



**ALCALDIA MAYOR
BOGOTA D.C.**

**Instituto
DESARROLLO URBANO**

**“ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR
FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN
CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-
CUNDINAMARCA.”**

CONTRATO DE CONSULTORÍA No. 1860 DE 2021

ETAPA 4: PROFUNDIZACION SOBRE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

GEOTECNIA

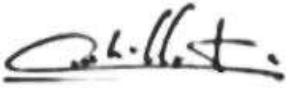

VERSION 6

BOGOTÁ, 2023 – AGOSTO 11

CONTROL DE VERSIONES

Versión	Fecha	Descripción de la Modificación	Folios
Versión 0	24/03/2023	Elaboración inicial	172
Versión 1	04/04/2023	Atención a observaciones de la interventoría	177
Versión 2	13/04/2023	Atención a observaciones de la interventoría	175
Versión 3	17/04/2023	Atención a observaciones de la interventoría	176
Versión 4	15/06/2023	Atención a observaciones del IDU	179
Versión 5	22/06/2023	Atención a observaciones de interventoría	179
Versión 6	11/08/2023	Atención a observaciones de la Empresa Metro de Bogotá	184

EMPRESA CONTRATISTA

ELABORADO POR:	REVISADO POR:	APROBADO POR:
		
Ing. Germán Tapia Especialista	Ing. Carlos Urdaneta Coordinador de Consultoría	Ing. Oscar Rico Director de Consultoría

EMPRESA INTERVENTORA




REVISADO POR:	AVALADO POR:	APROBADO POR:
		
Ing. Cristina Bastos de Cunha Especialista	Ing. Diotima Preciado Coordinador de Interventoría	Ing. Abraham Palacio Director de Interventoría

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	10
1. OBJETIVOS	11
1.1 OBJETIVO GENERAL.....	11
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	11
2. DESCRIPCIÓN DEL CONTRATO	11
3. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	12
4. DOCUMENTOS DE REFERENCIA	15
4.1. REGULACIONES LOCALES.....	15
5. INFORMACIÓN DE REFERENCIA DISPONIBLE	16
6. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN ANALIZADA	17
6.1. ÁREA DE ESTUDIO COMPONENTE DE GEOTECNIA	17
6.2. CONTEXTO GEOLÓGICO	17
6.3. CONTEXTO GEOMORFOLÓGICO.....	30
6.4. ZONIFICACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA (DECRETO 523 DE 2010)...	33
6.5. AMENAZAS NATURALES – IDECA Y POT	35
6.6. ANTECEDENTES – IDIGER (CONCEPTOS TÉCNICOS, DIAGNÓSTICOS, CONCEPTOS DE AMENAZA RUINA).....	38
6.7. SONDEOS ALREDEDOR DEL CORREDOR	42
6.7.1. INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR ENTIDADES	42
a) INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR EL INSTITUTO DISTRITAL PARA LA GESTIÓN DE RIESGO Y CAMBIO CLIMÁTICO – IDIGER.....	43
b) INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR LA EMPRESA METRO DE BOGOTÁ 43	
c) INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR LA EMPRESA FÉRREA REGIONAL 46	
d) INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR EL INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO - IDU	47
e) INFORMACIÓN OBTENIDA DEL PORTAL DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DE LA EMPRESA DE ACUEDUCTO DE BOGOTÁ SISGEO	50
f) INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR LA ALCALDÍA DE SOACHA	50
g) SONDEOS EJECUTADOS POR OTROS CONTRATISTAS.....	50
6.7.2. RESUMEN DE LA INFORMACION GEOTECNICA RECOPIADA.....	50

6.7.3. NIVEL FREÁTICO.....	54
7. DIAGNÓSTICO DEL CORREDOR	57
8. PLAN DE EXPLORACION GEOTECNICA 2023	62
8.1. ANALISIS DE LAS LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA.....	63
9. ZONIFICACION GEOTECNICA.....	70
9.1. CRITERIOS CONSIDERADOS	70
9.2. UNIDADES GEOTÉCNICAS CONSIDERADAS	76
9.3. CARACTERIZACION DE LAS UNIDADES GEOTECNICAS	82
9.3.1. Unidades geotécnicas Piedemonte B - PBG1, PBG2 y PBG3.....	82
9.3.2. Unidades geotécnicas Lacustre Aluvial C - LACC1, LACC2 LACC3	91
9.3.3. Unidades geotécnicas Aluvial ALG1, ALG2, ALG3.....	101
9.3.4. Unidades geotécnicas Llanura Aluvial LLAB2 y LLAB3	119
9.3.6. Resumen de las propiedades de las Unidades Geotécnicas	128
10. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURAL DE SOPORTE AL SISTEMA FERREO EN ESTACIONES, PATIOS Y TALLERES.....	132
10.1. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	132
10.2. TUNEL.....	135
10.3. ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS PATIO TALLER - OTRAS.....	137
10.3.1. Condiciones de patio taller	137
10.3.2. Análisis de asentamientos.....	138
10.3.3. Capacidad de carga de estructuras livianas	140
10.3.4. Capacidad de carga de pilotes	140
10.4. ANÁLISIS DE EXCAVACIONES CUT & COVER	141
10.4.1. Método constructivo	141
10.4.2. Capacidad portante.....	146
10.4.3. Asentamientos verticales y deformación lateral de pantallas.....	148
10.4.4. Flotación	152
10.4.5. Rozamiento negativo	152
10.5. POZOS DE VENTILACIÓN Y TÚNELES DE EMERGENCIA	152
11. VOLÚMENES DE MOVIMIENTO DE TIERRAS	161
12. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN – ESPECIFICACIONES.....	164

13. PLAN DE INSTRUMENTACION Y MONITOREO.....	175
14. PROTECCION ESPECIAL DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	178
15. RECOMENDACIONES PARA ETAPAS FUTURAS	180
16. ENTIDADES RELACIONADAS CON EL DESARROLLO DEL PROYECTO	181
17. CONCLUSIONES	182
18. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	183
19. ANEXOS.....	184

LISTA DE IMÁGENES

Figura 1. Trazado de la alternativa 7 – Etapa 3.....	12
Figura 2. Trazado subterráneo final.....	15
Figura 3. Geología regional de la zona de estudio	18
Figura 4. Corte Geológico Bogotá	20
Figura 5. Geología local de la zona de estudio.....	21
Figura 6. Panorámica de fallas en el municipio de Soacha.....	28
Figura 7. Fallas geológicas a la altura del municipio de Soacha.....	30
Figura 8. Geomorfología de la zona de estudio del proyecto.....	31
Figura 9. Vista hacia el Norte, La Veredita. Se observan la llanura aluvial y en medio de ella el cerro remanente de la Veredita (Dcrm) rodeado de Planicies y deltas lacustrinos.....	32
Figura 10. Zonificación de la respuesta sísmica a lo largo del trazado	33
Figura 11. Espectros de respuesta sísmica.....	35
Figura 12. Consulta de amenaza por remoción en masa	36
Figura 13. Amenaza por rompimiento de Jarillón	37
Figura 14. Consulta de amenaza por inundación – Soacha.....	37
Figura 15. Amenaza por avenida torrencial.....	38
Figura 16. Localización de consulta de antecedentes documentados por IDIGER	39
Figura 17. Zonificación de amenaza por remoción en masa en Conceptos Técnicos de IDIGER.....	41
Figura 18. Localización de estaciones de la Primera Línea del Metro de Bogotá	43
Figura 19. Columna estratigráfica de la zona 1.6 en los estudios del Metro de Bogotá	44
Figura 20. Columna estratigráfica de la zona 2.1 en estudios del Metro de Bogotá.....	45
Figura 21. Columna estratigráfica de la zona 2,2 en estudios del Metro de Bogotá.....	46
Figura 22. Cálculos de capacidad portante de cimentaciones superficiales realizados en estudios de prefactibilidad del Corredor Férreo del Sur.....	49
Figura 23. Cálculos de capacidad portante de pilotes realizados en estudios de prefactibilidad del Corredor Férreo del Sur.....	49

Figura 24. Localización de sondeos consultados alrededor del proyecto	53
Figura 25. Fotografías en zona de Patio taller	57
Figura 26. Fotografías en zona de patio taller - 2	57
Figura 27. Fotografías en zona cercana a estaciones Frailejón El Edén	58
Figura 28. Fotografías en zona de estaciones El Edén - La Paz	59
Figura 29. Fotografías a en cercanías al río Tunjuelo.....	60
Figura 30. Fotografía cerca a la Av. Primero de mayo.....	61
Figura 31. Fotografía en el barrio Primavera	62
Figura 32. Vista ubicación líneas de refracción sísmica.	63
Figura 33. Perfil Vp – 2D LRS 1	64
Figura 34. Perfil Vp – 2D LRS 2	65
Figura 35. Perfil Vp – 2D LRS 3	66
Figura 36. Perfil Vp – 2D LRS 4	66
Figura 37. Perfil Vp – 2D LRS 5	67
Figura 38. Perfil Vp – 2D LRS 6	68
Figura 39. Perfil Vp-2D LRS 7	69
Figura 40. Perfil Vp – 2D LRS 6	69
Figura 41. Relación entre la resistencia al corte no drenado (Su) y el índice de liquidez ..	73
Figura 42. Primeros kilómetros del perfil geotécnico trazado de acuerdo con la zonificación geotécnica propuesta	81
Figura 43 Contenido de material grava, arena y finos PBG1 y PBG2.....	82
Figura 44. Contenido de material grava, arena y finos PBG3.....	83
Figura 45. Plasticidad Material PBG1 (Fracción fina), PBG2 y PBG3	84
Figura 46. Carta de plasticidad PBG1 (fracción fina), PBG2 y PBG3	85
Figura 47. Resistencia al corte no drenado Su.....	86
Figura 48. Envoltorio de resistencia T-S PBG1.....	87
Figura 49. Envoltorio de resistencia T-S PBG2.....	87
Figura 50 Envoltorio de resistencia T-S PBG3.....	88
Figura 51. Módulo de elasticidad PBG1, PBG2 y PBG3.....	89
Figura 52. Valores RSC para PGB2 Y PGB3	89
Figura 53. Valores Cc para PGB2 y PGB3.....	90
Figura 54. Valores Cr para PGB2 y PGB3.....	90
Figura 55. Distribución de muestras de acuerdo con SUCS para zonas LACC	91
Figura 56. Contenido de material grava, arena y finos LACC	92
Figura 57. Plasticidad Material LACC1, LACC2 y LACC3.....	94
Figura 58. Carta de plasticidad LACC1, LACC 2 y LACC3.....	96
Figura 59. Resistencia al corte no drenado Su (kPa) LACC2-LACC3.....	97
Figura 60. Envoltorio de resistencia T-S LACC1.....	97
Figura 61. Envoltorio de resistencia T-S LACC2.....	98
Figura 62. Envoltorio de resistencia T-S LACC3.....	98
Figura 63. Módulo elástico LACC1, LACC2 y LACC3.....	99
Figura 64. RSC Para zonas LACC2 y LACC3.....	100
Figura 65. Valores Cc LACC2 y LACC3	100

Figura 66. Valores Cr LACC2 y LACC3.....	101
Figura 67. Distribución de muestras de acuerdo con SUCS para ALG	102
Figura 68. Contenido de grava, arena y finos para ALG	103
Figura 69. Plasticidad Material ALG1, ALG2 y ALG3.....	104
Figura 70. Carta de plasticidad ALG1, ALG2 y ALG3	106
Figura 71. Resistencia no drenada del suelo Su	107
Figura 72. Valores de Su por valor de N (golpes/pie) ALG2 y ALG3	108
Figura 73. Valor de N de campo y N60 en profundidad ALG1	110
Figura 74. Envoltorio de resistencia T-S ALG1	111
Figura 75. Valores de ángulo de fricción drenado ALG2 y ALG3.....	112
Figura 76. Normalización del valor de N para parámetros drenados para ALG2 y ALG3	113
Figura 77. Valor Es (kPa) para ALG1	115
Figura 78. Valor Es (kPa) para ALG2 Y ALG3.....	116
Figura 79. Resultados de RSC para ALG2 y ALG3	117
Figura 80. Valores de Cc para ALG2 y ALG3	118
Figura 81. Valores de Cr para ALG2 y ALG3.....	119
Figura 82. Distribución de muestras de acuerdo con SUCS para LLAB1	120
Figura 83. Plasticidad Material LLAB3 y LLAB2	121
Figura 84. Carta de plasticidad LLAB3 y LLAB2.....	122
Figura 85. Resistencia no drenada del suelo Su	123
Figura 86. Valor de E para LLAB3 y LLAB2	124
Figura 87. Relación de sobreconsolidación RSC.....	125
Figura 88. Valor de Cc LLAB3 y LLAB2	126
Figura 89. Valor de Cr LLAB3 y LLAB2	127
Figura 90. Modelo de subsidencia y corredor férreo del sur	131
Figura 91. Zona de patio taller.....	138
Figura 92. Modelo de asentamientos para un terraplén de 5 m.....	139
Figura 93 Influencia de terraplén en profundidad	139
Figura 94. Estación Tipo La Camelia.....	143
Figura 95. Asentamientos verticales.....	148
Figura 96. Modelo cut-cover Geostrud	149
Figura 97. Salida de Emergencia. Esquema de estaciones en elevación	153
Figura 98. Salida en superficie de salidas de emergencia	153
Figura 99. Esquema de ventilación en obras subterráneas	154
Figura 100. Colocación de ventiladores.....	155
Figura 101. Rejilla de ventilación en superficie.....	155
Figura 102. Proceso de excavación de pozos	156
Figura 103. Construcción de lumbreira e inmersión dentro de la excavación	157
Figura 104. Deformaciones en superficie debidas a excavaciones subterráneas	161
Figura 105. Esquema de vaciado de concreto Tremie.....	164
Figura 106. Proceso de vaciado del concreto Tremie.....	165
Figura 107. Sistemas tradicionales de Jet grouting	170
Figura 108. Desarrollo de la resistencia en Jet grouting	173

