidad de 10 m en los sondeos 1 y 3 y 8 m en el sondeo 2, de este procedimiento exploratorio se obtuvieron muestras inalteradas tipo shelby, muestras alteradas del toma muestras de la cuchara partida, resultados del ensayo de SPT y resultados del ensayo de veleta de campo.

2.3. RESULTADOS DE LAS LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

A continuación se muestran los parámetros de adquisición y resultados del procesamiento de datos de las líneas de refracción sísmica.

Tabla 1. Coordenas de las líneas sísmicas.

ID LÍNEA	COORDENADAS		
LÍNEA 1	Inicio	3°33'30.76"N	76°30'7.94"O
	Fin	3°33'32.40"N	76°30'5.13"O
LÍNEA 2	Inicio	3°33'30.20"N	76°30'7.09"O

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV
ESTUDIO DE SUELOS

	Fin	3°33'33.47"N	76°30'7.10"O
--	-----	--------------	--------------

En la siguiente tabla se especifican los parámetros de adquisición:

Tabla 2. Parámetros de adquisición.

LÍNEA	SEPARACIÓN GEOFÓNOS (m)	SENSOR 1 [m]	SENSOR 16 (m)	DISPARO (m)	LONGITUD [m]
Línea 1	6.00	0.00	90.0	-1.0/27.0/63.0/91.0	90.0
Línea 2	6.00	0.00	90.0	-1.0/27.0/63.0/91.0	90.0

La siguiente tabla muestra un resumen de las velocidades de onda P registradas, las capas identificadas y el espesor de cada una de ellas.

Tabla 3. Velocidades de onda P y espesores.

LÍNEA	CAPA	ONDA P Vp [m/s]	ESPESOR MÁXIMO [m]
Línea 1	1	247	0.00 – 4.00
	2	1060	4.00 – 7.50
	3	1580	7.50 – 20.00
Línea 2	1	283	0.00 – 4.50
	2	1212	4.50 – 9.00
	3	1770	9.00 – 20.00

2.4.RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CAMPO

A continuación se relacionan los ensayos de campo ejecutados y sus resultados, de acuerdo al tipo de muestras extraídas, el suelo encontrado y las condiciones en general.

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV

ESTUDIO DE SUELOS

Ensayo de SPT:

Tabla 4. Sondeo 1.

PROFUNDIDAD (m)	ENSAYO DE SPT	VELETA (kN.m)	TIPO DE MUESTRA
0.50 – 0.95	3-3-3		1 – SS
1.50 – 1.95	7-7-9		2 – SS
2.50 – 2.95	8-5-5		3 – SS
3.50 – 3.95		0.15	4 – PT
4.00 – 4.45	11-9-10		5 – SS
5.00 – 5.45	11-13-14		6 – SS
6.50 – 6.95	13-16-16		7 – SS
8.00 – 8.45	12-15-17		8 – SS
9.50 – 9.95	14-16-21		9 – SS

Tabla 5. Sondeo 2.

PROFUNDIDAD (m)	ENSAYO DE SPT	VELETA (kN.m)	TIPO DE MUESTRA
0.50 – 0.95	3-2-3		1 – SS
1.50 – 1.95	3-4-6		2 – SS
2.50 – 2.95		0.09	3 – PT (NO RECUPERO)
3.00 – 3.45	10-10-8		4 – SS
4.00 – 4.45		0.12	5 – PT
4.50 – 4.95	10-10-14		6 – SS
5.50 – 5.95	11-12-15		7 – SS
7.00 – 7.45	11-15-19		8 – SS

Tabla 6. Sondeo 3.

PROFUNDIDAD (m)	ENSAYO DE SPT	VELETA (kN.m)	TIPO DE MUESTRA
0.50- 0.95	3-3-5		1 – SS
2.00 – 2.45	1-1-2		2 – SS
3.00 – 3.45	4-5-7		3 – SS
3.50 – 3.95		0.06	4 – PT
4.00 – 4.45	5-8-13		5 – SS

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV
ESTUDIO DE SUELOS

5.50 – 5.95	11-13-15		6 – SS
6.50 – 6.95	4-6-6		7 – SS
8.00 – 8.45	6-9-12		8 – SS
9.00 – 9.45	10-12-13		9 – SS (NO RECUPERO)

El registro completo de las muestras extraídas se encuentra en los formatos de perforación que se presentan en el Anexo 2. De los sondeos se extrajeron en total 24 muestras.

Ensayo de permeabilidad con carga variable en sondeos:
Tabla 7. Ensayo de permeabilidad en sondeo 1.

TIEMPO (min)	LECTURA ACUMULADA (cm)	TIEMPO (min)	LECTURA ACUMULADA (cm)
0.00	0.00	5.00	0.00
0.30	0.00	10.00	0.00
1.00	0.00	15.00	0.00
2.00	0.00	20.00	0.00
3.00	0.00	30.00	0.00
4.00	0.00		

Tabla 8. Ensayo de permeabilidad en sondeo 2.

TIEMPO (min)	LECTURA ACUMULADA (cm)	TIEMPO (min)	LECTURA ACUMULADA (cm)
0.00	0.00	5.00	0.00
0.30	0.00	10.00	0.00
1.00	0.00	15.00	0.00
2.00	0.00	20.00	0.00
3.00	0.00	30.00	0.00
4.00	0.00		

Ninguno de los dos ensayos registró variación del nivel inicial de agua, por tal razón los resultados para todos los tiempos es de 0 cm.

3. LABORATORIOS

3.1. LABORATORIOS EJECUTADOS

Algunas de las muestras obtenidas, fueron sometidas a los siguientes ensayos básicos de clasificación: contenido de humedad, límites de Atterberg, gravedad específica, pesos unitarios, granulometría, análisis químico, CBR, proctor y el ensayo de resistencia de corte directo

3.2. RESULTADOS DE LABORATORIOS

A continuación se muestra un resumen de los resultados de los ensayos de laboratorios realizados:

Tabla 9. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio.

