

Producto 2.
Volumen 2 de 4
**Informe de Evaluación
Geotécnica Preliminar**

Diciembre 2013



Contrato No.
1-02-25500-0690-2011

Versión: 1

Fecha: 03 / 12 / 2013

**REALIZAR EL DISEÑO A
NIVEL DE INGENIERÍA DE
DETALLE DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES DE "CANOAS"
EN LOS COMPONENTES
ASOCIADOS AL SISTEMA DE
TRATAMIENTO PRIMARIO
CON ASISTENCIA QUÍMICA**



**EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTÁ
E.S.P.**

CONTRATO No. 1-02-25500-0690-2011

**REALIZAR EL DISEÑO A NIVEL DE INGENIERÍA DE DETALLE DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES DE "CANOAS" EN LOS COMPONENTES ASOCIADOS AL SISTEMA DE
TRATAMIENTO PRIMARIO CON ASISTENCIA QUÍMICA**

PRODUCTO No. 2

INFORME DE ESTUDIOS PRELIMINARES DE CAMPO

Volumen 2 – Informe de evaluación geotécnica preliminar

Preparado por:
CONSORCIO
CDM Smith - INGESAM SAS

Diciembre de 2013

Tabla de Contenido

SECCIÓN 1 INTRODUCCIÓN	1-1
SECCIÓN 2 DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS	2-1
2.1 OBJETIVOS	2-1
2.2 ALCANCE	2-1
2.3 METODOLOGÍA	2-2
2.4 LIMITACIONES DEL INFORME	2-2
SECCIÓN 3 LOCALIZACIÓN Y CONDICIONES DEL SUBSUELO	3-1
3.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO PARA LA PTAR CANOAS	3-1
3.2 TOPOGRAFÍA, RASGOS Y LÍMITES	3-1
3.3 ESTRUCTURAS PROYECTADAS	3-4
3.4 INVESTIGACIONES PREVIAS DEL SUBSUELO	3-5
3.5 PROGRAMA PRESENTE DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	3-7
3.5.1 Perforaciones mecánicas con recuperación de muestras	3-10
3.5.2 Sondeos con CPTu (Cone Penetration Test - undrained)	3-12
3.5.3 Sondeos con DMT (Dilatometer Marchetti Test)	3-13
3.5.4 Sondeos eléctricos verticales (SEV)	3-14
3.5.5 Piezómetros temporales	3-16
3.5.6 Veleta de campo	3-18
3.5.7 Ensayos Down Hole	3-18
3.5.8 Dificultades en la ejecución del programa de investigación del subsuelo	3-19
3.6 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	3-19
SECCIÓN 4 CONDICIONES GEOLÓGICAS	4-1
4.1.1 Estratigrafía	4-1
4.1.1.1 Formación Arenisca Dura (K2d)	4-2
4.1.1.2 Formación Plaeners (K2p)	4-3
4.1.1.3 Formación Labor y Tierna (K2t)	4-3
4.1.1.4 Formación Guaduas (K2E1g)	4-4
4.1.1.5 Formación Sabana (Q1sa)	4-5
4.1.1.6 Formación Chía (Q2ch)	4-6
4.1.2 Geología estructural	4-6
4.1.2.1 Falla de Sibaté	4-7
4.1.2.2 Sistema de fallas del Tequendama	4-7
4.1.2.3 Sinclinal de Sibaté	4-7
4.2 GEOLOGÍA LOCAL	4-8
4.2.1 Formación Sabana (Q1sa)	4-8
4.2.1.1 Q1sa1 - Formación Sabana – Nivel de limo orgánico	4-8
4.2.1.2 Q1sa2 - Formación Sabana – Nivel de arcillas grises oscuras	4-8
4.2.1.3 Q1sa3 - Formación Sabana – Nivel de limos grises claros con lentes de diatomita	4-8
4.2.1.4 Q1sa4 - Formación Sabana – Nivel de limos arenosos y arenas blanco amarillentas	4-9
4.2.2 Geología estructural local	4-12
4.3 GEOMORFOLOGÍA LOCAL	4-12
4.3.1 Planicie de inundación (Fpi)	4-13
4.3.2 Terraza de acumulación y erosión (Ftae)	4-13
4.3.3 Procesos geomorfológicos	4-14
4.4 ANÁLISIS DE EVOLUCIÓN MORFODINÁMICA	4-15

SECCIÓN 5 CONDICIONES DEL SUBSUELO: CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA -----5-1

5.1	CONDICIONES DEL SUBSUELO -----	5-1
5.2	PROPIEDADES ÍNDICE -----	5-2
5.2.1	<i>Humedad natural y límites de plasticidad</i> -----	5-2
5.2.2	<i>Límites de Atterberg</i> -----	5-6
5.2.3	<i>Contenido de materia orgánica</i> -----	5-7
5.2.4	<i>Carta de plasticidad</i> -----	5-8
5.2.5	<i>Evaluación de susceptibilidad a la expansión</i> -----	5-9
5.2.6	<i>Identificación de suelos colapsables</i> -----	5-11
5.3	PROPIEDADES DE RESISTENCIA -----	5-12
5.3.1	<i>Peso unitario</i> -----	5-12
5.3.2	<i>Resistencia al corte no drenada</i> -----	5-12
5.3.3	<i>Módulo de elasticidad</i> -----	5-16
5.3.4	<i>Resistencia al corte drenado</i> -----	5-18
5.3.4.1	<i>Resistencia al corte drenado obtenido con el ensayo de corte directo</i> -----	5-18
5.3.4.2	<i>Resistencia al corte obtenido con el ensayo SPT</i> -----	5-21
5.3.5	<i>Compresibilidad</i> -----	5-23
5.4	PERFIL GEOTÉCNICO PROMEDIO -----	5-27
5.5	CONSIDERACIONES SÍSMICAS -----	5-28
5.5.1	<i>Susceptibilidad a la licuación</i> -----	5-29
5.5.2	<i>Período natural de vibración</i> -----	5-32
5.5.3	<i>Susceptibilidad a pérdida de resistencia por ablandamiento cíclico</i> -----	5-32
5.6	NIVEL FREÁTICO DE DISEÑO -----	5-33
5.7	VARIACIONES ESPERADAS EN LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO -----	5-34

SECCIÓN 6 SECTORIZACIÓN GEOLÓGICO – GEOTÉCNICA DE SUPERFICIE -----6-1

SECCIÓN 7 INGENIERÍA GEOTÉCNICA PRELIMINAR Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO -----7-1

7.1	GENERAL -----	7-1
7.2	RECOMENDACIONES DEL DISEÑO DE FUNDACIÓN -----	7-1
7.2.1	<i>General</i> -----	7-1
7.3	TIPOS DE FUNDACIÓN Y PROFUNDIDADES -----	7-2
7.3.1	<i>Zapatas</i> -----	7-2
7.3.2	<i>Losa de fundación</i> -----	7-2
7.3.3	<i>Tanques fundados sobre pilotes hincados</i> -----	7-2
7.4	SISTEMA DE DRENAJES -----	7-3

SECCIÓN 8 BIBLIOGRAFÍA -----8-1

Lista de tablas

Tabla 3-1 Perforaciones realizadas en el área de estudio para el Interceptor Tunjuelo Canoas	3-7
Tabla 3-2 Localización de las perforaciones mecánicas realizadas para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas.	3-11
Tabla 3-3 Localización de sondeos con CPTu realizados para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas	3-12
Tabla 3-4 Localización de sondeos con DMT realizados para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas	3-13
Tabla 3-5 Localización de sondeos eléctricos verticales realizados para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas.	3-15
Tabla 3-6 Localización de piezómetros instalados para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas.	3-17
Tabla 3-7 Localización de perforaciones con pruebas down hole, para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas.	3-18
Tabla 3-8 Cantidad de ensayos ejecutados para los trabajos preliminares de campo.....	3-19
Tabla 4-1 Relación de fotografías aéreas interpretadas para análisis multitemporal en el proyecto PTAR Canoas.	4-15
Tabla 4-2 Relación de mapas utilizados para el análisis multitemporal del río Bogotá en el proyecto PTAR Canoas.	4-16
Tabla 5-1 Valores de esfuerzos de control de expansión obtenidos en ensayos de consolidación unidimensional.....	5-10
Tabla 5-2 Valores de cohesión y ángulo de fricción analizados para cada capa de suelo. Basados en los resultados de ensayos de laboratorio	5-21
Tabla 5-3 Valores de cohesión y ángulo de fricción para los lentes de arena explorados. Obtenidos a partir del N_{60} del SPT.	5-21
Tabla 5-4 Valores de cohesión y ángulo de fricción para la capa 1 y la capa 2. Obtenidos a partir del N_{60} del SPT.	5-23
Tabla 5-5 Valores de relación de sobreconsolidación, índice de recompresión, índice de compresión y permeabilidad, analizados para cada capa de suelo.....	5-27
Tabla 5-6 Propiedades geomecánicas de las capas de suelo del perfil geotécnico promedio.	5-27
Tabla 5-7 Reporte de posición de nivel de agua subterránea reportados en perforaciones mecánicas.....	5-33
Tabla 7-1 Capacidad admisible de carga para pilotes hincados de concreto	7-3

Lista de figuras

Figura 2-1 Metodología empleada para la realización del presente informe	2-2
Figura 3-1 Localización general del área de estudio de la PTAR Canoas.....	3-2
Figura 3-2 Contacto entre las terrazas superior e inferior que conforman el área de estudio. Fotografía tomada desde el jarillón occidental del río Bogotá, vista hacia el suroccidente	3-3
Figura 3-3 Zonas de anegación. Fotografía localizada sobre la terraza superior, en la zona norte. Vista hacia el oriente.....	3-3
Figura 3-4 Zanjas de alimentación de agua a zona de pastos. Localizada en la zona norte de la terraza superior, viendo hacia el occidente. Al fondo se observa el afloramiento rocoso de la formación Arenisca Labor y Tierna	3-4
Figura 3-5 Localización de puntos de exploración de estudios previos realizados en la zona de estudio.	3-6
Figura 3-6 Localización general de puntos de exploración ejecutados para el Producto 2. Trabajos preliminares de campo.	3-10
Figura 3-7 Esquema de piezómetro abierto o de Casagrande.....	3-17
Figura 4-1 Geología general de la zona de estudio. Comprende unidades geológicas de edad cretácica y depósitos cuaternarios recientes.	4-2
Figura 4-2 Planta geológica y perfil geológico de la zona de estudio	4-9
Figura 4-3 Formación Sabana – Nivel de limos grises claros blancos con lentes de diatomita. A, Capa subhorizontal de limos grises claros. B. Detalle de un lente de diatomita.....	4-10
Figura 4-4 Formación Sabana – Nivel de limos grises claros blancos con lentes de diatomita. A, Capa con intensa desecación. B, Detalle de grieta de desecación profunda.....	4-11
Figura 4-5 Q1sa4 - Formación Sabana – Nivel de limos arenosos y arenas blanco amarillentas. Nótese su morfología levemente ondulada característica.....	4-12
Figura 4-6 Planicie de inundación, Fpi. Sector nororiental del área del proyecto.	4-13
Figura 4-7 Terraza de acumulación y erosión (Ftae). Morfología levemente ondulada e inclinada hacia el río Bogotá. Zona sur del área de estudio, área de cultivos.....	4-14
Figura 4-8 Contraste morfológico entre la planicie de inundación (Fpi) y la Terraza de acumulación y erosión (Ftar).	4-14
Figura 4-9 Proceso geomorfológico local de inestabilidad en la margen derecha del río Bogotá. Nótese los diferentes escalones que reflejan el movimiento del terreno. Fotografía con vista hacia el nororiente; al fondo se observa el municipio de Soacha.	4-15
Figura 4-10 Morfodinámica y análisis multitemporal del río Bogotá en el sector de la PTAR Canoas	4-17
Figura 5-1 Perfil geotécnico promedio de la zona de estudio	5-2
Figura 5-2 Variación de la humedad natural.....	5-5
Figura 5-3 Variación de límite líquido (LL) y plástico (LP) y humedad natural (Wn)	5-6
Figura 5-4 Variación del contenido de materia orgánica.	5-7
Figura 5-5 Carta de plasticidad	5-8
Figura 5-6 Evaluación de susceptibilidad a expansión basada en el Índice de Plasticidad (IP) y el Límite Líquido (LL). (Marín – Nieto, 1997 y 2007) citado en “An Introduction to Geotechnical Engineering” de Holtz, Kovacs y Sheahan, 2da Edición, (2011).....	5-9
Figura 5-7 Predicción de expansión del suelo basada en el peso unitario seco (γ_d) y Límite Líquido. (Adaptado de Mitchell y Gardner, 1975, y Gibbs, 1969), citados en “An Introduction to Geotechnical Engineering” de Holtz, Kovacs y Sheahan, 2da Edición, (2011).	5-10
Figura 5-8 Relación entre humedad natural y peso unitario total	5-12
Figura 5-9 Factor de corrección de Bjerrum para el ensayo de veleta de campo.....	5-13
Figura 5-10 Variación de la resistencia al corte no drenada (s_u) en función de la cota	5-14

Figura 5-11 Variación de la resistencia al corte no drenada (su) obtenida a partir de pruebas con SCPTu.. 5-15

Figura 5-12 Variación de la resistencia al corte no drenada (su) obtenida de ensayos de compresión inconfiada, en función de la cota.....5-16

Figura 5-13 Variación del módulo de elasticidad con la cota5-17

Figura 5-14 Variación del módulo de elasticidad con la profundidad.....5-18

Figura 5-15 Variación de la resistencia al corte drenada. Variación de la cohesión vs cota.5-19

Figura 5-16 Variación de la resistencia al corte drenada. Variación del ángulo de fricción vs cota.5-20

Figura 5-17 Envolverte de resistencia de la Capa 5. Obtenida a partir del N_{60} resultante del ensayo SPT. 5-22

Figura 5-18 Envolverte de resistencia de los lentes de arena. Obtenida a partir del N_{60} resultante del ensayo SPT.5-22

Figura 5-19 Variación de la Relación de sobreconsolidación de las capas de suelo5-23

Figura 5-20 Variación del índice de compresión de las capas de suelo.5-24

Figura 5-21 Variación del índice de recompresión de las capas de suelo.....5-25

Figura 5-22 Variación de la permeabilidad de las capas de suelo.....5-26

Figura 5-23 Perfil de velocidad promedio de onda de corte para un estrato de suelo de 30,0 m de espesor. 5-29

Figura 5-24 Determinación de la razón de resistencia cíclica. Propuesta por Seed et al. 1985.....5-31

Figura 5-25 Factores de seguridad del potencial de licuación.....5-31

Figura 5-26 Evaluación de susceptibilidad a la pérdida de resistencia por ablandamiento cíclico en suelos finos.....5-33

Figura 5-26 Sectorización geológica – geotécnica de superficie del área de estudio. 6-2

Sección 1

Introducción

El Producto 2 del contrato de consultoría N° 1-02-25500-0690-2011 suscrito entre el ACUEDUCTO DE BOGOTÁ y el Consorcio CDM Smith – INGESAM para *realizar el diseño a nivel de ingeniería de detalle de la planta de tratamiento de aguas residuales de “Canoas” en los componentes asociados al sistema de tratamiento primario con asistencia química*, comprende la ejecución de los trabajos preliminares de campo requeridos para completar la información existente que permita el desarrollo de la evaluación de alternativas prevista en los Productos 3 al 6 del contrato. De acuerdo con las Condiciones y Términos de la Invitación (CTDI), estos trabajos comprenden los siguientes alcances:

- Levantamiento topográfico detallado del terreno de la Hacienda Canoas, destinado por el Plan de Ordenamiento Territorial (POT) de Soacha para la construcción de la PTAR Canoas.
- Evaluación geotécnica preliminar del terreno de la Hacienda Canoas, destinado por el POT de Soacha para la construcción de la PTAR Canoas.
- Estudio de propagación – comunicación.
- Mediciones de resistividad de tierra para diseño de malla a tierra.
- Estudios para el trazado de la línea de alimentación eléctrica para la planta de tratamiento.

Para facilitar el entendimiento de la información y los resultados de los diferentes trabajos que conforman el Producto 2 del contrato, el Informe de este producto se ha organizado en cuatro volúmenes, de la siguiente manera:

- Volumen 1. Levantamiento topográfico detallado del sitio destinado para la PTAR Canoas.
- Volumen 2. Evaluación geotécnica preliminar del sitio destinado a la PTAR Canoas.
- Volumen 3. Estudios de propagación – comunicación
- Volumen 4. Mediciones de resistividad de tierra y estudios preliminares para el trazado de la línea de alimentación eléctrica para la PTAR Canoas.

El presente documento corresponde al Volumen 2, el cual contiene el estudio geotécnico preliminar del sitio destinado para la construcción de la planta de tratamiento, necesario para abordar la ingeniería conceptual de las tres fases del proyecto (tratamiento primario avanzado, tratamiento secundario y tratamiento para remoción de nutrientes). Los trabajos de campo concernientes a la exploración del subsuelo se realizaron entre el 14 de julio y el 1 de octubre de 2013 y fueron ejecutados por la Firma EDIFICA Colombia, a través de un sub-contrato suscrito con CDM Smith.

El Informe está organizado en siete secciones, así:

1. **Introducción.**
2. **Descripción los trabajos.** Esta sección presenta una descripción de los trabajos realizados, incluyendo objetivos, alcances, metodología y las limitaciones del informe.
3. **Localización y condiciones del subsuelo.** Incluye una descripción de la localización del sitio del proyecto y las condiciones del subsuelo a partir de información disponible y la obtenida en los ensayos de campo recientes.
4. **Condiciones geológicas.** Presenta la caracterización de las condiciones geológicas del sitio del proyecto, determinadas a partir de información secundaria y de información primaria levantada dentro del presente estudio.
5. **Condiciones del subsuelo – caracterización geotécnica.** En esta sección se presenta una primera aproximación a la caracterización geotécnica del subsuelo, basada en las actividades incluidas en las secciones anteriores
6. **Sectorización geotécnica.** Con base en la información obtenida en los estudios de campo y laboratorio, se incluye en esta sección la sectorización geotécnica del área de estudio.
7. **Ingeniería geotécnica preliminar y recomendaciones de diseño.** Esta sección describe la evaluación geotécnica preliminar y recomendaciones preliminares de diseño para la construcción de la PTAR Canoas.

Adicionalmente, este Volumen incluye 11 Anexos con el siguiente contenido:

- Anexo 1. Información de Estudios previos
- Anexo 2. Localización de puntos de exploración – Desarrollada por el Consorcio CDM SMITH – INGESAM
- Anexo 3. Registros de perforaciones mecánicas y registro fotográfico
- Anexo 4. Registros de sondeos con SCPTu, DMT , SEV y ensayos down hole
- Anexo 5. Resultados de ensayos de laboratorio.
- Anexo 6. Mapas geológico, geomorfológico y análisis multitemporal de las fotografías aéreas de la zona de estudio.
- Anexo 7. Caracterización geotécnica.
- Anexo 8. Sectorización geológico – geotécnica de superficie y perfiles estratigráficos de la zona de estudio.
- Anexo 9. Formatos FT 01 a FT 07 – Norma NS-010 de la EAAB.

Finalizados los trabajos preliminares de campo para la evaluación geotécnica preliminar realizados por el Consorcio CDM Smith – INGESAM, se concluye que el área de estudio localizada en la actual

Hacienda Canoas, presenta 5 tipos de materiales denominadas en el presente informe como capas, descritas de así:

- Capa vegetal:

Corresponde a un suelo limoso de color café a negro, con presencia de raíces, de humedad alta, alta plasticidad (MH); esta capa se encontró entre 0,0 m y 0,3 m de profundidad.

- Capa 1:

Arcilla limosa de color habano, con presencia de lentes de arena de grano fino y oxidaciones, humedad alta, plasticidad alta (CH) y consistencia blanda. La capa es sub-horizontal levemente inclinada hacia el oriente, ésta capa se observó entre 0,3 m y 15,0 m de profundidad en la terraza superior del predio canoas.

La capa 1 está sobreconsolidada, altamente susceptible a la expansión, no se identifica como suelo colapsable y no es susceptible a fenómenos de licuación ni a pérdida de resistencia por ablandamiento cíclico.

- Capa 2:

Subyaciendo la capa 1, se encontró una arcilla limosa gris clara, con lentes de arena y presencia de oxidaciones, plasticidad alta (CH). La capa está dispuesta horizontalmente hacia el sector más oriental del predio y en la margen derecha del río Bogotá, esta capa se observó entre 15,0 y 30,0 m de profundidad, en la zona occidental del área de estudio, en cercanía al afloramiento rocoso de la Formación Arenisca de Labor y Tierna. Se encuentran en la base de esta capa lentes y bolsas de arena fina de colores grises y amarillos, y lentes de materia de orgánica, con espesores hasta de 7,0 m, interdigitadas con las arcillas limosas.

La capa 2 está sobreconsolidada, es altamente susceptible a la expansión, no se identifica como suelo colapsable y no es susceptible a fenómenos de licuación ni a pérdida de resistencia por ablandamiento cíclico.

- Capa 3:

Corresponde a una capa horizontal de material de color gris oscuro, compuesto por limo orgánico y arcillas limosas de color gris oscuro con lentes continuos de arena, los materiales finos son altamente compresibles. En algunas perforaciones cercanas al cauce del río Bogotá se encontró turba dentro de esta capa con espesores de 0,5 a 3,0 m. Esta capa de suelo está ligeramente sobreconsolidada, es altamente susceptible a la expansión, no se identifica como suelo colapsable ni susceptible a fenómenos de licuación, ni a pérdida de resistencia por ablandamiento cíclico.

- Capa 4:

La capa 4 corresponde a fragmentos de arcillolita de color gris verdoso, o arcillolita muy meteorizada. Se encontró en la zona occidental a profundidades entre 40,0 y 50,0 m.

- Capa 5:

Corresponde a limos arenosos y arenas grises claras de grano fino, de densidad media. Este material aflora en la zona sur del área de estudio, en la zona conocida como área de cultivos. El espesor de esta capa es de aproximadamente 10,0 m.

Como conclusión de la evaluación geotécnica preliminar del subsuelo de la PTAR canoas, el Consorcio CDM Smith – INGESAM determina que en la zona de estudio es completamente factible la construcción de las estructuras contempladas dentro de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de la magnitud de la PTAR Canoas.

Sección 2

Descripción de los trabajos

En esta sección se presenta la descripción general de los trabajos de campo y oficina ejecutados para la realización del estudio geotécnico para la ingeniería conceptual de la PTAR Canoas. Esta descripción incluye los objetivos, alcances y metodología aplicada por la Consultoría para ejecutar los trabajos objeto de este informe. Es importante mencionar que las actividades de la evaluación geotécnica preliminar y los productos derivados de la misma fueron ejecutados con base en los lineamientos dados en la Norma Técnica de Servicios de la EAAB, *NS-010 Requisitos para la elaboración y presentación de estudios geotécnicos*, versión 2.3. Adicionalmente, se tuvieron en cuenta las directrices dadas en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS-2000), el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y también los requerimientos establecidos en las Condiciones y Términos de la Invitación (CTDI).

2.1 Objetivos

El objetivo principal del presente producto es realizar una primera aproximación a la caracterización geotécnica de los estratos de suelo encontrados en la etapa de exploración de campo ejecutada para tal fin, basada en las visitas de reconocimiento, visitas de supervisión de las perforaciones, sondeos, pruebas de campo, resultados de ensayos de laboratorio y recopilación de información realizada en el Producto 1 - Revisión de información.

El presente informe presenta los trabajos de campo y laboratorio realizados para abordar de forma preliminar la ingeniería conceptual de las tres fases del proyecto:

- Tratamiento primario avanzado.
- Tratamiento secundario.
- Tratamiento para remoción de nutrientes.

2.2 Alcance

El alcance del presente informe es el siguiente:

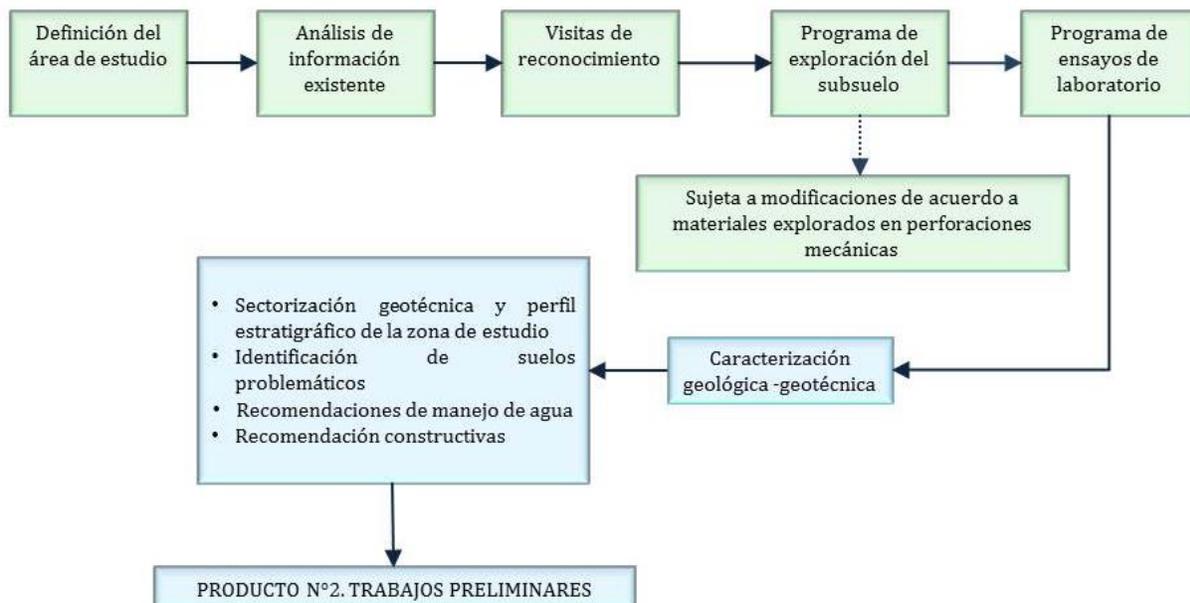
- Caracterizar geológicamente el área de estudio.
- Presentar el programa de investigación del subsuelo ejecutado en esta fase del proyecto.
- Determinar el perfil estratigráfico general de la zona de estudio y su caracterización geomecánica.
- Identificar los suelos problemáticos.
- Analizar el potencial de licuación, expansividad y colapsibilidad del suelo.

- Dar recomendaciones preliminares para las fundaciones directas y profundas de las estructuras del proyecto, así como también valores preliminares de los asentamientos totales y diferenciales.
- Recomendar medidas preliminares constructivas

2.3 Metodología

La metodología de trabajo empleada para la realización de los estudios geotécnicos preliminares, se presenta en la **Figura 2-1**.

Figura 2-1 Metodología empleada para la realización del presente informe



2.4 Limitaciones del informe

El presente informe se ha elaborado como parte del Producto 2 - Trabajos de campo preliminares, para la planta de tratamiento de aguas residuales de Canoas, localizada en la actual hacienda Canoas, tal como se describe en este documento. Este informe ha sido elaborado de conformidad con las prácticas aceptadas por la ingeniería geotécnica.

Sección 3

Localización y condiciones del subsuelo

3.1 Ubicación del área de estudio para la PTAR Canoas

El área donde se construirá la PTAR Canoas se localiza dentro de la cuenca media del río Bogotá, en jurisdicción del municipio de Soacha, en el sector identificado por la CAR como Soacha – Salto del Tequendama. Los terrenos del predio se localizan en la margen occidental del río Bogotá, entre el cauce del río y la Avenida Longitudinal de Occidente (ALO), en el tramo que comunica el embalse del Muña con el sector de Mondoñedo. En la **Figura 3-1** se presenta la localización general del área de estudio de la PTAR Canoas.

3.2 Topografía, rasgos y límites

El área de estudio se localiza sobre dos terrazas con depresiones topográficas, que limitan al oriente con un afloramiento rocoso de la Formación Arenisca Labor y Tierna, y al occidente con la margen derecha del río Bogotá. La pendiente natural del terreno desciende en dirección occidente – oriente, variando entre las cotas 2.560 y 2.540 msnm, con un valor medio del 1,0%. Mientras tanto, en la dirección norte – sur, el terreno es casi completamente plano, con una cota media de 2.550 msnm.

La base topográfica empleada para el análisis dentro del presente informe geotécnico corresponde a la generada por el consorcio CDM Smith – INGESAM con ArcGis 10, a partir de la siguiente información:

Levantamiento topobatimétrico del cauce del Río Bogotá EAAB-2011, realizado por REX Ingeniería S.A y Drawcom, desde la desembocadura del río Fucha hasta las compuertas de Alicachín, levantando secciones transversales cada 50,0 m.

Levantamiento fotografías LIDAR – CAR 2010 en escala 1:200, realizado para el Megaproyecto del río Bogotá.

El área de estudio actualmente es de uso ganadero, cultivos y pastos y en el sector sur se usa para cultivos de legumbres. Los pastos son inundados periódicamente mediante una compuerta que toma aguas del río Bogotá; estas inundaciones se reflejan claramente en zonas de anegación presentes en la terraza alta del predio. Las imágenes mostradas en la

Figura 3-2, en la **Figura 3-3** y en la **Figura 3-4**, permiten apreciar estas condiciones.

Figura 3-1 Localización general del área de estudio de la PTAR Canoas



Fuente de imagen: Google Maps y Bing.

Figura 3-2 Contacto entre las terrazas superior e inferior que conforman el área de estudio. Fotografía tomada desde el jarillón occidental del río Bogotá, vista hacia el suroccidente



Figura 3-3 Zonas de anegación. Fotografía localizada sobre la terraza superior, en la zona norte. Vista hacia el oriente.



Figura 3-4 Zanjas de alimentación de agua a zona de pastos. Localizada en la zona norte de la terraza superior, viendo hacia el occidente. Al fondo se observa el afloramiento rocoso de la formación Arenisca Labor y Tierna.



3.3 Estructuras proyectadas

El proyecto PTAR Canoas contempla la construcción de los siguientes tipos de estructuras. Las dimensiones descritas a continuación son estimaciones iniciales que han sido definidas por el Consorcio CDM Smith – INGESAM con el fin de realizar un estimativo de las cargas impuestas:

- Tanques de cloración: Estructuras rectangulares con dimensiones aproximadas de 24 m de ancho por 106,25 m de largo, y 4 m de altura.
- Clarificadores primarios: Son tanques circulares de 52 metros de diámetro y una altura aproximada de 4,7 metros. Estos tanques estarán semi-enterrados y se estima que sus cargas serán de 4.7 ton/m².
- Clarificadores secundarios: Estructuras circulares con un diámetro de 55 metros y una altura de 6,2 metros. Se estima que impondrán una carga aproximada de 6,1 ton/m². Al igual que los clarificadores primarios, se prevé que estos tanques serán semi-enterrados.
- Tanques de aireación: Estructuras rectangulares de un área de 61 m de ancho por 86 m de largo, y una altura de 7,55 m.
- Digestores: Estructuras circulares con un diámetro de 27 m y una altura de 22 m. Se tiene prevista la construcción de 16 tanques con cargas aproximadas de 27 ton/m².