Figura 109. Toma de lecturas con estación total.....	176
Figura 110. Testigos o monumentos para control de desplazamientos horizontales y verticales.....	177
Figura 111. Esquema de un inclinómetro.....	178
Figura 112. Protección de cimentación de paso elevado en proyecto Regiotram de Occidente.....	179
Figura 113. Protección de cimentaciones en la intersección con Av. Boyacá y Av. Primero de Mayo.....	180

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. sectores optimizados.....	13
Tabla 2. Coeficientes de diseño NSR-10.....	34
Tabla 3. Zonas de respuesta sísmica. Microzonificación Sísmica de Bogotá.....	34
Tabla 4. Consulta de conceptos emitidos por IDIGER.....	39
Tabla 5. Información solicitada a entidades.....	42
Tabla 6. Información geotécnica y de cimentaciones encontrada en algunos puentes sobre el trazado.....	47
Tabla 7. Sondeos recopilados alrededor del alineamiento.....	50
Tabla 8. Sondeos recopilados por fuente de información.....	53
Tabla 9 Ensayos de laboratorio y campo, Información secundaria.....	54
Tabla 10. Niveles freáticos registrados en sondeos recopilados.....	54
Tabla 11 Ubicación de líneas sísmicas Proyecto.....	63
Tabla 12. Perfiles de suelo en función de la velocidad de onda de corte.....	64
Tabla 13 Clasificación de suelos Granulares (ASTM, 1988).....	71
Tabla 14 Clasificación de suelos Cohesivos (ASTM, 1988).....	71
Tabla 15 Relación entre valores de N_{SPT} , densidad relativa y ángulo de fricción drenado de suelos granulares (Meyerhof, 1956).....	72
Tabla 16 Valores de N y condiciones de esfuerzos NC - SC.....	74
Tabla 17. Unidades geotécnicas - Microzonificación Sísmica de Bogotá 2010.....	76
Tabla 18 Zonas geotécnicas – Microzonificación Sísmica de Bogotá 2010.....	77
Tabla 19 Zonificación geotécnica de Corredor Férreo del sur.....	78
Tabla 20. Unidades geotécnicas por tipos de suelo.....	81
Tabla 21. Parámetros obtenidos drenados A. González (1999) PBG1, PBG2 y PBG3.....	88
Tabla 22. Parámetros obtenidos drenados A. González (1999) LACC1, LACC2 y LACC3.....	99
Tabla 23. Parámetros obtenidos drenados A. González (1999) ALG1, ALG2 y ALG3.....	114
Tabla 24. Zonificación de materiales. Contenido de grava, arena y finos.....	128
Tabla 25. Zonificación de materiales. Límites de plasticidad y peso unitario.....	128
Tabla 26. Parámetros geomecánicos de zonas geotécnicas.....	129
Tabla 27. Alternativas evaluadas para el componente de geotecnia.....	132
Tabla 28. Evaluación de alternativas para soporte lateral en excavaciones para estaciones.....	134

Tabla 29. Evaluación de alternativas para mejoramiento de s de suelos.....	134
Tabla 30. Evaluación de alternativas para control de asentamientos en el patio taller....	135
Tabla 31. Capacidad de carga de pilotes para el Patio Taller	141
Tabla 32. Consideraciones de estaciones	141
Tabla 33. Cargas estaciones tipo corto y largo plazo Consorcio L1.....	147
Tabla 34. Cargas estaciones tipo corto y largo plazo Consorcio Ardanuy	147
Tabla 35. Cantidades para estaciones	162
Tabla 36. Volúmenes para salidas de emergencia y pozos de ventilación	162
Tabla 37. Cantidades para pantallas hacia Patio Taller y pilotes para soporte auxiliar	162
Tabla 38. Cantidades para mejoramiento de la subrasante y rellenos en la zona de patio taller	163
Tabla 39. Cantidades para construcción de subdrenes verticales en la zona de patio taller	163
Tabla 40. Cantidades para cimentaciones en edificaciones de Patio Taller.....	163
Tabla 41. Ensayos para control de calidad en concreto Tremie	167
Tabla 42. Controles para evaluación de la resistencia en concreto tremie	169
Tabla 43. Parámetros para Jet grouting	171
Tabla 44. Rango de valores de resistencia de suelo tratado con jet grouting	172
Tabla 45. Diámetros típicos de columnas de jet grouting y consumo de cemento de acuerdo con la tecnología empleada.....	173

INTRODUCCIÓN

El presente informe contiene los análisis geotécnicos a nivel de prefactibilidad para el proyecto que tiene como objeto “ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FERROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ – CUNDINAMARCA”, cumpliendo así con el entregable correspondiente según Anexo Técnico No 1 donde se describe:

“el alcance se enfoca a la ejecución de actividades encaminadas a la recolección de información secundaria y primaria, de ser necesario, para hacer la caracterización desde las diferentes disciplinas de orden técnico, conducente a evaluar las alternativas de trazado del corredor férreo del Sur”.

Como referencia básica para el desarrollo del presente informe se toma lo expuesto en los documentos suministrados (Estudios previos IDU-CMA-SGDU-061-2021 y Anexo Técnico No 1), donde se mencionan los diferentes procesos previos realizados, que contienen los antecedentes para el actual estudio. En capítulos posteriores se hará una descripción del trazado en planta y perfil propuestos en el presente contrato.

El análisis geotécnico del proyecto involucra la recopilación de la información secundaria disponible, proveniente de estudios previos realizados en cercanías al corredor bajo estudio, seguido de una definición de un perfil geotécnico aproximado a lo largo del trazado, que permita definir aspectos relevantes que afectarán el diseño y la ejecución del proyecto en etapas posteriores.

Los capítulos siguientes presentan una descripción general del trazado, junto con la caracterización geológica, geotécnica y sísmica, que dan una aproximación preliminar a los tipos de materiales y demás condiciones existentes en la zona de estudio. Seguido de esto, se hace una descripción de las fuentes de información consultadas para la definición de las propiedades geomecánicas del subsuelo, así como los datos disponibles y la metodología para la definición de las propiedades de cada uno de los estratos identificados a lo largo del trazado. A partir de esto, se hace un análisis de las características geotécnicas predominantes en el corredor, al tiempo que se hacen algunas recomendaciones geotécnicas para etapas futuras.

Con el presente estudio se busca lograr una comprensión de los rasgos geotécnicos más importantes en la zona, y los aspectos técnicos más destacables, que puedan afectar la ejecución del proyecto y, por lo tanto, deban ser tenidos en cuenta en las etapas futuras.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Elaborar los estudios a nivel de prefactibilidad para el trazado propuesto, en donde se definan las propiedades geotécnicas de los materiales existentes y se den las recomendaciones generales para tener en cuenta para etapas posteriores y para la construcción del proyecto.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar las formaciones geológicas que se presentan a lo largo del trazado y sus alrededores y, con esto, los materiales predominantes.
- Identificar las principales estructuras geológicas alrededor de la zona en la cual se va a desarrollar el proyecto y establecer la influencia que estas pueden generar, así como la manera en la que pueden influir en el diseño de las obras geotécnicas.
- Conocer los perfiles estratigráficos que se han encontrado en cercanías al trazado existente durante el desarrollo de otras exploraciones geotécnicas para otros proyectos.
- Localizar el trazado existente sobre los mapas existentes de amenaza, microzonificación sísmica y planes de ordenamiento territorial.
- Investigar los antecedentes relacionados con amenazas naturales que puedan resultar relevantes para el diseño geotécnico del proyecto.

Instituto de Desarrollo Urbano

2. DESCRIPCIÓN DEL CONTRATO

Enmarcados en el contexto del Plan de Desarrollo “Un nuevo contrato social y ambiental para la Bogotá del siglo XXI”, adoptado mediante Acuerdo 761 del 11 de junio de 2020, el cual contempla en su artículo 15, el Programa 50. Red de metros que consiste en: “Definir la red de metros como el eje estructurador de la movilidad y de transporte de pasajeros en la ciudad, mediante el avance del ciclo de vida del proyecto de la Primera Línea del Metro de Bogotá PLMB – Tramo 1 y realizar las actividades, estudios técnicos y contratar la ejecución de la Fase 2 de la PLMB. Realizar las intervenciones en espacio público para la conexión del Regiotram de Occidente con el sistema de transporte público de la ciudad. Apoyar con recursos técnicos, financieros y administrativos la estructuración de todos los proyectos férreos que permiten la integración regional, entre estos los proyectos Regiotram del Norte y Regiotram del Sur”, el IDU, adelantó la contratación de LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ – CUNDINAMARCA.

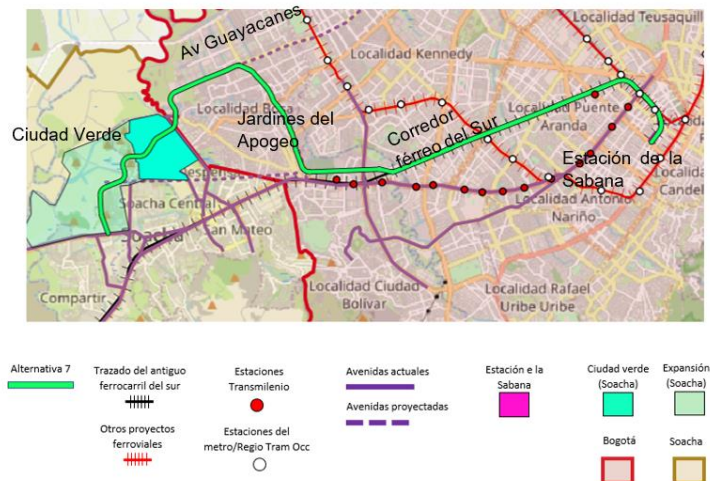
EL INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO - IDU mediante RESOLUCIÓN NÚMERO 007702 DE 2021 DEL VEINTE (20) DEL MES DE DICIEMBRE DE 2021, adjudicó el proceso de Concurso de Méritos Abierto No. IDU-CMA-SGDU-061-2021, al proponente CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA, integrado por ARDANUY SUCURSAL COLOMBIA con NIT 900.517.810-4 (50% de participación), ARDANUY COLOMBIA SAS con NIT 900.616.686-1 (50% de participación), por un valor de CINCO MIL SETECIENTOS OCHENTA Y NUEVE MILLONES SETECIENTOS CINCUENTA Y SEIS MIL CUATROCIENTOS ONCE PESOS M/CTE (5.789.756.411,00), incluido IVA y demás impuestos y costos directos e indirectos a que haya lugar.

3. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

DESCRIPCION DE CORREDOR

En la Etapa 3 del presente contrato, se seleccionó el corredor planteado en la alternativa 7, el cual consistía en un trazado de 24,5 km para metro pesado, el cual debía cubrir una demanda máxima de 44000 pasajeros/hora-sentido y cuyo trazado comenzaba en la estación de La Sabana pasando por parte del corredor férreo del Sur y por la zona de expansión de Soacha.

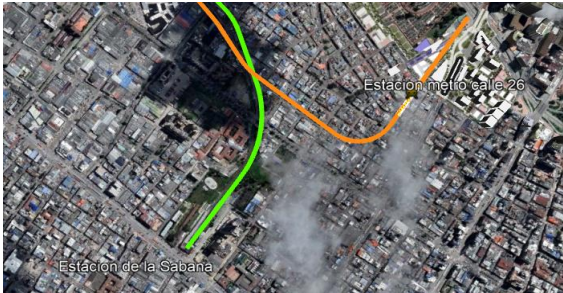


Figura 1. Trazado de la alternativa 7 – Etapa 3.






Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Después de definir la alternativa más conveniente, se optimizó el trazado, teniendo en cuenta las implicaciones causadas por el cambio del nodo de inicio, las afectaciones prediales, la articulación con infraestructura construida de la ciudad y los proyectos futuros de transporte de Bogotá-región.