PROFUNDIDAD (m)	SONDEO 1			SONDEO 2			SONDEO 3		
0									
0.2									
0.4									
0.6	0.50 - 1.00	Gs	2.68	0.50 - 1.00	SUCS	CL			
					W	20.80%			
0.8					LL	27			
					LP	19			
1					IP	8			
					g	18.58 kN/m ³			
1.2									
1.4									
1.6	1.50 - 2.00	SUCS	CL						
		W	16.90%						
1.8		LL	41						
		LP	10						
2		IP	31						

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV
ESTUDIO DE SUELOS

		GRAVA	6.9%					SUCS	SC
2.2		ARENA	35.2%					W	15.20%
		FINOS	57.9%					LL	30
2.4								LP	21
					SUCS	CL	2.00 - 2.50	IP	9
2.6	2.50 - 3.00	g	17.93 kN/m ³	2.50 - 3.00	W	10.80%		GRAVA	22.4%
		Expansión	33.0%		LL	39		ARENA	55.8%
2.8					LP	13		FINOS	21.8%
					IP	27			
3					Suv	53.96 kN/m ²			
3.2									
3.4									
3.6		f	19.00°				3.5	Suv	45.97 kN/m ²
	3.50 - 4.00	c	12.00 kN/m ²						
3.8		Suv	73.75 kN/m ²						
		Gs	2.67						
4									
4.2	4.00 - 4.50	SUCS	CL	4.00 - 4.50	Gs	2.62			
		W	25.41%		Suv	56.54 kN/m ²			
		LL	73						
4.4		LP	18						
		IP	55						
4.6				4.50 - 5.00	g	20.12 kN/m ³			
					Expansión	46.0%			
4.8									
5									
5.2									

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV
ESTUDIO DE SUELOS

5.4									
5.6					SUCS	CL	5.50	g	19.04
				5.50	W	23.30%	-	Gs	kN/m³
5.8				6.00	LL	74	6.00		2.63
					LP	19			
6					IP	55			
6.2									
6.4									
6.6	6.50 - 7.00	Gs	2.58						
		g	20.20						
			kN/m³						
6.8									
7									
7.2									
7.4									
7.6									
7.8									
8									
								SUCS	CL
8.2								W	19.50%
							8.00	LL	65
8.4							-	LP	19
							8.50	IP	46
8.6								f	21.30°
								c	8.00
									kN/m²
8.8									
9									

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV
ESTUDIO DE SUELOS

9.2									
9.4									
9.6	9.50 - 10.00	SUCS	CL						
		W	24.70%						
9.8		LL	30						
		LP	20						
10		IP	10						
		g	19.96 kN/m ³						

4. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

4.1. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL SUELO

Para el análisis geotécnico de la zona, es necesario establecer las características sísmicas de acuerdo con lo descrito en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10, tablas A.2.4-1, A.2.4-3, A.2.4-4 y apéndice A-4. Por lo tanto el perfil de suelo se clasifica como:

Perfil de Suelo: **D**

Zona de amenaza sísmica: **Alta**

Aceleración horizontal pico efectiva, **Aa = 0.25**

Velocidad horizontal pico efectiva, **Av = 0.25**

Coefficiente **Fa = 1.30**

Coefficiente **Fv = 1.90**

La escogencia del perfil de suelo como D, está basada en la velocidad de onda Vp, donde se establece: $\frac{V_P}{V_S} = (1.5 \text{ a } 2.0)$ corresponde a una relación de Poisson de (0.10 a 0.33).

Tabla 10. Cálculo de velocidad de onda de corte Vs para línea 1.

Vp (m/s)	Prof. (m)	Relación (Vp/Vs)	Vs (m/s)	Relación de Poisson
247	0.00 - 4.00	1.5	165	0.10
		1.6	154	0.15
		1.7	145	0.19
		1.8	137	0.24
		1.9	130	0.28
		2	124	0.33
1060	4.00 - 7.50	1.5	707	0.10
		1.6	663	0.15
		1.7	624	0.19
		1.8	589	0.24
		1.9	558	0.28
		2	530	0.33
1580	7.50 - 20.00	1.5	707	0.10
		1.6	663	0.15
		1.7	624	0.19
		1.8	589	0.24
		1.9	558	0.28
		2	530	0.33

Tabla 11. Cálculo de velocidad de onda de corte Vs para línea 2.

Vp (m/s)	Prof. (m)	Relación (Vp/Vs)	Vs (m/s)	Relación de Poisson
283	0.00 - 4.50	1.5	189	0.10
		1.6	177	0.15
		1.7	166	0.19
		1.8	157	0.24
		1.9	149	0.28
		2	142	0.33
1212	4.50 - 9.00	1.5	808	0.10

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV
ESTUDIO DE SUELOS

		1.6	758	0.15
		1.7	713	0.19
		1.8	673	0.24
		1.9	638	0.28
		2	606	0.33
1770	9.00 - 20.00	1.5	808	0.10
		1.6	758	0.15
		1.7	713	0.19
		1.8	673	0.24
		1.9	638	0.28
		2	606	0.33

En las líneas de refracción sísmica se alcanzó una profundidad de exploración de 20 m lo que corresponde a un quinto de su longitud en planta (100 m).

Teniendo en cuenta las velocidades de onda Vs obtenidas, se establece la existencia de tres estratos diferentes de suelo durante los 20 m explorado, de los cuales, apoyados en lo establecido en la NSR-10 en donde dice “El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil” se clasifica el tipo de suelo como D.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$

Ilustración 6. Clasificación del suelo (NSR-10)

4.2. ENSAYO DE SPT

Los resultados del procesamiento de los ensayos de campo se describen a continuación en donde por medio de correlaciones que involucran el número de golpes corregido obtenido del ensayo de SPT realizado en limos y arcillas, se calcula el ángulo de fricción por diferentes metodologías tales como Peck, Hatanaka, PHT, Mayne y SHB.

Tabla 12. Procesamiento del ensayo SPT.

Prof (m)	Sondeo 1		Sondeo 2		Sondeo 3		No. Golpes corregido total	Ángulo f (°)	q _u (kN/m²)	C (kN/m ²)	Corte Directo	
	N de golpes										Ángulo f (°)	C (kN/m²)
0.50	3	3					4	22.54	50.00	25.00		
0.50			2	3			3	20.53	35.00	17.50		
0.50					3	5	5	23.08	50.00	25.00		
1.50	7	9					10	30.74	100.00	50.00		
1.50			4	6			6	28.46	75.00	37.50		
2.00					1	2	1	19.48	25.00	12.50		
2.50	5	5					5	23.08	50.00	25.00		
3.00			10	8			9	30.20	100.00	50.00	19	12
3.00					5	7	6	28.46	50.00	25.00		
4.00	9	10					9	30.20	100.00	50.00		
4.00					8	13	10	30.74	100.00	50.00		
4.50			10	14			11	31.24	100.00	50.00		
5.00	13	14					11	31.24	100.00	50.00		
5.50			12	15			11	31.24	100.00	50.00	21.3	8
5.50					13	15	11	31.24	100.00	50.00		
6.50	16	16					12	31.70	100.00	50.00		
6.50					6	6	4	22.54	50.00	25.00		
7.00			15	19			12	31.70	100.00	50.00		
8.00	15	17					11	31.24	100.00	50.00		
8.00					9	12	7	29.06	75.00	37.50		
9.50	16	21					11	31.24	100.00	50.00		
9.00					12	13	8	29.64	100.00	50.00		

4.3. ENSAYO DE PERMEABILIDAD

Aunque en la práctica no se registró variación del nivel del agua durante la ejecución del ensayo, y en la teoría los resultados del coeficiente de permeabilidad arrojan valores de 0, basados en nuestra experiencia y en la literatura especializada, se recomienda utilizar valor de:

$$K = 10^{-7}(\text{m/s})$$

De acuerdo al tipo de suelo encontrado.