- Filtros de desnitrificación: Estructuras rectangulares de 12 m de ancho por 9 m de largo. Se estiman que las cargas de los sesenta (60) filtros previstos serán ligeras.
- Mezcladores rápidos y mezcladores lentos: Estructuras rectangulares con áreas de 49 y 625 m² y alturas de 4,8 y 4,5 metros, respectivamente.
- Desarenadores: Son tanques de 10 m de diámetro con una altura de 2,4 metros y una carga estimada de 3 ton/m².

Otras estructuras contempladas dentro de la PTAR Canoas son:

- Espesadores por gravedad
- Sistema de cogeneración
- Tanque de almacenamiento de lodos espesos
- Área de almacenamiento de lodos
- Edificios de operaciones y administrativo

3.4 Investigaciones previas del subsuelo

Uno de los alcances contractuales de la presente consultoría es la revisión de información de estudios existentes en la zona de estudio, el cual fue cumplido en desarrollo del Producto 1 – Recopilación y análisis de la información existente. La información obtenida en esta etapa fue la base para el planteamiento del programa de exploración del subsuelo que se desarrolla en el presente informe. En general, el perfil de suelos presentado en los reportes correspondía al presentado en el estudio geotécnico del túnel de emergencia del Interceptor Tunjuelo-Canoas (ITC) entre las abscisas K0+000 a K0+460, ya que este tramo del túnel atraviesa la zona noroccidental del lote destinado para la PTAR Canoas.

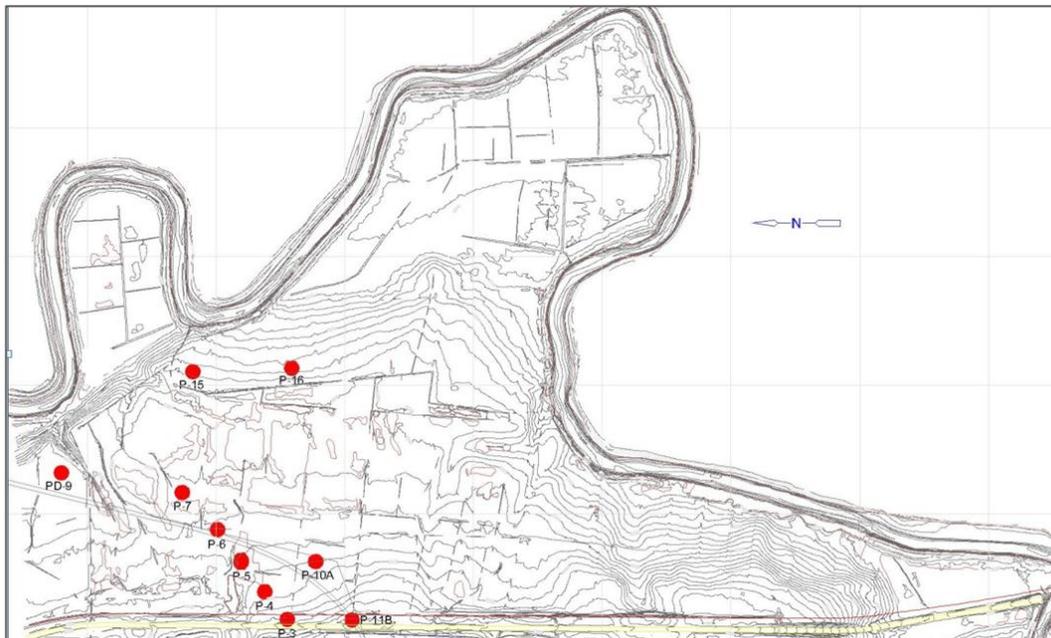
De acuerdo con la información disponible, se preveía que el espesor del estrato de suelo fuera de aproximadamente 50,0 m. Las características registradas para las capas de suelos exploradas en investigaciones previas, son las siguientes:

- Capa 1: Capa de arcillas y limos de baja compresibilidad, consistencia entre media y dura y plasticidad intermedia. Este material se extiende desde la superficie hasta profundidades entre los 11,0 m y 21,5 m.
- Capa 2: Subyacente a la capa 1 se encontró una capa de suelo fino (arcillas) de consistencia media, con rastros de arena fina, conformando un paquete con un espesor entre 3,0 m y 7,5 m que se puede encontrar entre 11 m y 21 m de profundidad.
- Capa 3: Material fino con presencia de materia orgánica, de alta compresibilidad, consistencia entre baja y media y plasticidad muy alta. Esta capa de suelo puede tener un espesor entre 3,0 y 7,3m, y se encuentra a profundidades variables, desde 31 m en el K0+000 hasta 16,5 m en el K0+454. (Las abscisas corresponden al alineamiento del ITC mencionado arriba)

- **Capa 4:** Subyaciendo a la capa 3, se encuentran de nuevo arcillas de consistencia media con rastros de arena correspondientes a la capa 2 ya descrita, en un paquete con espesor entre 5 y 10,5 m, a profundidades que van desde 37 m, cerca del inicio del túnel, hasta 19,5 m cerca del afloramiento rocoso. Esta segunda capa de arcilla con arenas no se reportó en la perforación P7 (K0+000).
- **Capa 5:** Arcilla de baja plasticidad, de consistencia muy dura, con presencia de arenas y gravas finas. Este material se encontró a profundidades que van desde 41 m en el K0+000 hasta 30 m cerca al K0+450, persistiendo en todas las perforaciones menos en la P-4, en donde es subyacida por la roca que se describe a continuación.
- **Capa 6:** Corresponde a una cuarzoarenita de granos muy finos a finos, subredondeados a redondeados, bien cementada, color marrón amarillento a gris claro, fracturada y con óxidos de hierro. Esta roca se encontró solo en la perforación P-3 desde los 30 m de profundidad en adelante y, probablemente, sea la misma reportada en la perforación P-4 (K0+356) a 43 m de profundidad. Corresponde al primer contacto con el afloramiento rocoso.

La presente Consultoría definió el programa de exploración geotécnica a realizar dentro del Producto 2, con base en la información y registros de campo de las nueve perforaciones mecánicas y dos perforaciones con piezocono (CPTu) realizadas dentro de la zona de estudio por el Consorcio Canoas y por HMV – IEH¹. Las profundidades de estas perforaciones varían entre 28 m y 70 m. La **Tabla 3-1** presenta la información sobre la localización de las perforaciones realizadas en dichos estudios y la **Figura 3-5** presenta la localización de las mismas en el predio de Canoas.

Figura 3-5 Localización de puntos de exploración de estudios previos realizados en la zona de estudio.



¹ Estudios geotécnicos para la construcción del Interceptor Tunjuelo Canoas. I-G-PT-014-V0

Es de mencionar que el alineamiento actual del túnel de emergencia del ITC no coincide con los puntos de exploración localizados en la Figura 3-5, ya que la exploración presentada en el informe I-G-PT-014-V0 de Octubre de 2010 se realizó para un trazado diferente al trazado actual del túnel.

Tabla 3-1 Perforaciones realizadas en el área de estudio para el Interceptor Tunjuelo Canoas

Empresa Consultora	Identificación Perforación	Este	Norte	Cota (m.s.n.m)	Profundidad (m)
HMV - IEHG	P-15	80.535,4	96.662,4	2547,20	50,0
	P-16	80.532,0	96.394,4	2547,20	58,0
	P-10A	80.020,46	96.340,46	2554,50	70,0
	P-11B	79.854,36	96.229,06	2560,00	70,0
Consorcio CANOAS	P-3	79.862,21	96.405,95	2557,21	50,0
	P-4	79.938,38	96.467,06	2554,48	47,6
	P-5	80.016,37	96.529,65	2553,18	50,5
	P-6	80.094,37	96.592,23	2552,26	50,0
	P-7	80.220,19	96.693,19	2551,20	54,5
	PD-9	80.276,56	97.013,33	2550,56	54,5

Los registros y resumen de resultados de ensayos de laboratorio de estudios previos o sobre el área de estudio se presentan en el **Anexo 1**.

3.5 Programa presente de exploración del subsuelo

La exploración del subsuelo se ejecutó con base en los procedimientos de calidad y normatividad establecidos por el ACUEDUCTO DE BOGOTÁ en su Norma Técnica NS-010 “Requisitos para la Elaboración y Presentación de Estudios Geotécnicos”, así como las recomendaciones contenidas en la Norma NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – Capítulo H, Estudios Geotécnicos) y el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS-2000, Título G, Sección G.2, Aspectos Geotécnicos). Sin embargo, se hacen las siguientes anotaciones:

- Las Condiciones y Términos de la Invitación que constituyen el documento base con el cual se contrató la presente consultoría, señalan en su numeral 5.5.2.1.2.2 Número mínimo de sondeos y profundidad, lo siguiente: “El número mínimo de sondeos se regirá por el RAS, Tabla G.2.2. Número mínimo de sondeos. Asumiendo un grado de dificultad alto para las excavaciones de acuerdo al tipo de suelo esperado, y teniendo en cuenta una variabilidad baja del subsuelo y un nivel de complejidad del sistema bajo, se considera y se recomienda que se debe realizar una perforación cada 250 m con una profundidad mínima de 30 m.” Aunque no hay discusión con respecto al grado de dificultad alto de las excavaciones y la variabilidad baja del subsuelo, es evidente que de acuerdo con el mismo RAS-2000, el nivel de complejidad del sistema corresponde a un nivel alto y no bajo, como lo indica el documento en mención. Si se aplicara este criterio de manera correcta, la distancia entre cada perforación debería ser de 100 m, según la tabla antes citada.

- Por otra parte, es importante aclarar que las normas establecidas en el Título G del RAS-2000, aplican exclusivamente a estudios geotécnicos para el diseño de obras lineales de acueducto y alcantarillado. Adicionalmente, la definición del número mínimo de sondeos referida en la Tabla G.2.2, corresponde a la realización de estudios definitivos y no preliminares, como es el presente caso. Por último, es importante señalar que este Reglamento no hace ninguna referencia a requisitos para estudios geotécnicos de estructuras hidráulicas como las que se prevén en la PTAR Canoas.
- Otras normas que rigen los estudios de exploración y muestreo de un sitio para la construcción de obras civiles, corresponden a la Norma Técnica NS-010 del ACUEDUCTO DE BOGOTÁ (Requisitos para la elaboración y presentación de estudios geotécnicos) y al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente, Norma NSR-10.

La Norma Técnica NS-010 establece en su numeral 4.5.2 (Cuadro 3 Exploración del subsuelo) que para obras como estructuras hidráulicas, la cantidad mínima de exploraciones debe ser de una por cada 20 m² de superficie de estructura. Sin embargo, estas exploraciones se refieren a estudios geotécnicos definitivos para diseños de detalle.

- Por su parte, la Norma NSR-10 determina en su Capítulo H.3 – Caracterización Geotécnica del Subsuelo, el número mínimo de sondeos y su profundidad para diferentes categorías de unidades de construcción, las cuales se refieren exclusivamente a edificaciones o construcciones cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos. Según su Artículo 3°, las disposiciones de este reglamento no comprenden el diseño y construcción de estructuras especiales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas estructuras cuyo comportamiento dinámico difiera del de edificaciones convencionales, o no estén cubiertos dentro de las limitaciones de cada uno de los materiales estructurales prescritos. De acuerdo con esto, para el caso de la PTAR Canoas las disposiciones de esta Norma sólo serán aplicables al caso de los edificios que hagan parte de las instalaciones de la planta.

Por tratarse de un estudio geotécnico preliminar, a través del cual se busca tener una aproximación general a las características geotécnicas del terreno, con el fin de establecer las condiciones que limitan su aprovechamiento y los potenciales problemas que puedan presentarse, y dada la gran cantidad de estructuras hidráulicas que comprenden una planta de tratamiento como la PTAR Canoas, se adoptaron los criterios establecidos en el RAS-2000 para determinar el número mínimo de sondeos a realizar en estudios definitivos de obras lineales de acueducto y alcantarillado. Así, considerando un grado alto de dificultad de las excavaciones (probablemente mayores de 10,0 m), una variabilidad baja del subsuelo y un nivel de complejidad alto del sistema, se adoptó realizar un sondeo cada 150 m de distancia. Definido este criterio, para establecer el número y localización de las perforaciones y ensayos geofísicos se trazó una malla o retícula, de 150 m de lado.

Para optimizar los recursos y el tiempo de ejecución del estudio, se propuso la ejecución de cinco tipos de investigación:

- Perforaciones por percusión y lavado
- Sondeos con piezocono sísmico (CPTu)
- Sondeos con dilatómetro plano de Marchetti (DMT)
- Sondeos eléctricos verticales (SEV)

Los puntos de exploración del subsuelo cubren la totalidad del terreno de Canoas que será adquirido por el ACUEDUCTO DE BOGOTÁ para la construcción de la PTAR Canoas, cuya área es de aproximadamente 214 hectáreas, a excepción de la zona localizada en la terraza inferior noroccidental, que es la de mayor probabilidad de inundación por el río Bogotá.

El presente programa de exploración del subsuelo está compuesto por:

- 20 perforaciones por percusión y lavado.
- 9 sondeos de penetración de piezocono (CPTu).
- 19 sondeos de dilatómetro de Marchetti (DMT).
- 43 sondeos de registros eléctricos verticales (SEV).
- 3 pruebas down hole.
- Instalación de 7 piezómetros temporales.

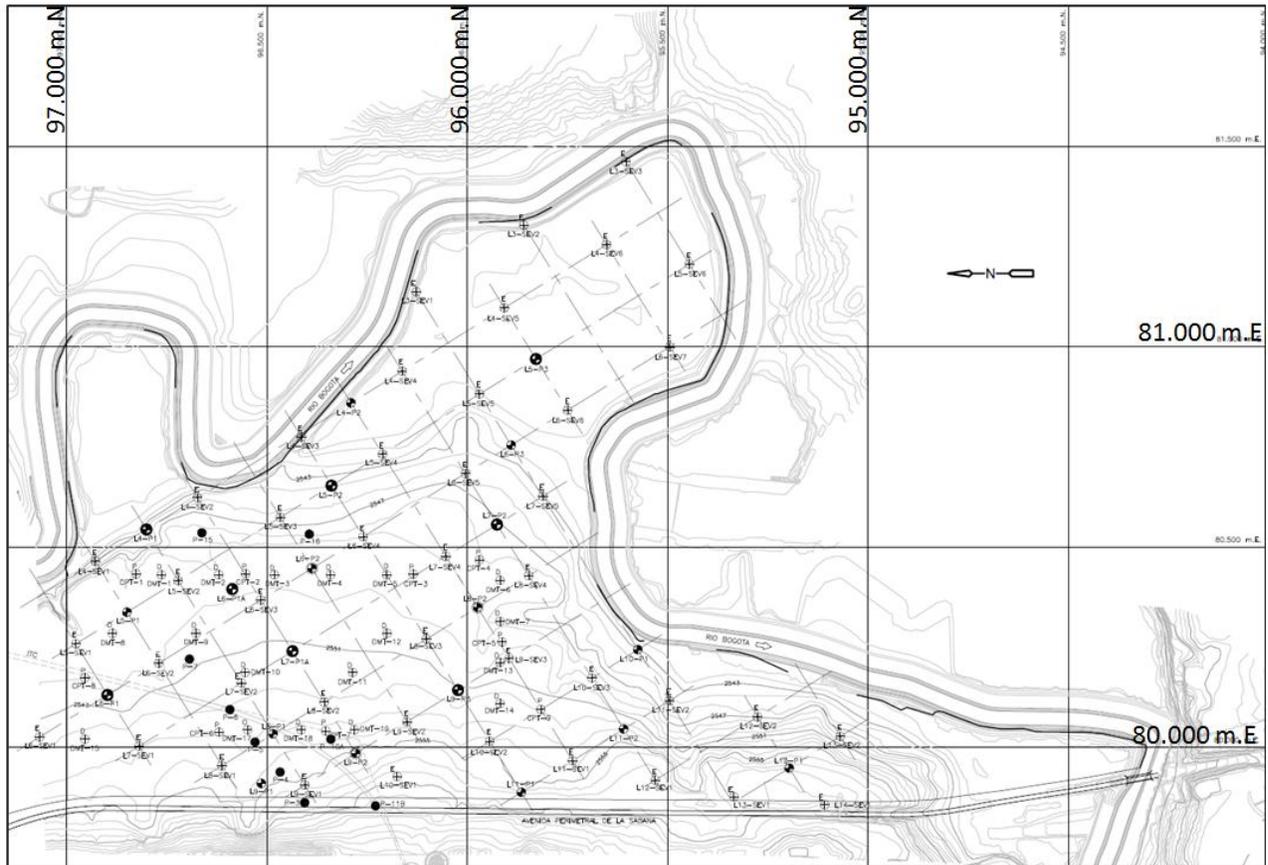
Cabe resaltar que en un inicio los sondeos con DMT no se contemplaron dentro del programa de trabajo. Éstos fueron incluidos en el programa de investigación una vez se finalizaron las perforaciones mecánicas, pues el perfil estratigráfico promedio deducido a partir de la recuperación de muestras de suelo correspondió a estratos arcillosos con espesores del orden de 20 m, que contienen lentes y/o capas de arenas de espesores variables entre 0,5 m y 8,0 m. Esta variabilidad de la distribución de los materiales en profundidad, junto a una estimación de magnitud de cargas (7 a 28 ton/m²) de las estructuras que se emplazarán en la PTAR Canoas, conllevó a la implementación de sondeos con DMT en el programa de investigación del subsuelo.

Con el propósito de optimizar la obtención de los parámetros geotécnicos necesarios para la toma de decisiones en cuanto al sistema de fundación a emplear para las diferentes estructuras de la PTAR Canoas, se resolvió adelantar sondeos con DMT (Dilatometer Marchetti Test), lo que permite obtener el módulo dilatométrico de los estratos de suelo, parámetro necesario para el cálculo de los asentamientos, que permitirá evaluar y optimizar la profundidad de las excavaciones propuestas para las diferentes estructuras.

Dados los resultados satisfactorios de las tres pruebas down hole realizados a profundidades entre 34,0 y 50,0 m, con lectura de velocidad de onda de corte (V_s) cada metro y de nueve sondeos CPTu con lectura de V_s cada 5,0 m; y dados los resultados de las dos pruebas down hole (DH-8 y DH-10) con lecturas de V_s cada metro, localizadas dentro del área de estudio para para el diseño del Interceptor Tunjuelo Canoas, se consideró que la ejecución de las cuatro líneas de refracción sísmica propuestas en la campaña de exploración del subsuelo no era necesaria, pues el alcance de la información obtenida en esta etapa y en estudios previos cumple el alcance de una caracterización preliminar. Cabe resaltar que la ejecución de estas líneas de refracción sísmica se realizará como complemento de los trabajos de campo para ingeniería de detalle para el análisis sísmico del proyecto.

La localización general de los puntos de exploración ejecutados para los trabajos preliminares de campo para el presente estudio se presenta en la **Figura 3-7**. Para mayor detalle de puede consultar en el **Anexo 2**.

Figura 3-6 Localización general de puntos de exploración ejecutados para el Producto 2. Trabajos preliminares de campo.



3.5.1 Perforaciones mecánicas con recuperación de muestras

Las perforaciones mecánicas por percusión y lavado fueron realizadas por EDIFICA Colombia, entre el 20 de julio y el 9 de septiembre de 2013. Las perforaciones fueron ejecutadas a profundidades entre 30 y 53 metros por debajo de la superficie del terreno, con el fin de investigar las condiciones del subsuelo y la recolección de muestras inalteradas y remoldeadas.

Las perforaciones se realizaron mediante equipos de avance por percusión y lavado; los equipos empleados fueron de los tipos: Petty, XY1 y ST-51. En suelos finos blandos (limos, arcillas y turbas) se obtuvieron muestras inalteradas con tubo de pared delgada² donde la consistencia del material permitió la obtención de las muestras mencionadas, mientras que en suelos granulares y finos competentes se tomaron muestras alteradas con el muestreador de cuchara partida cada 1,5 m como máximo o donde se presentaron cambios de estratos, a todo lo largo de la perforación.

La obtención de muestras representativas o inalteradas se realizó con el muestreador de pared delgada de diámetro de 3 pulgadas; la recolección de muestras perturbadas fue ejecutada de acuerdo a la norma INVE-111 y ASTM D-1586, con un muestreador de 2 pulgadas de diámetro y 24 pulgadas de largo

² Se define tubo de pared delgada aquel cuya relación de área, $R_a < 15\%$

hincando mediante el uso de un martillo de 140 libras de peso dejado caer libremente desde una altura de 30 pulgadas. Se registró el número de golpes requerido para penetrar el muestreador cada 6 pulgadas de incremento y se determinó la resistencia standard a la penetración (NSPT) como la suma del número de golpes del segundo y tercer incremento en la penetración de 6 pulgadas.

En algunas ocasiones, la penetración del muestreador fue terminada cuando el número de golpes alcanzaba 50 en un simple intervalo de 6 o menos pulgadas dando rechazo en el muestreo. En las perforaciones localizadas en el costado occidental en cercanía al afloramiento rocoso de la Formación Arenisca de Labor y Tierna se avanzó la perforación con rotación al encontrar un estrato de limolita muy meteorizada. Luego de recuperada cada muestra, la perforación continuaba a la siguiente profundidad de muestreo. Una vez completada cada perforación, se rellenaron los pozos de perforación con los mismos suelos perforados y acumulados alrededor de la perforación.

Un Ingeniero geotecnista de CDM Smith observó la realización de las perforaciones en el campo a tiempo parcial y visualizó algunas de las muestras extraídas para corroborar las descripciones hechas por el personal de EDIFICA Colombia, compañía encargada de la exploración y descripción de muestras. Las muestras representativas y perturbadas de suelo fueron tomadas del muestreador de pared delgada y SPT, empacadas de forma tal que sufrieran la mínima alteración, para luego ser almacenadas en las instalaciones del laboratorio SUELOS Y PAVIMENTOS GREGORIO ROJAS & CIA LTDA.

En la **Tabla 3-2** se presentan las coordenadas, profundidad y números de muestras obtenidas en cada uno de los sondeos mecánicos realizados para la etapa de trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas.

Tabla 3-2 Localización de las perforaciones mecánicas realizadas para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas.

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)	N° muestras inalteradas	N° muestras alteradas
1	L4-P1	80543,8	96.800,5	50,0	18	25
2	L4-P2	80.859,6	96.290,4	50,0	22	12
3	L5-P1	80.337,3	96.849,1	50,0	12	34
4	L5-P2	80.653,1	96.339,0	50,0	23	3
5	L5-P3	80.969,0	95.828,8	50,0	12	22
6	L6-P1	80.130,8	96.897,7	50,0	15	20
7	L6-P1A	80.394,8	96586,4	50,0	18	16
8	L6-P2	80.446,6	96.387,5	50,0	12	22
9	L6-P3	80.754,3	95.890,7	50,0	14	20
10	L7-P1A	80.240,2	96.436,1	47,0	16	16
11	L7-P2	80.556,0	95.926,0	50,0	27	7
12	L8-P1	80.033,7	96.484,7	49,0	7	30
13	L8-P2	80.349,5	95.974,6	50,0	16	17
14	L9-P1	79.910,2	96.513,9	53,0	7	24
15	L9-P2	79.985,1	96.278,2	39,5	11	10
16	L9-P3	80.143,0	96.023,1	50,0	11	23
17	L10-P1	80.244,1	95.574,9	30,0	12	9
18	L11-P1	79.939,4	95.849,1	33,0	8	14
19	L11-P2	80.045,8	95.610,1	30,0	16	5

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)	N° muestras inalteradas	N° muestras alteradas
20	L13-P1	79.948,7	95.197,2	30,0	11	10

En el **Anexo 3** se presentan los resúmenes gráficos de propiedades del subsuelo, generados para cada perforación mecánica.

3.5.2 Sondeos con CPTu (Cone Penetration Test - undrained)

Además de las perforaciones mecánicas, se realizaron nueve sondeos con el cono de penetración con lectura sísmica cada 5,0 m de avance, localizados dentro de las áreas de mayor proyección de estructuras (terrace superior). Los sondeos de CPTu fueron ejecutados por EDIFICA Colombia entre Septiembre 13 y 19 de 2013. Las profundidades de los sondeos CPTu oscilaron entre 17,20 y 29,88 m debajo de la superficie.

El piezocono es un equipo de prueba a profundidad en sitio que usa transductores eléctricos para obtener un perfil continuo en profundidad de la resistencia por punta y la fricción en una sección cilíndrica inmediatamente arriba de la punta. Estos datos luego son usados para evaluar las propiedades en sitio de los suelos tales como la resistencia al corte, densidad relativa, ángulo de fricción, módulo de elasticidad, resistencia al corte no drenada, y conductividad hidráulica con respecto a la profundidad.

Los sondeos del piezocono se realizaron de acuerdo con la ASTM D 5778 usando un cono penetrómetro con un sistema de adquisición de datos. Las lecturas de la resistencia por punta, fricción y presión de poros se tomaron cada 1,0 cm. La resistencia por punta es medida como la fuerza sobre el área proyectada de la punta del cono. La resistencia por punta medida es corregida por la presión de poros. La fricción por punta es usada para diferenciar los tipos de suelos y puede ser expresada por la relación de fricción (fricción por punta dividida por la presión corregida por punta). La localización y profundidad de los sondeos con CPTu con lecturas sísmica cada 5,0 m ejecutados para el presente informe, se presenta en la **Tabla 3-3**.

Tabla 3-3 Localización de sondeos con CPTu realizados para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)
1	CPT1A	80.432,4	96.825,8	23,90
2	CPT2	80.432,9	96.552,8	17,80
3	CPT3	80.432,4	96.134,6	19,82
4	CPT4	80.468,0	95.969,7	24,01
5	CPT5A	80.263,2	95.913,3	17,20
6	CPT6	80.038,0	96.619,4	18,54
7	CPT7A	80.040,8	96.353,2	19,51
8	CPT8A	80.173,7	96.954,1	29,88
9	CPT9	80.094,4	95.816,6	22,96

Es importante señalar que aunque en un principio se contemplaron sondeos con CPTu a profundidades de 50 m, esta profundidad no se logró alcanzar en ninguno de los nueve sondeos ejecutados, ya que la resistencia de las capas de suelo a ser atravesadas superó la capacidad máxima de resistencia del cono. Por tanto las profundidades alcanzadas están en un rango entre los 17,20 y 29,88 m.

Los registros de los sondeos con CPTu se presentan en el **Anexo 4**. Cabe mencionar que los datos de campo obtenidos en los sondeos con CPTu serán empleados en la etapa de diseño conceptual para determinar el sistema de fundación más conveniente para las diferentes estructuras que componen la PTAR Canoas.

3.5.3 Sondeos con DMT (Dilatometer Marchetti Test)

El programa de investigación del subsuelo contempló la ejecución de 19 sondeos con ensayo del Dilatómetro de Marchetti (DMT), los cuales fueron ejecutados por EDIFICA Colombia; estos sondeos se ejecutaron entre el 20 y el 30 de septiembre de 2013.

El ensayo con Dilatómetro plano de Marchetti, es un ensayo carga-deformación, con deformación controlada y cuyo rango de aplicación es en suelos granulares o cohesivos, de poco a muy densos y de blandos a duros, respectivamente. Desde un punto de vista geológico/geotécnico, presenta tres aplicaciones principales:

- Determinar el perfil estratigráfico del terreno.
- Evaluar los parámetros geotécnicos de las capas sondeadas.
- Calcular la capacidad portante del terreno y los asentamientos ante cargas aplicadas.

El DMT consiste en una paleta plana que se hinca en el terreno y está provisto de una fina membrana metálica circular que se expande horizontalmente hasta 1,1 mm en el suelo mediante gas a presión. La hincada de la paleta en el terreno se realiza mediante penetración estática, utilizando para ello el mismo equipo de avance empleado en los ensayos de piezocono.

La paleta se conecta a una unidad de control en superficie mediante una manguera de presión de nylon en cuyo interior contiene un cable eléctrico que transmite las señales. La manguera y cable discurren por el interior de las varillas de hincada, las cuales son huecas.

A intervalos de 20 cm se detiene la penetración y se infla la membrana mediante gas presurizado. Se toman dos lecturas: A, que corresponde a la presión necesaria para comenzar a mover la membrana, y B, que es la presión requerida para producir una deformación de 1,1 mm en el terreno. El desplazamiento de la membrana de la paleta es de $1,1 \pm 0,02$ mm y, tratándose de piezas sólidas, no puede ser alterada en modo alguno por el operador. Se trata, por lo tanto, de un instrumento de gran precisión. Los sondeos del DMT fueron realizados de acuerdo con la norma ASTM D6635; su localización y profundidad se presentan en la **Tabla 3-4**.

Tabla 3-4 Localización de sondeos con DMT realizados para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)
1	DMT1	80.430,4	96.763,4	13,00

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)
2	DMT2	80.430,6	96.620,2	16,40
3	DMT3	80.430,4	96.480,8	17,80
4	DMT4	80.430,4	96.341,4	17,00
5	DMT5	80.430,4	96.201,0	15,40
6	DMT6	80.416,8	95.918,5	19,00
7	DMT7	80.314,4	95.918,5	17,40
8	DMT8	80.284,7	96.885,3	20,8
9	DMT9	80.284,7	96.676,8	20,00
10	DMT10	80.186,7	96.554,3	16,80
11	DMT11	80.186,7	96.286,3	15,20
12	DMT12	80.284,7	96.200,3	14,40
13	DMT13	80.212,0	95.918,5	17,00
14	DMT14	80.109,6	95.918,5	14,40
15	DMT15	80020,5	96.954,0	14,80
16	DMT16	80.043,9	96.683,7	6,00
17	DMT17	80.044,0	96.548,2	14,20
18	DMT18	80.044,0	96.414,9	13,80
19	DMT19	80.044,0	96.281,5	15,00

La profundidad propuesta inicialmente para los sondeos con DMT fue de 30 m. Sin embargo, las condiciones del subsuelo sólo permitieron realizar la prueba hasta los 20,8 m de profundidad. Se destaca que la resistencia de las capas de suelo a atravesar es superior a la capacidad máxima de resistencia de la paleta DMT, lo cual llevó a las profundidades ya anotadas.