Tabla 1. sectores optimizados

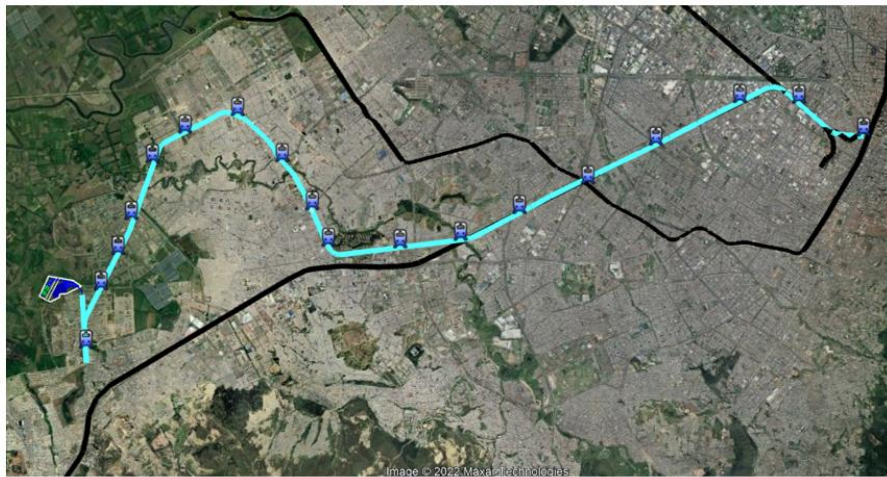
Optimización	Razón
<p>Cambio del nodo de inicio</p> 	<p>Obtener una mayor interoperabilidad en el transporte</p>
<p>Cambio en la tipología del corredor, en el barrio Santa Fe, la calle 68 y la Av. Bosa.</p> 	<p>Dado que la primera línea del metro de Bogotá es elevada, se plantea que la conexión con esta estación sea al mismo nivel para facilitar el transbordo, por lo cual el sector inicial del corredor se replantea y se propone elevado, yendo paralelo a la vía del Regiotram de Occidente, hasta la curva que toma después de cruzar la avenida NQS.</p>
<p>Cruce elevado en la conexión con la v. 68 y Av. 1 de Mayo</p> 	<p>Aunque inicialmente se planteaba un cruce subterráneo, se cambia la tipología del corredor del trazado para no tener que pasar por debajo de la cimentación de la estación 7, por la cimentación de los viaductos que se plantean en este sector. El trazado propuesto incluye un ligero desvío para lograr la interconexión con la estación 7, la cual se ubica al costado Sur Oriental del corredor.</p>

Optimización	Razón
<p>Cruce elevado por el sector de jardines del Apogeo.</p> 	<p>Inicialmente se propuso un túnel por debajo de jardines del Apogeo, sin embargo, la afectación predial era considerable en el costado Occidental de la Av. Bosa, ya el portal del túnel afectaría varias cuadras, para poder realinear el trazado a lo largo del corredor de la Av. Bosa.</p>
<p>Realineación del trazado por en el sector de San Bernardino.</p> 	<p>Esta realineación se hizo con la intención de no afectar el humedal la isla, ni tampoco tener alguna interferencia con el plan parcial la Marlene.</p>
<p>Realineación del trazado por la calle 1 en Soacha.</p> 	<p>Se hace un ajuste al trazado, ya que el corredor 7 pasaba por un sector que tiene un valor arqueológico y también es un área protegida. Dadas estas razones no se prevé alguna urbanización en este sector, por lo cual se decide pasar el corredor por el separador de la calle 1 de Soacha, el cual es un sector que atiende una gran cantidad de potenciales usuarios del sistema y, en caso de querer alguna expansión de la vía, se puede tratar de realinear con la Autopista Sur.</p>

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Después de implementar diferentes cambios en el trazado, y tras varias discusiones técnicas, se optó por proponer una solución subterránea a lo largo de todo el trazado, como se muestra en la figura.

Figura 2. Trazado subterráneo final



Tunel 

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.

4. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Instituto de Desarrollo Urbano

- Perfil de proyecto “Tren de cercanías – Regiotram Sur - Sabana de Bogotá”
- Capítulos técnicos Consultoría Adenda 2
- Anexo 1 – Anexo técnico consultoría
- Estudios y diseños troncal Avenida 68
- Información básica predial de lotes afectados: IDU, entrega de información alfanumérica solicitada a Catastro Distrital. Bases alfanuméricas y gráficas de Bogotá.

4.1. REGULACIONES LOCALES

- Decreto 555 del 2021 por el cual se adopta la revisión general del Plan de Ordenamiento Territorial de Bogotá.
- Decreto 523 de 2010 - Microzonificación Sísmica de Bogotá.

- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes del Ministerio de Transporte CCP-2014 Resolución 108 de 26 de enero de 2015 o el que se encuentre vigente.
- Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR/10 Ley 400 de 1997 Decreto 926 de 2010, aplicado a edificaciones verticales y estaciones de sistemas de transporte y/o taquillas.
- Especificaciones Técnicas Generales de Materiales y Construcción para proyectos de Infraestructura Vial y de Espacio Público en Bogotá D.C. – ET-IC_01 adoptado mediante resolución 010910 de 2019, o las que se encuentren vigentes a la fecha de inicio del contrato.
- Normas de Ensayo de Materiales para Carreteras 2013 – INVÍAS.
- Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras 2013 – INVÍAS.
- Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para carreteras 2012_INVÍAS.
- Ley 1523 de 2012, por la cual se adopta la política nacional de gestión del riesgo de desastres, y se establece el sistema nacional de gestión del riesgo de desastres, y se dictan otras disposiciones.

5. INFORMACIÓN DE REFERENCIA DISPONIBLE

La información de referencia disponible, a la cual se pudo acceder, y se realizó el respectivo análisis, se lista a continuación:

- Decreto 523 de 2010, Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C y mapas de zonificación geotécnica y respuesta sísmica.
- Estudio general de Amenaza sísmica de Colombia 2009 (INGEOMINAS).
- Acuerdo y mapas del Plan de Ordenamiento Territorial de Bogotá 2020.
- Cartografía base a escala 1:25.000 del Instituto Geográfico Agustín Codazzi para Bogotá y Soacha.
- Cartografía geológica regional y memorias explicativas a escala 1:100.000 del Servicio Geológico Colombiano.
- Diagnósticos técnicos, conceptos Amenaza Ruina, conceptos de legalización, regularización y actualización vigente de amenaza para desarrollos, manzanas, predios, zonas de cesión, conceptos para planes parciales.
- Ortofotos de la ciudad de Bogotá.
- Información georreferenciada de la Ingeniería de Datos Espaciales del Distrito Capital IDECA.
- Información georreferenciada de la Ingeniería Colombiana de Datos Espaciales ICDE.
- Modelos digitales de elevación con resolución de 30m.
- Columnas estratigráficas provenientes de sondeos realizados en otros estudios geotécnicos.

6. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN ANALIZADA

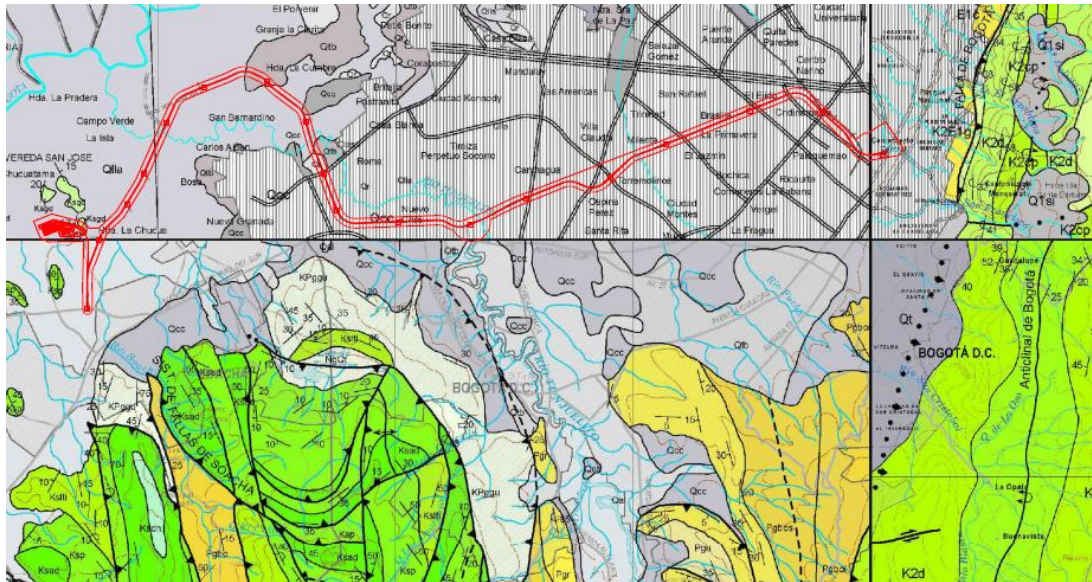
6.1. ÁREA DE ESTUDIO COMPONENTE DE GEOTECNIA

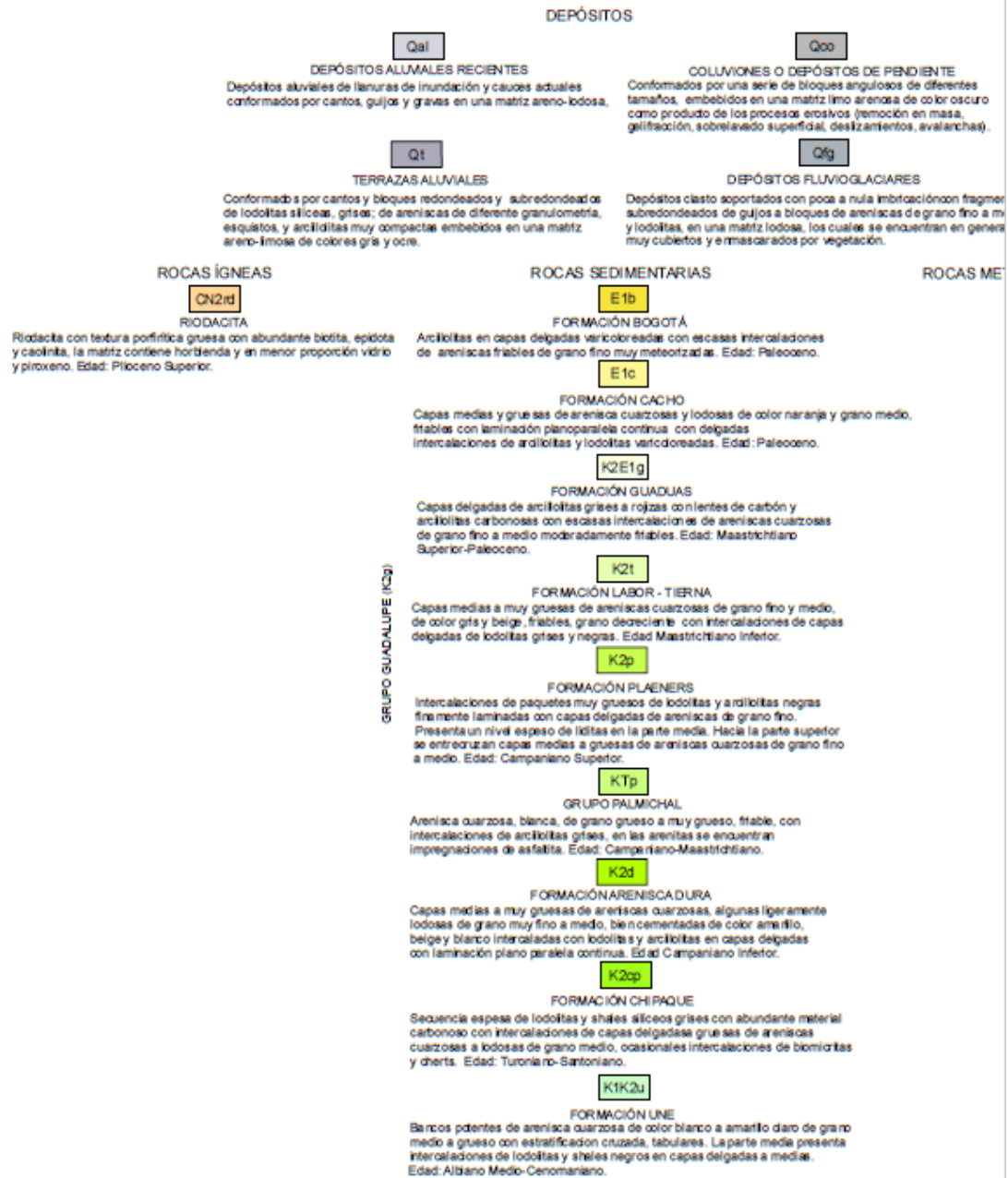
Con el fin de definir una zona de afectación de las condiciones geotécnicas, debido a los trabajos a realizar, se tuvo en cuenta la Resolución 600 de 2015, partir de lo cual, se concluyó que la zona de influencia se encuentra dentro de un buffer de 150 m, dentro del cual se considerará que habrá una mayor afectación y, por lo tanto, se dará un mayor peso a la información geotécnica obtenida dentro de esta franja. Por otra parte, para la elaboración de la cartografía adjunta a este documento, se empleó un buffer de 500 m.

6.2. CONTEXTO GEOLÓGICO

La Sabana de Bogotá se caracteriza por la presencia de rellenos lacustres y de una tectónica especial dentro de la Cordillera Oriental, cuya estratigrafía abarca el Cretácico aflorando la parte superior correspondiente a la formación Chipaque, grupo Guadalupe (formaciones Arenisca Dura, Plaeners, Labor y Tierna) formada principalmente por arenisca y, encima de esta, se encuentra la formación Guaduas que marca la transición de las condiciones marinas del Cretácico a las condiciones continentales pertenecientes al Terciario. Sobre estas formaciones se encuentra una serie terciaria de gran espesor con la depositación de la formación Arenisca Cacho, Bogotá, Arenisca de La Regadera y Usme, caracterizadas principalmente por una sedimentación continental; las formaciones Tilatá y Marichuela que se asocian a la etapa de levantamiento de la Cordillera Oriental y posterior configuración de la cuenca de la Sabana de Bogotá, que posteriormente se rellena por los depósitos cuaternarios de las formaciones Subachoque, Río Siecha, Río Tunjuelito, Sabana y Chía, así como de depósitos coluviales y lacustres y adicionalmente por depósitos de origen antrópico. La figura 3 muestra la geología regional en escala 1:100.000, del Servicio Geológico Colombiano (SGC), en cercanías al área donde se desarrollará el proyecto, en donde además se ven algunas estructuras geológicas importantes como fallas y pliegues.