Table 14.1 Permeability and Drainage Characteristics of Soils*

		Coefficient of Permeability k (m/s)											
		10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Drainage													
		Good						Poor	Practically Impervious				
Soil types		Clean gravel	Clean sands, clean sand and gravel mixtures			Very fine sands, organic and inorganic silts, mixtures of sand silt and clay, glacial till, stratified clay deposits, etc.				"Impervious" soils, e.g., homogeneous clays below zone of weathering			
						"Impervious" soils modified by effects of vegetation and weathering							

* After Casagrande and Fadum (1940).

Ilustración 7. Valores de K para diferentes tipos de suelos.

A continuación presenta los resultados del procesamiento del ensayo de permeabilidad

4.4. ANÁLISIS DE LICUACIÓN

Con base en los resultados obtenidos en campo, se tiene que dada la calidad del material encontrado durante las exploraciones, el cual es clasificado como Limo arcilloso, NO hay licuación.

Este fenómeno se descarta porque al graficar los puntos correspondientes al número de golpes corregido, valor obtenido del ensayo de SPT, junto con los esfuerzos cíclicos, se obtiene como resultado una curva por debajo de la línea que representa un sismo de magnitud 7.5.

Los cálculos se pueden ver en el Anexo 4.

4.5. ANÁLISIS DE EXPANSIÓN Y DESECACIÓN

EXPANSIÓN:

En teoría el estrato de suelo explorado tendría un potencial de expansión medio según algunos resultados de ensayos de laboratorio (límites, índice de plasticidad y expansión de suelos), realizados a las partículas finas de muestras

mixtas. Sin embargo la posibilidad de ocurrencia de este fenómeno se descarta con la evaluación del potencial de desecación en donde se obtienen resultados de succión mayores de 3. En el numeral siguiente se argumenta esta teoría.

A continuación se muestra una clasificación de suelos con potencial de expansión según NR10.

Tabla 13. Clasificación de suelos expansivos.

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm ²	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 – 20	39 – 50	8 – 18	12 – 34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

DESECACIÓN:

Con base en la identificación visual realizada durante las exploraciones; en los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio y a las condiciones particulares del proyecto, se evidencia un potencial de desecación calificado como muy peligroso desde 0 m hasta 2 m. Aunque teóricamente este mismo potencial es latente a mayores profundidades, en la práctica la ocurrencia de este evento se descarta a profundidades mayores porque la zona activa o profundidad de cambio estacional no supera los dos metros y también porque el material existente a esa profundidad está conformado por partículas de diámetro mayor.

Este análisis se basa en lo siguiente:

- Los requerimientos mínimos de la NSR-10, título H, capítulo H.9, en donde establece que la humedad de equilibrio del suelo puede verse alterada en respuesta a una succión determinada por factores climáticos. Esta situación desata el fenómeno de contracción en la estructura mineral del suelo generando un cambio de volumen en este.

El reglamento establece:

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV

ESTUDIO DE SUELOS

H.9.4.5.4.1 — Límites Prácticos — Se ha establecido que para succiones pF superiores a 3.0 se desencadena un proceso de desecación; por el contrario para succiones pF inferiores a 3.0 se desencadena uno de expansión en suelos con el potencial correlativo.

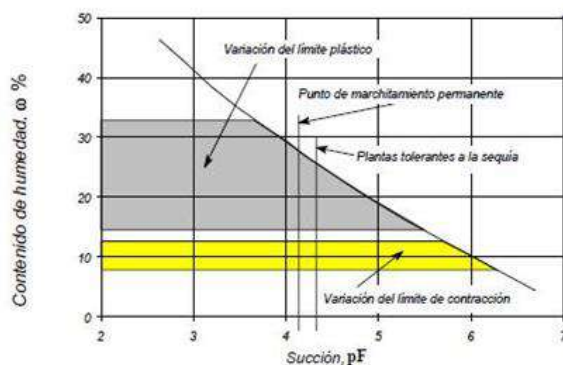


Figura H.9.4-3 — Relación entre la humedad natural y la succión para diferentes materiales arcillosos

Ilustración 8. Relación entre W_n y pF .

Se observa que para valores de humedades naturales inferiores al 40% los valores de succión (pF) se establecen por encima de 3, lo que convierte al suelo en un material potencial de desencadenar un proceso de desecación.

- Las Normas Tecnológicas de la Edificación españolas, concretamente la NTE-CEG, en donde se especifica que el potencial de desecación de un suelo está dado por la relación entre la humedad natural y el límite plástico categorizado así:

$> 1,0$	$1,0 - 0,8$	$0,8 - 0,6$	$< 0,6$
No peligroso	Marginal	Peligroso	Muy Peligroso

Ilustración 9. Relación de W y LP según NTE-CEG.

Ver resultados en Anexo 4, análisis de potencial de desecación. A continuación se hace un análisis comparativo de las dos metodologías evaluadas:

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV

ESTUDIO DE SUELOS

Tabla 14. Comparación de análisis de desecación entre metodología NSR-10 y Norma Española NTE-CEG.

PROFUNDIDAD (m)		NSR-10 (W < 40% = pF>3)			HUMEDAD / LÍMITE PLÁSTICO		
		S-1	S-2	S-3	S-1	S-2	S-3
0	0.5						
0.5	1		20.8			0.77	
1	1.5						
1.5	2	16.9			0.41		
2	2.5			15.2			0.51
2.5	3		10.8			0.28	
3	3.5						
3.5	4						
4	4.5	25.41			0.35		
4.5	5						
5	5.5						
5.5	6		23.3			0.31	
6	6.5						
6.5	7						
7	7.5						
7.5	8						
8	8.5			19.5			0.30
8.5	9						
9	9.5	24.7			0.82		
9.5	10						
pF = Succión						No peligroso	
pF>3 Desencadena un proceso de desecación						Marginal	
pF<3 Desencadena un proceso de expansión						Peligroso	
						Muy peligroso	

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV

ESTUDIO DE SUELOS

En consecuencia a la condición del suelo descrita anteriormente el fenómeno de expansión queda descartado y se potencializa un fenómeno de desecación intenso en los 2 primeros metros.