Los registros de los sondeos con DMT se presentan en el Anexo 4 Cabe resaltar que los datos de campo obtenidos en los sondeos con DMT serán empleados en la etapa de diseño conceptual para determinar los asentamientos totales y diferenciales de las estructuras del proyecto que serán fundadas directamente.

3.5.4 Sondeos eléctricos verticales (SEV)

Se denomina sondeo eléctrico vertical (SEV) a una serie de determinaciones de la resistividad aparente efectuadas con el mismo tipo de dispositivo y separación creciente entre los electrodos de emisión y recepción colocados de forma simétrica y permaneciendo fijos el centro y el azimut.

Los sondeos eléctricos verticales (SEV) consisten en arreglos de cuatro electrodos (A, B, M y N) alineados y dispuestos simétricamente con respecto a un centro. Este método se basa en el estímulo del suelo mediante la inyección de una corriente a través de los electrodos emisores A y B y como respuesta la obtención de un potencial en los electrodos receptores M y N. Ambos grupos de electrodos son hincados en la superficie del suelo.

Para la realización de los SEV se utilizó la configuración típica de uno de los métodos más utilizados como el arreglo central Wenner, en el cual las líneas concéntricas a los electrodos emisores corresponden a las líneas de potencial, mientras que las líneas que unen los electrodos A y B son líneas de corriente.

En total se realizaron 43 SEV con alcance de lectura de 100 m en profundidad. Los SEV fueron ejecutados por EDIFICA Colombia entre el 13 de Agosto y el 06 de Septiembre de 2013. La identificación y localización se presenta en la **Tabla 3-5**.

Tabla 3-5 Localización de sondeos eléctricos verticales realizados para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas.

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)
1	L3-SEV1	81.136,9	96.127,6	100
2	L3-SEV2	81.303,0	95.859,2	100
3	L3-SEV3	81.460,9	95.604,1	100
4	L4-SEV1	80.464,8	96.928,1	100
5	L4-SEV2	80.622,8	96.673,0	100
6	L4-SEV3	80.774,0	96.413,8	100
7	L4-SEV4	80.938,6	96.162,9	100
8	L4-SEV5	81.096,5	95.907,8	100
9	L4-SEV6	81.254,4	95.652,7	100
10	L5-SEV1	80.258,3	96.976,7	100
11	L5-SEV2	80.416,3	96.721,6	100
12	L5-SEV3	80.574,2	96.466,5	100
13	L5-SEV4	80.732,1	96.211,4	100
14	L5-SEV5	80.881,8	95.969,7	100
15	L5-SEV6	81.205,9	95.446,2	100
16	L6-SEV1	80.055,8	97.067,3	100
17	L6-SEV2	80.209,8	96.770,2	100
18	L6-SEV3	80.367,7	96.515,1	100
19	L6-SEV4	80.525,6	96.260,0	100
20	L6-SEV5	80.683,5	96.004,9	100
21	L6-SEV6	80.841,4	95.749,9	100
22	L6-SEV7	80.999,4	95.494,8	100
23	L7-SEV1	80.150,8	96.897,7	100
24	L7-SEV2	80.161,2	96.563,7	100
25	L7-SEV4	80.477,0	96.053,5	100
26	L7-SEV5	80.626,7	95.811,7	100
27	L8-SEV1	79.954,7	96.612,2	100
28	L8-SEV2	80.112,6	96.357,2	100
29	L8-SEV3	80.270,5	96.102,1	100
30	L8-SEV4	80.428,5	95.847,0	100
31	L9-SEV1	79.906,2	96.405,6	100
32	L9-SEV2	80.063,9	96.150,5	100
33	L9-SEV3	80.222,0	95.895,6	100
34	L10-SEV1	79.965,1	96.278,2	100
35	L10-SEV2	80.015,4	95.9044,1	100
36	L10-SEV3	80.173,4	95.689,1	100

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)
37	L11-SEV1	79.966,9	95.737,7	100
38	L11-SEV2	80.116,6	95.495,9	100
39	L12-SEV1	79.918,3	95.531,2	100
40	L12-SEV2	80.076,2	95.276,1	100
41	L13-SEV1	79.876,6	95.334,7	100
42	L13-SEV2	80.027,7	95.069,6	100
43	L14-SEV1	79.856,9	95.108,6	100

Los registros de los sondeos eléctricos se presentan en el Anexo 4. Los resultados obtenidos en los SEV fueron empleados como información complementaria a las perforaciones mecánicas, con el objetivo de determinar la resistividad de los estratos que conforman el subsuelo en puntos intermedios entre perforaciones. Adicionalmente, estos datos darán una idea del potencial de corrosión en los suelos que serán usados como soporte de las tuberías proyectadas.

3.5.5 Piezómetros temporales

Se instalaron siete piezómetros temporales a profundidades de 20 m por debajo de la superficie del terreno para permitir la lectura periódica de los niveles del nivel freático, usando el mismo hueco de perforación realizada para la exploración del subsuelo.

Los piezómetros consisten en una tubería de polietileno de 1,0 pulgada de diámetro con 0,30 m de longitud, con punta filtrante de polietileno con poros de 60 micras, que se instalan en el fondo del pozo de perforación. El espacio anular entre el piezómetro y las paredes del hueco perforado se rellenó con arena, que actúa como filtro. Entre las profundidades de 19,5 y 20,0 m este espacio anular se rellenó con arena y sobre este lecho se pone un sello de bentonita de 1m para sellar el filtro. El piezómetro se acopla a una tubería de PVC de 2 pulgadas de diámetro que llega a 50 cm sobre la superficie del terreno y se sella con un tapón. El espacio entre la tubería de 2 pulgadas y las paredes de la perforación se rellenó hasta la superficie con arena y suelo extraído de la perforación. La **Figura 3-7** presenta un esquema de los piezómetros instalados, la localización y profundidad a la que se instalaron los piezómetros, así como la profundidad inicial a la cual se halló el nivel del agua subterránea (nivel freático) se presentan en la **Tabla 3-6**.

Figura 3-7 Esquema de piezómetro abierto o de Casagrande

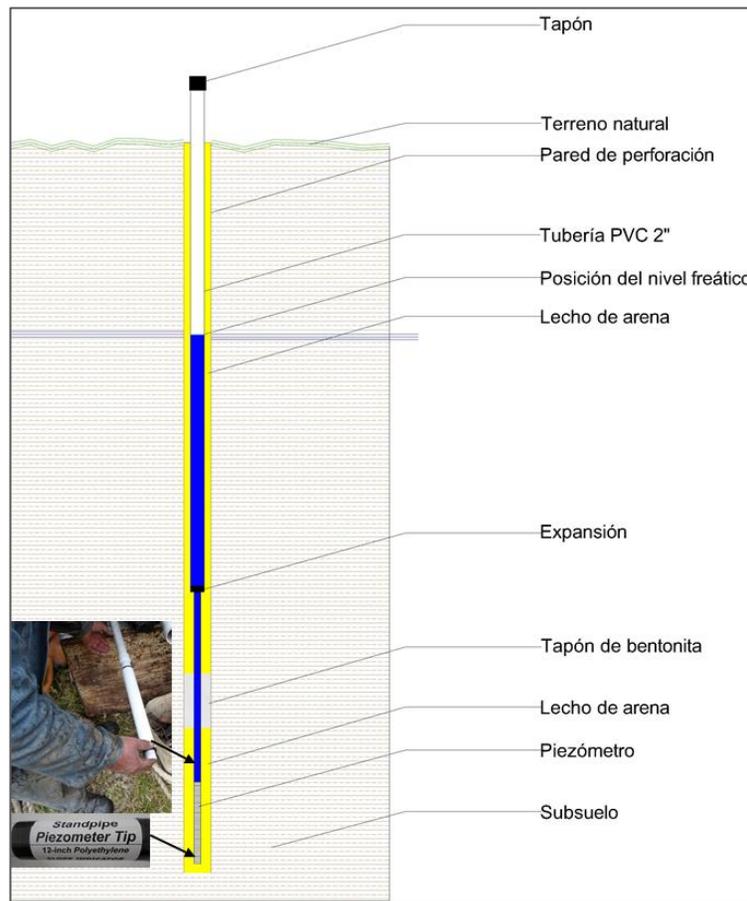


Tabla 3-6 Localización de piezómetros instalados para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas.

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)	Profundidad inicial del nivel de agua (m)
1	L4-P1	80.543,8	96.800,5	20,0	6,0
2	L5-P2	80.653,1	96.339,0	20,0	3,0
3	L6-P1	80.130,8	96.897,7	20,0	4,5
4	L6-P1A	80.394,8	96.586,4	20,0	4,3
5	L7-P1A	80.240,2	96.436,1	20,0	10,0
6	L7-P2	80.556,0	95.926,0	20,0	12,0
7	L9-P3	80.143,0	96.023,1	20,0	15,0

Finalizada la etapa de exploración se iniciará el monitoreo de niveles freáticos en los piezómetros instalados; esta lectura se hará una vez por semana. Los registros iniciales de posiciones de nivel freático se incluyen en la tabla anterior.

3.5.6 Veleta de campo

Los ensayos de veleta de corte fueron realizados en 14 perforaciones a profundidades entre 0 y 8,0 m, donde la consistencia del material permitió su realización. La veleta es un instrumento de laboratorio utilizado para determinar el parámetro de resistencia al corte no drenado (s_u) de un suelo; tiene la ventaja de poder ser aplicado directamente en campo, lo cual evita el transporte de muestras de suelo y su posible alteración. En el caso de suelos compuestos de limo y arcilla, en especial los de alta sensibilidad, el efecto de las alteraciones durante el ensayo puede ser bastante considerable en lo que respecta a la confiabilidad de los resultados medidos en el laboratorio, por lo cual este instrumento proporciona información bastante aproximada.

El ensayo con la veleta de corte es ideal para el caso de suelos compuestos de arcillas y limos saturados como los encontrados en la Formación Sabana. Básicamente el extremo inferior de la veleta consiste en cuatro aspas montadas en el extremo de una barra de acero. Después de hincar la veleta en el suelo, se hace girar aplicando un par de torsiones en el extremo libre de la varilla. Se gira primero la veleta entre 6 y 12^º por minuto para determinar el parámetro de resistencia al corte in situ sin perturbación y a continuación se mide la resistencia remoldeada, haciendo girar con rapidez la veleta. La superficie afectada constituye el perímetro y los extremos de un cilindro.

Los resultados de los ensayos de veleta se incluyen dentro de los registros de campo presentados en el **Anexo 7**. Las lecturas obtenidas fueron corregidas por plasticidad con base en los resultados de los límites de Atterberg obtenidos en los ensayos de laboratorio.

3.5.7 Ensayos Down Hole

El ensayo Down Hole consiste en generar ondas sísmicas que viajen en profundidad (ondas de corte y compresión), inducidas en superficie mediante el impacto generado por el golpe de una pesa que impacta en una de las caras verticales de una platina dispuesta en el terreno (se impacta sobre la cara vertical con el objetivo de inducir ondas de corte principalmente y no de compresión como sería el caso de golpear sobre las caras horizontales de la platina). Este impacto debe hacerse a una distancia horizontal de 0,5 m de una perforación que previamente es revestida con una tubería de PVC adherida a las paredes de la perforación mediante una lechada de cemento; dentro de esta tubería se instalan receptores (geófonos) en diferentes profundidades o en cadena, que registran (sismógrafo) el tiempo de llegada de las ondas de corte y de compresión inducidas desde la superficie.

El objetivo del ensayo down hole es tomar medidas de los tiempos de viaje de las ondas sísmicas internas generadas a partir de la energía de la fuente emisora. Las limitaciones del ensayo son el grado de alteración del suelo cuando se realiza el sondeo, posibles efectos de fluidos en el sondeo, excesivo o insuficiente impulso, efectos de ruido sísmico y efectos del nivel freático.

Tres ensayos down hole fueron realizados por EDIFICA Colombia y los resultados se incluyen en el Anexo 4. En la **Tabla 3-7** se presenta la identificación y localización de los ensayos.

Tabla 3-7 Localización de perforaciones con pruebas down hole, para los trabajos de campo preliminares de la PTAR Canoas.

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)
1	L6-P2	80.446,6	96.387,5	50,0

Item	Identificación	Este	Norte	Profundidad (m)
2	L8-P2	80.349,5	95.974,6	50,0
3	L9-P2	79.985,1	96.278,2	34,0

3.5.8 Dificultades en la ejecución del programa de investigación del subsuelo

Durante el período de ejecución de la campaña de exploración se produjo en el país un paro nacional agrario entre el 29 de agosto y el 19 de septiembre, que desafortunadamente afectó el normal desarrollo de los trabajos de campo durante tres a cuatro días en lo que respecta al acceso de los operarios y coordinadores al sitio, e incluyó el robo del equipo de avance del CPTu ocurrido el día 12 de septiembre. Ante esta situación, el Consorcio CDM SMITH – INGESAM y el subcontratista EDIFICA Colombia, implementaron un programa de intensificación de los trabajos que permitiera recuperar en el mayor grado posible el tiempo perdido en dicha situación.

3.6 Resultados de los ensayos

Con el objetivo de realizar una caracterización física y mecánica de las capas de suelo identificadas, se diseñó un programa de ensayos de laboratorio ajustado a las características de las capas identificadas en el paso previo y optimizado en lo relacionado con los recursos y el tiempo de ejecución.

Las muestras representativas y perturbadas del subsuelo fueron visualmente clasificadas por el laboratorio de SUELOS Y PAVIMENTOS GREGORIO ROJAS & CIA LTDA, revisadas y verificadas por el Consorcio CDM Smith - INGESAM de acuerdo con el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (ASTM D 2488). Las pruebas geotécnicas de laboratorio fueron ejecutadas en muestras seleccionadas y recolectadas en las perforaciones mecánicas. El propósito del programa de ensayos de laboratorio fue el siguiente:

- Complementar la clasificación de los suelos explorados.
- Estimar las propiedades geotécnicas de los suelos explorados.
- Determinar los parámetros de resistencia al corte drenado -intercepto de cohesión, ángulo de fricción.
- Hallar los parámetros de resistencia al corte no drenado.
- Establecer los parámetros de deformabilidad - módulos de elasticidad, coeficientes de compresibilidad y recompresión, y porcentajes de expansión.

En la **Tabla 3-8** se presenta el listado de ensayos ejecutados y las cantidades programadas para la etapa de trabajos preliminares de campo de la PTAR Canoas.

Tabla 3-8 Cantidad de ensayos ejecutados para los trabajos preliminares de campo.

Ensayos de laboratorio	Normativa aplicable	Cantidad
Contenido de Humedad Natural	ASTM D 2216	470

Ensayos de laboratorio	Normativa aplicable	Cantidad
Límites de consistencia (líquido y plástico)	ASTM D4318	315
Expansión de Lambe	INVE 132	1
Expansión unidimensional	INVE 137-07	5
Contenido de materia orgánica	INV E 121-07	79
Lavado sobre Tamiz N°200	ASTM D 422	67
Granulometría por tamizado	ASTM D 422	2
Compresión inconfiada	ASTM D 2166	131
Corte directo en suelos	ASTM D 3080	32
Consolidación unidimensional	ASTM D 2435	37
Peso unitario parafinado o por medidas	ASTM D2937	41
Peso específico de sólidos	ASTM D 854	61
Resistencia con veleta de mano		7
Compresión simple en roca	ASTM D 7012-10	1*

- Ensayo realizado sobre una muestra de arenisca encontrada particularmente en la perforación L9-P1 entre los 33m y 37m.

En el **Anexo 5** se presenta los resultados de ensayos de laboratorios ejecutados sobre las muestras representativas y perturbadas obtenidas en las perforaciones mecánicas. En el **Anexo 7** se presentan las propiedades del subsuelo en profundidad para cada perforación mecánica ejecutada.

Sección 4

Condiciones geológicas

4.1 Geología regional

El área de estudio está regionalmente localizada en parte central de la Cordillera Oriental de Colombia, hacia el extremo sur occidental de la Sabana de Bogotá, que hace a su vez parte del Altiplano Cundi-Boyacense, al suroccidente del municipio de Soacha y específicamente en el valle del río Bogotá.

En términos generales, diferentes autores plantean para la Sabana de Bogotá, una cuenca sedimentaria del tipo graben o semigraben de edad pre-Albiana, seguida de un proceso de inversión tectónica a partir del Cretácico superior, inducido en algunos casos por fallas distensivas predecesoras y reactivadas como inversas, con una notable incidencia de fallas trascurrentes transversales al rumbo estructural del fallamiento inverso regional.

En general la Cordillera Oriental está constituida por sedimentos, principalmente de origen marino, que se depositaron en su mayoría desde mediados del Mesozoico hasta el Neógeno, cuando se llevó a cabo la Orogénesis Andina. Estos sedimentos se erosionaron, transportaron y contribuyeron a la depositación y formación de rocas pertenecientes a la cuenca de la Sabana de Bogotá.

Estratigráficamente en el sector afloran rocas de la secuencia cretácica y terciaria, deformadas, levantadas y expuestas, por acción de procesos tectónicos y en sectores cubiertas por espesos depósitos cuaternarios recientes.

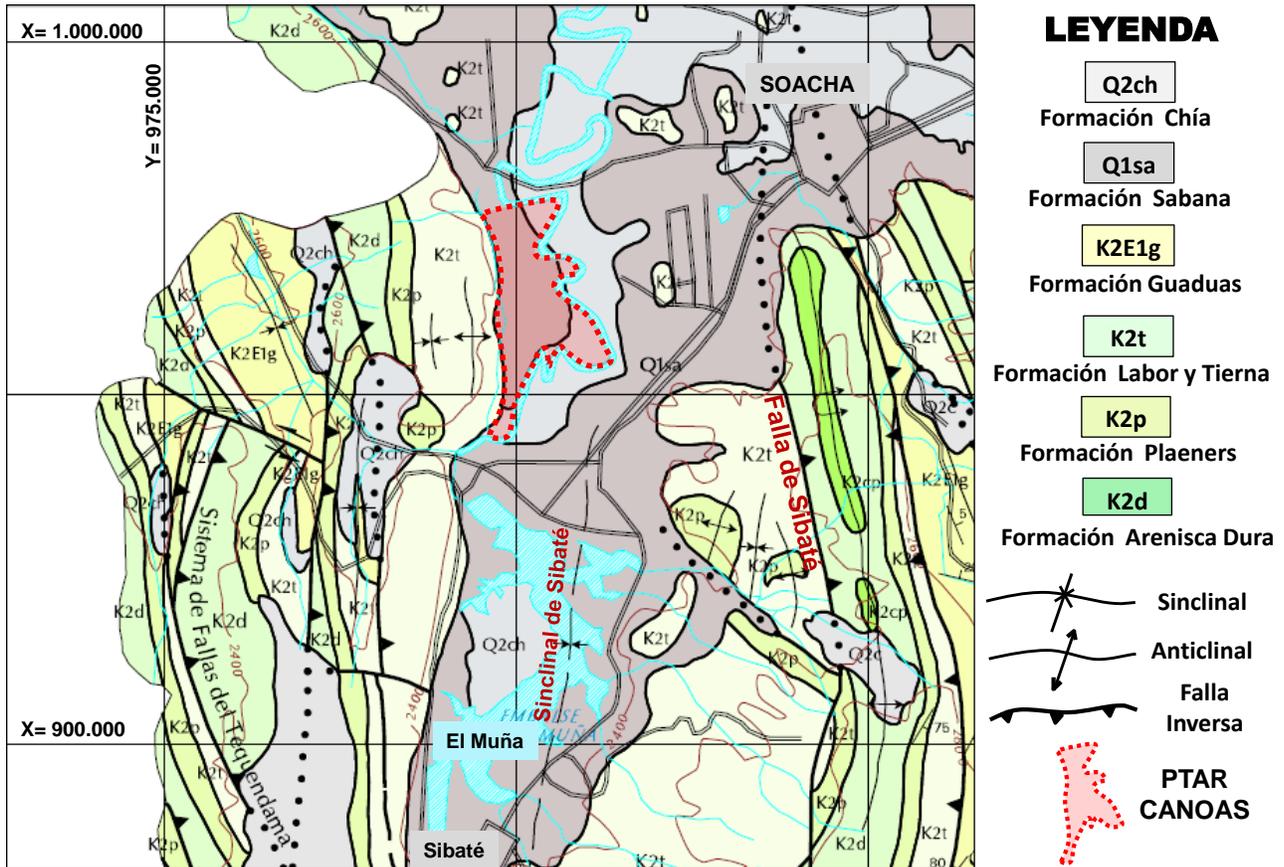
Estructural o tectónicamente la zona es bastante compleja, con frentes de fallamientos regionales bien definidos en el sentido NNW – SSE y plegamientos con ejes alineados en el mismo sentido desarrollados entre los bloques de las fallas (**Figura 4-1**, Mapa Geológico Regional, Tomado del Mapa Geológico de la Sabana de Bogotá. INGEOMINAS, 2005).

4.1.1. Estratigrafía

En esta sección se hace referencia de manera sintética a las unidades estratigráficas que conforman el entorno del sitio elegido para la construcción de la planta, señalando de manera general las principales características litológicas de los diferentes tipos de rocas y depósitos cuaternarios que afloran en superficie en el sector estudiado.

La nomenclatura estratigráfica adoptada para este trabajo es propuesta y tomada del INGEOMINAS, en el Mapa Geológico de la Sabana de Bogotá, del año 2005 y las unidades serán descritas desde la más antigua hasta la más reciente.

Figura 4-1 Geología general de la zona de estudio. Comprende unidades geológicas de edad cretácica y depósitos cuaternarios recientes.



Fuente Ingeominas, 2005.

4.1.1.1 Formación Arenisca Dura (K2d).

Nombre propuesto formalmente por Pérez & Salazar (1978), para la unidad litoestratigráfica que reposa concordante y transicionalmente sobre una sucesión monótona de lutitas físis y grises de la Formación Chipaque y que es suprayacida por una secuencia de arcillolitas, arcillolitas silíceas y liditas de la Formación Plaeners.

- **Sección tipo.**

Se localiza en la sección medida por Pérez y Salazar en el año de 1971, en el carretable que conduce al Cerro del Cable, al oriente de Bogotá.

- **Litología.**

La formación Arenisca Dura, está compuesta por una espesa secuencia de capas de cuarzoarenitas dispuestas en bancos gruesos y muy gruesos, interpuestas con capas delgadas laminadas de limolitas, lodolitas, porcelanitas (chert) y arcillolitas de colores amarillos claros y cremas.

- **Espesor.**

450 metros en la sección tipo.

- **Características especiales.**

Por su dureza y compactación en el área de la Sabana de Bogotá, esta unidad se reconoce por su morfología abrupta formando crestas y escarpes bien definidos, derivada de la litología que la constituye principalmente de areniscas. Se utiliza generalmente como fuente de agregados pétreos.

Esta unidad es equivalente a la Formación Raizal que aflora al oriente de Bogotá.

- **Edad.**

Coniaciano superior – Campaniano.

4.1.1.2 Formación Plaeners (K2p).

Nombre propuesto formalmente por Pérez & Salazar (1978) para la unidad litoestratigráfica que reposa concordantemente sobre la Formación Arenisca Dura y subyace a la Formación Arenisca de Labor.

- **Sección tipo.**

Propuesta por Pérez y Salazar en el año de 1971, y localizada en el cerro entre las quebradas Rosales y La Vieja, al oriente de Bogotá.

- **Litología.**

Consta de una sucesión monótona de lodolitas silíceas, limolitas silíceas y porcelanitas (chert), con intercalaciones de capas tabulares de cuarzoarenitas finas y lilitas.

- **Espesor.**

75 metros en la sección tipo.

- **Características especiales.**

En general presenta una morfología suave y genera una hondonada debido a su litología fina que contrasta con las pendientes abruptas de las unidades geológicas que la circundan. Se utiliza generalmente como fuente de recebos y caolín.

- **Edad.**

Maestrichtiano Inferior.

4.1.1.3 Formación Labor y Tierna (K2t).

Pérez & Salazar (1978) al oriente de Bogotá, formalizaron a la Formación Arenisca de Labor y Arenisca Tierna, las Formaciones Arenisca de Labor, Arenisca Tierna y el segmento que los separa, como una sola unidad cartográfica dada la similitud litológica y su expresión morfológica. Se establece desde el techo de la Formación Plaeners hasta la base de la Formación Guaduas.

- **Sección tipo.**

Se ha propuesto en las Areneras de Usaquén y en el Boquerón de Choachí.

- **Litología.**

La formación Arenisca de Labor se caracteriza por presentar capas muy gruesas de cuarzoarenitas de color amarillento que se intercalan con capas muy delgadas de arcillolitas. La formación Arenisca Tierna se diferencia de la Labor por presentar capas muy gruesas de areniscas de tamaño de grano más grueso y en general es una unidad deleznable.

- **Espesor.**

En la sección tipo, la Arenisca de Labor, presenta un espesor de 177 m, es separada de la Arenisca Tierna por 19 m de lodolitas y arcillolita. La Arenisca Tierna presenta un espesor de 49 m.

- **Características especiales.**

En general presenta una morfología de cerros bajos. Se utiliza generalmente como arena para construcción y fuente para la producción de vidrio.

- **Edad.**

Maestrichtiano.

4.1.1.4 Formación Guaduas (K2E1g).

La Formación Guaduas fue descrita originalmente por Hettner (1892, en De Porta, 1974), para referirse a los materiales que afloran en la región de Bogotá y que están por encima de la Formación Arenisca de Labor y Tierna.

- **Sección tipo.**

Se ha propuesto para la formación Guaduas una sección tipo en el municipio de Guatavita.

- **Litología.**

Se reconoce una secuencia arcillo-arenosa con mantos de carbón que generan cinco geoformas: tres valles que corresponden a niveles arcillosos, lodosos y dos geoformas abruptas arenosas. Sin embargo en otros sectores la diferenciación de los segmentos no es clara tal como se observa en la sección de Sibaté, Subachoque, etc.

De manera general litológicamente la formación Guaduas es predominantemente compuesta por lodolitas y arcillolitas grises hacia la base y marrones a rojizas hacia el techo, con interposiciones de dos bancos de cuarzoarenitas, la Arenisca La Guía y la Arenisca Lajosa.

- **Espesor.**

Se presenta en un intervalo entre 700 y 1000 metros estratigráficos, aunque generalmente la unidad se encuentra fallada.

- **Características especiales.**

Su morfología general característica está dada por un relieve bajo en valles de poca pendiente, con los cerros delgados y alargados que forman los niveles de areniscas cuando están presentes.

- **Edad.**

Maestrichtiano Superior a Paleoceno Inferior.

Según las cartografías geológicas en este sector sur occidental de la cuenca de la Sabana de Bogotá, en la región entre los municipios de Soacha y Sibaté no afloran las unidades del Paleógeno y del Neógeno por encima de la formación Guaduas; posiblemente se encuentran cubiertas en la zona, bajo sedimentos cuaternarios de tipo aluvial y lagunar, como las formaciones Sabana y Chía.

4.1.1.5 Formación Sabana (Q1sa).

Se reconoce como Formación Sabana a los sedimentos finos de depósitos de origen lacustre que afloran en toda la mayor parte de la zona plana de la Sabana.

- **Sección tipo.**

Porta, sugiere una columna estratigráfica al occidente de Tunjuelito, en la vereda Quiba.

- **Litología.**

Consta de base a techo de un nivel de limos rojizos, seguido de limos marrones y en la parte superior una secuencia de limos y suelos negros orgánicos.

También se le atribuyen cenizas volcánicas y arcillolitas grises con intercalaciones locales de arenas finas y niveles delgados de gravas y turbas.

- **Espesor.**

En afloramientos, no supera los 10 metros, pero para Helmes & Van der Hammen (1995), este depósito tiene por lo menos 320 m (pozo Funza II).

- **Características especiales.**

Dentro de esta unidad se han modelado regionalmente tres geoformas características: suelos de la sabana, terraza alta y terraza baja.

Para Carvajal et al. (2005), este depósito es resultado de un antiguo lago que dejó planicies y deltas lacustres, los cuales son extensos, de aspecto aterrazado y con morfología ondulada suavemente inclinada y limitada hacia los cauces por los escarpes de éstos.

- **Edad.**

Por dataciones de Carbono 14, se le asigna una edad de Pleistoceno medio y tardío (Helmes & Van der Hammen, 1995).

4.1.1.6 Formación Chía (Q2ch)

Son sedimentos de origen fluvial, que generalmente infrayacen los depósitos de llanura de inundación de las corrientes principales de la Sabana de Bogotá, como el río Bogotá.

- **Sección Tipo.**

Se han observado perfiles preservados, hacia el norte de la cuenca de la Sabana de Bogotá en el municipio de Chía.

- **Litología.**

Niveles de limos y arcillas grises con moteados de colores naranjas, y en áreas fangosas, arcillas orgánicas diatomíticas (Helmes & Van der Hammen, 1995).

- **Espesor.**

Los pocos afloramientos no superan los 6 metros de espesor.

- **Características Especiales.**

Para Carvajal et al. (2005), estos depósitos forman terrazas fluviales por erosión, son planas, de suave pendiente y son talladas por la acción de las corrientes fluviales actuales.

- **Edad.**

La formación Chía suprayace sedimentos de la formación Río Tunjuelito o formación Sabana; los datos de 14 C, arrojan edades del Holoceno y hasta de 16.000 años (Van der Hammen, 2005).

A manera de síntesis estratigráfica o resumen regional basados en el Mapa Geológico de la Sabana de Bogotá, del año 2005 propuesto por INGEOMINAS, las unidades geológicas presentes en el área del proyecto de la PTAR Canoas, corresponden a sedimentos de origen fluvial y de edad cuaternaria pertenecientes a la Formación Chía (Q2ch), en el valle aluvial del río Bogotá, y a la Formación Sabana (Q1sa), hacia las terrazas occidentales del sitio, y rodeados por cuarzoarenitas de edad cretácica de la Formación Labor y Tierna (K2t), la cual conforma las estribaciones de los cerros localizados especialmente hacia el occidente del área.

4.1.2 Geología estructural

El área está localizada en la zona axial occidental de la Cordillera Oriental, con numerosos sistemas de fallas de cabalgamiento de vergencias generalmente al occidente, muchas de estas fallas presentan segmentos con movimiento transcurrente.

Las principales estructuras regionales del área son:

- Las fallas del Tequendama
- La Falla de Sibaté
- El sinclinal de Sibaté.

La conformación estructural del área de estudio está dada por fallas inversas de cabalgamiento, generalmente sinuosas, en dirección NNW-SSE que afectan los flancos de plegamientos como el sinclinal de Sibaté (Figura 4-1).