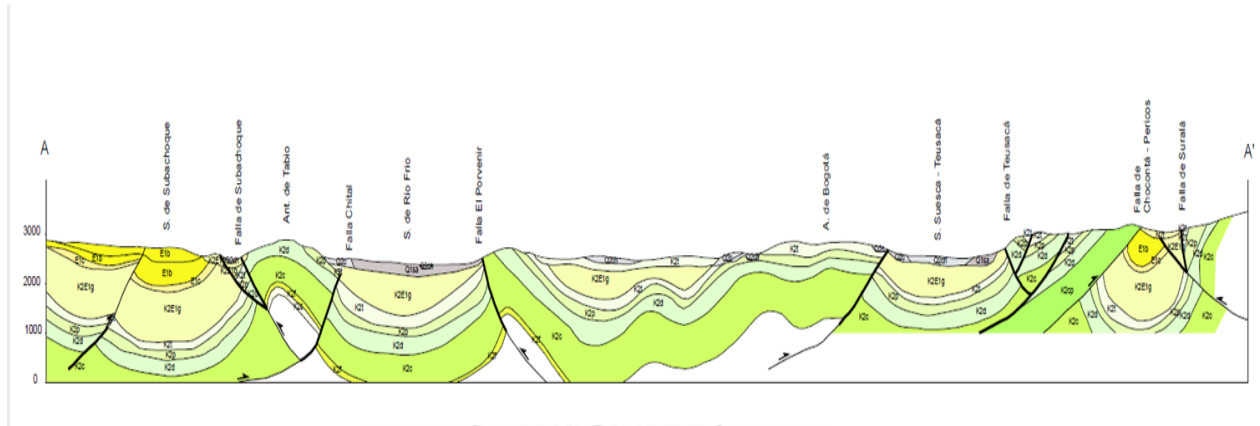
Figura 3. Geología regional de la zona de estudio





Fuente: Cartografía geológica de Colombia, Servicio Geológico Colombiano

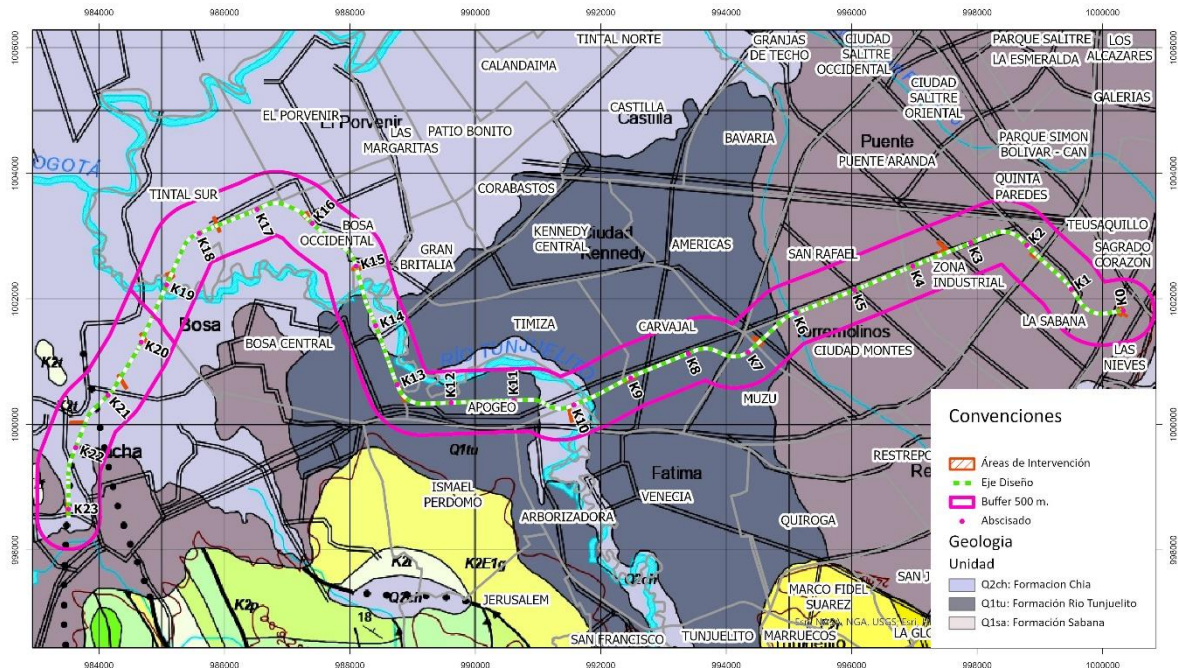
Del mismo modo, se presenta en la figura 4, un corte geológico de la Sabana de Bogotá

Figura 4. Corte Geológico Bogotá

Fuente: Mapa Geológico de la Sabana de Bogotá (INGEOMINAS 2005)

Tomando como referencia la actualización de la cartografía geológica del área de la Sabana de Bogotá, realizada por INGEOMINAS en el año 2005, en la cual se hizo una diferenciación estratigráfica y una identificación de las estructuras regionales para las rocas Post-Pliocénicas, se logra identificar a nivel superficial en el área de estudio la presencia de la Formación Río Tunjuelito (Q1tu), formación del Pleistoceno Temprano Medio, caracterizada por depósito de gravas, con cantos redondeados de tamaño hasta bloques, con intercalaciones de arenas, arcillas orgánicas y turba, la parte inferior es arenosa, tiene arcillas, turbas y gravas locales, la parte superior son gravas con intercalaciones de arcilla y turba; la Formación Sabana (Q1Sa), del Pleistoceno Medio Tardío, caracterizada por depósito de capas de arcillas, hacia los bordes capas de arenas, arcillas arenosas, turba, en ocasiones gravas y la Formación Chía (Q2ch) del Holoceno, caracterizada por depósitos de grano fino representado por arcillas de colores gris y naranja, con limos y arcillas orgánicas diatomíticas. En general corresponden a depósitos de tipo aluvial y lagunar (Ver siguiente figura).

Figura 5. Geología local de la zona de estudio



Fuente: Mapa Geológico de la Sabana de Bogotá (INGEOMINAS 2005)

A continuación, se realiza una breve descripción de las formaciones identificadas en el área de estudio, de acuerdo con el Informe del INGEOMINAS (2005), empezando de las más recientes para las más antiguas.

CUATERNARIO

Depósitos de Tipo Aluvial y Lagunar

- **Formación Chía (Q2ch)**

Helmes & Van der Hammen (1995), denominan formación Chía a los depósitos constituidos por sedimentos fluviales de grano fino que afloran a lo largo de los ríos principales que generalmente están por debajo de las llanuras de inundación de los ríos.

Litología

El espesor máximo es de 5 m, está constituido por arcillas, en ocasiones pueden ser moteadas (grises y naranja) como se observa en el sector de Chía y localmente pueden contener limos y en áreas fangosas, arcillas orgánicas diatomíticas (Helmes & Van der Hammen, 1995).

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

Posición estratigráfica y edad

La Formación Chía suprayace sedimentos de la formación río Tunjuelito o formación Sabana, arrojando edades del Holoceno y hasta de 16000 años (Van der Hammen, 2005).

Adicionalmente, teniendo en cuenta el corte presentado en el Mapa Geológico de la Sabana de Bogotá, obtenido de la actualización de la cartografía geológica realizada por el INGEOMINAS en el año 2005, se logra identificar una estratificación singular especialmente en el extenso relleno sedimentario que conforma la Sabana de Bogotá, como se puede observar en la siguiente figura.

Es importante mencionar que el proyecto se encontrará en su mayoría sobre materiales de origen aluvial (conos, terrazas y llanuras), observando en la zona la presencia de corrientes hídricas importantes, como el río Bogotá, río Tunjuelo y río Fucha y sus afluentes; estos depósitos aluviales cuaternarios posiblemente no se encuentren suprayaciendo ningún material rocoso o más competente hasta varios metros por debajo de la superficie (más adelante se verá que de acuerdo con la Microzonificación Sísmica, estos depósitos pueden alcanzar profundidades hasta de 200 m).

De acuerdo con lo anterior, a continuación, se describen las formaciones que en profundidad pueden encontrarse en la zona de estudio, de acuerdo con los procesos de formación geológica que caracterizan la Sabana de Bogotá, de la edad más antigua a la más reciente, conforme a la información del Informe del INGEOMINAS (2005) de la Geología de la Sabana de Bogotá.

- **Formación Sabana (Q1sa)**

Se denomina formación Sabana a los depósitos lacustres que afloran en toda la zona plana y que hace parte de la Sabana de Bogotá. Para Helmes & Van der Hammen (1995), esta formación está constituida principalmente por arcillas y hacia las márgenes de la cuenca se observan arcillas orgánicas, arenosas y turba-lignita.

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

Litología

Para Helmes & Van der Hammen (1995), este depósito tiene por lo menos 320 m (pozo Funza II), está constituido por sedimentos finos y en los dos metros superiores son suelos constituidos por cenizas volcánicas; en general son arcillolitas grises con locales intercalaciones de arenas finas y niveles delgados de gravas y turbas.

Posición estratigráfica y edad

La Formación Sabana se presenta suprayaciendo los sedimentos de la Formación Subachoque y por datos de huellas de fisión, ¹⁴C carbono, indican una edad Pleistoceno medio y tardío (Helmes & Van der Hammen, 1995).

- **Formación río Tunjuelito (Q1tu)**

De acuerdo con Helmes & Van der Hammen (1995), la formación río Tunjuelito es identificada como el depósito constituido por sedimentos de grano grueso a lo largo de los ríos que cruzan la Sabana de Bogotá, están constituidos por gravas intercaladas de arenas, arcillas y turbas y que están cubiertas por sedimentos de la Formación Chía. Esta formación aflora en el Valle de Guasca, en la zona del río Tunjuelito y en cercanías a la cabecera del municipio de Cogua. Para Carvajal et al. (2005), estos depósitos son de origen fluvial, forman abanicos aluviales exployados y aterrizados con suaves pendientes.

Para Helmes & Van der Hammen (1995), esta formación está presente en varios niveles de terraza fluviales y son el resultado de depósitos en los valles marginales de la cuenca de la Sabana en donde se depositaron sedimentos arenosos; las gravas son depositadas en los canales a lo largo de los ríos, luego hubo periodos donde se dio sedimentación de material fino desde el centro de la cuenca a estos valles y se depositan arcillas y turbas.

Litología

Para Helmes & Van der Hammen (1995), esta formación está caracterizada por secuencias de gravas con intercalaciones de arenas arcillosas, arcillas, arcillas orgánicas y arcillas turbosas; las gravas pueden mostrar gradación, los cantos son redondeados, con diámetros hasta de 40 cm. En ciertas localidades los sedimentos gravosos pueden tener espesores de hasta 80 m (río Tunjuelito).

Posición estratigráfica y edad

Estos sedimentos se han encontrado sobre rocas de la formación Marichuela en el río Tunjuelito y son recubiertas por una delgada capa de sedimentos finos de la formación Chía (Helmes & Van der Hammen, 1995). La edad asignada para este depósito es determinada por datos palinológicos y ¹⁴C y le asignan una edad Pleistoceno para la parte más superior. Sin embargo, Van der Hammen (2003), considera que toda la Formación río Tunjuelito cubre todo el Pleistoceno.

TERCIARIO

- **Formación Bogotá (E1b)**

La formación Bogotá aflora formando el núcleo del Sinclinal de Teusacá, sobre la vertiente de las Quebradas Verjón y Montañuelo. Se observan afloramientos de esta unidad sobre la vía Choachí-Bogotá en el cruce con la Quebrada Verjón

Litología

Está compuesta por afloramientos escasos de arcillolitas en capas delgadas, varicoloreadas, junto con algunas intercalaciones de arenisca friable, de color amarillo de grano fino con laminación planoparalela delgada. En general presenta una morfología ondulada con colinas muy suaves

Posición estratigráfica y edad

En el área de estudio solo se observa el contacto inferior con la Formación Cacho el cual es concordante y neto. El espesor aproximado de esta unidad se estima en no más de 100 m en el área del sinclinal de Teusacá. Montoya & Reyes (2005) señalan que por fauna analizada por Van der Hammen (en Hubach, 1957) se considera la unidad de Edad Paleoceno, este último autor le asigna una edad Paleoceno tardío y posiblemente Eoceno.

- **Formación Cacho (E1c)**

Esta unidad aflora en ambos flancos del sinclinal de Teusacá. Sus principales afloramientos se observan sobre la vía Bogotá-Choachí, 50 m antes del Parador Colombia 86 en el Páramo El Verjón sobre el eje del sinclinal, donde se presenta como capas subverticales afectada por fallamiento y al W del Alto Las Antenas sobre la misma vía, sobre el flanco occidental de la estructura. Se observa la unidad sobre el flanco oriental del Sinclinal de Teusacá solamente en la vereda San Francisco.

Litología

Es descrita principalmente en la vía Bogotá – Choachí, se muestra como una faja apretada de un sinclinal en la cual sus dos flancos están con espesores similares. La litología encontrada está formada por capas medias y gruesas de arenisca cuarzosa, arenisca lodosa de grano medio, friable, tabular con laminación plano-paralela media y continua, color amarillo a naranja con delgadas intercalaciones de arcillolitas y lodolitas varicoloreadas, bien seleccionadas

Posición estratigráfica y edad

Tanto el contacto inferior con la secuencia predominantemente lodolítica de la Formación Guaduas como el contacto superior con la secuencia arcillosa de la Formación Bogotá es concordante y neto. El espesor aproximado de la unidad no supera los 40 m.

CRETACEO

- **Formación Guaduas (K2E1g)**

La Formación Guaduas aflora en los sinclinales de río Frío, Neusa, Zipaquirá, Checua-Lenguazaque, Sesquilé, Sisga, Subachoque, en la zona de la Calera en el sinclinal de Teusacá y al Sur en los sinclinales de Usme y Soacha.

Litología

Intercalaciones de lodolitas y areniscas hacia la base se reconoce un nivel arenoso (La Guía), con intercalaciones de lodolitas y niveles de carbón. Le siguen intercalaciones de lodolitas.

Posición estratigráfica y edad

El contacto inferior de la Formación Guaduas con la Formación Arenisca Labor-Tierna, es neto y concordante con la geometría de las capas, pasa de un intervalo arenoso constituido por capas muy gruesas de arenisca a un intervalo lodolíticos.

Por palinología la edad de la Formación Guaduas es Maastrichtiano Superior – Paleoceno Inferior (Sarmiento, 1992), o sea transición Cretáceo a Terciario.

- **Formación Labor Tierna (K2t)**

Las Formaciones Arenisca de Labor, Arenisca Tierna y el segmento que los separa, se agrupan 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.