4.6. ANÁLISIS DE COLAPSABILIDAD

A continuación se muestra la evaluación de colapsabilidad del suelo explorado según NSR-10 capítulo H.9.3.3 Identificación de Colapsabilidad:

Tabla 15. Identificación de colapsabilidad.

SONDEO	PROFUNDIDAD MUESTRA	g_w (kN/m ³)	G_s	LÍMITE LÍQUIDO	g_{dcrit} (kN/m ³)	CONDICIÓN	CHEQUEO
1	1.50 - 2.00	9.81	2.68	0.41	12.53	Si g_{dcrit} es: estable o expansivo > 1 ≤ colapsable	estable
1	4.50 - 5.00	9.81	2.67	0.73	8.88		estable
1	9.50 - 10.00	9.81	2.58	0.30	14.27		estable
2	0.50 - 1.00	9.81	2.68	0.27	15.25		estable
2	2.50 - 3.00	9.81	2.67	0.39	12.83		estable
2	5.50 - 6.00	9.81	2.62	0.74	8.75		estable
3	2.00 - 2.50	9.81	2.67	0.3	14.54		estable
3	8.00 - 8.50	9.81	2.67	0.65	9.58		estable

De acuerdo al chequeo realizado se identifica el suelo del proyecto como estable, no colapsable.

4.7. ANÁLISIS DE LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

El procesamiento de las líneas sísmicas permitió identificar claramente la existencia de tres estratos de suelo basado en la diferencia de la velocidad de la onda P registrada durante el ensayo.

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV

ESTUDIO DE SUELOS

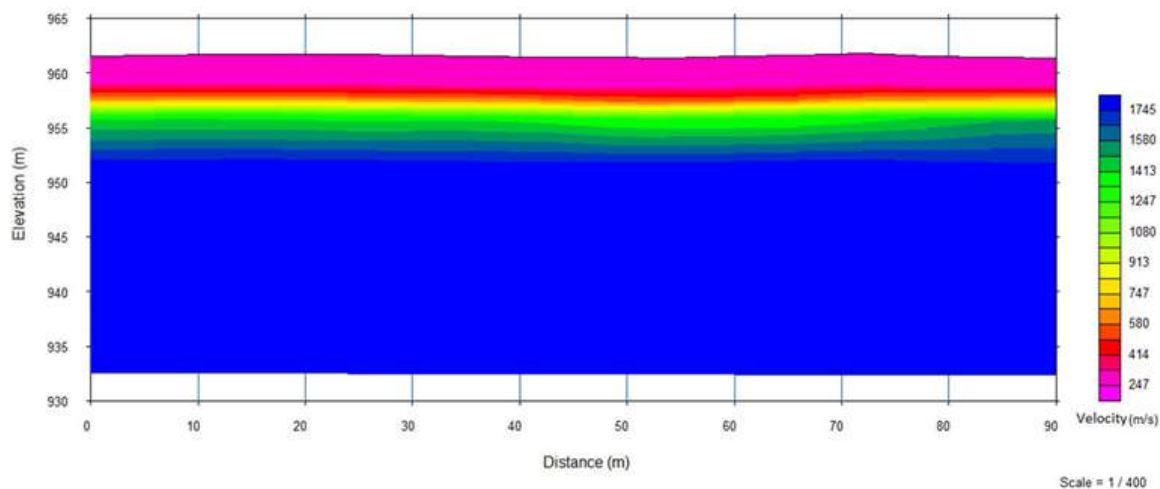


Ilustración 10. Tomografía sísmica onda P (Línea 1).

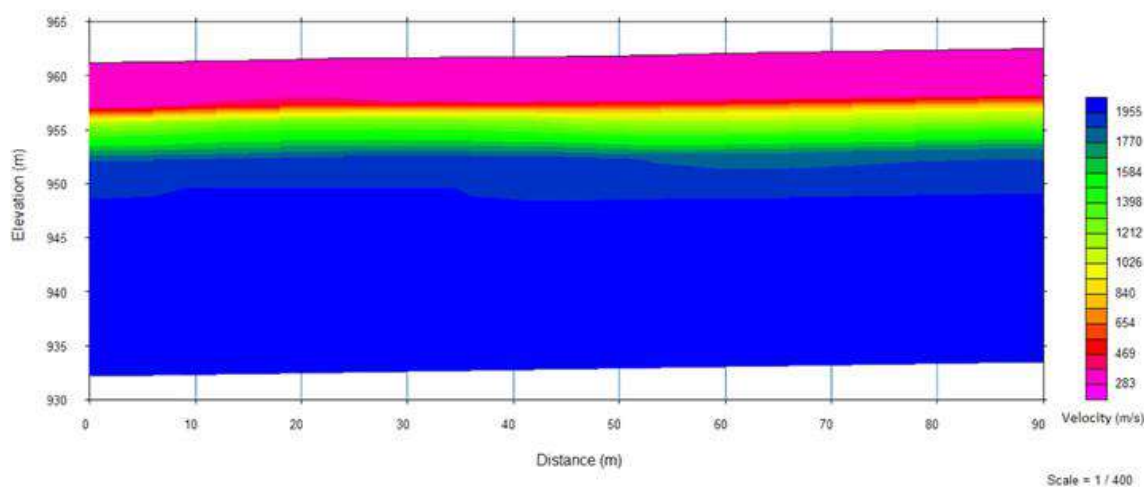


Ilustración 11. Tomografía sísmica onda P (Línea 2).

En la siguiente tabla se pueden apreciar las velocidades de onda P para diferentes tipos de materiales, de las cuales haciendo una correlación con las V_p conseguidas en el procesamiento de la línea 1 y 2 se puede deducir que la magnitud de estas velocidades, son propias de Depósitos superficiales consolidados y blandos y/o Arcillas y limos no consolidados y arenas saturadas, cabe aclarar que el estrato establecido entre 0.00 y 4.5 m tiene velocidades de

onda típicas de depósitos blandos, pero de 4.5 m en adelante la velocidad de la onda aumenta obedeciendo a un estrato de suelo con una compacidad más alta.