En general se aprecia que los sinclinales, tienen una mayor amplitud y menor deformación que los anticlinales, que son estrechos y con flancos muy estructurados. En el dominio estructural del sinclinal de Sibaté, sobre el que se plantea la localización de la PTAR Canoas, el tren estructural regional presenta un rumbo muy cercano a la línea Norte – Sur. Sin embargo, son comunes los cambios de dirección en los trazos sinuosos de los sistemas de fallas inversas de cabalgamiento del Tequendama en el flanco occidental del sinclinal de Sibaté y de la falla de Sibaté en el flanco oriental del mismo sinclinal.

4.1.2.1 Falla de Sibaté

Es un sistema de fallas con trazos localizados al oriente del municipio de Sibaté; su plano está inclinado hacia el oriente y su acarreo tectónico va hacia el occidente, montando rocas de la Formación Plaeners, sobre las cuarzoarenitas de la Formación Labor y Tierna, y a su vez haciendo cabalgar el anticlinal de Soacha al oriente, sobre el sinclinal de Sibaté en el bloque yacente de la estructura.

La falla de Sibaté presenta bifurcaciones como se aprecia al oriente de Sibaté y del embalse del Muña, y hacia el norte seguramente está cubierta por los depósitos cuaternarios de las formaciones Sabana y Chía.

4.1.2.2 Sistema de fallas del Tequendama

Al occidente de Sibaté y del embalse del Muña, con rumbo N-S, se interpretan e identifican varias fallas inversas de cabalgamiento, que estructuran intensamente el flanco occidental del sinclinal de Sibaté, y que involucran rocas del Grupo Guadalupe, (Formaciones A. Dura, Plaeners y Labor y Tierna). Los planos principales de este sistema imbricado de fallas están inclinados al oriente y su vergencia es occidental. Sobre el bloque colgante de esta estructura se localiza el sinclinal de Sibaté.

Aunque los dos sistemas de fallas antes mencionados se encuentran relativamente alejados del área sugerida para la construcción de la PTAR Canoas, no se descarta que exista alguna posible actividad neotectónica en el sector, a causa de movimientos posibles de fallas satélites asociadas con los sistemas de Fallas del Tequendama y de Sibaté, enmascaradas bajo los depósitos aluviales que conforman el valle del río Bogotá. La condición neotectónica y sus evidencias, fueron objeto de investigación durante la fase de campo del proyecto.

4.1.2.3 Sinclinal de Sibaté

Es una estructura asimétrica que presenta hacia el sur de Sibaté un marcado adelgazamiento con una amplitud de 2,0 km y hacia el norte se amplía a 6,0 km, en la parte donde actualmente se localiza el embalse del Muña y más al norte donde se ubicará la planta de tratamiento muy cerca al eje del sinclinal.

El pliegue está nucleado por sedimentos finos lodosos cuaternarios, de la formación Sabana y de la formación Chía, que seguramente cubren las sedimentitas paleógenas y neógenas. Sus flancos están

ocupados principalmente por sedimentitas de la formación Labor y Tierna, y limitados por la falla de Sibaté en el flanco oriental y por el sistema de fallas del Tequendama en el flanco occidental.

4.2 Geología local

El análisis de las observaciones de campo y de la integración de los datos obtenidos en las perforaciones mecánicas, permitieron definir que los sedimentos semi-consolidados (desde el punto de vista geológico) que conforman el área de la PTAR, geológicamente hacen parte de la Formación Sabana (Q1sa), en diferentes niveles identificados. El **Anexo 6** contiene el Mapa Geológico de la zona de estudio. No obstante se aclara que en el Mapa geológico de la Sabana de Bogotá, del año 2005, el INGEOMINAS regionalmente propone la Formación Chía dentro del área de la PTAR Canoas (Figura 4-1). Sin embargo, de acuerdo al detalle de la exploración de superficie y del subsuelo, se encuentra una continuidad lateral de la estratificación, permitiendo establecer que estos sedimentos corresponden a la Formación Sabana.

4.2.1 Formación Sabana (Q1sa).

Compuesta por capas horizontales de sedimentos finos, acumulados en un ambiente de relleno lacustre y fluvial, enmarcado dentro del antiguo lago de la Sabana de Bogotá, pero localmente asociado e influenciado también por los depósitos aluviales del río Bogotá.

Según los datos de las perforaciones se encuentra suprayaciendo arcillolitas verdosas, posiblemente de la Formación Guaduas.

Conforme a la información de la exploración del subsuelo, para la Formación Sabana en el área del estudio se pudieron diferenciar cuatro niveles litológicos de base a techo, así:

4.2.1.1 Q1sa1 - Formación Sabana – Nivel de limo orgánico:

Nivel encontrado a profundidad y descrito de acuerdo con los resultados de los sondeos mecánicos, compuesto por capas horizontales de limos orgánicos arcillosos de color negro, con niveles delgados de turba y presencia de lentes arenosos hacia la base. Espesor promedio: 20 metros.

4.2.1.2 Q1sa2 - Formación Sabana – Nivel de arcillas grises oscuras:

Capas de arcillas grises oscuras, con abundantes lentes delgados de arenas finas lodosas de color gris a amarillo claro; en superficie están dispuestas horizontalmente hacia el sector más oriental del área y en la margen occidental del río Bogotá conformando geomorfológicamente su plano inundable. (Ver el Anexo 6). Espesor promedio: 15 metros.

4.2.1.3 Q1sa3 - Formación Sabana – Nivel de limos grises claros con lentes de diatomita:

Capas sub-horizontales levemente inclinadas al oriente (hacia el cauce actual del Río Bogotá), de limos arcillosos de color gris claro a gris amarillento muy claro con lentes delgados (espesor máximo de 10 a 15 cm) de diatomita de coloración clara a blanca asociadas con depósitos de ceniza volcánica (véase la **Figura 4-3**).

En general se pudo apreciar que estos limos grises claros presentan en superficie grietas profundas de desecación, posiblemente debido al contraste litológico entre niveles influenciados con las cenizas volcánicas y niveles arcillosos impermeables (

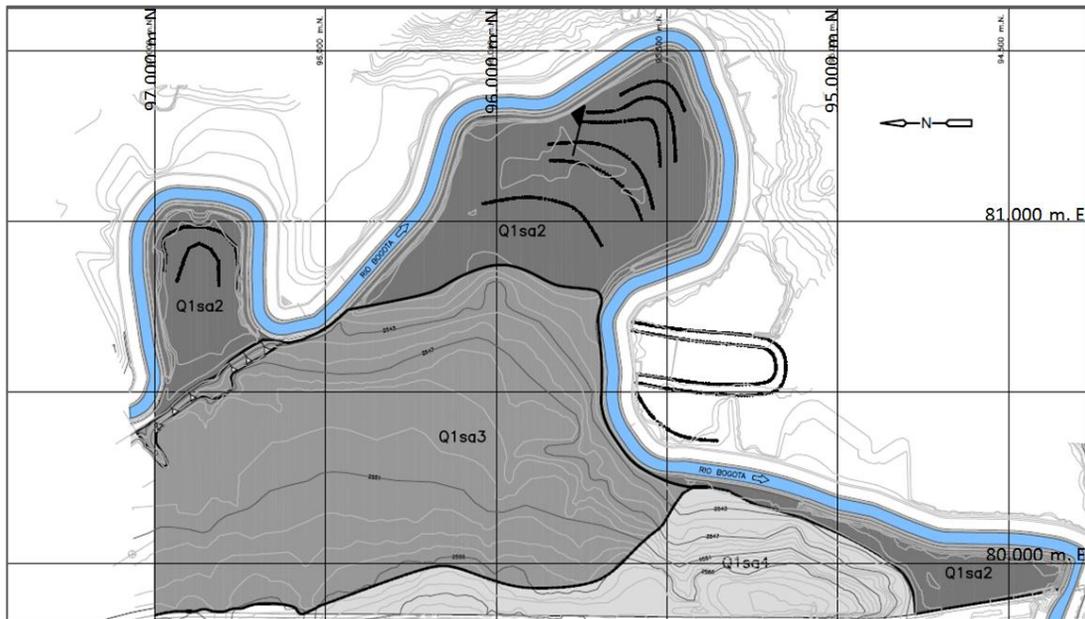
Figura 4-4). Su espesor promedio es de 10 metros.

4.2.1.4 Q1sa4 - Formación Sabana – Nivel de limos arenosos y arenas blanco amarillentas.

Capas de sedimentos limo - arenosos semiconsolidados desde el punto de vista geológico, con leve inclinación hacia el oriente, de ambiente fluvial con aporte de flujos arenosos de las laderas adyacentes (Formación Arenisca Labor y Tierna) fuera del área del estudio. Espesor promedio: 6,0 metros. Este nivel presenta una morfología ondulada suave con pendiente hacia el río Bogotá (véase la Figura 4-5).

En la Figura 4-2 se presenta la planta geológica y el perfil estratigráfico generalizado para la zona de estudio. De igual forma el Anexo 6 contiene esta información con mayor detalle.

Figura 4-2 Planta geológica y perfil geológico de la zona de estudio



UNIDAD GEOLÓGICA		DESCRIPCIÓN	ESPESOR (m)	LITOLOGÍA
Q1sa	Q1sa4	LIMOS ARENOSOS Y ARENAS GRISES CLAROS A HABANOS, FLUJOS ARENOSOS.	10	
	Q1sa3	ARCILLA LIMOSA GRIS CLARA A GRIS HABANA VETAS AMARILLO Y BLANCA, LENTES DE CAOLINITA (CENIZA VOLCÁNICA)	15	
	Q1sa2	ARCILLA GRIS OSCURA CON NIVELES DE TURBA O ARCILLA NEGRA ORGÁNICA Y CON LENTES DE ARENAS FINAS LODOsas DE COLORES GRISES A AMARILLAS CLAROS.	16-17	
	Q1sa1	LIMOS ORGÁNICOS, LIMOS ARCILLOSOS NEGROS A GRISES OSCUROS Y HACIA LA BASE CON PRESENCIA DE LENTES ARENOSOS Y NIVELES DE TURBA.	22	
K2E1g	FM. GUADUAS	ARCILLONITA GRIS VERDOSA.	6-7	
K2t	FM. ARENISCA LABOR Y TIERNA	ARENISCA AMARILLA CUARZOSA		

Figura 4-3 Formación Sabana – Nivel de limos grises claros blancos con lentes de diatomita. A, Capa subhorizontal de limos grises claros. B. Detalle de un lente de diatomita.

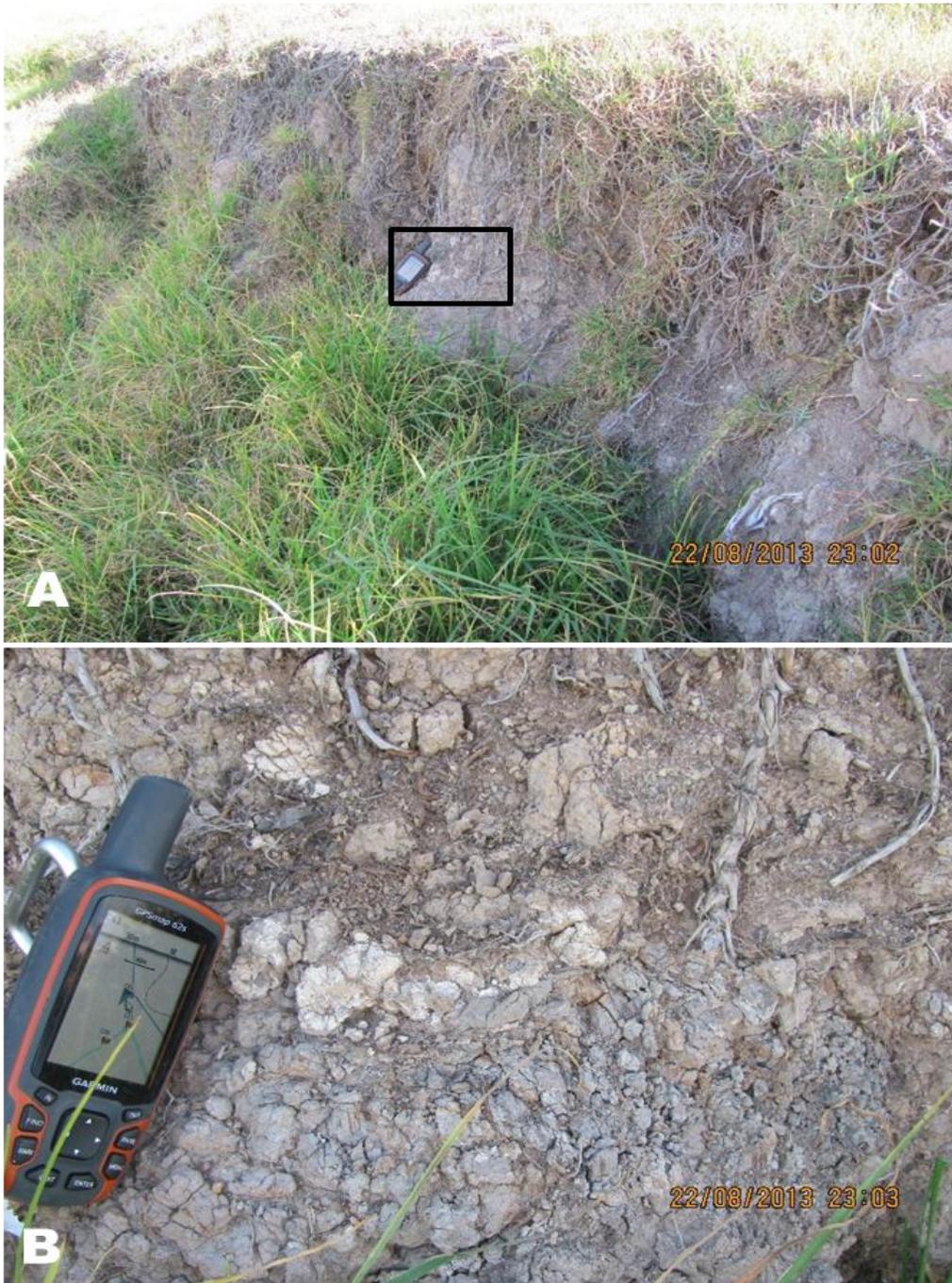


Figura 4-4 Formación Sabana – Nivel de limos grises claros blancos con lentes de diatomita. A, Capa con intensa desecación. B, Detalle de grieta de desecación profunda.

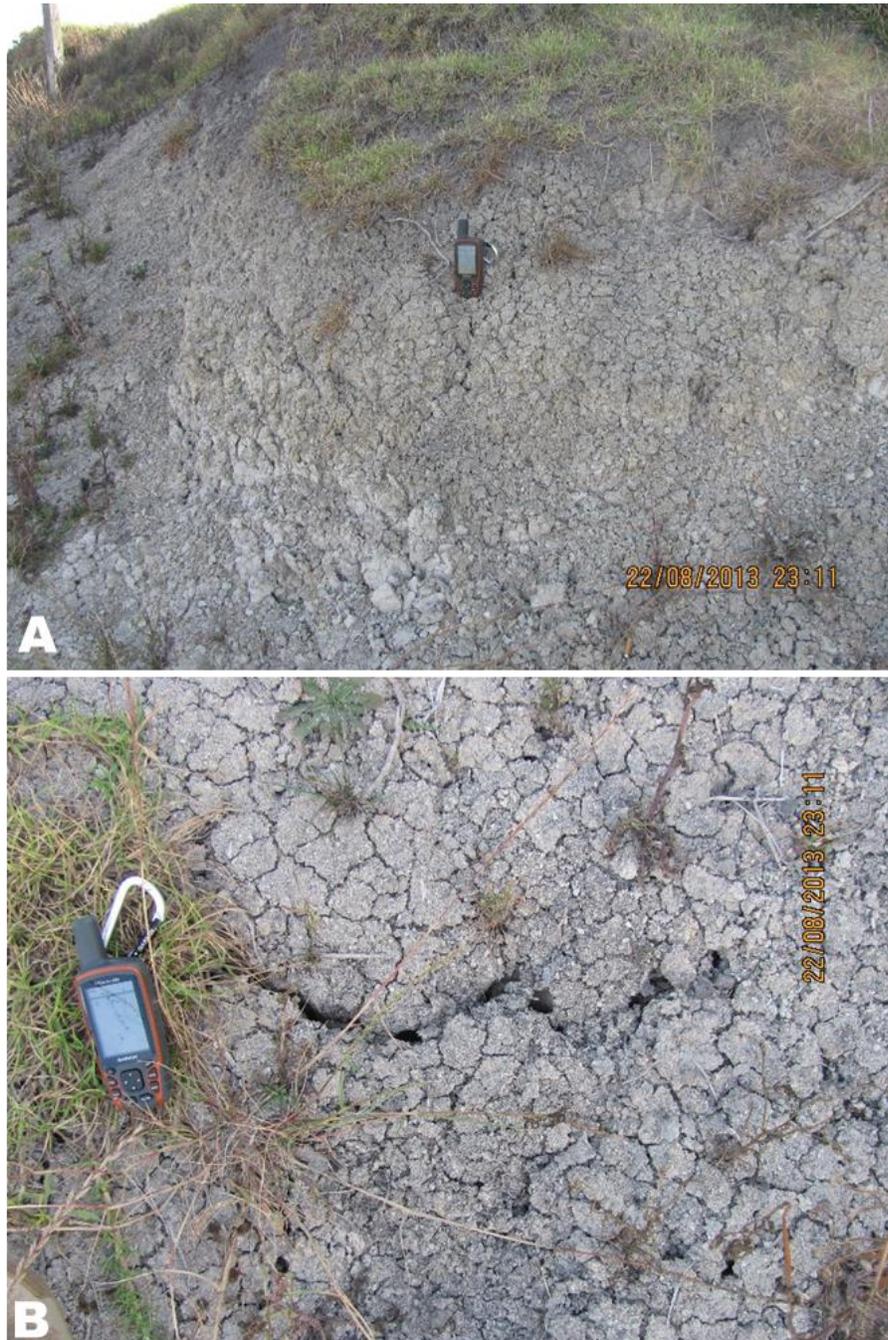


Figura 4-5 Q1sa4 - Formación Sabana – Nivel de limos arenosos y arenas blanco amarillentas. Nótese su morfología levemente ondulada característica.



4.2.2 Geología estructural local

Durante la fase de campo realizada se pudo comprobar que el área del estudio se localiza hacia la parte baja del flanco occidental del Sinclinal de Sibaté y nucleado por sedimentos de la Formación Sabana. En general esta estructura en este sector no se encuentra geológicamente perturbada, pues no se evidenciaron rasgos de actividad tectónica, ni neotectónica.

4.3 Geomorfología local

En el área, las geoformas de origen fluvial y lagunar están genéticamente relacionadas con el efecto erosivo y acumulativo de la corriente principal del Río Bogotá y la sedimentación de materiales en esta cuenca restringida derivada del Sinclinal de Sibaté. Para la definición de las unidades geomorfológicas, se ha tenido en cuenta el documento denominado “Propuesta Metodológica para el Desarrollo de la Cartografía Geomorfológica para la Zonificación Geomecánica”, del INGEMINAS, del año 2004.

Las geoformas que dominan la condición geomorfológica del área son las siguientes:

- La planicie de inundación (Fpi).
- La terraza de acumulación y erosión (Ftae).

4.3.1 Planicie de inundación (Fpi)

La llanura aluvial inundable asociada al Río Bogotá se limita a franjas a lo largo del cauce con una superficie plana a levemente inclinada hacia el mismo, la cual está conformada por sedimentos aluviales recientes y suelos asociados a la dinámica de las corrientes de agua (véase la **Figura 4-6**).

Corresponden a las zonas húmedas asociadas a las áreas de divagación y a las llanuras de inundación del río, donde es frecuente encontrar elementos geomorfológicos propios de la dinámica fluvial del río Bogotá, como cicatrices fluviales, canales alternos, paleocauces y antiguos meandros abandonados.

Figura 4-6 Planicie de inundación, Fpi. Sector nororiental del área del proyecto.



4.3.2 Terraza de acumulación y erosión (Ftae)

Su morfología característica levemente ondulada (**Figura 4-7**), inclinada hacia el río y frecuentemente limitada por un escarpe de terraza erosionado, sobresale claramente sobre el dominio plano de la llanura de inundación. (**Figura 4-8**).

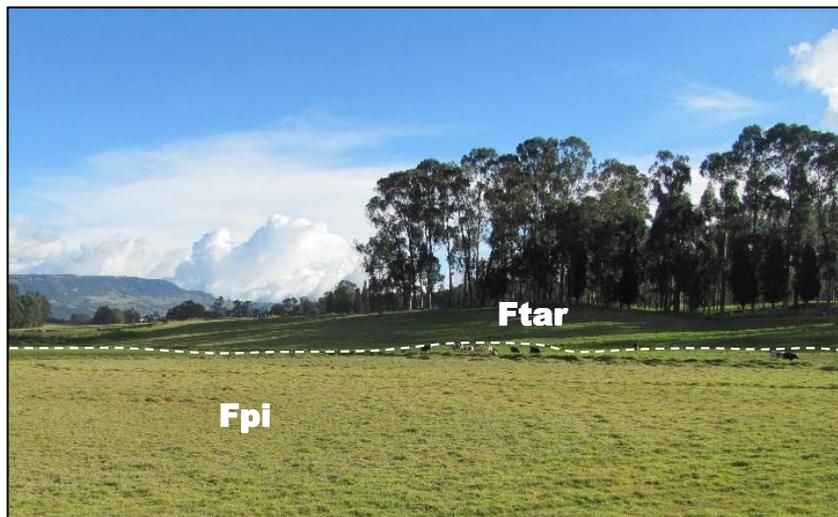
Las terrazas de este tipo en el sector del valle del río Bogotá, se localizan a ambos lados del plano inundable en forma intermitente y son originadas por repetidos descensos del nivel base de erosión, por ascensos regionales o por incidencia climática global.

En todos los casos domina una erosión vertical que conduce a la incisión de la corriente dentro de sus propios sedimentos. No obstante, al acercarse a un nuevo perfil de equilibrio del río, el cauce se ensancha y se inicia una nueva etapa de sedimentación, quedando arriba los niveles de terrazas y abajo el plano inundable. En este sector del valle del río Bogotá, estas terrazas presentan espesores aproximados de 10 a 12 m; generalmente sus bases son afectadas por procesos de erosión.

Figura 4-7 Terraza de acumulación y erosión (Ftar). Morfología levemente ondulada e inclinada hacia el río Bogotá. Zona sur del área de estudio, área de cultivos.



Figura 4-8 Contraste morfológico entre la planicie de inundación (Fpi) y la Terraza de acumulación y erosión (Ftar).

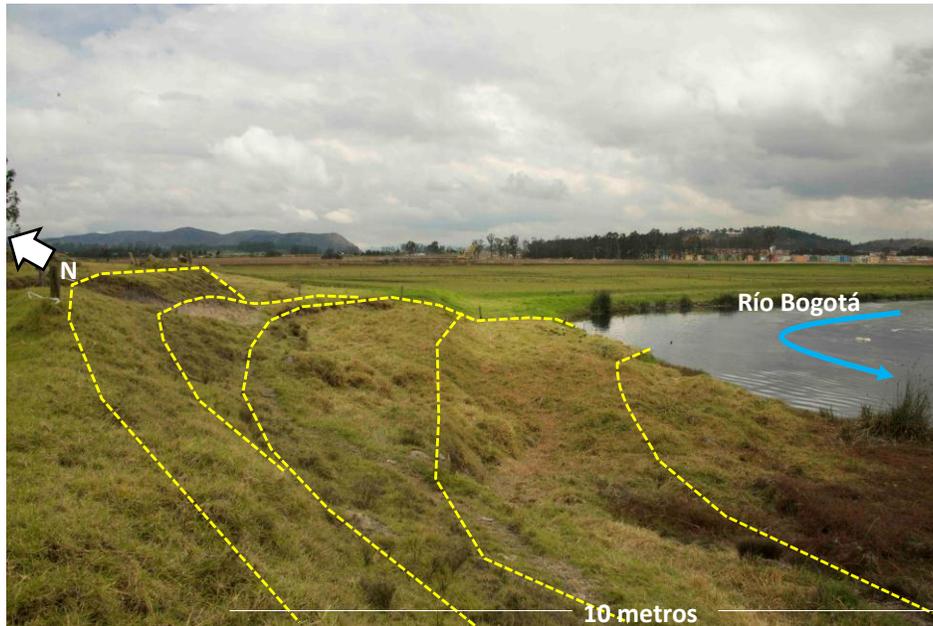


4.3.3 Procesos geomorfológicos

La condición geomorfológica del área estudiada en cuanto a los procesos morfodinámicos relacionados con el ambiente fluvial, tanto de acumulación como de erosión, presenta un comportamiento estable a lo largo de las terrazas adyacentes al río y a las márgenes del mismo. Sin embargo, se identificaron algunos procesos locales de inestabilidad en la margen derecha del río en la

zona nororiental, asociado con socavación lateral en la curva exterior del meandro del río y con eventos antiguos de desembalse rápido después de períodos prolongados de inundación (**Figura 4-9**).

Figura 4-9 Proceso geomorfológico local de inestabilidad en la margen derecha del río Bogotá. Nótese los diferentes escalones que reflejan el movimiento del terreno. Fotografía con vista hacia el nororiente; al fondo se observa el municipio de Soacha.



Es de resaltar que las estructuras principales proyectadas para la PTAR Canoas no se localizarán en las zonas de inundación, ni en las orillas del río Bogotá. Sin embargo, en el diseño de las cimentaciones de las estructuras de descarga de agua tratada al río Bogotá, se tendrá que contemplar las condiciones de inundación para determinados períodos de retorno.

4.4 Análisis de evolución morfodinámica

Esta sección se refiere al resultado de la integración del análisis e interpretación de 26 fotografías aéreas del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), desde el año 1966 hasta el año 2007 y planos también del IGAC a escala 1:10.000 y 1:25.000, en versiones desde el año de 1950 hasta el año de 1989. Las fotografías y su análisis se presentan en el Anexo 6.

La referencia de las fotografías aéreas empleadas y de los planos utilizados para este análisis, se encuentra en la **Tabla 4-1** y la **Tabla 4-2**, respectivamente.

Tabla 4-1 Relación de fotografías aéreas interpretadas para análisis multitemporal en el proyecto PTAR Canoas.

N° Vuelo	Fotografías N°	Año	Escala
M-1365	37040 - 041 - 042	1966	1:50.000
C-1701	55 - 56 - 57	1976	1:15.900
C-2046	187- 188 - 189	1981	1:30.200
C-2186	163 - 164 - 165	1985	1:39.400

N° Vuelo	Fotografías N°	Año	Escala
C-2281	93 - 94 - 95 - 96	1987	1:26.100
SAV - 415	7 - 8 - 9 - 10	1998	1:20.500
C - 2717	231 - 232 - 233	2004	1:20.800
C-2802	17- 18- 19	2007	1:38.910

Tabla 4-2 Relación de mapas utilizados para el análisis multitemporal del río Bogotá en el proyecto PTAR Canoas.

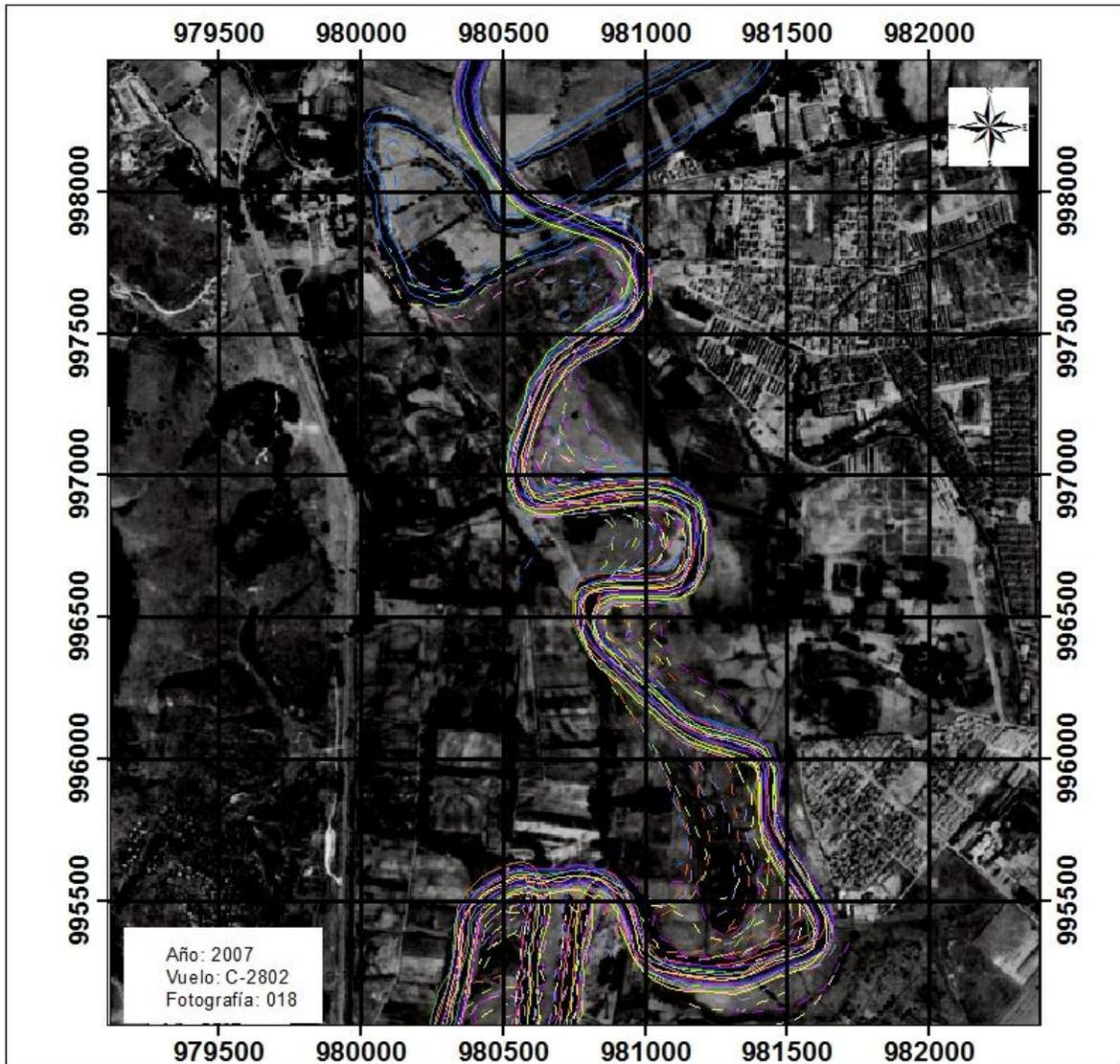
Planos N°	Fecha	Escala
246-II-A2, 4	1950-1978-1989	1:10.000
246-II-A	1969-1963	1:25.000

En la **Figura 4-10** Morfodinámica y análisis multitemporal del río Bogotá en el sector de la PTAR Canoas se muestra el análisis multitemporal de la dinámica fluvial del río Bogotá en el sector de influencia de la PTAR Canoas, desde el año de 1966 y hasta el año de 2007. En esta síntesis se puede apreciar cómo el río en los últimos 60 años, desde la óptica de procesos naturales, no ha tenido variaciones fuertes en su curso y su comportamiento ha sido estable, sin presentar eventos acentuados de socavación, acumulación y divagación lateral.