Litología

Intercalaciones de areniscas en capas medias y gruesas con lodolitas en capas delgadas y hacia la parte superior, bancos gruesos de areniscas de grano fino y medio. En ocasiones es posible observar un nivel arcilloso con foraminíferos bentónicos que separa la Formación Labor y Tierna.

Posición estratigráfica y edad

La edad reportada para la Arenisca de Labor y Tierna no es más antigua al Maastrichtiano Inferior (Pérez & Salazar, 1978). Martínez (1989 en Sarmiento, 1992) reporta la zona bentónica *Siphogenerinoides bramlettei*, a la que considera de edad Maastrichtiano tardío.

- **Formación *Plaeners* (K2p)**

En la sección tipo presenta un espesor de 73 m, está representada por arcillolitas, liditas, limolitas y en menor proporción areniscas de grano muy fino. 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.

Litología

En la Sabana de Bogotá la Formación *Plaeners* presenta en la base cambios en la composición litológica, posiblemente relacionada con la unidad infra yacente, de esta forma, se observó un conjunto lidítico en la base cuando está en contacto con la Arenisca Dura; en tanto que es arcillosa cuando está en contacto con la Lidita Superior; de igual forma se aprecia un mayor espesor en este último caso.

Posición estratigráfica y edad

La edad de la Formación *Plaeners* según Follmi *et al.* (1992 en Vergara y Rodríguez, 1997), con base en amonitas de la región de Tausa, es Campaniano Superior a Maastrichtiano temprano.

- **Formación Arenisca *Dura* (K2d)**

En el área de la Sabana de Bogotá, esta unidad se reconoce por formar una morfología abrupta, derivada de la litología que la constituye principalmente de areniscas.

Litología

La Formación Arenisca Dura, presenta intercalaciones de capas muy gruesas de areniscas con capas delgadas de lodolitas, en la parte inferior se presentan intercalaciones de lodolitas silíceas con partición romboidal y foraminíferos bentónicos.

Posición estratigráfica y edad

La Formación Arenisca Dura es suprayacida por la Formación *Plaeners* en contacto neto; pero su límite inferior varía; al Occidente suprayace a la Formación Conejo, en contacto neto y concordante.

Al adolecer de fósiles para determinar la edad de la Formación Arenisca Dura, ésta se establece por posición estratigráfica y correlaciones; Montoya & Reyes (2003) le asignan una edad Campaniano Inferior.

- **Formación Conejo (K2c)**

En este informe se utiliza la Formación Conejo, para referirse al conjunto arcilloso y arenoso que aflora en la parte central de la Cordillera Oriental, (Occidente del río Bogotá y río Tunjuelito), en los anticlinales de Zipaquirá, Nemocón y Tabio y que descansa sobre la Formación la Frontera.

Litología

Capas de lodolitas grises (shales) en la base con un nivel de calizas un intervalo medio lodolítico, con concreciones y un nivel lidítico y al techo intercalaciones de areniscas y lodolitas, con amonites en el nivel de caliza y lidita

Posición estratigráfica y edad

La Formación Conejo, suprayace a la Formación La Frontera, en contacto transicional rápido, pasa de unas liditas a un paquete de arcillolitas. El contacto superior en la parte central de la plancha es transicional rápido, dado por el paso gradual de areniscas con cemento silíceo y matriz arcillosa de la Formación Conejo a liditas arenosas, liditas y chert de la Formación Lidita Superior. La edad de la Formación Conejo es de edad Turoniano *pars* a Santoniano.

- **Formación la Frontera (K2f)**

Cáceres & Etayo (1969), denominan Formación la Frontera en la región del Tequendama (carretera Bogotá - Mesitas del Colegio) a una secuencia de shales calcáreos con concreciones amonitíferas y un nivel superior de limolitas silíceas. Presenta espesores variables entre los 70m y 200m. Intercalaciones de capas delgadas de lodolitas, lodolitas silíceas y chert; y presencia de amonites

Litología

Segmento A. Tiene un espesor de 21,6 m de calizas (micritas), en capas medias y gruesas planas, paralelas y continuas, con concreciones calcáreas

Segmento B. Con un espesor de 20 m está constituido por cherts y liditas en capas delgadas planas, paralelas continuas, divididos en tres intervalos dos silíceos separados por un intervalo arcilloso.

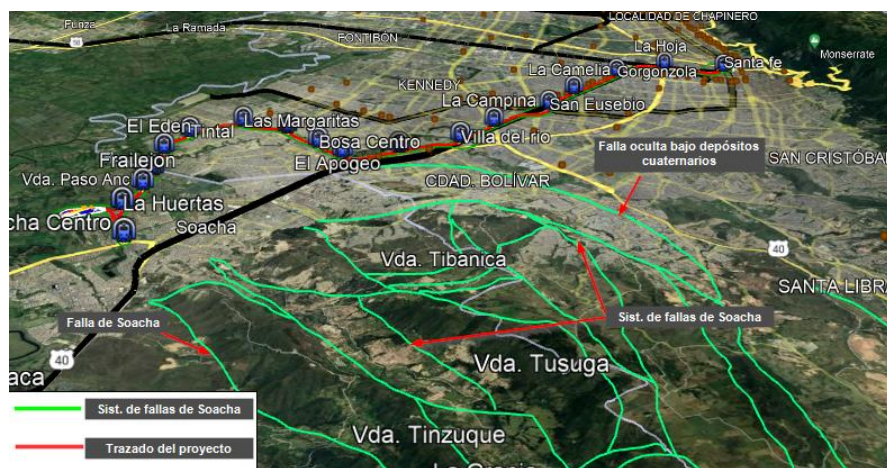
Posición estratigráfica y edad

El contacto inferior con la Formación Simijaca es neto y concordante, pasa de una secuencia arcillosa a un intervalo silíceo; el contacto superior con la Formación Conejo es transicional rápido. Las amonitas recolectadas en el techo del segmento A de la Formación la Frontera, levantada en Albarracín (Escuela la Jurpa) y en el Anticlinal de Tabio y analizadas por el doctor Fernando Etayo Serna han arrojado una edad Turoniano (*pars*).

En lo que respecta a las estructuras geológicas, la región de la Sabana de Bogotá se caracteriza por la presencia de amplios sinclinales y estrechos anticlinales, cubiertos por depósitos no consolidados. Además del intenso plegamiento se resalta la presencia de dos grandes sistemas de fallas inversas de cabalgamiento, en los bordes externos de la Cordillera Oriental, que dan cuenta de un levantamiento producto de la compresión de la corteza terrestre. Es de resaltar que el grupo Guadalupe dirige las estructuras de esta región al contar con espesores considerables de materiales resistentes en medio de las formaciones blandas.

También se puede identificar el sistema de fallas de Soacha, que se encuentra plegando estas rocas, creando pequeños anticlinales. Como se puede observar, algunas fallas de la zona se encuentran cubiertas por los depósitos cuaternarios; otras fallas geológicas en la zona son la Falla de Bogotá y Falla de Juan Rey, y estructuras importantes como el Anticlinal de Bogotá (Ver Figura 6) y el Anticlinal de Usme, que, a pesar de destacarse a nivel regional, no tienen asociada una actividad sísmica importante, y no se ve que puedan afectar al proyecto de alguna manera.

Figura 6. Panorámica de fallas en el municipio de Soacha



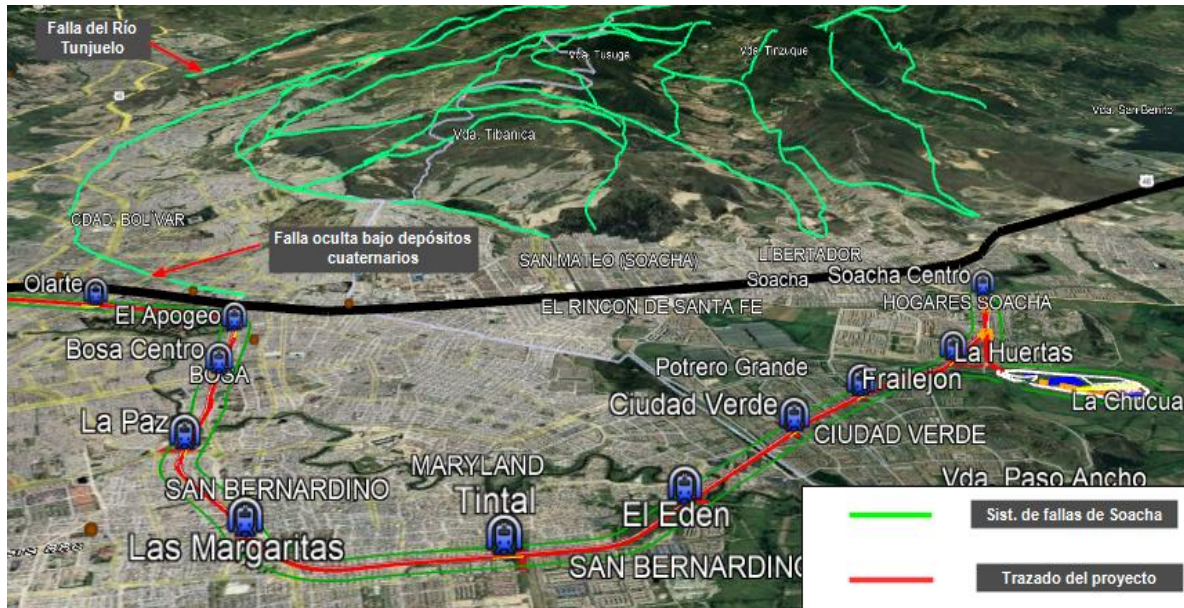
Fuente: Adaptado de Google Earth

Estructuralmente, se destacan las siguientes fallas geológicas:

- **Sistema de fallas de Soacha:** Desde el kilómetro 12, hacia el costado Oriental del trazado, comienzan a manifestarse fallas asociadas al sistema de fallas de Soacha. Existe una falla oculta bajo los depósitos cuaternarios, a la altura del terminal del Sur.

Este sistema está localizado al Oriente de la Falla de Sibaté hasta el flanco Oriental del Anticlinal de Mochuelo y que involucra además el anticlinal de Soacha y el sinclinal del mismo nombre; está conformado por varias fallas que generan un bloque levantado muy fragmentado con pliegues discontinuos tumbados y con ejes oblicuos. En este sistema se destacan las fallas con dirección Norte-Sur como la de Cajitas y Sibaté y Nor-Oeste como la de Santa Bárbara.

- **Falla de Cajitas:** La Falla Cajitas entra a la Sabana bordeando el flanco Oriental del sinclinal de Soacha, con un comportamiento inverso de vergencia al Occidente, colocando a las formaciones Labor-Tierna, Plaeners y Arenisca Dura, sobre la Formación Guaduas; de Soacha hacia el Norte, queda cubierta por los depósitos cuaternarios de la Sabana.
- **Falla de Sibaté:** Se asigna este nombre a la falla localizada al Oriente de la población de Sibaté y marca un cambio morfológico en el contacto del anticlinal de Soacha con el sinclinal de Sibaté. De la localidad de Soacha hacia el Sur tiene un rumbo N10° W, pero hacia el Sur frente a la localidad de Sibaté se bifurca, su trazo principal toma un rumbo N45° E y el segundo N10° E. Se comporta como una falla inversa con vergencia al Occidente, y coloca rocas de la Formación Arenisca Dura o de la Formación Plaeners sobre rocas de la Formación Labor – Tierna o repite esta última. Al Norte de Soacha puede continuar por debajo de los depósitos cuaternarios de la Sabana.
- **Falla de Santa Bárbara:** Esta localizada al Suroccidente de la Sabana, en la región de Mondoñedo y Soacha y su identificación se logra dentro de las unidades del grupo Guadalupe. El trazo de esta falla tiene una dirección Suroriente Noroeste y presenta un movimiento trascurrente sinextral, se observa en la localidad de Soacha (parte Norte del anticlinal de Soacha), hasta encontrarse con las fallas de Cajitas y afecta al anticlinal de Mochuelo.
- **Falla del río Tunjuelo:** La falla sigue aproximadamente el curso del río Tunjuelito, con un rumbo general de N50° E y un plano inclinado al Occidente; afecta el contacto entre las unidades Regadera y Usme. Está ubicada dentro del sinclinal de Usme, desde el embalse de la Regadera hasta la localidad de Usme, igualmente no se observa una clara afectación de las unidades geológicas afectadas (Regadera y Usme), por lo que su salto no sería muy importante; no obstante, dentro del estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá, reporta indicios moderados de actividad neotectónica, frente a la localidad de Usme.