Tabla 2.15. Velocidades de propagación Vp

MATERIAL	VELOCIDAD m/s
Aire	340
Agua	1470
Concreto	3100
Hielo	3200
Acero	5900
Depósitos superficiales consolidados y blandos	200-400
Arcillas y limos no consolidados y arenas saturadas	400-1500
Arenas gravas saturadas, arcillas, limos compactos, rocas meteorizadas.	1500-2000
Sedimentos semiconsolidados saturados, rocas ígneas y metamórficas	2000-2500
Pizarras alteradas, rocas metamórficas cizalladas.	2500-3700

Ilustración 12. Velocidades de propagación de las ondas longitudinales en diferentes materiales.

La categorización del suelo conseguida con las velocidades de ondas se logró ratificar con la inspección visual del material extraído durante la perforación.

4.8. IDENTIFICACIÓN GEOTÉCNICA

La estratigrafía detectada en esta zona está conformada en su mayor parte por suelos blandos de compacidad media con presencia de grava fina pequeña.

Partiendo de los registros de perforaciones, de los mapas geológicos, de las magnitudes de las velocidades de onda adquiridas con las líneas de refracción sísmica, de los resultados de los ensayos de laboratorio y de nuestra experiencia en la zona, a continuación se muestran los perfiles estratigráficos encontrados en la perforación.

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV

ESTUDIO DE SUELOS

Tabla 16. Sondeo 1.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.50	Capa Vegetal (limo arcilloso de color café con presencia de raíces).
0.50 – 2.00	LIMO arcilloso de consistencia firme color café. Presencia de raíces hasta una profundidad de 0.80 m.
2.00 – 2.50	GRAVA limo arenosa color café. Consistencia firme.
2.50 – 3.50	LIMO arcilloso gris oscuro. Consistencia muy firme.
3.50 – 10.00	LIMO arcilloso color café verdoso. Consistencia muy firme
10.00 – 20.00	LIMO y/o ARCILLA de consistencia muy firme (según Refracción sísmica)

Tabla 17. Sondeo 2.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.50	Capa Vegetal (limo arcilloso de color café con presencia de raíces).
0.50 – 2.50	LIMO arcilloso de plasticidad media color habano. Presencia de raíces hasta una profundidad de 0.80 m. Consistencia firme.
2.50 – 3.00	LIMO arcilloso color habano con vetas grises con algo de arena. Consistencia muy firme.
3.00 – 8.00	LIMO arcilloso color café claro y/o gris oscuro. Consistencia firme
8.00 – 20.00	LIMO y/o ARCILLA de consistencia muy firme (según Refracción sísmica)

Tabla 18. Sondeo 3.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.50	Capa Vegetal (limo arcilloso de color café con presencia de raíces).
0.50 – 2.50	LIMO arcilloso café oscuro. Presencia de raíces hasta una profundidad de 0.80 m. Consistencia firme.
2.50 – 3.00	LIMO arenoso con gravilla fina de color café. Consistencia muy firme.
3.00 – 10.00	LIMO arcilloso café oscuro. Consistencia firme.
10.00 – 20.00	LIMO y/o ARCILLA de consistencia muy firme (según Refracción sísmica)

4.9. NIVEL FREÁTICO

A continuación se observa un cuadro que describe la profundidad del nivel freático en registrado en cada exploración.

Tabla 19. Nivel freático registrado.

APIQUE N°	PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO (m)	FECHA DE EXPLORACIÓN
1	NO REGISTRO	04/06/2017
2	NO REGISTRO	04/06/2017
3	NO REGISTRO	04/06/2017

Los niveles de las aguas freáticas, serán variables dependiendo de la época del año. Las excavaciones deberán ejecutarse teniendo en cuenta esta condición. La cota del nivel freático registrada durante las exploraciones es un indicativo de las condiciones del suelo durante la ejecución de estas.

4.10. MODELO Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Como ya se mencionó anteriormente, el suelo encontrado durante las exploraciones se caracteriza por ser de consistencia firme. En su composición física está constituido en su mayor parte por partículas de limo y arcilla las cuales proporcionan al suelo un comportamiento mecánico gobernado por la fricción producto de su estado no saturado.

El análisis geotécnico para la escogencia de los parámetros de diseño se basó en los resultados del procesamiento de la línea sísmica, en la identificación visual del material extraído durante las exploraciones, en la interpretación de los resultados de los ensayos de campo y en los resultados de los ensayos de laboratorio. Con todo este conjunto de datos se realizaron correlaciones con tablas de literatura especializada las cuales muestran los resultados de ensayos realizados a diferentes tipos de suelos.

El modelo empleado para evaluar la capacidad de soporte del suelo es el de Mohr Coulomb, utilizando el método de análisis del equilibrio límite. En esta evaluación se realizaron diversas sensibilizaciones recreando posibles panoramas reales del comportamiento y respuesta del suelo ante la imposición de cargas producidas por las nuevas estructura.

Los parámetros de resistencia del suelo escogidos para el modelo geotécnico fueron seleccionados de un conjunto de resultados obtenidos del ensayo de resistencia ejecutado (corte directo drenado consolidado), de correlaciones que

PROYECTO SUBESTACIÓN GUABINAS 34.5/13.2 kV

ESTUDIO DE SUELOS

involucran el número de golpes obtenido del ensayo de SPT realizado en arcillas y limos y entre otros de nuestra experiencia.

El siguiente cuadro resume los parámetros obtenidos del ensayo de resistencia al corte realizado y a partir de los cuales se escogieron los utilizados en todos los análisis geotécnicos.

Tabla 20. Resultados del corte directo.

PARAMETROS	
Corte directo 1	
Φ'	19.0°
c' (kN/m ²)	12.0°
Corte directo 2	
Φ''	21.3°
c' (kN/m ²)	8.0°
Resistencia al Corte (veleta)	
S_u (kN/m ²)	53.96

De la tabla anterior y de todas las condiciones evaluadas en el presente capítulo (C4) se determinó que los parámetros geotécnicos usados en el análisis de la capacidad de soporte son:

Tabla 21. Factores geotécnicos.

PARAMETROS	MODELO DE MOHR COULOMB
Φ	21.3°
c	8 kN/m ²
γ	17.93 kN/m ³
F de S indirecto	3

Estos parámetros geotécnicos se escogieron teniendo en cuenta que el comportamiento del suelo está gobernado por la fricción de acuerdo a su alto contenido de limos y arcillas y presencia de arena en estado no saturado.

5. SOLUCIÓN GEOTÉCNICA

5.1. RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN

Para cargas similares a las siguientes:

Cargas esperadas a nivel de cimentación las cuales fueron entregadas por el contratante.