Los cambios significativos obedecen a intervenciones de tipo antrópico las cuales han generado estrangulaciones artificiales de algunos meandros, dejando un cauce menos meándrico y más sinuoso.

Cabe anotar que el río Bogotá presenta actualmente gran intervención antrópica para el mantenimiento del cauce, como medida preventiva para épocas invernales y de inundaciones.

Figura 4-10 Morfodinámica y análisis multitemporal del río Bogotá en el sector de la PTAR Canoas



Dinámica Fluvial Río Bogotá 1966-2007				
Año 2007	Año 1998	Año 1985	Año 1976_056	Año 1966
Cauce	Cauce	Cauce	Cauce	Cauce
— Activo	— Activo	— Activo	— Activo	— Activo
- - Abandonado	- - Abandonado	- - Abandonado	- - Abandonado	- - Abandonado
Año 2004	Año 1987	Año 1981	Año 1976_055	
Cauce	Cauce	Cauce	Cauce	
— Activo	— Activo	— Activo	— Activo	
- - Abandonado	- - Abandonado	- - Abandonado	- - Abandonado	

Sección 5

Condiciones del subsuelo: Caracterización geotécnica

En esta sección se presenta una primera aproximación a la caracterización geotécnica del subsuelo, basada en las actividades descritas en las secciones anteriores.

5.1 Condiciones del subsuelo

En el perfil vertical predominan los suelos con alto contenido de finos, los cuales se clasifican de acuerdo con el sistema USCS (Unified Soils Classification System) como arcillas de alta plasticidad (CH), limos de alta plasticidad (MH) y limos orgánicos (OH).

A continuación se presenta a partir de la superficie del suelo, la descripción y distribución preliminar de los materiales explorados, basados en los registros de campo de las perforaciones y en los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados.

- Capa vegetal:

Corresponde a un suelo limoso de color café a negro, con presencia de raíces, de humedad alta, alta plasticidad (MH); esta capa se encontró entre 0,0 m y 0,3 m de profundidad.

- Capa 1:

Arcilla limosa de color habano, con presencia de lentes de arena de grano fino y oxidaciones, humedad alta, plasticidad alta (CH) y consistencia blanda. Esta capa se observó entre 0,3 m y 15,0 m de profundidad, que aflora en la terraza superior del área de estudio.

- Capa 2:

Subyaciendo la capa 1, se encontró una arcilla limosa gris clara, con lentes de arena y presencia de oxidaciones, plasticidad alta (CH). Esta capa se observó entre 15,0 y 30,0 m de profundidad, en la zona occidental del área de estudio, en cercanía al afloramiento rocoso de la Formación Arenisca de Labor y Tierna. En la base de esta capa existen lentes y bolsas de arena fina de colores grises y amarillos, con espesores hasta de 7,0 m, interdigitadas con las arcillas limosas. También presenta lentes de materia orgánica.

Las profundidades de la capa 2, se midieron desde la superficie del terreno en la zona de la terraza alta. En el **Anexo 8** se presentan los perfiles estratigráficos, definidos a partir de la exploración del subsuelo y los resultados de los ensayos de laboratorio.

- Capa 3:

Esta capa corresponde a un material de color gris oscuro, compuesto por limo orgánico y arcillas limosas de color gris oscuro con lentes continuos de arena; los materiales finos son altamente compresibles. En algunas perforaciones cercanas al cauce del río Bogotá se encontró turba dentro

de esta capa con espesores de 0,5 a 2,0 m. La capa 3 se presenta a profundidad entre 30,0 y 45,0 m, partiendo del nivel del terreno de la terraza superior.

- Capa 4:

Corresponde a una arcillolita verdosa muy meteorizada. Se encontró en la zona occidental en las perforaciones L8-P1, L9-P1 y L9-P2 a profundidades entre 40,0 y 50,0 m; se penetró en este material un espesor promedio de 7,0 m. En los perfiles estratigráficos contenidos en el **Anexo 8** se presenta la distribución de esta capa en profundidad.

- Capa 5:

Corresponde a limos arenosos y arenas grises claras de grano fino, de densidad media. Este material aflora en la zona sur del área de estudio, en la zona conocida como área de cultivos. El espesor de esta capa es de aproximadamente 10,0m. Esta capa solo se encontró en la perforación L13-P1.

En la **Figura 5-1** se presenta el perfil geotécnico, compuesto por las capas de suelo anteriormente descritas.

Figura 5-1 Perfil geotécnico promedio de la zona de estudio

LITOLOGÍA	ESPESOR PROMEDIO (m)	ESTRATIGRAFÍA
CAPA 1: ARCILLA LIMOSA DE COLOR HABANO, CON PRESENCIA DE LENTES DE ARENA DE GRANO FINO Y OXIDACIONES. DE HUMEDAD Y PLASTICIDAD ALTA.	15	
CAPA 2: ARCILLA LIMOSA GRIS CLARA CON LENTES DE ARENA Y PRESENCIA DE OXIDACIONES. DE ALTA PLASTICIDAD.	16-17	
CAPA 3: LIMO ORGÁNICO Y ARCILLAS LIMOSAS DE COLOR GRIS OSCURO, CON LENTES CONTINUOS DE ARENA.	22	
CAPA 4: ARCILLOLITA VERDOSA MUY METEORIZADA.	6-7	
CAPA 5: LIMOS ARENOSOS Y ARENAS GRISES DE GRANO FINO.	10	
ARENISCA DE LABOR TIERNA.		

Las propiedades índices de cada una de las capas se presentan en la siguiente sección.

5.2 Propiedades índice

5.2.1 Humedad natural y límites de plasticidad

Analizados los resultados de ensayos de propiedades índices, se observa que el perfil del subsuelo explorado en el área del proyecto presenta variaciones considerables en los valores de humedad natural y Límites de Atterberg. A continuación se presentan los valores máximos y mínimos de humedad natural (W_n), límites de Atterberg (límite líquido - LL, límite plástico - LP) e índice de liquidez (IL), así como el contenido de materia orgánica (MO), obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Capa 1: Arcilla limosa habana

Wn: 58,5 ± 21,5%

LP: 29 ± 7%

LL: 92 ± 23%

IL: 0,48 ± 0,19

MO: 5,07 ± 2,37%

Los valores de humedad natural, aunque presentan una alta variación (**Figura 5-2**), muestran una tendencia a acercarse al límite plástico, lo cual es indicio de sobreconsolidación del suelo arcilloso de esta capa. Los valores de los límites de Atterberg verifican la existencia de lentes de limos de baja plasticidad junto con arcillas de plasticidad media a alta.

Capa 2: Arcilla limosa gris clara con lentes de arena

Wn: 53,9 ± 26,8 %

LP: 30 ± 16 %

LL: 85 ± 35 %

IL: 0,45 ± 0,20

MO: 19,34 ± 25,6 %

Similarmente a la capa 1, los valores de humedad natural de esta capa presentan una amplia variación (**Figura 5-2**), y también muestran una tendencia a acercarse al límite plástico, lo cual es indicio de sobreconsolidación del suelo arcilloso de esta capa. Los valores de los límites de Atterberg verifican la existencia de lentes de limos de baja plasticidad junto con arcillas de plasticidad media a alta.

Capa 3: Limo orgánico y arcilla limosa gris oscuro

Wn: 69,34 ± 46,48 %

LP: 42 ± 28 %

LL: 90 ± 47 %

IL: 0,46 ± 0,23 %

MO: 27,4 ± 27,4 %

Los valores de los límites están asociados con la presencia de lentes de materia orgánica y turba en esta capa. En particular los valores máximos del límite líquido y de la humedad natural, confirman la alta compresibilidad que caracteriza a los suelos orgánicos.

Capa 4: Arcillolita verdosa muy meteorizada

Wn: 31,28 ± 7,99%

Esta capa fue encontrada entre los 40 y 50 metros de profundidad en algunas de las perforaciones cercanas al piedemonte occidental. Dado el alto grado de meteorización y fracturación de las muestras de roca obtenidas, éstas no fueron aptas para la realización de ensayos de resistencia y solo se realizó ensayos de humedad natural sobre las muestras recuperadas.

Capa 5: Limos arenosos y arenas grises

W_n: 26,98 ± 16,29

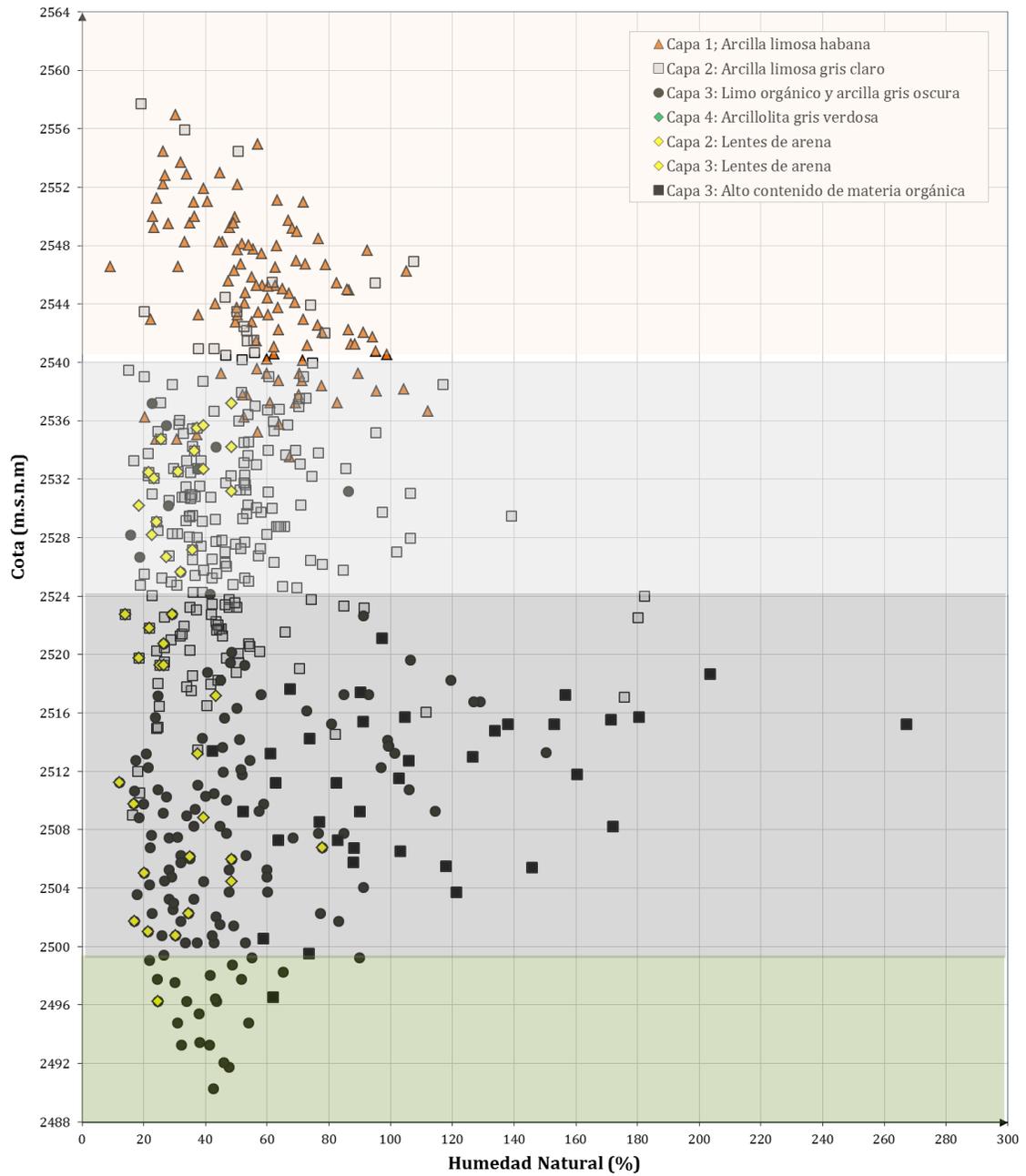
La capa 5 corresponde a materiales granulares finos encontrados puntualmente en la perforación L13-P1, localizada en la colina occidental de la zona conocida como área de cultivos. Las humedades naturales de estos materiales corresponden a humedades media a bajas.

En general, por la posición de los valores del LL y del IP en la Carta de Plasticidad de Casagrande (Figura 5-5), puede decirse que las arcillas limosas y limos arcillosos estudiados, presentan un origen geológico común.

Los valores muy altos de los límites en muestras de arcilla pueden estar asociados a condiciones mineralógicas similares, posiblemente relacionadas con productos de la meteorización de la ceniza volcánica presente en los depósitos de la Sabana de Bogotá y desde luego en el área de estudio, como se planteó en la Sección 4.

Las propiedades índice ya descritas serán utilizadas para la evaluación de susceptibilidad a la expansión de suelo finos en el sección 5.2.5 del presente documento.

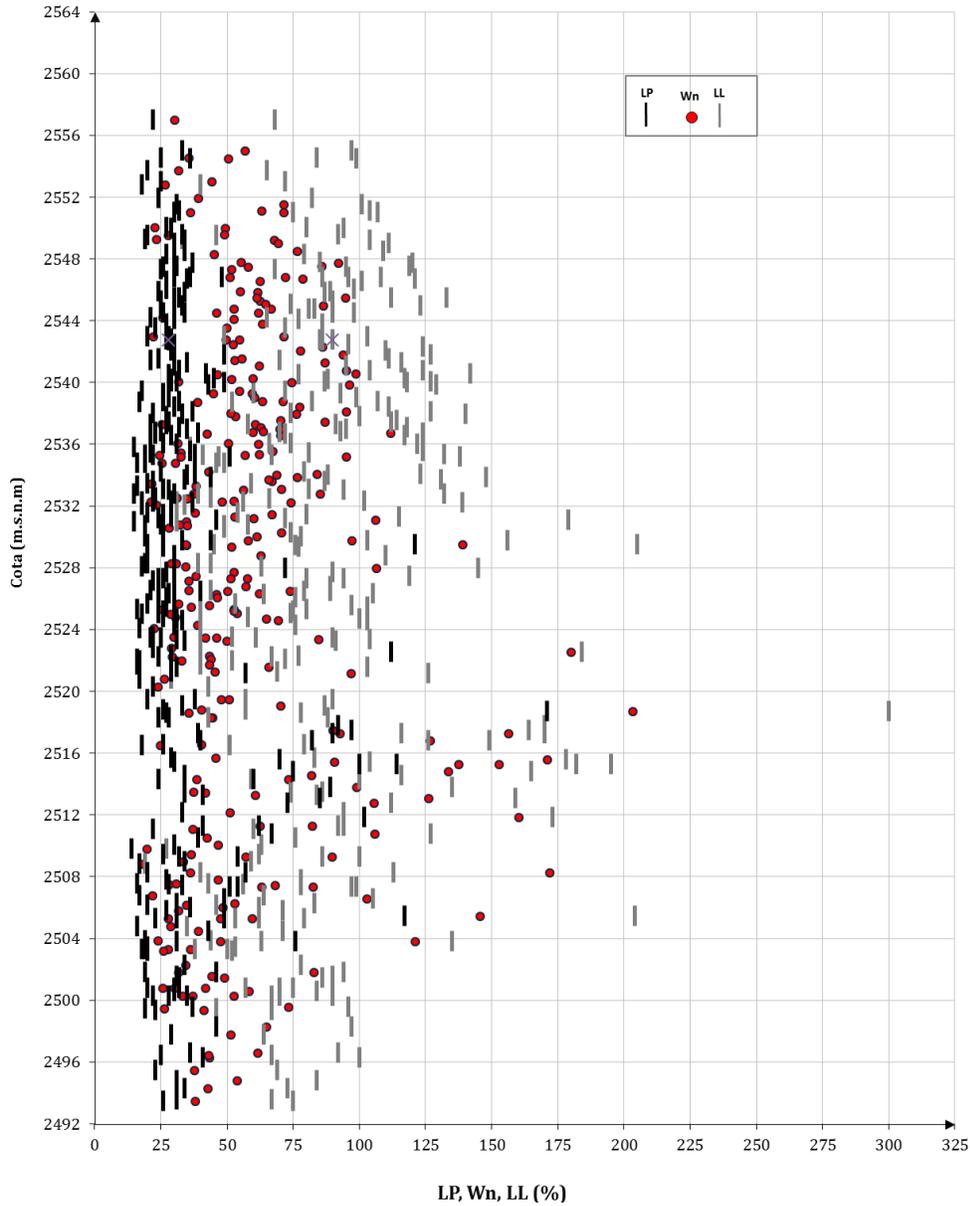
Figura 5-2 Variación de la humedad natural



5.2.2 Límites de Atterberg

En la **Figura 5-3** se presenta la variación de las propiedades índices obtenidas mediante ensayos de laboratorio sobre las muestras recuperadas en la etapa de exploración.

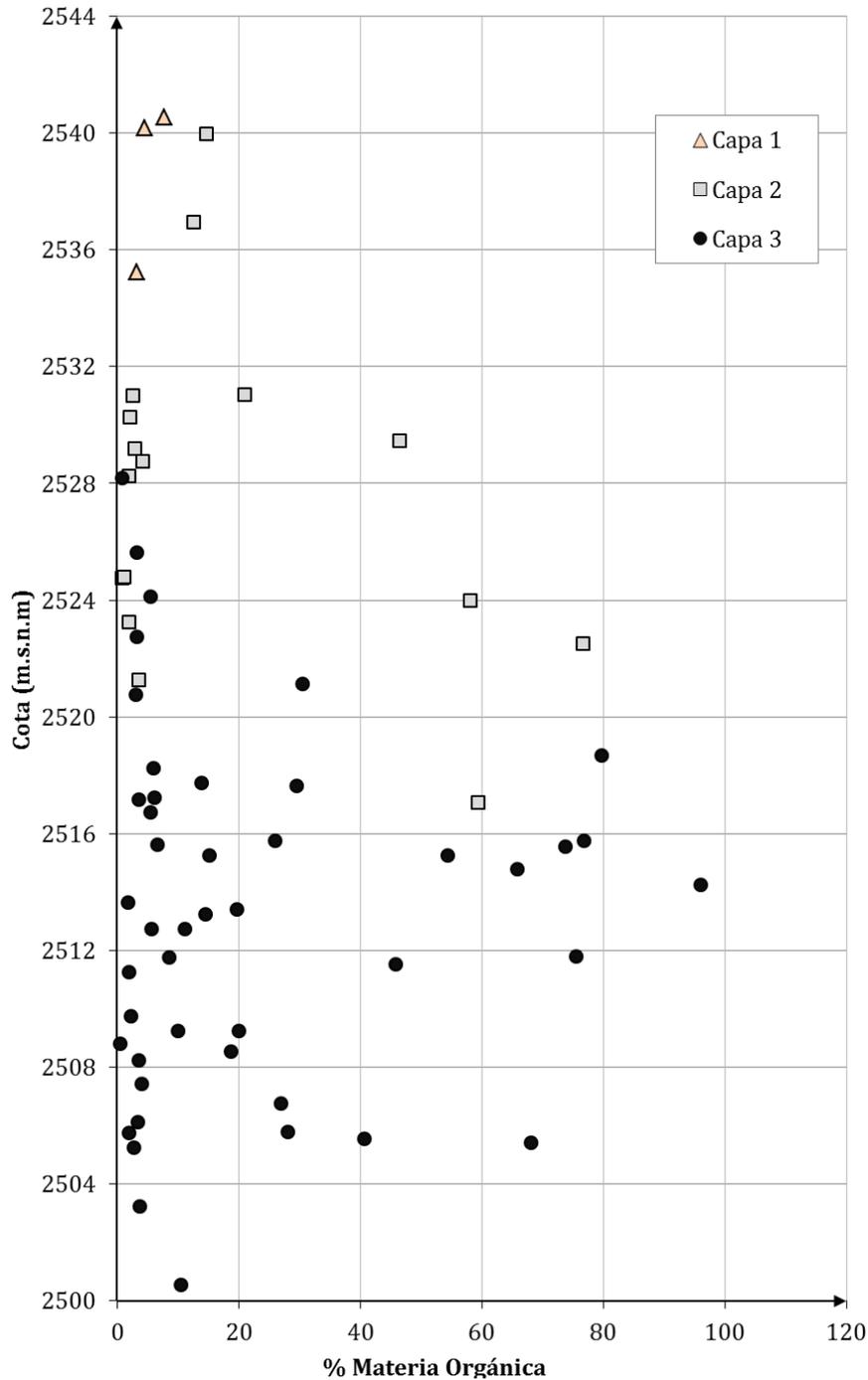
Figura 5-3 Variación de límite líquido (LL) y plástico (LP) y humedad natural (Wn)



5.2.3 Contenido de materia orgánica

En a **Figura 5-4** se presenta la variación del contenido de materia orgánica presentes en las capas de suelo 1, 2 y 3.

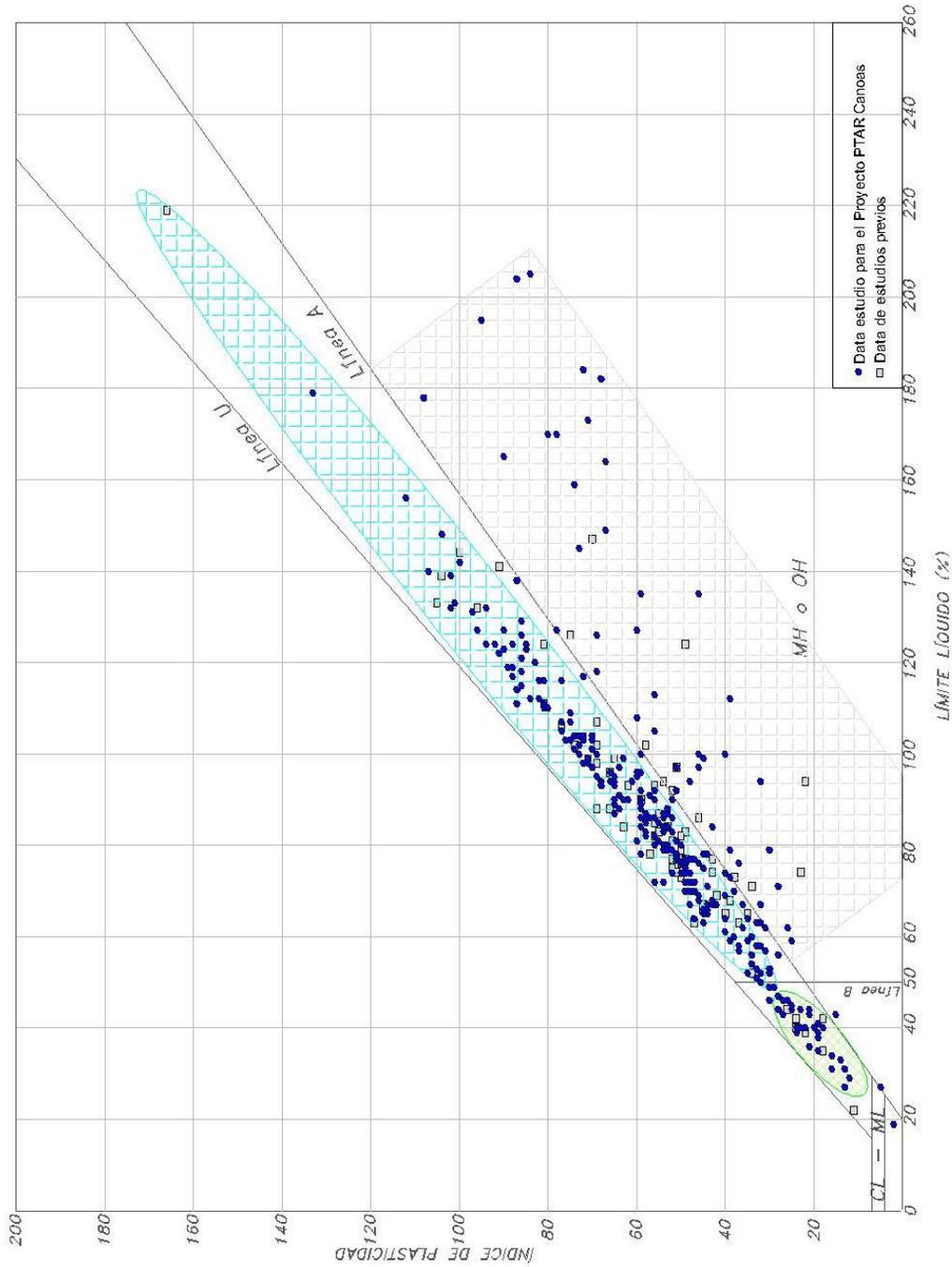
Figura 5-4 Variación del contenido de materia orgánica.



5.2.4 Carta de plasticidad

En la Figura 5-5 se presenta la localización de los valores de límite líquido e índice de plasticidad en la Carta de Plasticidad de Casagrande, valores obtenidos en estudios previos y en la presente etapa de trabajo.

Figura 5-5 Carta de plasticidad



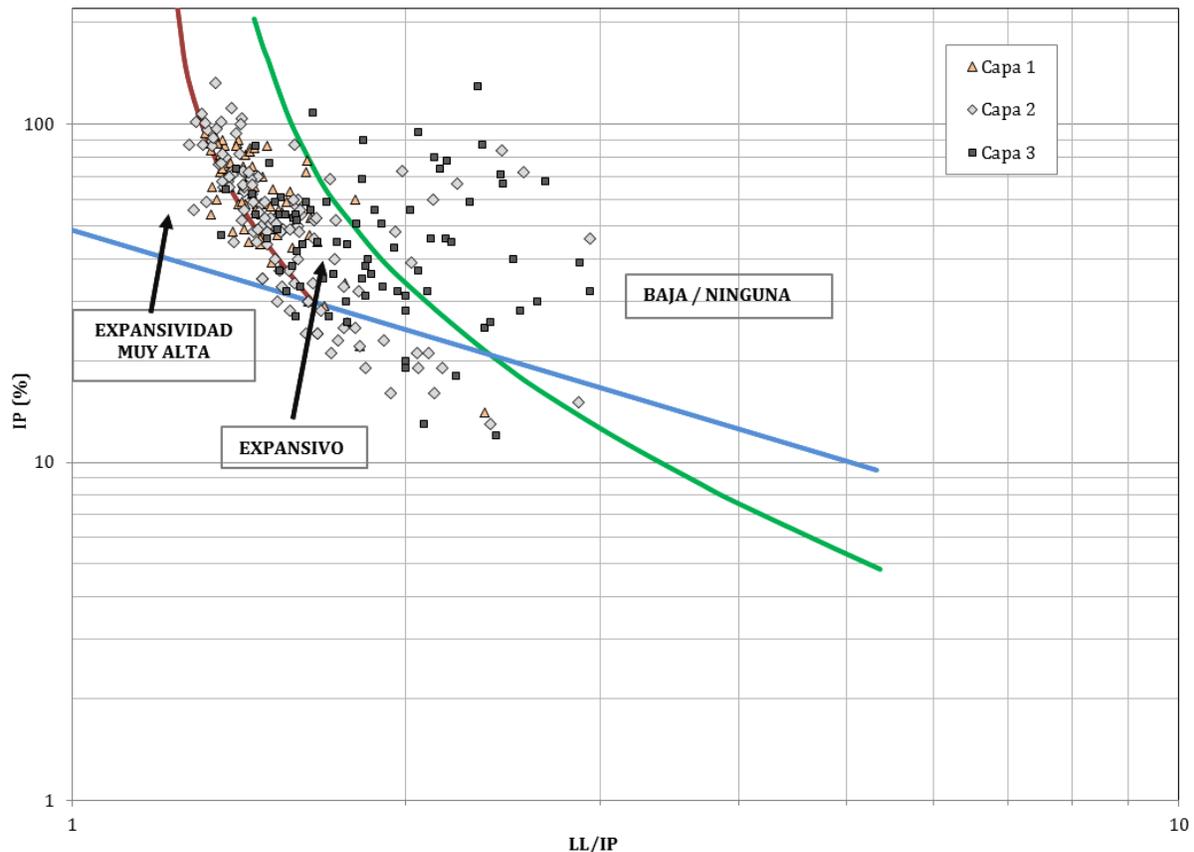
5.2.5 Evaluación de susceptibilidad a la expansión

Al observar con detenimiento los resultados de ensayos de caracterización y clasificación, se identificó que los materiales arcillosos explorados, tienen valores de humedad natural (W_n) muy cercanos al límite plástico (LP). Con base en un primer criterio de Gromko (1974) se dice que, en términos prácticos, los tres ingredientes necesarios para que ocurra una expansión potencialmente dañina en estructuras como las proyectadas son:

- La presencia de minerales arcillosos expansivos en el suelo, especialmente montmorillonita.
- La humedad natural cercana al límite plástico o menor que éste.
- Una fuente de agua para la arcilla potencialmente expansiva.

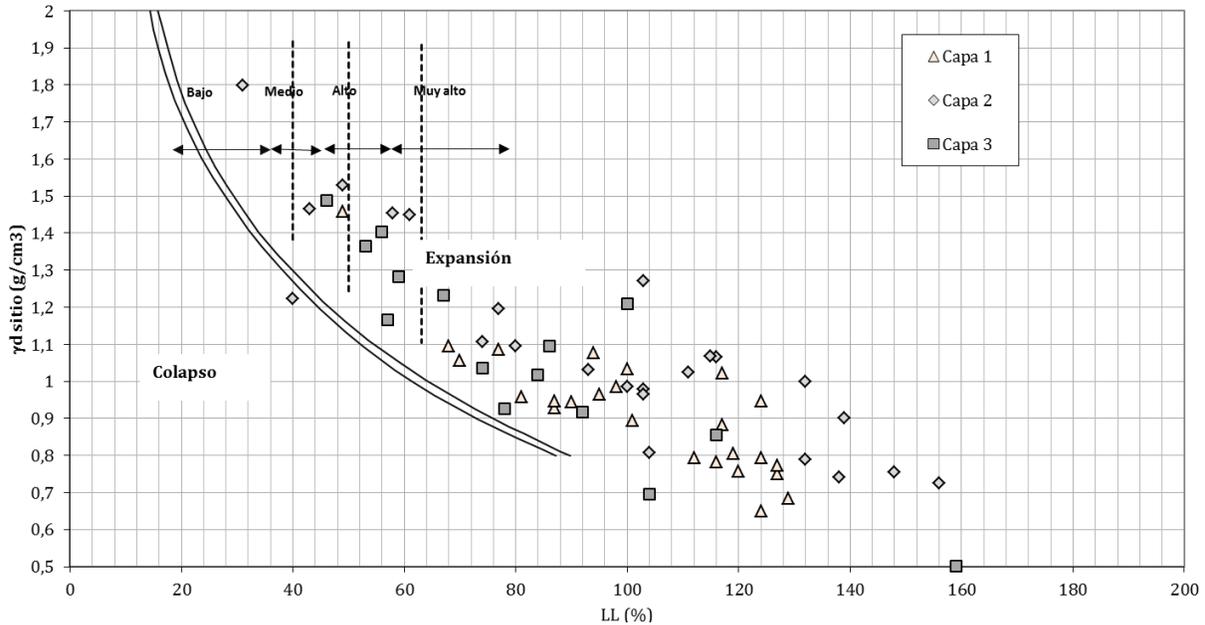
Empleando las propiedades índice de las capas 1, 2 y 3 descritas en la Sección 5.1, se aplicaron diferentes criterios propuestos en la bibliografía técnica, para realizar un análisis de susceptibilidad a expansión de los suelos, presentados en la **Figura 5-6** y la **Figura 5-7**.