Figura 7. Fallas geológicas a la altura del municipio de Soacha

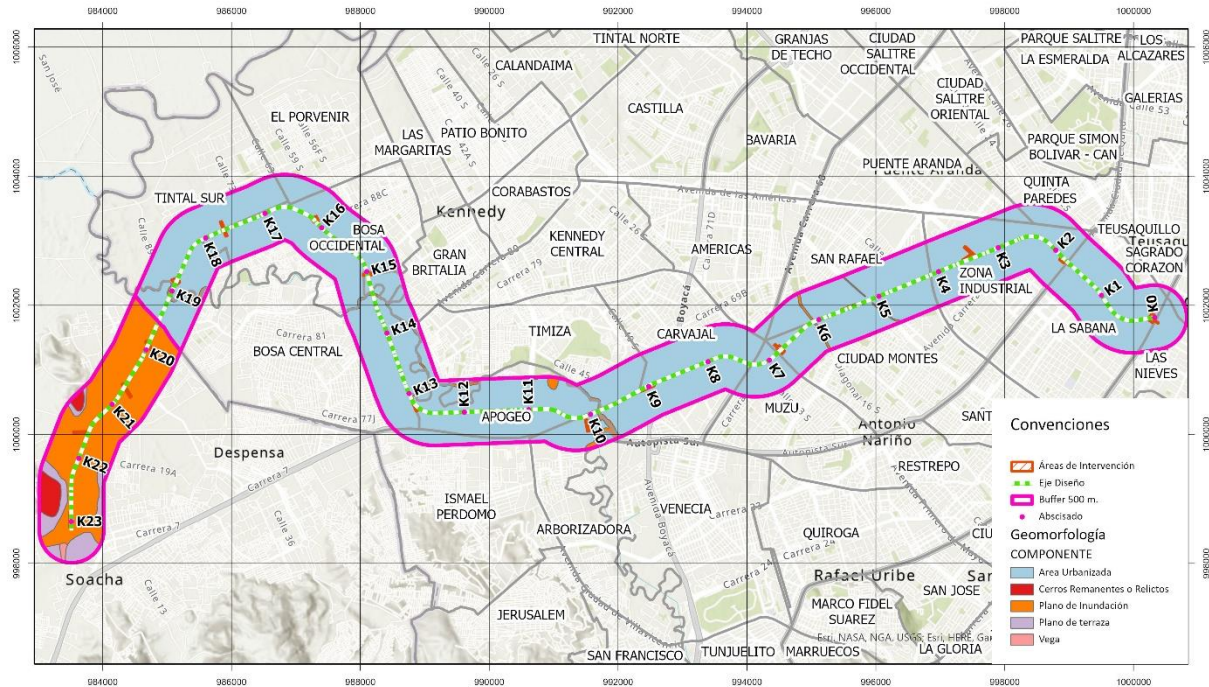
Fuente: Adaptado de Google Earth

- **Falla de Bogotá:** La Falla de Bogotá bordea los Cerros Orientales de la Sabana (Monserrate y Guadalupe) (Ver Figura 7) y se extiende desde el Páramo de Sumapaz al Sur de la Sabana hasta el Norte de la ciudad de Bogotá y probablemente continué más al Norte fosilizada por los depósitos cuaternarios. Esta falla presenta un rumbo general N100° E y es inversa con vergencia al Occidente; desde el sector de Usme hasta Usáquén, el salto va disminuyendo progresivamente, es así como al Sur cabalgan rocas de la Formación Labor-Tierna sobre rocas de la Formación Bogotá (Usme) y luego sobre las formaciones Cacho y Guaduas hasta desaparecer las evidencias de la falla. En el proyecto de Microzonificación Sísmica de Bogotá (INGEOMINAS, 1996), no se encontraron indicios de actividad reciente, por lo que fue catalogada como de actividad incierta.

6.3. CONTEXTO GEOMORFOLÓGICO

De acuerdo con la geomorfología urbana, el trazado se encuentra sobre una zona denominada como “zona urbanizada” (Aur), en donde las geoformas se han alterado a un punto tal que no se le puede aplicar una clasificación y una nomenclatura. Se observan en pequeños tramos, áreas correspondientes a planos de inundación “Fpi”, asociados al río Tunjuelo y al río Fucha.

Figura 8. Geomorfología de la zona de estudio del proyecto



Fuente: elaboración propia a partir de datosbogota.gov.co y Zonificación Geomecánica y Amenaza por Movimiento en Masa en el Municipio de Soacha, SGC.

El área correspondiente al municipio de Soacha se ubica sobre la vertiente Occidental de los cerros de la parte Sur de la Sabana de Bogotá, localizada hacia el centro de la Cordillera Oriental, cuyo levantamiento definitivo se inició hace aproximadamente 4 millones de años, generando un relieve irregular, montañoso, de origen estructural. Las geoformas de origen estructural generaron en la región donde se ubica el municipio de Soacha, un relieve montañoso dominado principalmente por pendientes estructurales y fallas, cuya expresión está claramente definida por escarpes, facetas, quiebres de pendiente y silletas.

En la Era Cuaternaria, la resistencia de las capas de roca, principalmente de arenisca, se vio afectada por cambios climáticos acentuados, que modificaron el paisaje, dando lugar al desgaste de las crestas montañosas, suavizándolas y redondeándolas, generando a su vez procesos erosivos y movimientos en masa, los cuales contribuyeron al modelado de la superficie terrestre. Durante este proceso se generaron nuevas geoformas de origen denudativo y agradacional. En la parte plana, los procesos de erosión pluvial y depositación fluviolacustre, dieron origen a geoformas que ocupan extensas zonas planas, (vereda Bosatama, Canoas y casco urbano de Soacha). De otra parte, la actividad antrópica, especialmente las actividades minera, agrícola y urbanización espontánea, modificaron en forma sustancial la morfología del paisaje natural, generando nuevas formas y nuevos procesos que modifican constantemente el terreno y muchas veces se convierten en amenazas para sus habitantes.

De acuerdo con la información obtenida del documento de Zonificación Geomecánica y Amenaza por Movimiento en Masa en el Municipio de Soacha, del Servicio Geológico Colombiano, se puede observar que, en el área de estudio, en este municipio, se presentan algunas zonas de Cerros remanentes o relictos (Dcrm), que tienen las siguientes características:

- Cerros localmente elongados, morfología alomada, laderas cortas, de formas convexas e inclinados abruptamente.
- Su origen está relacionado con procesos de erosión diferencial que han operado en tiempos anteriores, bajo condiciones climáticas diferentes a las actuales.
- Se presentan como cerros aislados, de 0.2 km² a 6 km² de extensión, laderas muy cortas y convexas, con alturas del orden de 20 m a 100 m de elevación.
- Evidencian procesos acentuados de erosión, asociados con surcos y carcavamiento, localmente se encuentran muy fracturados.
- En el municipio de Soacha se presentan al Norte y Noroccidente, formando colinas y cerros redondeados aislados.

Figura 9. Vista hacia el Norte, La Veredita. Se observan la llanura aluvial y en medio de ella el cerro remanente de la Veredita (Dcrm) rodeado de Planicies y deltas lacustrinos



Fuente: Zonificación geomecánica y amenaza por movimientos en masa en el Municipio de Soacha – Cundinamarca. escala 1:25.000

Adicionalmente a lo anterior es importante resaltar que la mayor parte del trazado en el municipio de Soacha se desarrolla en zonas suavemente inclinadas a planas, donde se tienen básicamente depósitos Cuaternarios de distinto origen, pero especialmente de origen

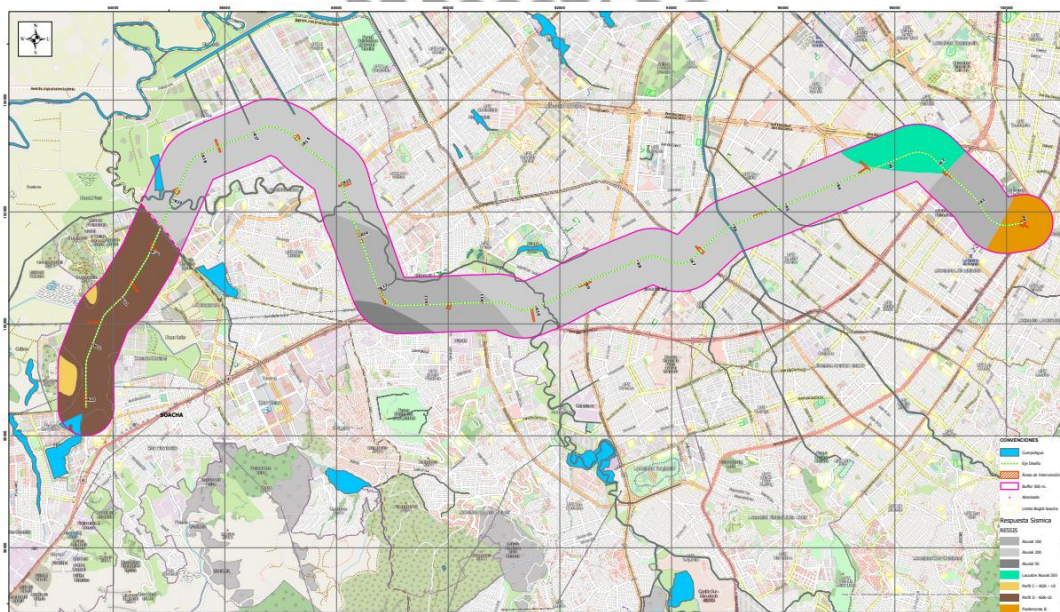
fluviolacustre, asociados con la actividad de los ríos Bogotá, Soacha y Tunjuelito, y con antiguas lagunas que ocuparon la Sabana de Bogotá (INGEOMINAS, 2004). Estas geoformas se presentan al Suroccidente y Noroccidente del casco urbano.

Pero, en especial, se ve un desarrollo en zonas asociadas a actividad antrópica, sobre los anteriores paisajes, que han generado geoformas recientes, especialmente relacionadas con la actividad minera sobre la zona montañosa al Oriente. También se presentan explanaciones, cuerpos artificiales de agua, canales y rellenos al Occidente sobre la zona plana, asociadas con la actividad ganadera y procesos de urbanización.

6.4. ZONIFICACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA (DECRETO 523 DE 2010)

De acuerdo con la clasificación de respuesta sísmica en Bogotá (Decreto 523 de 2010), el trazado pasa a través de 5 zonas: Piedemonte B, Aluvial-50, Aluvial-100, Aluvial-200 y lacustre aluvial-200. Por otra parte, los parámetros sísmicos para Soacha están cubiertos en el título A de la NSR 10.

Figura 10. Zonificación de la respuesta sísmica a lo largo del trazado



Fuente: Elaboración propia a partir de Microzonificación sísmica de Bogotá D.C y Zonificación Geomecánica y Amenaza por Movimiento en Masa en el Municipio de Soacha, SGC

Tabla 2. Coeficientes de diseño NSR-10

	Aa	Av	Zona de amenaza sísmica
Soacha	0,15	0,2	Intermedia

Para la zona de Soacha, de acuerdo con la geotecnia encontrada en el estudio de zonificación geotécnica y amenazas por fenómenos de remoción en masa, se correlacionan las zonas allí identificadas con las zonas designadas en la microzonificación sísmica de Bogotá.

De acuerdo con lo anterior, a continuación, se muestran los coeficientes de respuesta sísmica para la construcción del espectro de respuesta para un periodo de retorno de 475 años y un coeficiente de amortiguamiento del 5%:

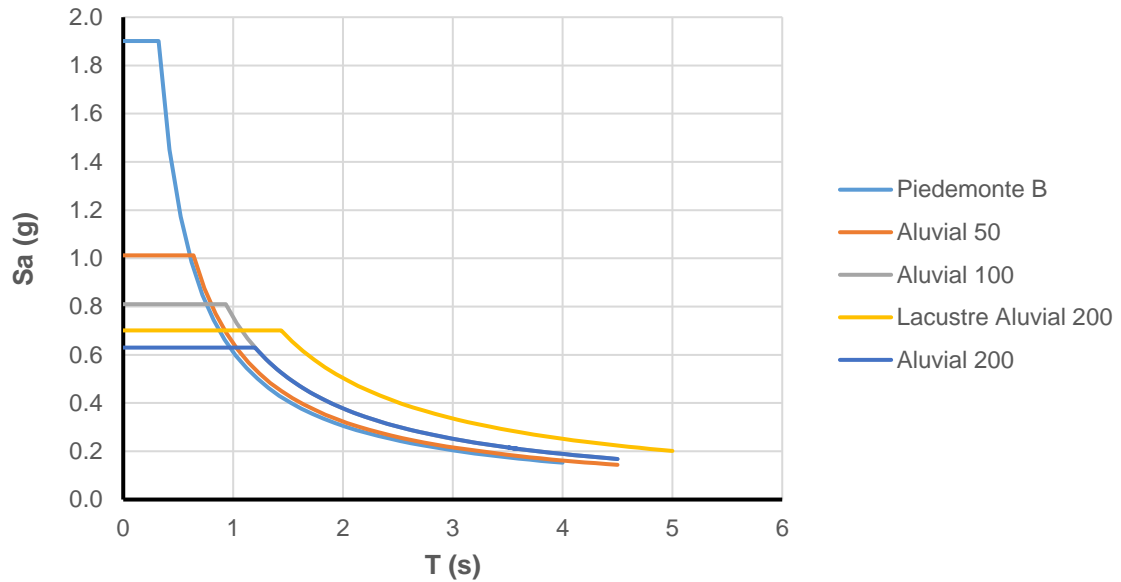
Tabla 3. Zonas de respuesta sísmica. Microzonificación Sísmica de Bogotá

Zona	Aa	Av	Fa	Fv	Tc	TL
Piedemonte B	0.26	0.2	1.95	1.7	0.32	3
Aluvial 50	0.2	0.2	1.35	1.8	0.64	3.5
Aluvial 100	0.18	0.2	1.2	2.1	0.93	3.5
Lacustre Aluvial 200	0.17	0.2	1.1	2.8	1.44	4
Aluvial 200	0.16	0.2	1.05	2.1	1.20	3.5

A partir de esta información, se obtienen los siguientes espectros sísmicos de respuesta para un coeficiente de importancia de 1,5, que corresponde a edificaciones del grupo IV.