- Caseta de relés: 10 ton.
- Pórticos: carga axial 3 ton, momento biaxial 25 y 49 ton.m.
- Transformador de potencia: 20.82 ton en placa de 5.6x4.3 m.
- Tanques de aceites: profundidad máxima de 3, área de 3.5x3.5 m.

Se propone transferir las cargas producidas por la estructura al suelo a través de:

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL:

Zapatas en concreto reforzado debidamente diseñados para soportar los momentos generados por las estructuras. Las placas de contrapiso existentes, serán independientes de la cimentación y tendrán un espesor mínimo de 10 cm, con juntas de dilatación cada 3.50 m en ambos sentidos.

Debido a que de 0 a 2 m de profundidad se presenta un potencial de desecación alto, toda la cimentación superficial que no supere los 2 m de desplante deberá estar apoyada sobre una sustitución de material seleccionado.

En los siguientes esquemas se presentan posibles situaciones que se pueden presentar en el proyecto:

- Para zapatas desplantadas a 1.20 m

Los 1.20 m de profundidad son contados a partir de la cota actual del terreno natural:

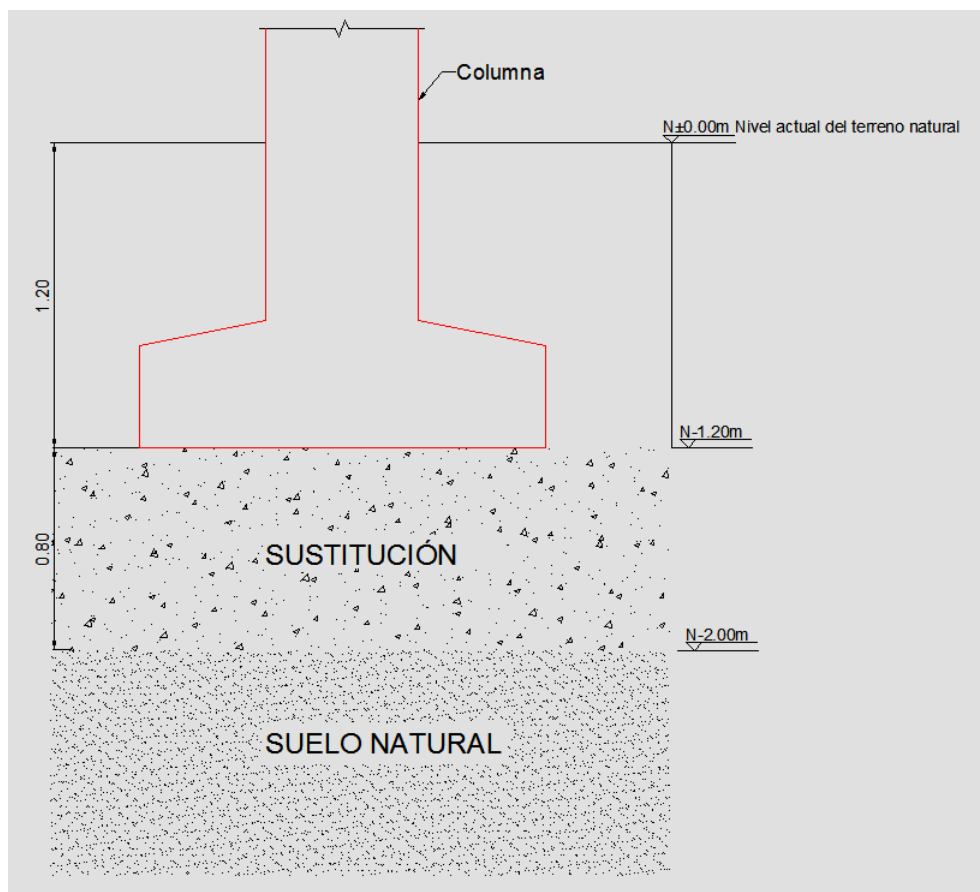


Ilustración 13. Zapatas desplantadas a 1.20 m.

- Para zapatas desplantadas a 1.50 m

Los 1.50 m de profundidad son contados a partir de la cota actual del terreno natural:

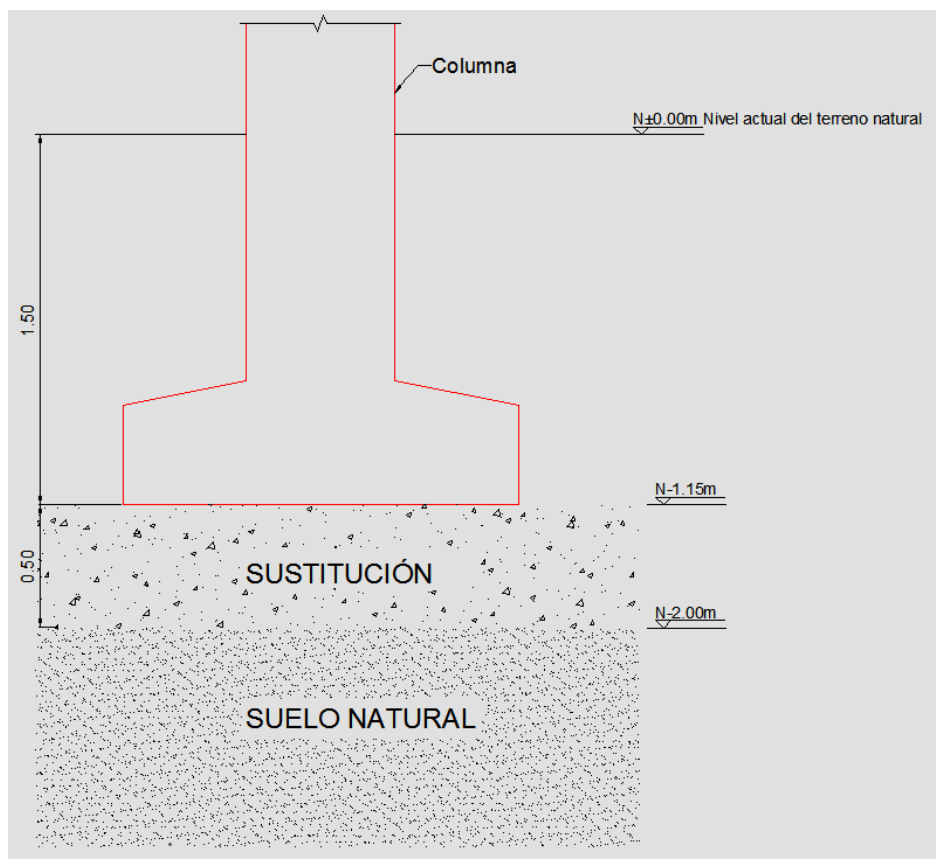


Ilustración 14. Zapatas desplantadas a 1.50 m.