Figura 5-6 Evaluación de susceptibilidad a expansión basada en el Índice de Plasticidad (IP) y el Límite Líquido (LL). (Marín – Nieto, 1997 y 2007) citado en “An Introduction to Geotechnical Engineering” de Holtz, Kovacs y Sheahan, 2da Edición, (2011).



Las líneas azul, roja y verde representan las fronteras empleadas por Marín – Nieto para la clasificación del potencial a la expansión del material arcilloso.

Figura 5-7 Predicción de expansión del suelo basada en el peso unitario seco (γ_d) y Límite Líquido. (Adaptado de Mitchell y Gardner, 1975, y Gibbs, 1969), citados en “An Introduction to Geotechnical Engineering” de Holtz, Kovacs y Sheahan, 2da Edición, (2011).



Con base en lo presentado en la **Figura 5-7** se establece que las arcillas del área de estudio presentan un potencial de expansión alto, lo cual se convierte en uno de los factores críticos de diseño de cimentaciones superficiales de las estructuras proyectadas en la PTAR Canoas. Esta evaluación se confirmó con ensayos de expansión unidimensional realizados sobre muestras superficiales entre 2,0 m y 5,0 m de profundidad, muestras por encima del nivel freático y que probablemente corresponda a las profundidades de excavación para las estructuras. De los resultados se obtiene que las muestras ensayadas presentan un potencial de expansión alto, con porcentaje de expansión entre 13 y 20, y con esfuerzo de control de expansión de hasta 230 kPa.

Tabla 5-1 Valores de esfuerzos de control de expansión obtenidos en ensayos de consolidación unidimensional

Perforación	Muestra	Profundidad (m)	Nivel freático estimado (m)	Esfuerzo de control de expansión (kPa)
L6-P1	19	18,4 - 18,9	6,8	53
L6-P1A	8	10,5 - 11,0	6,8	40
L6-P1A	13	18,0 - 18,5	6,8	93
L6-P1A	15	21,0 - 21,5	6,8	47
L6-P2	5	6,0 - 6,5	5,0	68
L7-P1A	8	10,5 - 11,0	10,0	18
L7-P2	12	19,5 - 20,0	7,0-8,0	25
L8-P2	18	25,5 - 26,0	6,0-8,0	40
L9-P1	5	4,5 - 4,9	4,5-6,0	75

Perforación	Muestra	Profundidad (m)	Nivel freático estimado (m)	Esfuerzo de control de expansión (kPa)
L9-P1	11	11,5 -12,0	4,5-6,0	16
L9-P3	13	18,0 -18,5	9,5	90

Los valores de la Tabla 5-1 se contemplarán dentro del análisis de cimentaciones superficiales, teniendo en cuenta la cota de cimentación, la profundidad del estrato de suelo expansivo, las presiones aplicadas por las estructuras y la posición del nivel freático, entre otros factores.

5.2.6 Identificación de suelos colapsables

De acuerdo a la Norma NSR -10, “Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio)”. Se distingue cuatro tipos principales de suelos colapsables:

- Suelos aluviales y coluviales.
- Suelos eólicos.
- Cenizas volcánicas.
- Suelos residuales.

Basados en los análisis realizados en las secciones anteriores, se conoce que las capas de suelo 1,2 y 3 son materiales finos de depósitos sedimentarios, con alta susceptibilidad a la expansión y no colapsables (Ver Figura 5-6), lo que conlleva a determinar que los suelos explorados en la zona de estudio de la PTAR Canoas no son susceptibles al colapso.

Sin embargo, se realizó la identificación de suelos colapsables aplicando el criterio propuesto en la Norma NSR-10, Capítulo H. Estudios Geotécnicos, Numeral H.9.3.3, Identificación de colapsabilidad, en donde se propone que:

$$\gamma_{d \text{ crít}} = \frac{\gamma_w}{\left(1/G_s\right) + LL}$$

Donde:

$\gamma_{d \text{ crít}}$: Peso unitario seco crítico

γ_w : Peso unitario del agua

G_s : Gravedad específica del suelo

LL : Límite Líquido

Si: $\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \text{ crít}}} > 1$ el suelo es estable o expansivo

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \text{ crít}}} \leq 1$ el suelo es colapsable

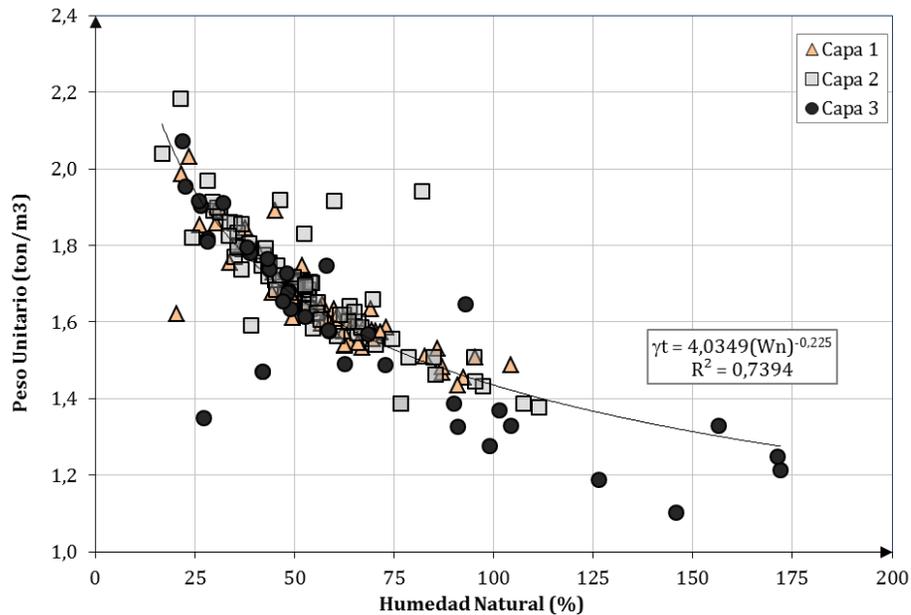
De la evaluación realizada se obtuvieron relaciones de $\frac{\gamma_d}{\gamma_{d\text{crit}}}$ con valores promedio de 90. De lo que se concluye que el suelo es estable o expansivo. El análisis de suelos susceptibles al colapso se presenta en el Anexo 7.

5.3 Propiedades de resistencia

5.3.1 Peso unitario

Sobre muestras inalteradas obtenidas de las tres capas de suelo descritas en el perfil promedio, se realizaron ensayos de peso unitario y humedad natural, cuyos resultados se grafican en la **Figura 5-8**.

Figura 5-8 Relación entre humedad natural y peso unitario total



De la Figura 5-8 se obtuvo mediante regresión con mínimos cuadrados la curva que relaciona la humedad natural con el peso unitario total, la cual obedece a la siguiente ecuación:

$$\gamma_t = 4,0349 * Wn^{-0,225}$$

Donde:

γ_t : Peso unitario total en ton/m³.

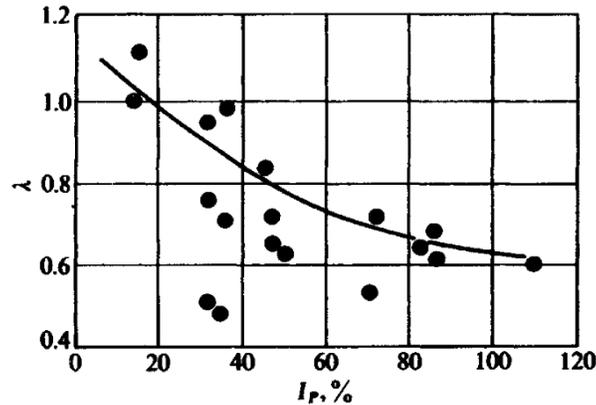
Wn : Humedad natural en %.

5.3.2 Resistencia al corte no drenada

Como un indicador de la resistencia mecánica, se determinó la resistencia al corte no drenada mediante los resultados de ensayos de compresión inconfiada, ensayos de resistencia al corte in situ

con veleta. Los valores de los ensayos de corte con veleta fueron corregidos por plasticidad empleando los factores de corrección propuestos por Bjerrum (1972) de acuerdo con la **Figura 5-9**.

Figura 5-9 Factor de corrección de Bjerrum para el ensayo de veleta de campo³



(a) Bjerrum's correction factor for vane shear test.
[After Bjerrum (1972) and Ladd et al. (1977).]

En la **Figura 5-10** se presentan los valores de resistencia al corte no drenada obtenidos mediante ensayos de veleta de campo, penetrómetro de bolsillo y compresión inconfina. En esta figura se observa una gran variabilidad de los valores de resistencia al corte no drenada obtenidos mediante diferentes pruebas.

De igual forma en la **Figura 5-11** se presentan los valores de resistencia al corte no drenado obtenida a partir de las pruebas SCPTu, de esta figura se observa un rango muy definido de valores de "su" para las capas 1 y 2, entre los 40 kPa y 120 kPa. Rango similar al presentado en la Figura 5-10.

En la **Figura 5-12** se observa que los resultados de la resistencia al corte no drenada obtenidos mediante el ensayo de compresión inconfina presentan una tendencia lineal decreciente a medida que se aumenta la profundidad de la muestra. De esta figura se observa que la resistencia al corte no drenada de la capa 1 varía entre 20 y 60 kPa, con un promedio de 40 kPa, entre las cotas 2552 y 2539 m.s.n.m, mientras que para las capas 2 y 3 estos valores fluctúan entre 30 y 130 kPa, con un promedio de 80 kPa.

³ Bowles, Joseph E. Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. McGraw Hill. 1996.

Figura 5-10 Variación de la resistencia al corte no drenada (su) en función de la cota

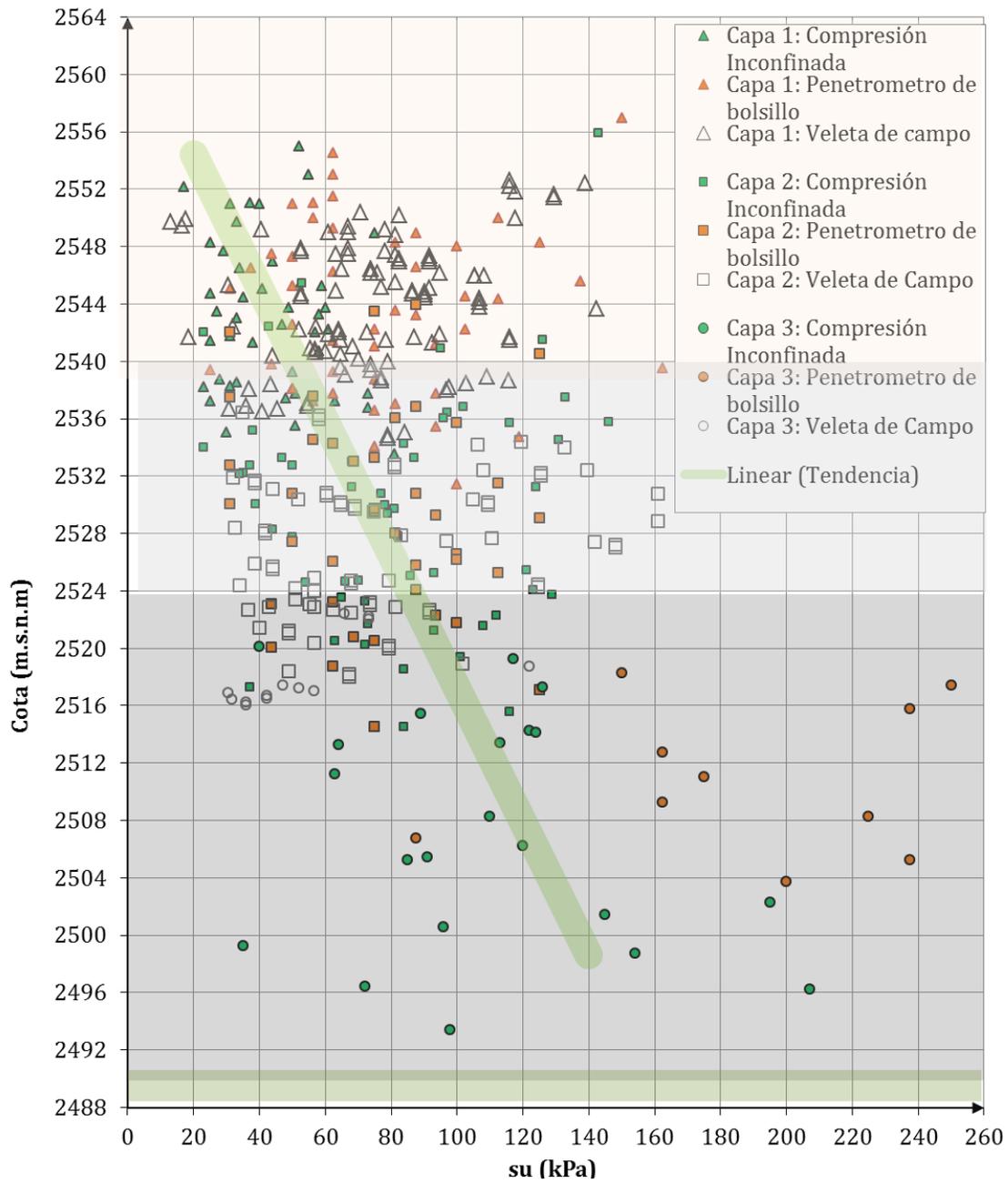


Figura 5-11 Variación de la resistencia al corte no drenada (su) obtenida a partir de pruebas con SCPTu.

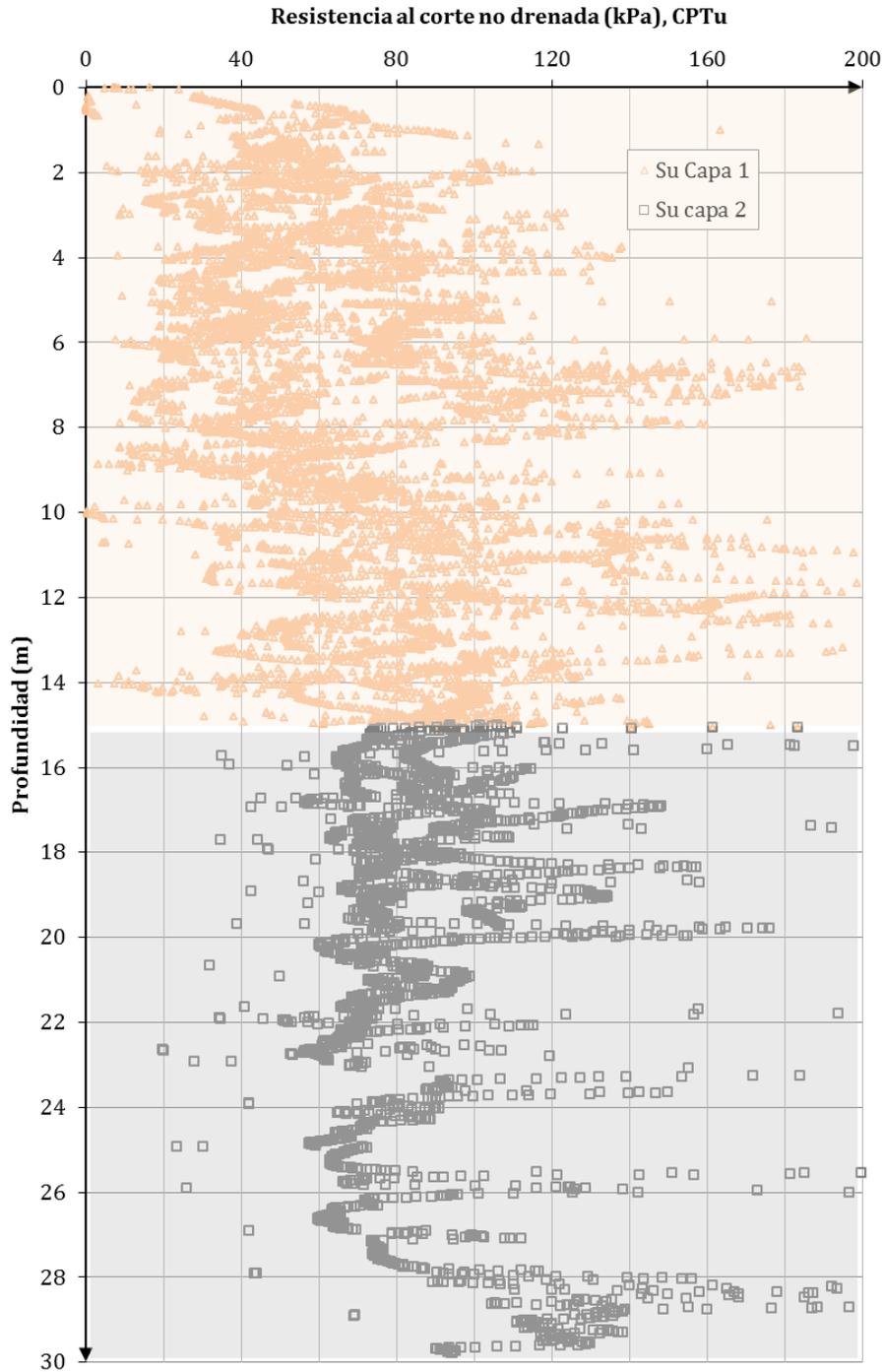
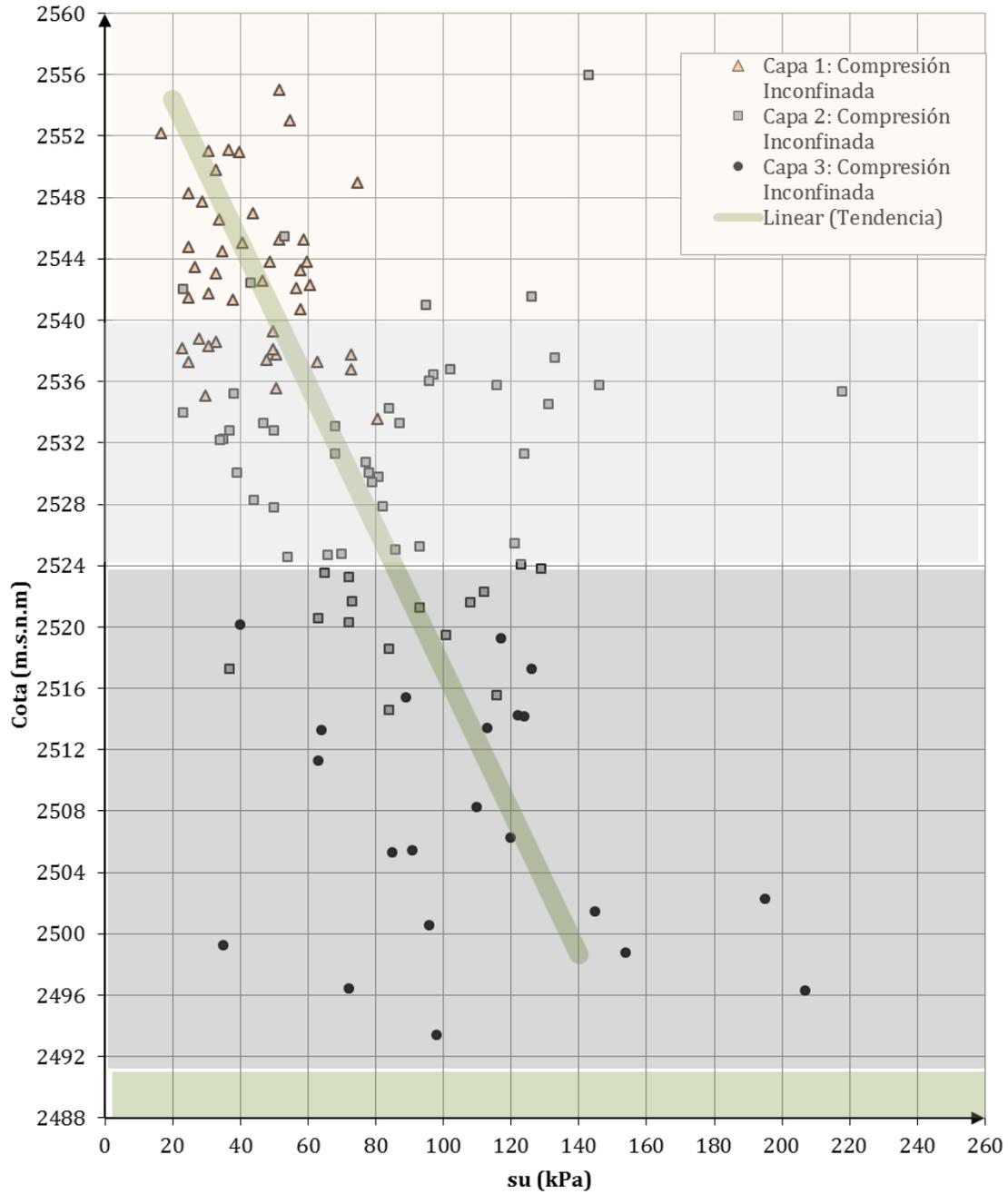
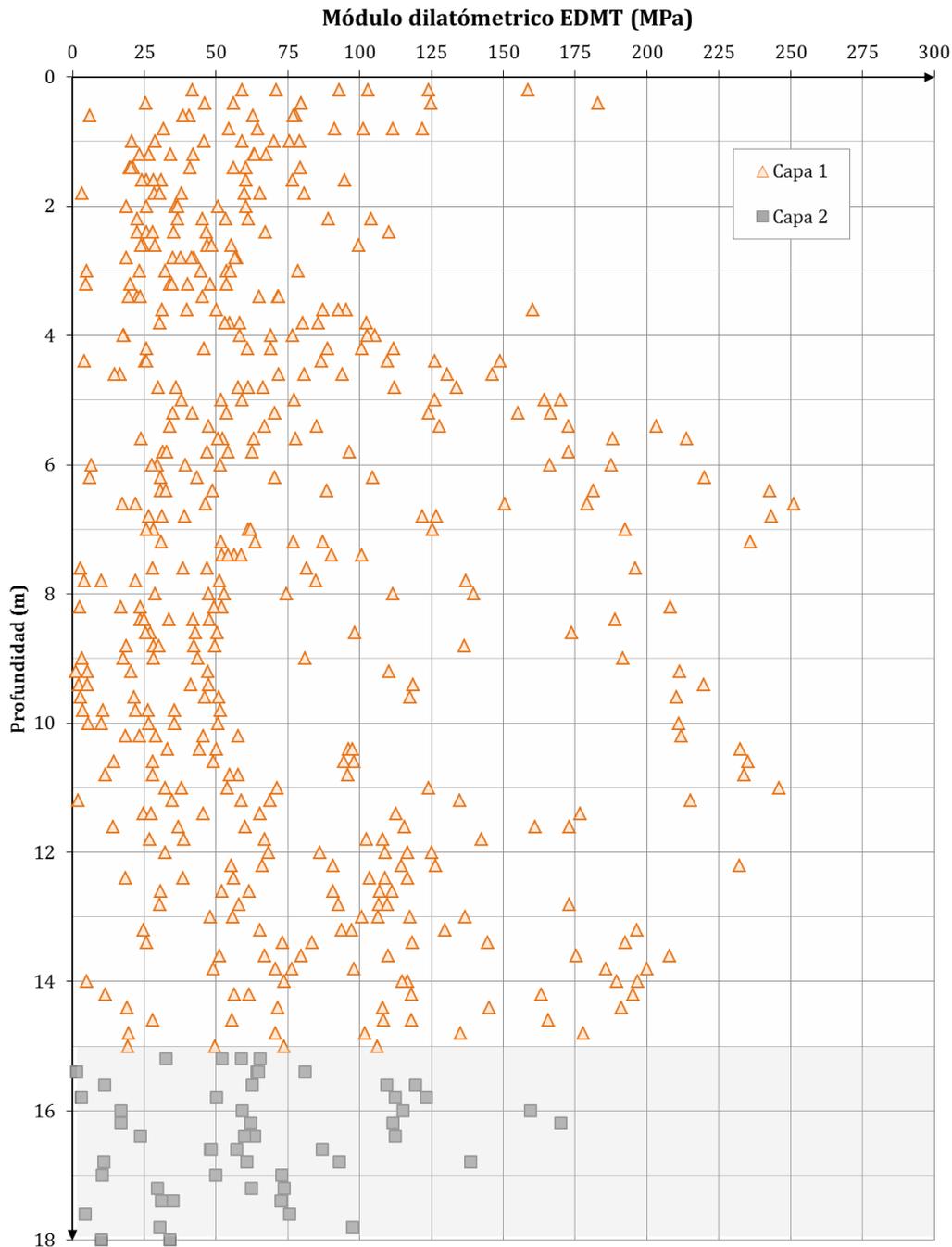


Figura 5-12 Variación de la resistencia al corte no drenada (s_u) obtenida de ensayos de compresión inconfiada, en función de la cota



5.3.3 Módulo de elasticidad

Empleando los resultados de ensayos de compresión inconfiada se determinó la variación del módulo de elasticidad (E_u) con la cota. En la **Figura 5-13** se representa gráficamente esta variación.

Figura 5-14 Variación del módulo de elasticidad con la profundidad.

5.3.4 Resistencia al corte drenado

5.3.4.1 Resistencia al corte drenado obtenido con el ensayo de corte directo

Los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, fueron obtenidos mediante la ejecución de ensayos de corte directo sobre 32 muestras inalteradas. En la **Figura 5-15** y la **Figura 5-16** se presenta la variación de los parámetros de resistencia al corte drenada.

Figura 5-15 Variación de la resistencia al corte drenada. Variación de la cohesión vs cota.

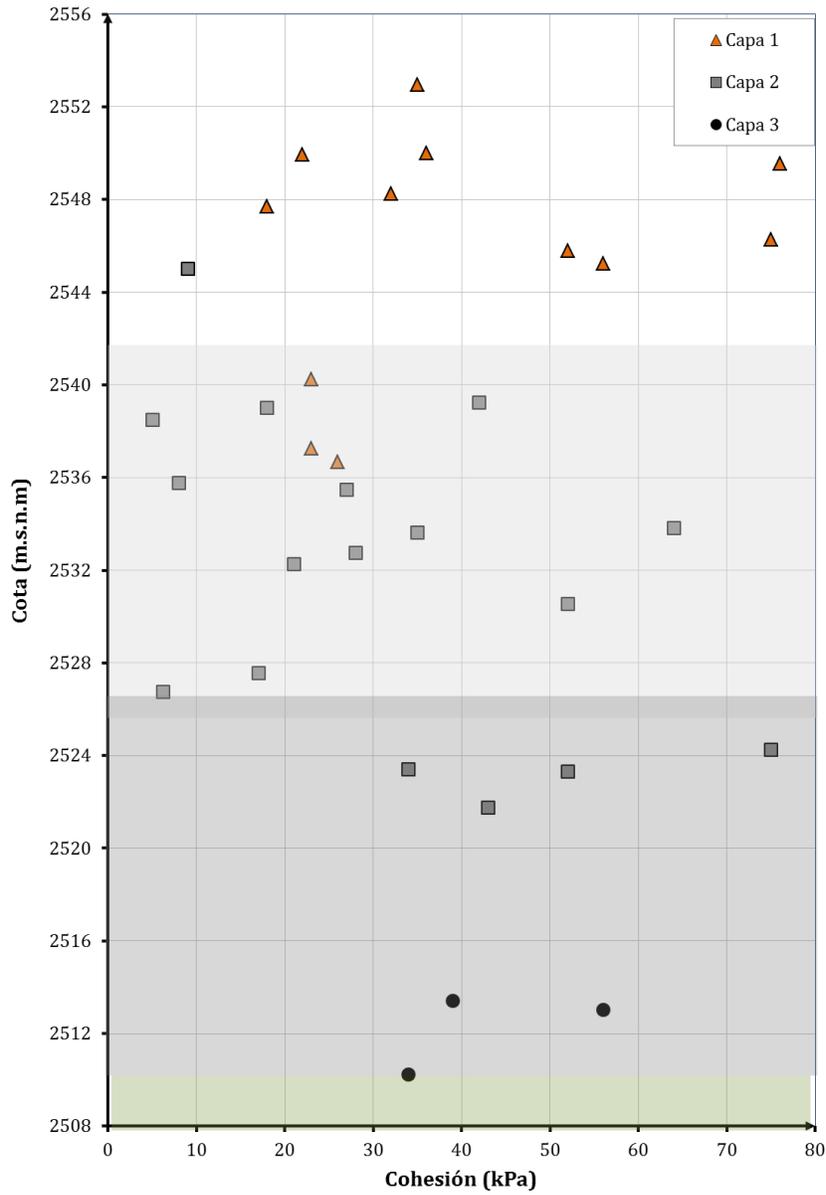
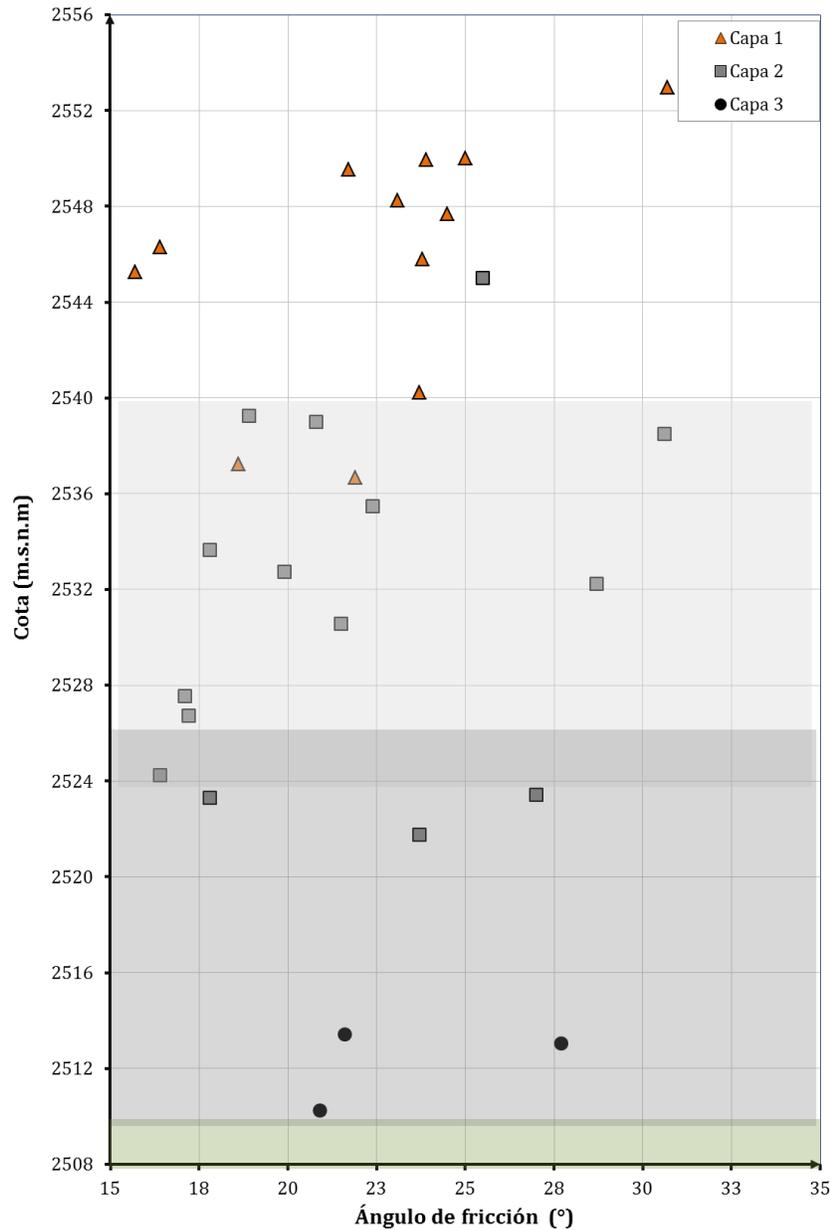


Figura 5-16 Variación de la resistencia al corte drenada. Variación del ángulo de fricción vs cota.