Figura 11. Espectros de respuesta sísmica

Espectros de respuesta sísmica

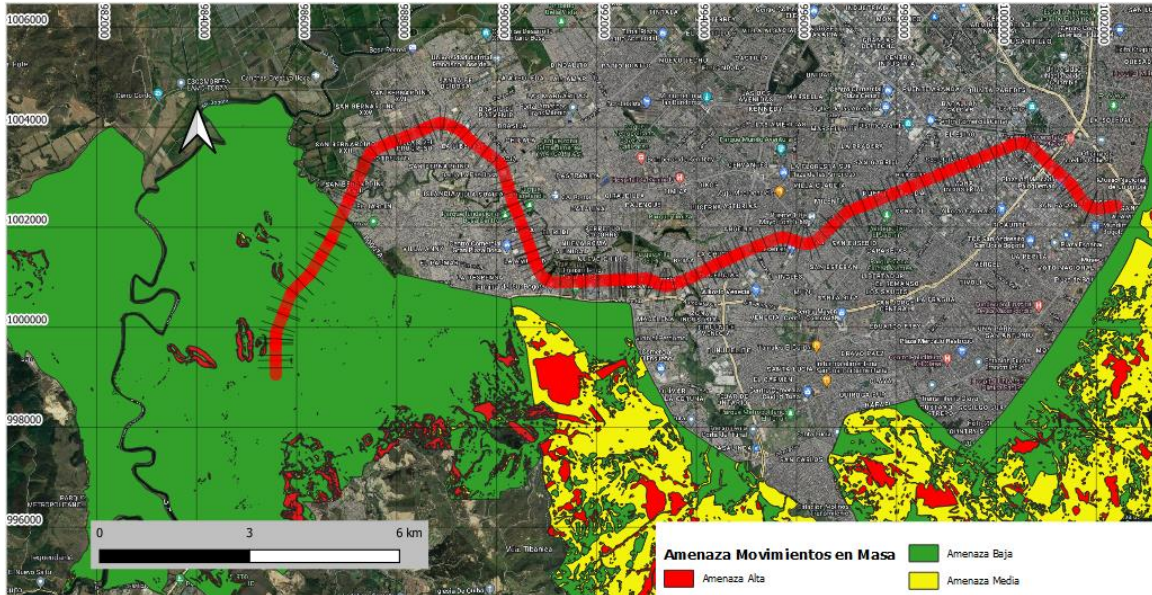


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

6.5. AMENAZAS NATURALES – IDECA Y POT

Se consultó la Ingeniería de Datos Espaciales del Distrito Capital IDECA, y las capas de información utilizadas para llevar a cabo la caracterización de Soacha, empleadas en la actualización del POT, con el objetivo de identificar la zonificación de las amenazas por remoción en masa e inundación. La zona sobre la que se desarrolla el trazado es plana, por lo tanto, no hay riesgo de fenómenos de remoción en masa; en la zona urbana de Bogotá, la información se presenta como “no categorizada, dado que la amenaza en esta área no existe.

Figura 12. Consulta de amenaza por remoción en masa

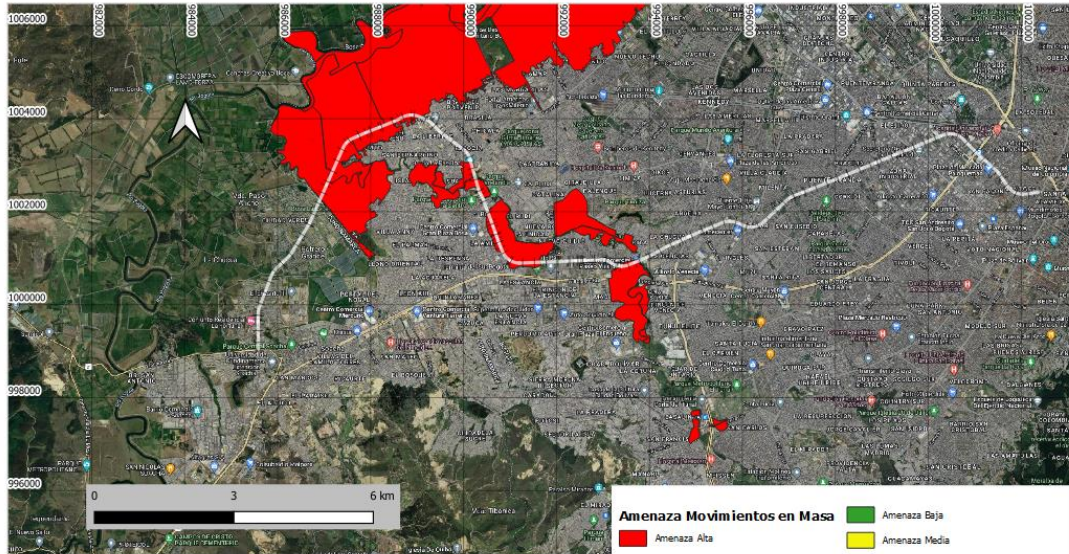


Fuente: SINUPOT

Hacia las afueras de la ciudad, frente al trazado, la zonificación de amenaza por deslizamientos es de amenaza baja. Esta zona que se ha clasificado se encuentra aproximadamente a 70 m del trazado.

Respecto a la amenaza por inundación, se observa que a lo largo de la Avenida Bosa, y después de la abscisa 16+500, se atraviesan algunas zonas de amenaza alta por rompimiento del Jarillón.

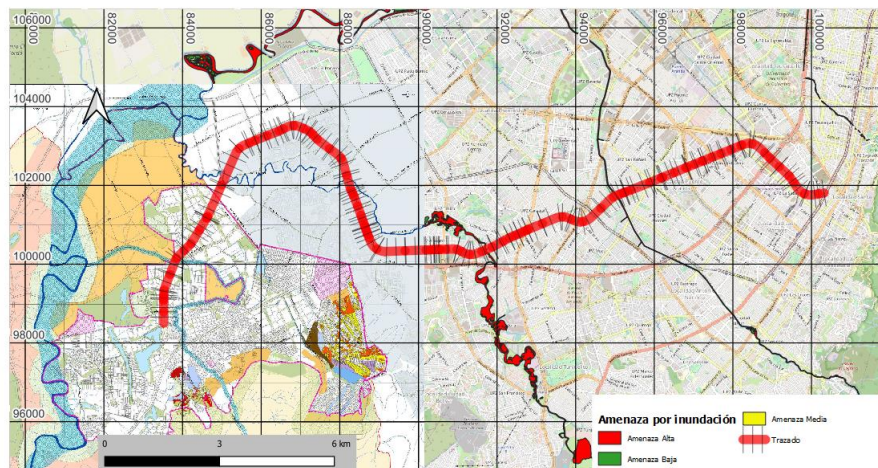
Figura 13. Amenaza por rompimiento de Jarillón



Fuente: IDECA

Se puede observar el mapa de amenaza por inundación (desbordamiento) asociado a los ríos Tunjuelo y Bogotá, que se atraviesan en las abscisas 10+000, 14+500, 18+800 y 19+500.

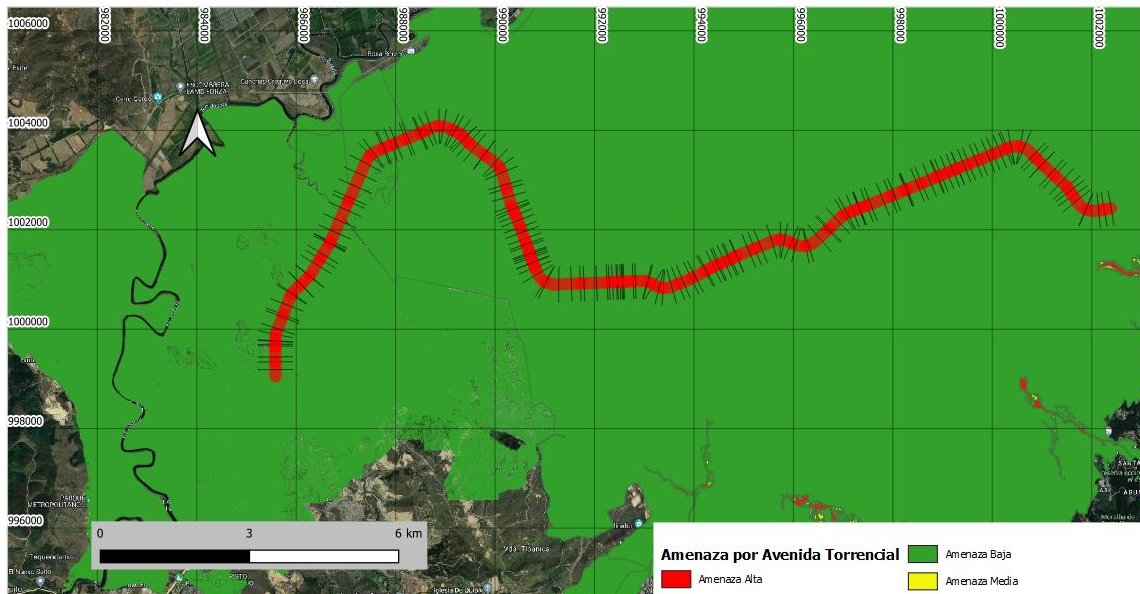
Figura 14. Consulta de amenaza por inundación – Soacha



Fuente: Alcaldía Municipal de Soacha

Finalmente, se cuenta con la amenaza por avenida torrencial, la cual es baja en Bogotá y Soacha al estar en una zona de baja pendiente

Figura 15. Amenaza por avenida torrencial



Fuente: IDECA

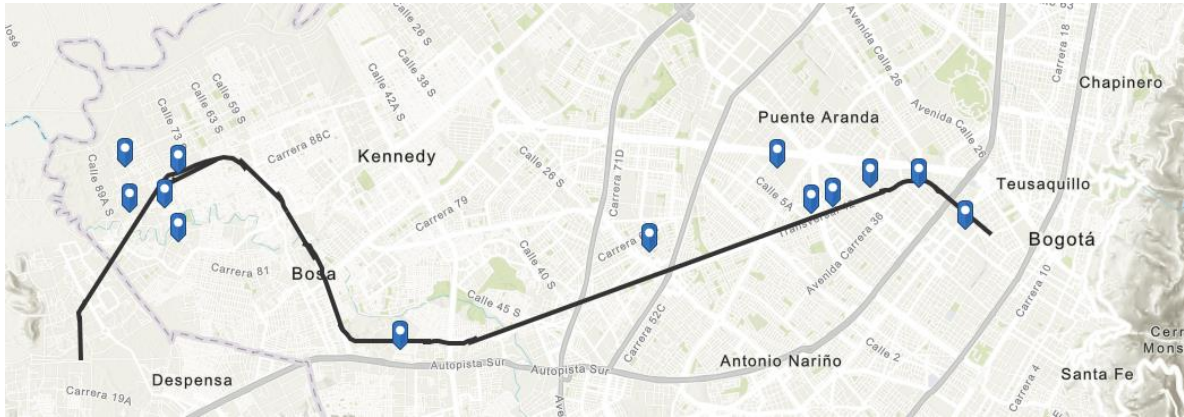
ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.

6.6. ANTECEDENTES – IDIGER (CONCEPTOS TÉCNICOS, DIAGNÓSTICOS, CONCEPTOS DE AMENAZA RUINA)

Instituto de Desarrollo Urbano

A través del Sistema de Información para la Gestión del Riesgo y Cambio Climático SIRE, se accedió a diferentes documentos emitidos por el Instituto Distrital para la Gestión del Riesgo y Cambio Climático IDIGER, como son conceptos de Amenaza Ruina, Diagnósticos Técnicos, y Conceptos Técnicos para la Regularización y Actualización de la Amenaza Vigente para Predios y Planes Parciales. El objetivo de recolectar esta información es identificar antecedentes importantes en cercanías al trazado, que puedan relacionarse con amenazas naturales en la zona, como pueden ser zonas con fenómenos de remoción en masa, daños en infraestructura por eventos sísmicos o asentamientos excesivos, así como revisar la información secundaria recopilada en estos documentos, que pueda servir como complemento a la información que aquí se ha consultado hasta el momento. La Figura 16 muestra la localización de los predios o manzanas para las cuales fueron emitidos estos documentos. Los documentos se encuentran en el Anexo 2.

Figura 16. Localización de consulta de antecedentes documentados por IDIGER



Fuente: Geoportal – SIRE

La Tabla 4 muestra los documentos revisados. En esta se hace referencia a los documentos CT-8681, CT-8847, DI-14921, DI-15356 y DI-15490, los cuales se encuentran cerca al área del proyecto, pero no se encontró el documento en el portal SIRE, sin embargo, se mencionan por su cercanía.