Placa desplantada a 2.00 m

Los 2.00 m de profundidad son contados a partir de la cota actual del terreno natural:

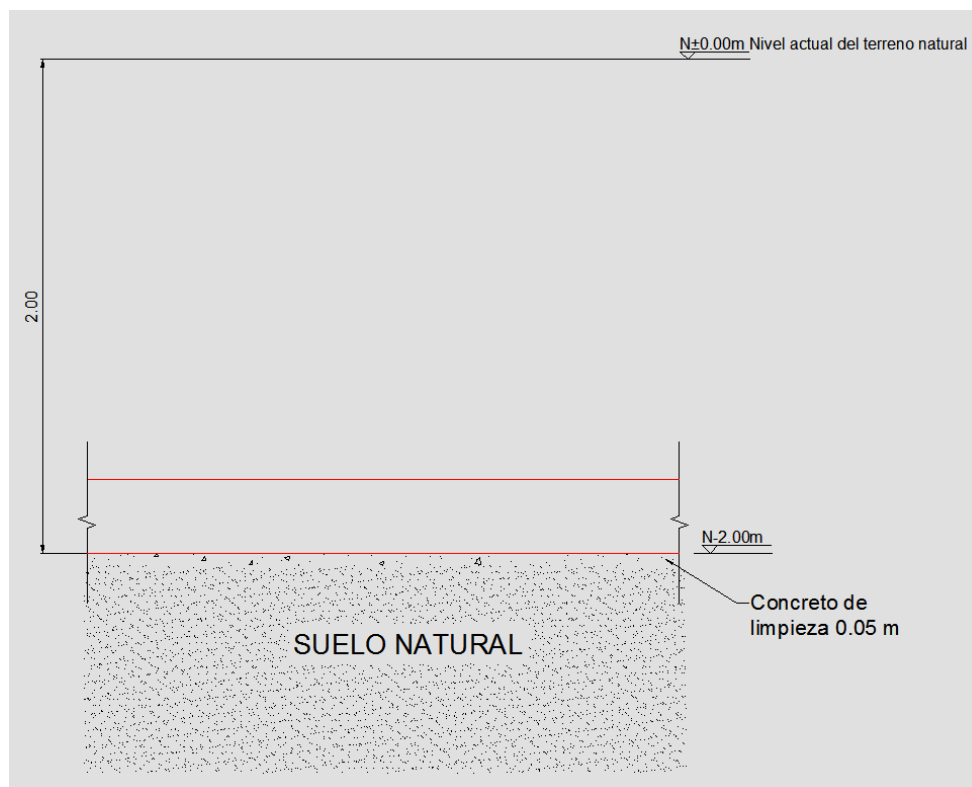


Ilustración 15. Placa desplantada a 2 m.

El suelo natural a sustituir debe ser reemplazado por un material granular seleccionado que cumpla con las siguientes condiciones mínimas:

ROCA MUERTA O RECEBO COMPACTADO

Tamaño del material: Delgada, diámetro menor a 100 mm

Tamaño del material: Mezcla delgada y mediana, diámetro comprendido entre 100 mm y 150 mm

La utilización de este material está sujeta a que su límite líquido e índice de plasticidad cumpla con lo mínimo establecido por la norma INVIAS artículo 610 Rellenos par Estructuras.

Tabla 22. Requisitos para materiales granulares tipo SBG o BG.

CARACTERÍSTICAS	REQUISITO	
	TIPO SGB	TIPO BG
Límite Líquido, máximo (%)	25	25
Índice de Plasticidad, máximo (%)	6	3

Los primeros 0.50 m de espesor podrán ser sustituidos por un material de diámetro menor a 100 mm y el espesor restante por un material de diámetro comprendido entre 100 mm y 150 mm. Para los dos casos este deberá ser sin geotextil, compactado al 95% de su Próctor modificado.

CIMENTACIÓN PROFUNDA:

Pilotes que trabajarán por fricción, en donde las cargas que bajan por las columnas serán transmitidas a dados de transferencia y posteriormente a estos. Si existiera el caso en que alguna columna solo requiriera un pilote el cual podría asumir las cargas transferidas, (Teóricamente), se recomienda construir dos pilotes ya que uno solo se comportaría como una extensión de la columna generando significativos asentamientos diferenciales en las columnas adyacentes afectando notoriamente la estructura.

Aunque la longitud del pilote esta evaluada hasta 5.0 m, no se tendrá en cuenta el aporte de sus 2 primeros metros, pues en este espesor el pilote desarrollará una fricción negativa y en consecuencia una carga de arrastre adicional que tiene que asumir este. Esta condición a la que va estar sometido el pilote se genera debido al alto potencial de desecación.

5.2. CAPACIDAD DE SOPORTE DEL SUELO Y PILOTES

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL:

A continuación se presenta la capacidad portante del suelo para una profundidad de 2 m. Las presiones de contacto transferidas deben ser inferiores o iguales a las establecidas por el método de Hansen.

Los parámetros de resistencia empleados en este cálculo fueron los del suelo natural ya que el comportamiento de este es el que gobierna independientemente del espesor de la sustitución que se realice.

MEYERHOF

B (m)	1.00	1.30	1.60	1.90	2.20	2.50
qult (kN/m ²)	752.89	768.10	783.31	798.52	813.73	828.94
qadm (kN/m ²)	250.96	256.03	261.10	266.17	271.24	276.31

HANSEN

B (m)	1.00	1.30	1.60	1.90	2.20	2.50
qult (kN/m ²)	770.96	756.80	762.73	768.67	774.60	780.53
qadm (kN/m ²)	256.99	252.27	254.24	256.22	258.20	260.18

VESIC

B (m)	1.00	1.30	1.60	1.90	2.20	2.50
qult (kN/m ²)	591.88	785.44	795.86	806.29	816.72	827.15
qadm (kN/m ²)	197.29	261.81	265.29	268.76	272.24	275.72

Ilustración 16. Variaciones de la capacidad portante para una profundidad de desplante Df = 2 m.

En el cálculo de las capacidades de soporte no se consideró ningún tipo de corrección por topografía, inclinación o sobrecarga

CIMENTACIÓN PROFUNDA:

Los pilotes diseñados deberán soportar cargas iguales o inferiores a las establecidas en el siguiente cuadro, la capacidad de estos se obtuvo por el método Beta.