De la Figura 5-15 y la Figura 5-16 se observa que los valores tanto de cohesión como de ángulo de fricción, obtenidos de los ensayos de corte directo, no presentan una tendencia de comportamiento marcada en profundidad. Ante éste comportamiento se presentan los valores promedios de los parámetros de resistencia y las respectivas desviaciones estándar de cada parámetro en la **Tabla 5-2**.

Tabla 5-2 Valores de cohesión y ángulo de fricción analizados para cada capa de suelo. Basados en los resultados de ensayos de laboratorio

Capa	Cota (m.s.n.m)	Cohesión (kPa)	Fricción (°)
Capa 1	2550-2540	39,50 ± 20,46	22,4 ± 4,1
Capa 2	2540-2524	33,13 ± 20,50	22,3 ± 6,0
Capa 3	2524-2510	43,00 ± 11,53	23,4 ± 3,7

5.3.4.2 Resistencia al corte obtenido con el ensayo SPT

El número de golpes N (N_2+N_3), obtenido en los ensayos SPT realizados en las perforaciones mecánicas sobre materiales granulares, se normalizaron para una relación de energía de 60%, (N_{60} Skempton, 1986), empleando los siguientes factores de corrección:

- η_1 : Corrección por energía del martillo
- η_1 : Corrección por longitud de varillaje
- η_1 : Corrección por revestimiento del muestreador
- η_1 : Corrección por diámetro de la perforación
- Factor de corrección por confinamiento (Skempton)

Determinados los valores del N_{60} , se aplicó la relación entre N_{60} y los parámetros de resistencia efectiva propuesta por Schmertmann⁴; para luego obtener la envolvente de resistencia efectiva de los la capa 5 y los lentes de arena.

En la

Figura 5-17 y la **Figura 5-18** se presentan las correlaciones obtenidas para la envolvente de resistencia al corte a partir del N_{60} del ensayo SPT. En la **Tabla 5-3** se presentan los valores de ángulo de fricción y cohesión obtenidos mediante la envolvente de resistencia característica de cada material.

Tabla 5-3 Valores de cohesión y ángulo de fricción para los lentes de arena explorados. Obtenidos a partir del N_{60} del SPT.

Capa	N_{60} promedio	Cohesión (kPa)	Fricción (°)
Capa 5: Arena limosa	15	0,0	35,0
Lentes de arena	10	14,9	27

La evaluación de parámetros de resistencia al corte drenado se presenta en el Anexo 7.

⁴ Alvaro J. González G. Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT. X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana - SCI - SCG - 1999

Figura 5-17 Envoltente de resistencia de la Capa 5. Obtenida a partir del N_{60} resultante del ensayo SPT.

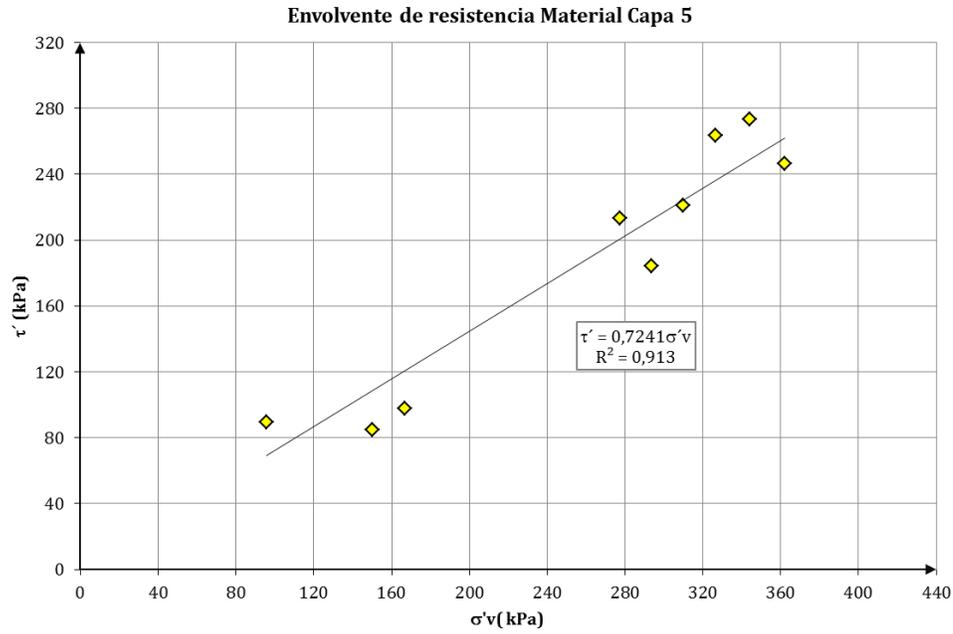
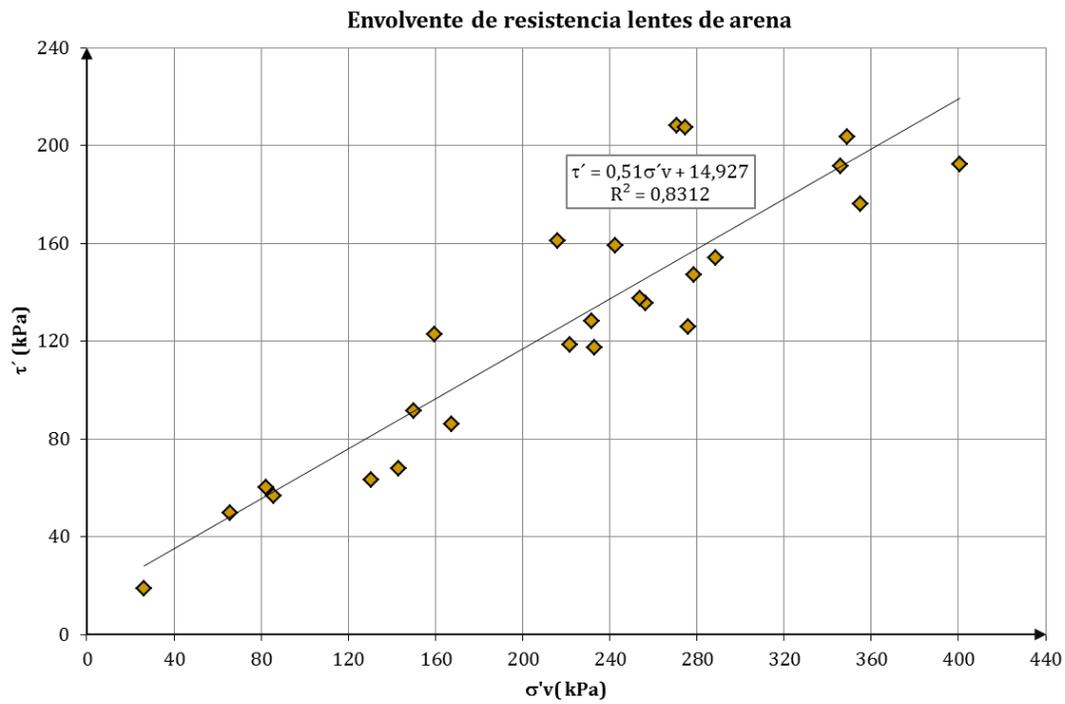


Figura 5-18 Envoltente de resistencia de los lentes de arena. Obtenida a partir del N_{60} resultante del ensayo SPT.



Cabe resaltar que adicional a los ensayos SPT realizados sobre lentes de arena, el ensayo SPT también se realizó sobre material fino con lentes delgados de arena. Sin embargo una de las limitaciones de la evaluación de los parámetros de resistencia mediante el N_{60} , es su baja aproximación sobre materiales cohesivos. Esto fue confirmado al realizar la evaluación de parámetros de resistencia para las capa 1 y 2 presentados en la **Tabla 5-4**.

Tabla 5-4 Valores de cohesión y ángulo de fricción para la capa 1 y la capa 2. Obtenidos a partir del N_{60} del SPT.

Capa	Cota (m.s.n.m)	N_{60} promedio	Cohesión (kPa)	Fricción (°)
Capa 1	2540 - 2560	7	0,0	22
Capa 2	2524 - 2540	14	0,0	33

Los valores presentados en la Tabla 5-4 para las capas 1 y 2 no se tendrán en cuenta para los análisis de diseño de cimentaciones y primarán los obtenidos en los ensayos de corte directo presentados en la **Tabla 5-2**.

5.3.5 Compresibilidad

Los parámetros de compresibilidad, relación de sobreconsolidación (OCR), índice de compresión (C_c) e índice de recompresión (C_s), de las capas de suelo se obtuvieron a partir de los ensayos de consolidación unidimensional lenta realizados sobre muestras inalteradas o representativas obtenidas en la etapa de exploración. De la **Figura 5-19** a la **Figura 5-22** se presentan los parámetros de compresibilidad de las capas de suelo del perfil estratigráfico promedio.

Figura 5-19 Variación de la Relación de sobreconsolidación de las capas de suelo

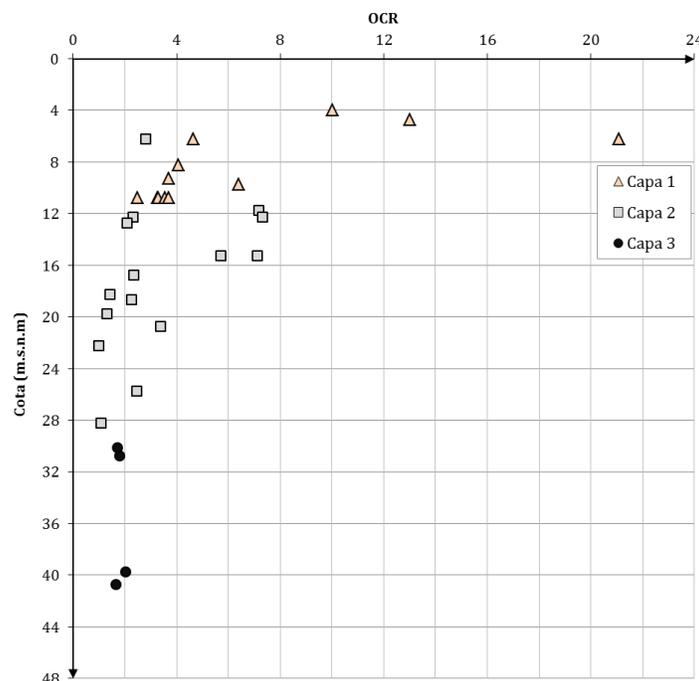


Figura 5-20 Variación del índice de compresión de las capas de suelo.

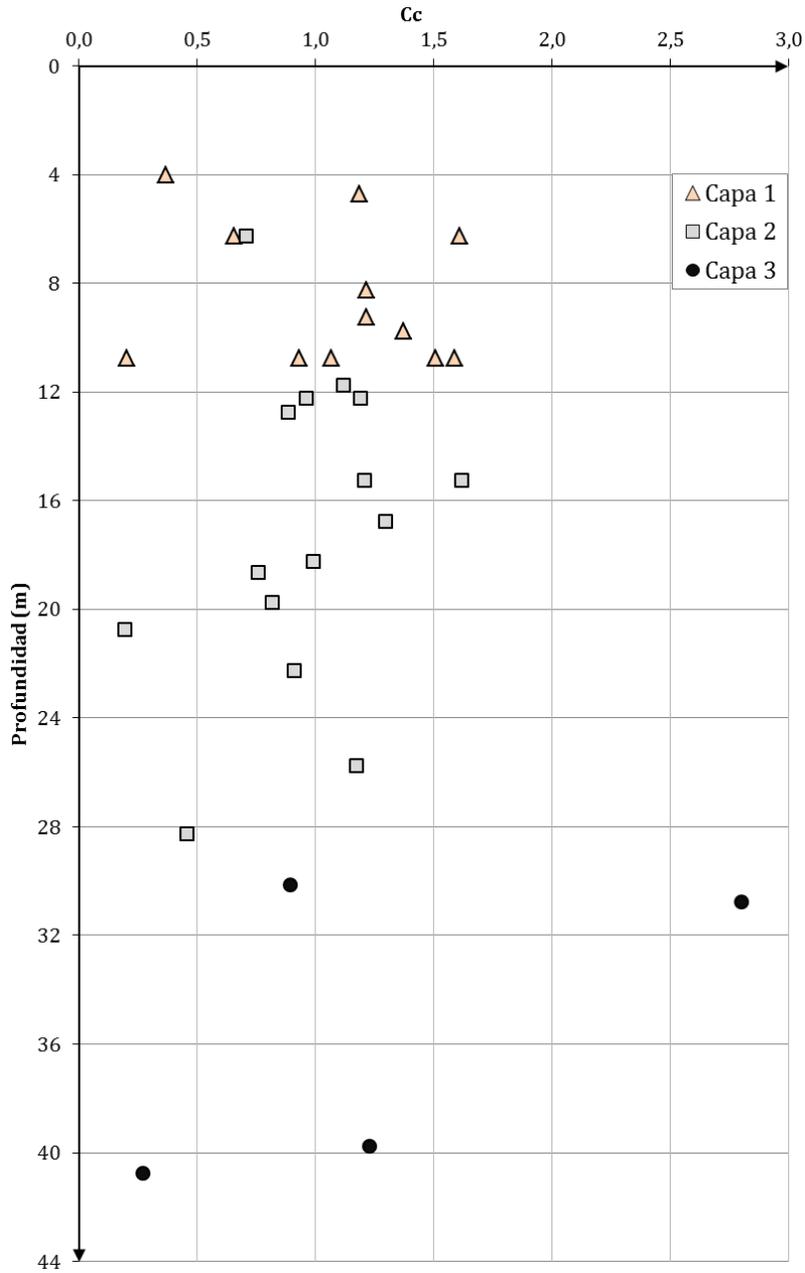


Figura 5-21 Variación del índice de recompresión de las capas de suelo.

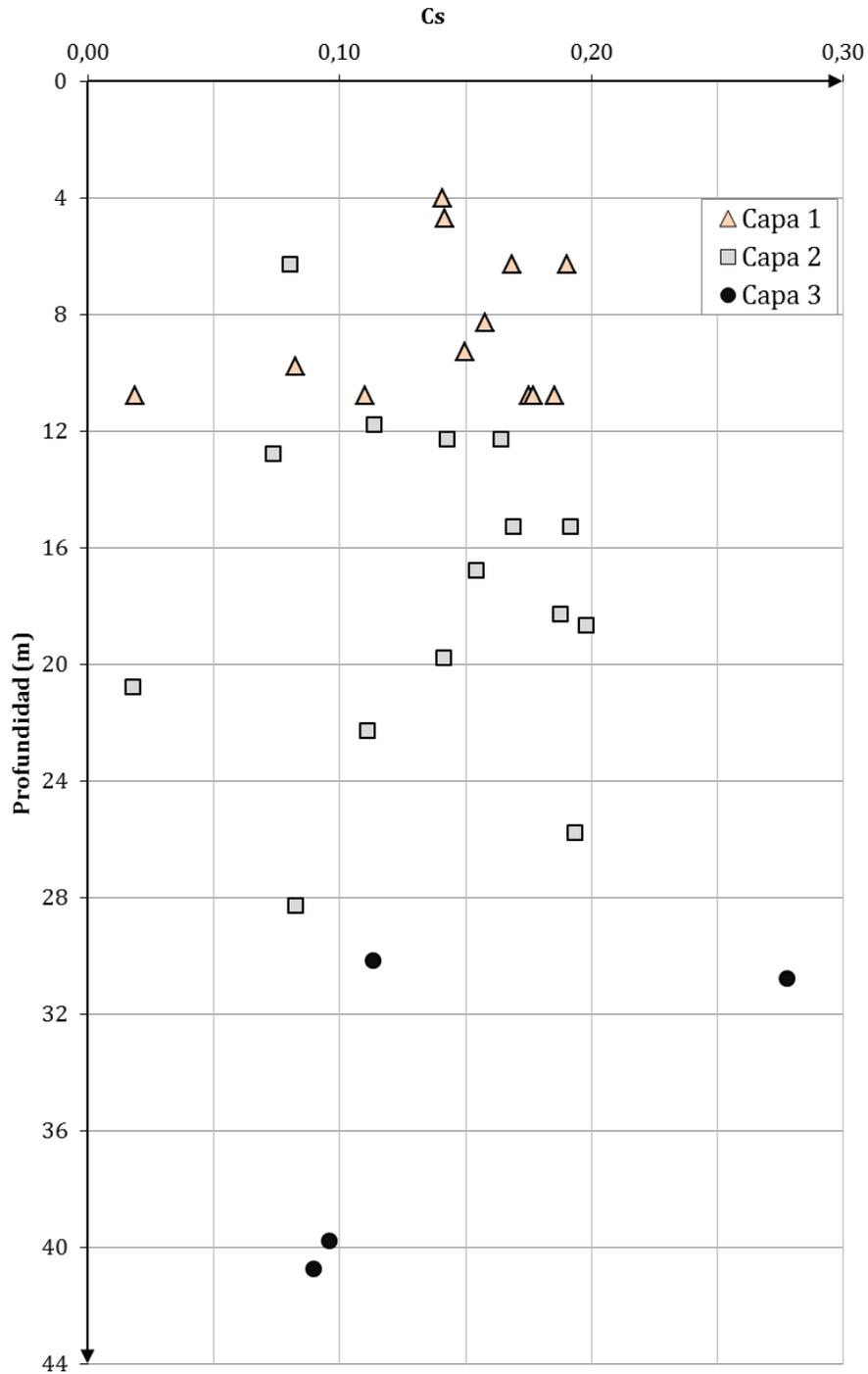
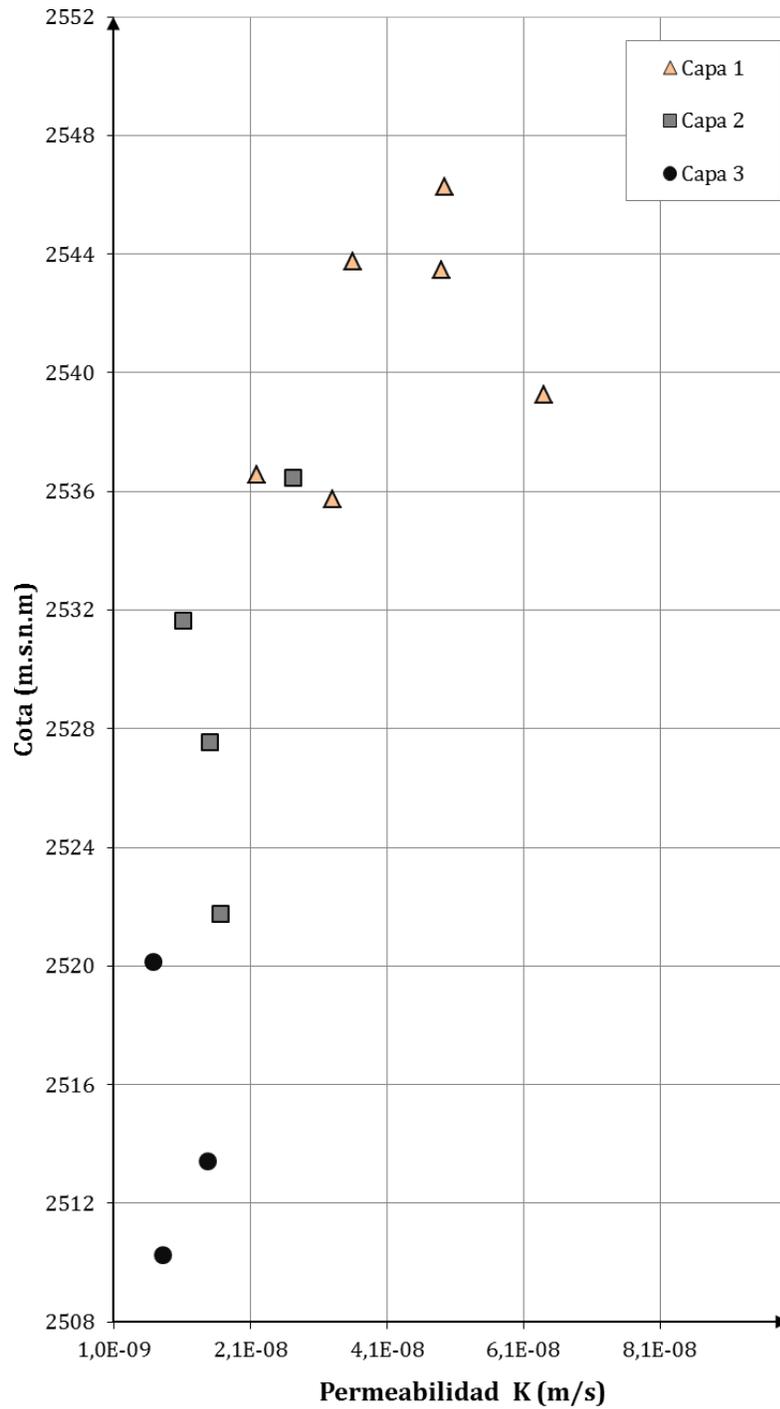


Figura 5-22 Variación de la permeabilidad de las capas de suelo.



En la **Tabla 5-5** se presentan los valores de los parámetros de compresibilidad de las capas de suelo caracterizadas. Se observa que en general la relación entre el índice de recompresión y el de compresión es del orden de 2,0 a 16,6.

Tabla 5-5 Valores de relación de sobreconsolidación, índice de recompresión, índice de compresión y permeabilidad, analizados para cada capa de suelo.

Capa	Cota (m.s.n.m)	Relación de Sobreconsolidación (OCR)	Índice de Recompresión C _c	Índice de Compresión C _s	Permeabilidad K (m/s)
Capa 1	2550-2540	4,94 ± 3,22	1,19 ± 0,44	0,14 ± 0,06	1,4 E-7 ± 1,3 E-7
Capa 2	2540-2524	3,32 ± 2,30	0,95 ± 0,34	0,13 ± 0,05	8,1 E-8 ± 1,3 E-7
Capa 3	2524-2510	1,80 ± 0,16	1,30 ± 1,07	0,14 ± 0,09	9,9 E-9 ± 4,2 E-9

De la Tabla 5-5 se observa que la capa 1 está sobreconsolidada con OCR promedio de 4,94, que la capa 2 presenta una con OCR promedio de 3,32 y que la capa 3 está ligeramente sobreconsolidada presentando OCR promedio de 1,8. Siendo ésta última la capa de menor relación de sobreconsolidación.

5.4 Perfil geotécnico promedio

Realizada la caracterización geotécnica de las 5 capas de suelo descritas en la Sección 5.1, capas que componen el perfil geotécnico promedio de la zona de estudio. Se presenta en la Tabla 5-6 los valores promedio y desviaciones estándar de los parámetros geotécnicos evaluados para el perfil geotécnico promedio del predio Canoas..

Tabla 5-6 Propiedades geomecánicas de las capas de suelo del perfil geotécnico promedio.

Capa	Humedad natural W _n (%)	Límite plástico LP (%)	Límite líquido LL (%)	Materia orgánica MO (%)	γ _t (t/m ³)	su (kPa)
Capa 1	58,54 ± 21,45	29 ± 7	92 ± 23	5,07 ± 2,37	1,64 ± 0,14	44,05 ± 15,93
Capa 2	53,90 ± 26,76	30 ± 16	85 ± 35	19,34 ± 25,56	1,72 ± 0,16	83,07 ± 37,22
Capa 3	69,34 ± 46,48	42 ± 28	90 ± 47	27,4 ± 27,38	1,58 ± 0,24	107,90 ± 43,88
Capa 4	31,28 ± 7,99	NA	NA	-	2,0- 2,35	-
Capa 5	26,98 ± 16,29	NA	NA	-	2,0 6	NA

Capa	Eu (MPa)	c (kPa)	φ (°)	OCR	C _c	C _s	K (m/s)
------	----------	---------	-------	-----	----------------	----------------	---------

⁵ Peso unitario estimado a partir del rechazo obtenido en el ensayo de SPT.

⁶ Peso unitario obtenido a partir de relaciones de fase del suelo: $\gamma_t = \left(\frac{1+w_n}{1+e} \right) * G_s * \gamma_w$

Capa	Eu (MPa)	c (kPa)	φ (°)	OCR	Cc	Cs	K (m/s)
Capa 1	10,15 ± 7,29	39,50 ± 20,46	22,4 ± 4,1	4,94 ± 3,22	1,19 ± 0,44	0,14 ± 0,06	1,4 E-7 ± 1,3 E-7
Capa 2	13,75 ± 9,09	33,13 ± 20,50	22,3 ± 6,0	3,32 ± 2,30	0,95 ± 0,34	0,13 ± 0,05	8,1 E-8 ± 1,3 E-7
Capa 3	21,71 ± 16,50	43,00 ± 11,53	23,4 ± 3,7	1,80 ± 0,16	1,30 ± 1,07	0,14 ± 0,09	9,9 E-9 ± 4,2 E-9
Capa 4	-	-	-	-	-	-	-
Capa 5	23- 62	-	29,5	-	-	-	-

Donde.

γ_t	Peso unitario	Cc	Índice de compresión
su	Resistencia al corte no drenada	Cs	Índice de recompresión
Eu	Módulo de deformabilidad		
c	Cohesión		
φ	Ángulo de fricción		
OCR	Relación de sobreconsolidación		

5.5 Consideraciones sísmicas

Dada la variabilidad de los valores del número de golpes del ensayo del SPT, de los valores del índice de plasticidad y de la resistencia al corte no drenada presentados en la caracterización geotécnica, se decidió emplear la velocidad de onda de corte como criterio de clasificación del perfil del suelo a partir del NSR-10 - Sección A.2.4-1 - Tabla A.2.4-1. Empleando la velocidad de onda de corte de la columna de suelo de los primeros 30,0 m de profundidad, obtenidas de las 9 pruebas con SCPTu y 4 ensayos down-hole (3 realizados para el estudio actual y 1 realizado en estudios dentro del predio Canoas) . La velocidad media calculada se evaluó como:

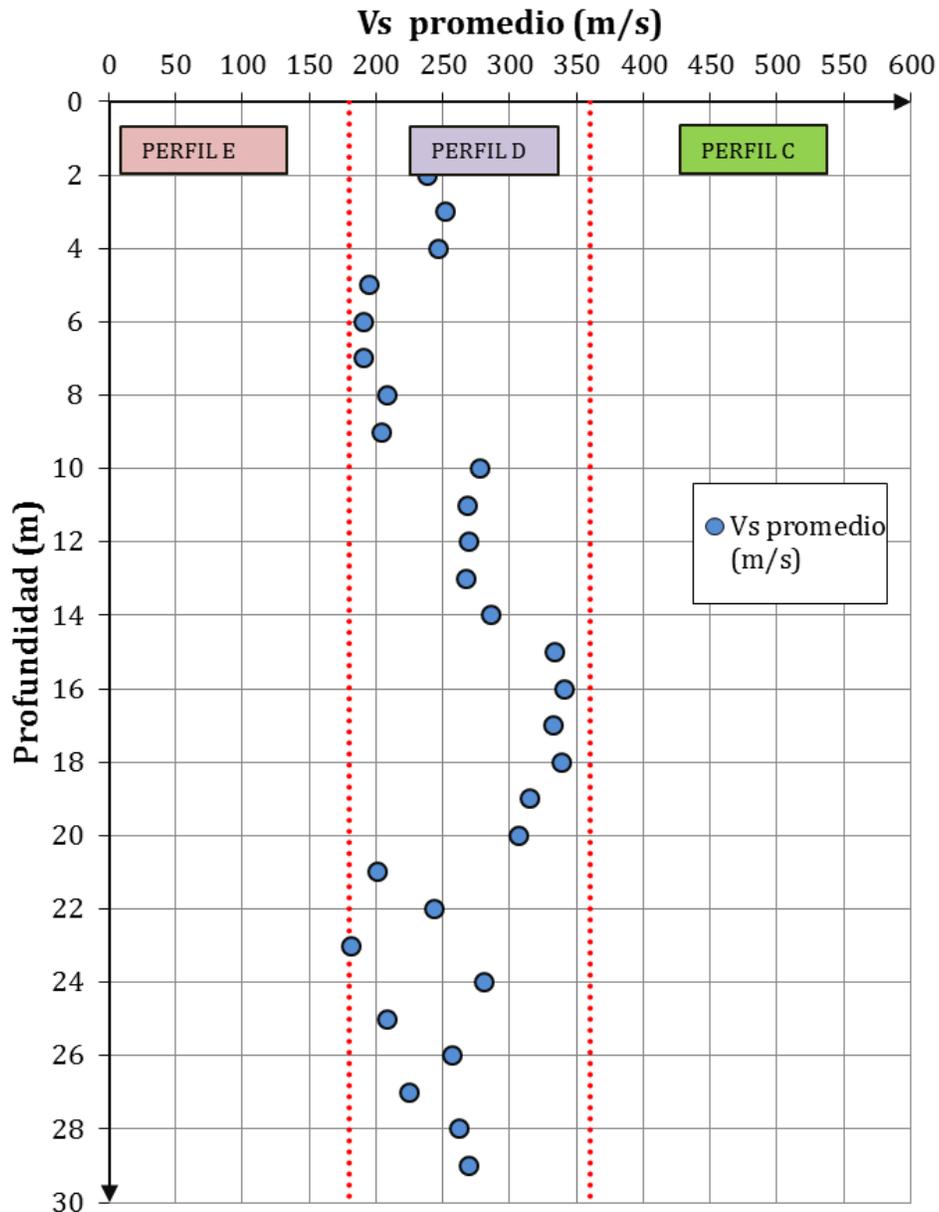
$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^{30} d_i}{\sum_{i=1}^{30} \bar{V}_s}$$

Dónde \bar{V}_s : Velocidad media de onda de corte del estrato i.

d_i : Espesor del estrato i, localizado dentro de los 30,0 m.

De esta evaluación, se obtuvo que la velocidad promedio de la onda de corte es 256,32 m/s; valor que clasifica a la columna de suelo como Tipo D. En la **Figura 5-23** se presenta el perfil de velocidad promedio de onda de corte evaluada, y en el **Anexo 7** se presentan la evaluación del perfil de onda de corte, los espectros de aceleración, velocidades y desplazamiento correspondientes a un perfil de suelo Tipo D.

Figura 5-23 Perfil de velocidad promedio de onda de corte para un estrato de suelo de 30,0 m de espesor.



5.5.1 Susceptibilidad a la licuación

Basados en las exploraciones previas y recientes, los suelos encontrados en el sitio del proyecto no son considerados susceptibles a la licuefacción, pues el perfil está compuesto principalmente por materiales de grano fino (arcilla y limos) con lentes de arena que en su mayoría se encuentran a profundidades considerables.

De acuerdo a la NSR-10 en su Capítulo H. Numeral H.7.4, la licuación y los fenómenos relacionados: “Los suelos granulares tienen tendencia natural a densificarse bajo carga, ya sea ésta monotónica o cíclica. Cuando el suelo está saturado y el drenaje es lento o totalmente inexistente, esta tendencia a la densificación causa el crecimiento de la presión de poros, en exceso de su estado estático, y el decrecimiento correlativo del esfuerzo efectivo hasta que sobreviene la flotación de las partículas

La evaluación del potencial de licuación de los lentes de arena explorados, se realizó utilizando el criterio propuesto por Seed et al. 1985. A continuación se presenta la metodología empleada para determinar la susceptibilidad a la licuación:

- Determinar los valores de N_{60} , obtenido de la normalización del ensayo SPT
- Determinar razón de esfuerzo de resistencia cíclica ($0,65 * CSR_{pico}$)

$$CSR = 0,65 * (MWF) * \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} * \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} * r_d$$

Donde:

MWF: Factor multiplicador por magnitud del sismo. $MWF = (\text{Magnitud del sismo})^{2,56}/173$.
Para el caso de la PTAR Canoas se adoptó la magnitud de un sismo de 7,5.

$a_{m\acute{a}x}$: Aceleración máxima esperada en el sitio del proyecto (0,15g)

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2)

$\frac{\sigma_0}{\sigma'_0}$: Relación entre el esfuerzo vertical total actual y el esfuerzo vertical efectivo actual.

r_d : Factor de reducción de los esfuerzos.

- Determinar la razón de resistencia cíclica (CCR)

Los valores de CCR se determinan empleando la relación empleando los valores del N_{60} y el porcentaje de contenido de finos, empleando el criterio de Seed et al. 1985. (**Figura 5-24**).

- Determinar el factor de seguridad para el potencial licuación como:

$$\text{Factor de seguridad (FS)} = \frac{CRR}{CSR}$$

Recomendaciones:

Si $FS > 1,4$ es aceptable, se presentarán deformaciones mínimas.

Si $FS > 1,25$ se presentarán problemas mínimos y se deberán realizar estudios complementarios.

Si $FS < 0,9$ se deben tomar medidas de prevención y mejoramiento del estrato de suelo. Se deberán realizar estudios complementarios.

Desarrollando los pasos anteriores evaluaron los factores de seguridad ante el potencial de licuación de los suelos arenosos sueltos a medianamente densos explorados en la PTAR Canoas.

Figura 5-24 Determinación de la razón de resistencia cíclica. Propuesta por Seed et al. 1985

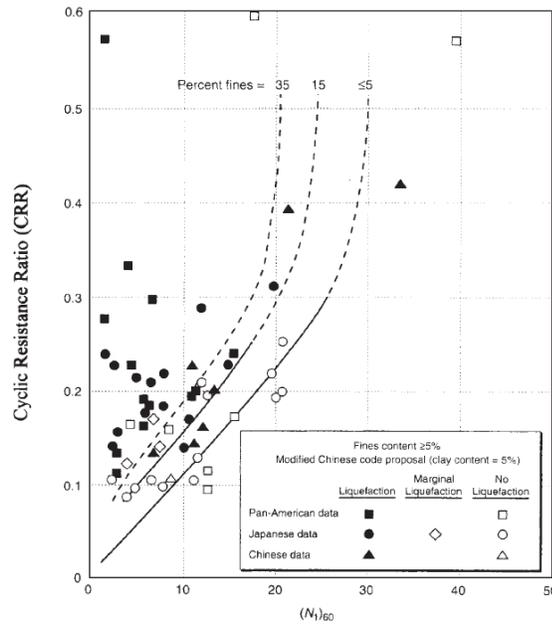
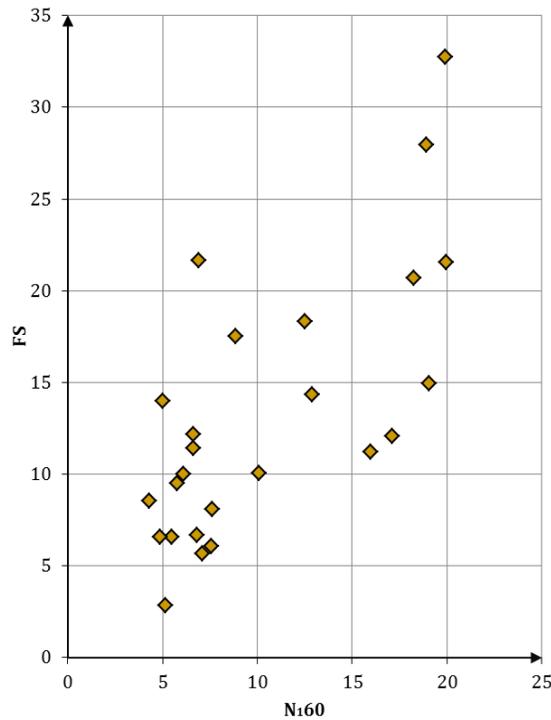


FIGURE 6.6 Plot used to determine the cyclic resistance ratio for clean and silty sands for $M = 7.5$ earthquakes. (After Seed et al. 1985, reprinted with permission of the American Society of Civil Engineers.)

Figura 5-25 Factores de seguridad del potencial de licuación



En la **Figura 5-25** se observa que los factores de seguridad del potencial de licuación son superiores a 4,0, de lo cual se concluye que los lentes de arena no son susceptibles a presentar licuación.

Los cálculos realizados para determinar el FS del potencial de licuación se presentan en Anexo 7. Periodo natural de vibración.

El período natural de vibración de la columna de suelo de 30,0m de espesor se calculó empleando la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4H}{V_s} = \frac{4 * 30m}{252,17 \text{ m/s}} = 0,47s$$

Dónde:

H: Espesor del estrato de suelo

Vs: Velocidad de onda de corte promedio de la columna de suelo de 30,0m

De esta evaluación se obtiene que el período natural de vibración de la columna de suelo de 30,0m, es de 0,47 segundos. El perfil de velocidades de ondas de corte promedio se obtuvo a partir de los resultados de pruebas down hole ejecutadas para esta etapa del proyecto (L6-P2, L8-P2, L9-P2) e información de estudios previos (PDH-9 del ITC) y la información obtenidas de las 9 pruebas con SCPTu.

5.5.2 Susceptibilidad a pérdida de resistencia por ablandamiento cíclico

El análisis de susceptibilidad a pérdida de resistencia cíclica de suelos finos se realizó empleando el criterio de Bray et al. 2004. El criterio consiste en la evaluación de las siguientes propiedades índice como la humedad natural y límites de Atterberg

El criterio propuesto por Bray es el siguiente:

- Si $IP \leq 12$ y $W_n/LL > 0,85$, el material es susceptible a presentar pérdida de resistencia por ablandamiento cíclico.
- Si $W_n/LL > 0,8$ y $12 < IP \leq 18$, el material es moderadamente susceptible a presentar pérdida de resistencia por ablandamiento cíclico.
- Si el material no cumple ninguna de las dos condiciones anteriores, éste no es susceptible a presentar pérdida de resistencia.

El criterio se presenta gráficamente en la

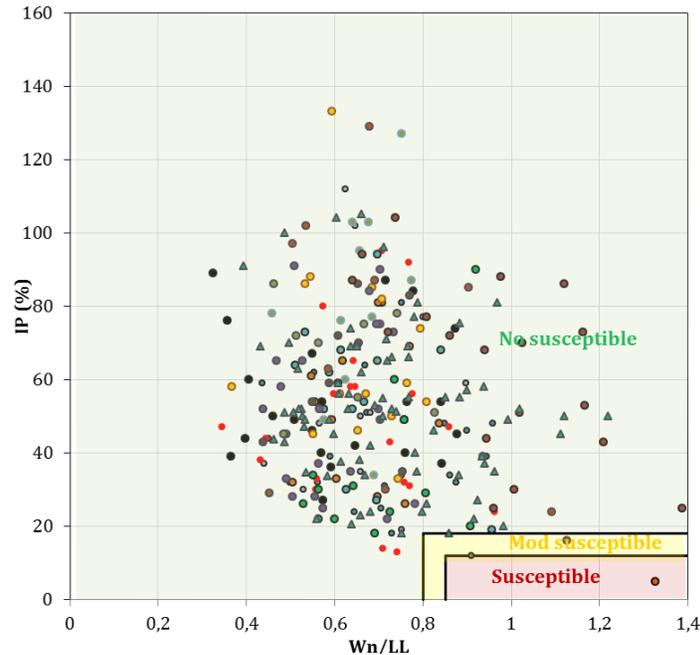
Figura 5-26, así como la localización de las propiedades índice de las capas de suelo exploradas en la presente etapa del diseño y las propiedades recopiladas de estudios previos de la PTAR Canoas y del Interceptor Tunjuelo Canoas.

De la

Figura 5-26 se observa que cinco de los puntos graficados en las coordenadas W_n/LL vs IP , son moderadamente susceptibles a presentar pérdida por ablandamiento cíclico, y una es susceptible a

presentar éste fenómeno. Este valor corresponde a la muestra 24 de la perforación L6-P1, cuya profundidad media es de 23,15 m.

Figura 5-26 Evaluación de susceptibilidad a la pérdida de resistencia por ablandamiento cíclico en suelos finos



5.6 Nivel freático de diseño

El monitoreo del nivel freático en la zona del proyecto es importante por el efecto que éste ejercerá sobre las cimentaciones y las paredes de estructuras que se encuentren bajo tierra, la presión hidrostática y los diferentes empujes que genera el agua. Adicionalmente, al predominar los suelos con arcillas expansivas, éstas serán susceptibles a los cambios de nivel freático. Los anteriores son factores relevantes para el diseño de las estructuras, así como para el proceso constructivo que deba realizarse al momento de las excavaciones. En la **Tabla 5-7** se presentan las cotas de los niveles freáticos obtenidos a partir de mediciones del nivel de agua de los piezómetros instalados en septiembre de 2013.

Tabla 5-7 Reporte de posición de nivel de agua subterránea reportados en perforaciones mecánicas.

Piezómetro	Este	Norte	Cota superficie del terreno (m.s.n.m)	Cota nivel freático (m.s.n.m)	Profundidad nivel freático (m)
L4-P1	80.543,8	96.800,5	2543,99	2538,08	5,91
L5-P2	80.653,1	96.339,0	2544,17	2542,64	1,53
L6-P1	80.130,8	96.897,7	2550,28	2545,95	4,33
L7-P1A	80.394,8	96.586,4	2550,98	2541,13	9,85

Piezómetro	Este	Norte	Cota superficie del terreno (m.s.n.m)	Cota nivel freático (m.s.n.m)	Profundidad nivel freático (m)
L7-P2	80.240,2	96.436,1	2547,30	2535,40	11,9
L9-P3	80.556,0	95.926,0	2551,25	2536,25	15,0
L6-P1A	80.143,0	96.023,1	2550,28	2545,74	4,54

Cabe mencionar que durante la ejecución de perforaciones a percusión y lavado, se realizó la lectura de niveles de agua dentro de la perforación. Sin embargo, estas lecturas no son propiamente las correspondientes al nivel freático real, pues durante la ejecución de las perforaciones se inyectó agua para realizar el respectivo lavado de la perforación. Por esta razón no se incluyen en el presente informe.

5.7 Variaciones esperadas en las condiciones del subsuelo

En general, la interpretación de las condiciones del subsuelo presentadas en este reporte está basada en las condiciones del subsuelo y niveles freáticos encontrados en los sitios de perforación. Sin embargo, las condiciones del subsuelo pueden variar entre perforaciones y sondeos. Si se consiguen condiciones diferentes a las encontradas, entonces las recomendaciones contenidas en este reporte deberán ser reevaluadas por CDM Smith - INGESAM y confirmadas por escrito.

Los niveles freáticos medidos en las exploraciones no deben ser consideradas como la representación de un nivel freático estable. Es más, es de esperarse que los niveles freáticos fluctúen de acuerdo a las estaciones del año, temperatura, clima, construcción en el área, y otros factores. Las condiciones actuales del nivel freático pueden ser diferentes a aquellas observadas en el momento de las exploraciones. Con el objetivo de tener un monitoreo de estas fluctuaciones se implementó la instalación de siete piezómetros.

Sección 6

Sectorización geológico – geotécnica de superficie

En esta sección se presenta la sectorización geotécnica del área de estudio, Hacienda Canoas, definida tras la ejecución de las siguientes etapas de trabajo presentadas en la Figura 2-1.

- Definición del área de estudio
- Análisis de la información existente
- Visitas de reconocimiento
- Programa de exploración del subsuelo
- Programa de ensayos de laboratorio
- Caracterización geológica - geotécnica

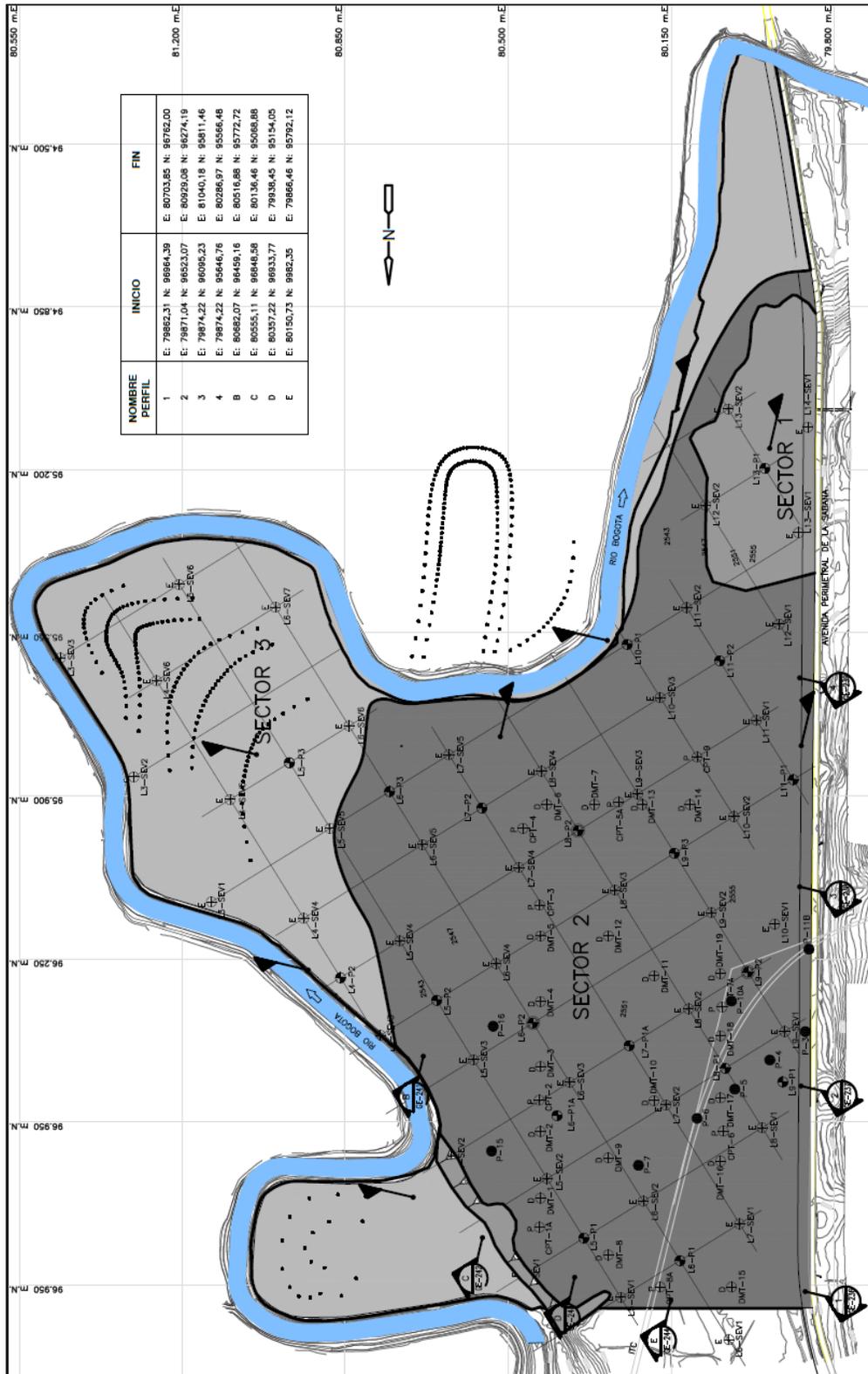
Finalizadas estas etapas de trabajo se establecieron tres sectores geotécnicos definidos como:

- **Sector 1:** Localizado en la terraza superior del área de estudio en la zona de cultivos de la Hacienda Canoas, corresponde a una geoforma acolinada en la que afloran materiales de la capa 5. (Limos arenosos y arenas grises).
- **Sector 2:** Proyectado sobre la terraza superior del área de estudio, corresponde a una terraza de acumulación y erosión en la que afloran materiales de la capa 1 (Arcilla limosa habana).
- **Sector 3:** Corresponde a la planicie de inundación o divagación del río Bogotá (terrace inferior). En este sector afloran los materiales de la capa 2 (Arcilla limosa de color gris oscuro)

Los materiales descritos en los sectores geotécnicos corresponden a los descritos en la sección 5.1.

En la **Figura 6-1** se presenta la sectorización geológica – geotécnica de superficie del área de estudio. La sectorización geotécnica y perfiles estratigráficos de la zona de estudio de la PTAR Canoas se presentan en el Anexo 8.

Figura 6-1 Sectorización geológica – geotécnica de superficie del área de estudio.



Sección 7

Ingeniería geotécnica preliminar y recomendaciones de diseño

7.1 General

Esta sección describe la evaluación geotécnica preliminar y recomendaciones preliminares de diseño para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales propuesta. En general, las evaluaciones y recomendaciones geotécnicas preliminares están basadas en las condiciones de cargas asumidas presentadas en la Sección 3.3. Además, los criterios de diseños recomendados están basados en función de las tolerancias, tales como el asentamiento permisible, asociados a cada estructura.

Las recomendaciones del diseño de fundación contenidos en las siguientes secciones deben ser consideradas como preliminares.

7.2 Recomendaciones del diseño de fundación

7.2.1 General

Evaluaciones geotécnicas preliminares han sido realizadas para todas las estructuras a ser construidas en la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Canoas. En general, estas evaluaciones están basadas en los resultados previos y recientes de las investigaciones del subsuelo, resultados de laboratorio, correlaciones publicadas de las propiedades de los suelos y los mínimos requerimientos exigidos por normatividad colombiana de construcción y edificaciones. Adicionalmente, los criterios preliminares de diseño están basados en las tolerancias, tales como los asentamientos permisibles relacionados con estructuras similares.

Durante la exploración del subsuelo se encontraron en el sitio del proyecto arcillas de alta plasticidad y, obedeciendo a la evaluación de susceptibilidad a la expansión, éstas presentan una susceptibilidad alta a la expansión (sección 5.2.5). Sin embargo, en la mayoría de los casos, estos suelos se encuentran generalmente por debajo de las cotas medidas del nivel freático, por lo que no representarían una amenaza considerable a las estructuras en las zonas donde éstos suelos se encuentren saturados. En los casos donde las arcillas expansivas se encuentren por encima del nivel freático, soluciones como la sobreexcavación del suelo y reemplazo por suelos granulares, utilización de cal o cemento, etc., deberán ser consideradas en la siguiente fase del proyecto cuando las cargas, ubicación y empotramiento definitivo de las fundaciones de las estructuras sean definidos.

Adicionalmente, se encontraron limos orgánicos de alta compresibilidad por debajo de los 25,0 m de profundidad. Estos limos, por su naturaleza, pudieran ser estratos potenciales generadores de grandes asentamientos; sin embargo, debido a la profundidad a la que se encuentran se descarta su influencia en los asentamientos que pudieran producirse en las estructuras semi-enterradas. En ese aspecto el Consorcio CDM Smith - INGESAM considera de forma preliminar que las estructuras semi-enterradas pudieran ser fundadas directamente a cotas de excavación donde los asentamientos totales y

diferenciales se reducirían a aquellos tolerables por la estructura debido a la compensación de las cargas litostáticas por cargas estructurales inducidas.

7.3 Tipos de fundación y profundidades

Con la excepción de los tanques digestores, se anticipa que todas las estructuras a ser proyectadas, debido a la naturaleza de sus cargas inducidas y las elevaciones de empotramiento a ser propuestas, pueden ser fundadas directamente con el uso de zapatas o losas. Los tanques digestores con presiones máximas de 24,5 ton/m² se anticipa serán fundados preferiblemente mediante el sistema de pilotes hincados.

7.3.1 Zapatas

Estructuras menores, como puntos de vigilancia, columnas de cerramiento de la PTAR, entre otras. Todas las zapatas deberán tener un ancho mínimo de 1 metro y estar empotradas al menos 1 metro por debajo de la superficie final. Las zapatas deberán ser diseñadas para una capacidad admisible del suelo de 6,5 ton/m². Asentamientos totales de menos de 2,5 cm y diferenciales de no más de 2,0 cm entre columnas adyacentes. No se descarta que para el uso de este sistema de fundación se requiera en algunos casos el mejoramiento del suelo, como por ejemplo incluir geosintéticos, o reemplazamiento del suelo por otros de mayor capacidad.

7.3.2 Losa de fundación

De forma preliminar, se considera que el sistema de cimentación de los tanques desarenadores, mezcladores rápidos, mezcladores lentos, tanques de aireación, sedimentadores primarios y secundarios, consistirá en losas de cimentación. Esta conceptualización se hace a partir de la evaluación de la magnitud de las cargas impuestas por las estructuras y la magnitud de las alturas de corte para llegar a la cota de rasante de diseño, como las profundidades de excavación para las estructuras y demás información contenida en las tablas ya mencionadas. Estas condiciones llevan al diseño de estructuras semi enterradas, es decir, a cimentaciones compensadas total o parcialmente.

Las losas de cimentación deberán diseñarse para una capacidad de carga máxima admisible de 6,5 ton/m² o menos de acuerdo con la carga impuesta por cada estructura. Los asentamientos totales de la cimentación deberán ser menores a 2,5 cm y los asentamientos diferenciales menores a 2,0 cm.

7.3.3 Tanques fundados sobre pilotes hincados

Los resultados de la exploración del subsuelo y las cargas asumidas de los tanques digestores indican que los suelos encontrados no son capaces de soportar las cargas asumidas por estos tanques mediante cimentaciones superficiales. Por esta razón, el Consorcio CDM Smith - INGESAM recomienda de forma preliminar fundar estos tanques mediante el uso de pilotes hincados. Los pilotes de concreto prefabricados son considerados los más apropiados para este tipo de estructura debido a que tienen facilidad de instalación a diferentes profundidades, si así es el caso.

Con el propósito de este análisis preliminar de los pilotes hincados, se ha considerado el uso de pilotes de 0,5 y 1,0 m de diámetro en este proyecto.

Los análisis de capacidad estática de pilotes prefabricados de concreto fueron realizados usando los parámetros geomecánicos del perfil estratigráfico promedio. Los cálculos de estos análisis fueron desarrollados mediante el uso de hojas de cálculo y el método de Alpha (α) para la capacidad de carga por fuste y para la capacidad de carga por punta se empleó el método de Meyerhof.

Tabla 7-1 Capacidad admisible de carga para pilotes hincados de concreto

Diametro del Pilote (m)	Longitud del Pilote (m)	Capacidad Admisible (ton)
0,5	20	47
0,5	30	72
1,0	20	101
1,0	30	153

Las capacidades preliminares presentadas en la **Tabla 7-1** corresponde a pilotes individuales. Para minimizar la reducción de las capacidades admisibles de los pilotes individuales dentro de un grupo de pilotes, la separación horizontal de los pilotes deberán tener un mínimo de 3 veces el diámetro del pilote medido de centro a centro. En el caso tal que la separación de los pilotes sea menor a 3 veces el diámetro del pilote, será necesaria la aplicación de los factores de reducción de pilotes en grupo.

7.4 Sistema de drenajes

Los sistemas de drenaje para el control del flujo del agua deberán ser diseñados tomando en cuenta la Sección H.8.2.2 del Código NSR-10. El Contratista será responsable del diseño e implementación del sistema de control de drenaje que mantendrá la subrasante seca y sin perturbaciones. Se anticipa que sistemas de drenaje sean requeridos para las excavaciones propuestas. Para evitar la perturbación de la subrasante, el nivel freático debe ser mantenido a un mínimo de 1 metro por debajo de la subrasante durante todo el período de excavación y de colocación de rellenos. El drenaje del agua en las excavaciones puede consistir en bombas de agua, pozos, etc., capaces de bajar el nivel freático 1 metro por debajo de nivel propuesto de excavación antes de comenzar la misma.

El Contratista deberá tener cuidado de evitar la perturbación de los suelos de la subrasante implementando tiempos de excavación que limiten la duración de las excavaciones abiertas, inclinando el fondo de las excavaciones facilitando el drenaje, y proporcionando bermas para limitar que el agua drene hacia las excavaciones. Adicionalmente, el material excavado a ser reusado como relleno deberá ser apilado de tal manera que promueva que el agua drene y limite la saturación de los materiales y sean colocados a una distancia segura desde la excavación.

Para conformación de terrazas se deberá implementar un sistema de recolección de aguas de escorrentía, como zanjas de coronación y cunetas, en la corona y en la pata de los taludes de corte. En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los recubrimientos.

Sección 8

Bibliografía

- BOULANGER, Ross W.; Asce, M. y Idriss, I. Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. 2006.
- BOWLES, J. E. Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. McGraw Hill. 1996.
- BRAJA, M. DAS. Principios de ingeniería de cimentaciones. 4 ed. International Thompson, 2001.
- BRAY, J.D. y SANCIO, R.B. Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. 2006.
- BRAY, J. D.; SANCIO, R.B., RIEMER, M. F., y DURGUNOGLU, T. Liquefaction susceptibility of fine-grain Soils. Publicado en la 11a. Conferencia internacional en “Soils Dynamics and Eartquake Engineering” y en la tercera conferencia internacional en “Earthquake Getechnical Engineering”. Singapur, D. Doolon et al., eds., Stallion Press, 2004b. 655–662 p.
- CARVAJAL, H.; CORTES, R.; ROMERO, J. y JUSTO, P. Mapa geomorfológico de la Sabana de Bogotá. Escala 1:25.000. Santafé de Bogotá D.C.: Ingeominas, 2005.
- DE PORTA DE J. Lexique Internationale Stratigraphique. Amerique Latina. Paris: CNRS, 1974. Vol.V.
- HELMENS, K. y VAN DER HAMMEN, T. Memoria explicativa de los mapas del Neógeno y Cuaternario de la Sabana de Bogotá-cuenca alta del Río Bogotá. Santafé de Bogotá D.C.: IGAG. Análisis Geográficos, 1995. 24:91-142 p.
- INGEOMINAS. Mapa Geológico de la Sabana de Bogotá. Escala 1: 100.000. Santafé de Bogotá D.C.: 2005.
- INSTITUTO COLOMBIANO DE GEOLOGÍA Y MINERÍA - INGEOMINAS. Geología del departamento de Cundinamarca. Colombia, 1999.
- INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS – INVIAS. Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras y Normas de Ensayos de Materiales. Colombia, 2002.
- MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Dirección del Sistema Habitacional República de Colombia y Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá D.C., 2010. AIS.
- PÉREZ, G. y SALAZAR, A. Estratigrafía y Facies del Grupo Guadalupe. Geología Colombiana, No. 10. Santafé de Bogotá D.C.: Departamento de Geociencias, U.N., 1978.
- VAN DER HAMMEN, T. La estratigrafía e historia del Neógeno y Cuaternario de la cuenca alta del Río Bogotá: una evaluación después de completar el mapeo. Santafé de Bogotá D.C.: IGAG. Análisis Geográficos, 2005. 26:101-122 p.

Anexo 1: Información de Estudios previos.

Anexo 2: Localización de puntos de exploración – Desarrollada por el Consorcio CDM SMITH – INGESAM.

Anexo 3: Registros de perforaciones mecánicas y registro fotográfico.

Anexo 4: Registros de sondeos con CPT, DMT y SEV y ensayos down hole.

Anexo 5: Resultados de ensayos de laboratorio.

Anexo 6: Mapas geológico, geomorfológico y análisis multitemporal de las fotografías aéreas de la zona de estudio.

Anexo 7: Caracterización geotécnica.

Anexo 8: Zonificación geotécnica y perfiles estratigráficos de la zona de estudio.

Anexo 9: Formatos FT 01 a FT 07 - NS-010.