Capacidad del pilote (kN)

Prof.	Long. Real Pilote	**Long. Efectiva	Ø Diam Pilote. (m)		
(m)	(m)	(m)	0.80	1.00	1.20
4.00	3.50	2.00	265.42	417.15	606.58
4.50	4.00	2.50	294.01	458.80	663.55
5.00	4.50	3.00	325.13	504.51	726.67

Ilustración 17. Variación de la capacidad de los pilotes.

Nota: * Esta profundidad es contada a partir del nivel 0 actual.

** La longitud efectiva del pilote se debe a que se desprecia los estratos superficiales del suelo ya que no aportan a la resistencia del elemento debido a los problemas de geotecnia hallados y descritos en el presente informe

Long. Real Pilote = Prof – Dado de transferencia de 0.50 m

Long. Efectiva = Prof – (Dado de transferencia de 0.50 m + suelo con potencial de desecación 1.5 m)

5.3. ASENTAMIENTOS

Debido a las características del suelo encontrado a continuación se especifica los valores de los asentamientos

Asentamientos para cimentación superficial:

Se estiman asentamientos elásticos entre 5 y 18 mm.

Se descartan los asentamientos por consolidación debido al tipo de suelo existente caracterizado como un LIMO arcilloso con presencia de gravas y en algunos casos arena, esta diversidad de tamaños de sus partículas proporcionan a este suelo una compacidad alta o consistencia muy firme (mejor acomodación de las partículas entre sí) lo que claramente se ve reflejado en la dificultad para extraer las muestras, los resultados del ensayo de SPT y la relación de vacíos con valores comprendidos entre 0.56 y 0.61, lo que en la literatura corresponde con valores típicos de arcillas duras o arcillas limosas de compacidad alta.

Ver cálculos en Anexo 4.

Asentamientos para cimentación profunda:

Prof.	Long. Real Pilote	Long. Efectiva	Asentamiento Elásticos (mm)		
(m)	(m)	(m)	Diametro del pilote, ϕ (m) :		
			0.80	1.00	1.20
4.00	3.50	2.00	24.0	25.0	23.0
4.50	4.00	2.50	22.0	23.0	22.0
5.00	4.50	3.00	20.0	21.0	20.0

Ilustración 18. Variaciones de los asentamientos elásticos producidos por pilotes.
6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA EXCAVACIÓN DE TANQUES

El procedimiento de análisis, se realizó construyendo un modelo en donde están definidas las características geométricas y parámetros geotécnicos del suelo, se evaluó el siguiente panorama:

TALUD GENERADO EN TERRENO NATURAL:

Este talud se generará en caso de realizar la sustitución de material o hacer la excavación para los tanques, por esta razón el perfil de suelo que se modela corresponde a estratos naturales de suelo identificados durante las exploraciones geotécnicas.

Para este análisis se utilizó el modelo geotécnico de Morh y Treska en el mismo perfil ya que a la profundidad evaluada existen dos estratos diferentes. En el análisis se utilizaron los siguientes parámetros:

Estrato 1: Limo arcilloso (MC)

- Cohesión: 8.0 kN/m²
- Angulo de fricción: 00.0°
- Peso unitario: 17.93 kN/m³

Estrato 2: LIMO arenoso (SM)

- Cohesión: 8.0 kN/m²
- Angulo de fricción: 21.3°
- Peso unitario: 17.93 kN/m³

Entonces, durante el proceso de excavación se podrá generar taludes de 60° con referencia a la horizontal, sin embargo, este deberá ser cubierto desde la parte superior hasta la mitad con plástico, para evitar infiltraciones de agua en la corona y posibles deslizamientos.

Talud para las excavaciones del sótano y cimentación:

Este talud se generará para poder realizar las excavaciones de la cimentación una vez se realice la sustitución.

Para este análisis se utilizó el modelo geotécnico de Treska en el que se definieron los siguientes parámetros geotécnicos, aclarando que el material de sustitución y de lleno es friccionante:

Estrato 1: Material granular seleccionado tipo B-400

- Cohesión: 0.0 kN/m²
- Angulo de fricción: 30.0°
- Peso unitario: 17.93 kN/m³

Por lo tanto, durante el proceso de excavación se podrá generar un talud de 60° contra la horizontal, sin embargo, este deberá ser cubierto desde la parte superior hasta la mitad, para evitar infiltraciones de agua en la corona y posibles deslizamientos, sector en donde se está generando el factor de seguridad más bajo en el análisis realizado.

NOTA: Los resultados del software usado indican una relación de uso del suelo, no un factor de seguridad, por lo tanto, $F.S = 1 / \text{Relación de uso}$.

7. RECOMENDACIONES Y/O EXIGENCIAS

7.1. EXIGENCIAS

- Si se requiere utilizar el material de las excavaciones en llenos para vías o estructuras, se debe corroborar que cumpla con los requisitos mínimos (granulometría y límites) establecidos en INVIAS.
 - Vías: Artículo 320 y Artículo 330
 - Estructuras: Artículo 610.
- Las excavaciones no podrán permanecer abiertas más de 48 horas.
- La inclinación máxima de las excavaciones para la construcción de la cimentación será de 60°.

7.2.RECOMENDACIONES GENERALES

- En caso de encontrarse materiales o situaciones distintas a las consignadas en este estudio se deberá avisar de inmediato a esta oficina para tomar las decisiones adecuadas.
- Las excavaciones en caso de realizarse contra las vías existentes, deberán tener un sistema de contención temporal tipo tabla estaca o similar.
- El control topográfico durante la construcción de los edificios y durante las excavaciones es obligatorio.
- En caso de encontrarse un fallo geotécnico en donde se implante una zapata se debe informar de manera inmediata a esta oficina.
- Todos los rellenos realizados con materiales no homogéneos deberán ser retirados para la implantación de la cimentación.
- La construcción del relleno se debe hacer en capas mínimo de 0.10 m y máximo 0.20 m, la compactación de cada capa se evaluará mediante el ensayo de densidades en campo el cual debe estar basado en el ensayo del proctor modificado. Recordar que la compactación de este relleno debe estar al 95% de su proctor modificado.

8. REFERENCIAS

- Braja M. Das. Principio de Ingeniería de Cimentaciones, 5ª ed. (2006).
- Joseph E. Bowles. Foundation Analysis and Design, 5ª ed. (1997).
- H. G. Poulos, E. H. Davis. Pile Foundation Analysis and Design (1974).
- Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras INVIAS 2013.

Anexo 1. Figuras.

Anexo 2. Registro de perforación.

Anexo 3. Resultados de laboratorio.

Anexo 4. Cálculos.

Anexo 5. Registro fotográfico.

Anexo 6. Análisis de estabilidad de taludes.