Tabla 4. Consulta de conceptos emitidos por IDIGER

Conceptos Amenaza Ruina -CAR	CT Legalización, Regularización y Actualización Amenaza Vigente	CT – Plan Parcial Amenaza vigente	Diagnósticos Técnicos
CAR-1584	CT-8340	CT-3734	DI-6598
CAR-1747	CT-8681		DI-10108
CAR-1782	CT-8847		DI-10892
CAR-2030			DI-11227
CAR-2047			DI-11405
CAR-227			DI-14921
CAR-2275			DI-15356
CAR-2342			DI-15490

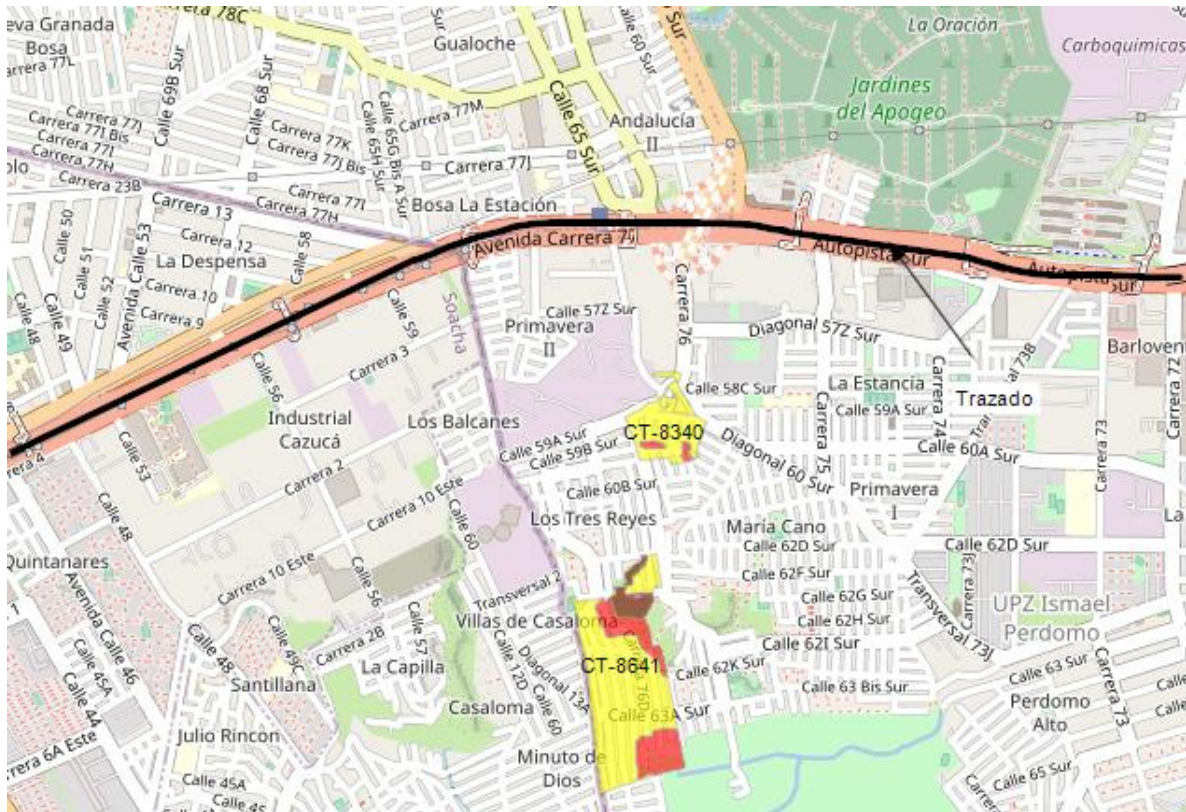
En los conceptos Amenaza Ruina, se encontró que las estructuras visitadas no presentaron fallas a nivel estructural que puedan ser atribuidas a algún evento sísmico o cualquier otro fenómeno de origen geotécnico, sino que los problemas son atribuidos más a la configuración estructural, ya que en la mayoría de los casos, se trató de muros en bloque de arcilla sin confinamiento o, en el peor de los casos, por materiales de recuperación, sin

embargo, en los conceptos CAR 2342 (Calle 13 No,42 – 60) y CAR 1584 (Calle 60 Sur No, 77G-38), del 2013 y 2009 respectivamente, se valoró como “amenaza ruina” los muros de cerramiento de estos predios, debido a fisuraciones excesivas y desplomes que podrán poner en riesgo la integridad de los transeúntes; se hace énfasis en el estado de estos predios, toda vez que podrían deberse a condiciones asociadas con asentamientos excesivos.

Por medio del concepto técnico CT-8340, del año 2018, se hizo la actualización de las condiciones de amenaza y riesgo por movimientos en masa para los predios del barrio San Isidro, sector Cerrito I, localizado hacia la zona Noroccidental de la localidad de Ciudad Bolívar. En dicho documento, se presentan algunas descripciones de interés relacionadas con la geología de la zona. Se localiza la manzana sobre la formación Guaduas, la cual ha sido descrita con anterioridad; del mismo modo, se identifican a escala local, depósitos cuaternarios coluviales y suelos antrópicos de relleno y botadero. Se hace referencia a la Falla de Terreros y la Falla de Mochuelo, así como la Falla de Perdomo que se encuentra entre estas dos; las discontinuidades en taludes rocosos corresponden a planos de estratificación secos, continuos, separados, ligeramente abiertos y sin rellenos; la rugosidad de las paredes es ondulada a rugosa, las pendientes predominantes en el barrio son suaves (12° a 29°) hacia el Sur y moderadas a fuertes (12°-45°) hacia zonas que limitan con antiguos frentes de explotación minera.

La Figura 17 muestra la clasificación de la amenaza por movimientos en masa definida en el CT-8340 y hacia el Sur, en el CT-8681, del cual no se obtuvo el documento emitido.

Figura 17. Zonificación de amenaza por remoción en masa en Conceptos Técnicos de IDIGER



Fuente: Geoportal SIRE

Por otra parte, el concepto CT-3734, del año 2002, analiza las condiciones de riesgo por inundación y desbordamiento del río Tunjuelo para el predio “Portal Transmilenio Bosa”, localizado junto al cementerio Jardines El Apogeo, sobre la Autopista Sur, con Carrera 72D, en una zona plana de llanura aluvial del río en mención, donde predominan los materiales finos debido al poco poder erosivo de la corriente. Como conclusión del concepto técnico, el predio se ubica en una zona de amenaza baja por inundación, sin embargo, se recomendó la construcción de un sistema de drenaje para evitar el empozamiento de aguas lluvias.

Los diagnósticos técnicos consultados, hacen referencia a estructuras de avanzada edad, sin mantenimiento y con malos procesos constructivos, por tal razón, no se encontró información, en estos documentos, que permitiera asociar los daños encontrados a fenómenos de origen geotécnico.

6.7. SONDEOS ALREDEDOR DEL CORREDOR

En el presente capítulo, se hace un recuento de los sondeos geotécnicos recopilados en zonas cercanas a lo largo del trazado, a partir de los cuales fue extraída la información de referencia usada como base para llevar a cabo los análisis geotécnicos que se muestran en el este estudio.

6.7.1. INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR ENTIDADES

Buscando recopilar toda la información de interés para lograr una caracterización geotécnica adecuada a lo largo del corredor, se consultaron los diferentes portales web de entidades relacionadas con proyectos que se encuentran en cercanías al área de interés estudiada, además de establecer una comunicación directa con estas. La tabla 5 resume las entidades consultadas, así como la información solicitada.

Tabla 5. Información solicitada a entidades

ENTIDAD	INFORMACIÓN SOLICITADA
IDIGER	Registros de perforaciones realizadas en el marco de los estudios para la microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá,
Empresa Férrea Regional	Estudios geotécnicos elaborados para el proyecto Regiotram de Occidente
Secretaría Distrital de Ambiente	Caracterización de los suelos, así como las intervenciones más recientes en las rondas hídricas de los ríos Tunjuelo, Fucha y Terreros
Terminal de transportes S, A,	Estudios geotécnicos que se hayan realizado en la terminal del Sur
Empresa Metro De Bogotá	Estudios geotécnicos y registros de perforaciones elaborados para la primera línea del metro de Bogotá
IDU	Estudios geotécnicos para troncales de Transmilenio, puentes y vías cercanas al trazado
Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá EAAB ESP	Información sobre ensayos de laboratorio y sondeos disponibles en el portal SISGEO
Sondeos ejecutados por otros contratistas	Registros de perforación para estudios geotécnicos cercanos al corredor, ejecutados para otros estudios

A continuación, se resume la información obtenida de las entidades.

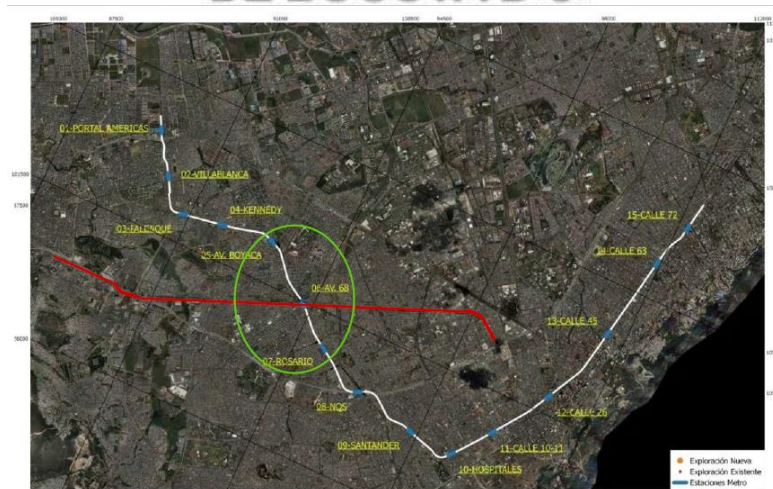
a) **INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR EL INSTITUTO DISTRITAL PARA LA GESTIÓN DE RIESGO Y CAMBIO CLIMÁTICO – IDIGER**

Por parte del IDIGER, se obtuvo una base de datos de sondeos empleados en el marco de la microzonificación sísmica de Bogotá (Decreto 523 de 2010); esta base de datos consta de información sobre la localización de las perforaciones, tipo y profundidad, estratos hallados y muestras obtenidas, junto con algunos resultados de clasificación y de resistencia en algunos casos; también se cuenta con ensayos geofísicos. Se hace énfasis en la información sobre límites líquidos y resistencia a la compresión confinada.

En la base de datos de IDIGER, se encontraron sondeos realizados en el marco de proyectos como la Microzonificación sísmica de Bogotá, Proyecto Metro de Bogotá y Transmilenio Av. Villavicencio – Soacha.

b) **INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR LA EMPRESA METRO DE BOGOTÁ**
A partir del programa de investigaciones geotécnicas suministrado por la empresa Metro de Bogotá, se identificaron los puntos de exploración más cercanos al trazado, los cuales se encuentran sobre la estación Av. 68.

Figura 18. Localización de estaciones de la Primera Línea del Metro de Bogotá

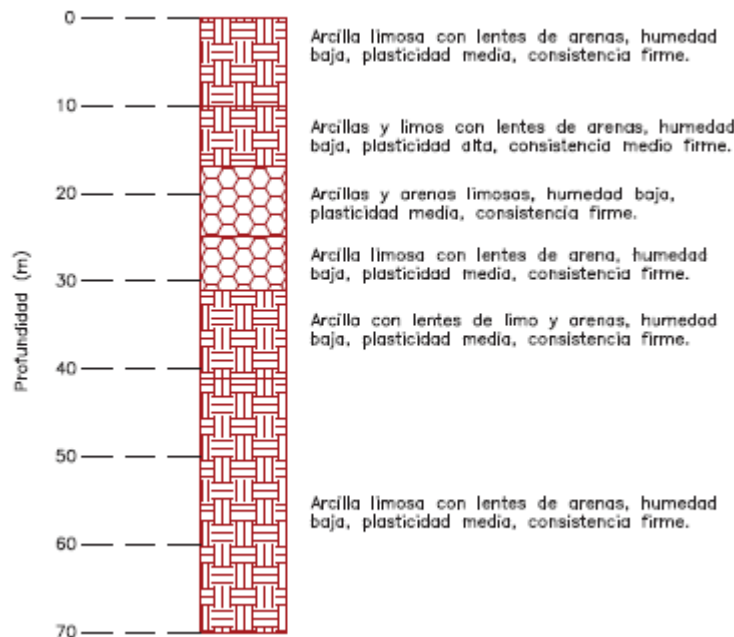


Fuente: Adaptado de Empresa Metro de Bogotá

A continuación, se muestran las columnas estratigráficas y la caracterización geotécnica de cada zona geotécnica identificada en los estudios del Metro, las cuales se tomaron como insumo para hacer la caracterización del presente estudio.

- Zona 1.6 (Sobre la Avenida Primero de mayo entre la Carrera 73 y la Carrera 68h): Perfil predominantemente arcillo limoso con algunos lentes de arena. Las arcillas presentan plasticidad media a alta y consistencia media a firme. La resistencia a la compresión inconfiada se encuentra con mayor frecuencia entre 0 y 0,5 kg/cm², N de campo alrededor de los 20 golpes/pie, lo cual da como resultado, ángulos de fricción por encima de los 25°. El coeficiente de compresibilidad se encuentra por debajo de 0,5, con esfuerzos de preconsolidación que rondan los 2 kg/cm² entre 10 y 15 m de profundidad; a esta profundidad, los suelos son sobreconsolidados de acuerdo con los ensayos de laboratorio. De acuerdo con el estudio, para esta zona, con pilotes de 1 m de diámetro, se alcanza una resistencia por fuste de 350 ton (resaltando, como se había mencionado anteriormente, que el aporte por punta no es significativo).

Figura 19. Columna estratigráfica de la zona 1.6 en los estudios del Metro de Bogotá

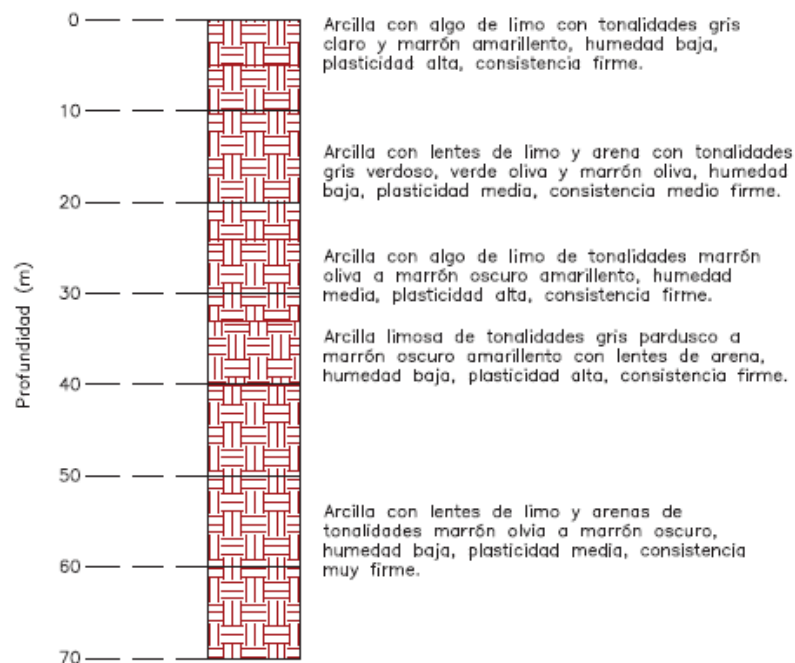


Fuente: Empresa Metro de Bogotá

- Zona 2.1 (Sobre la calle 26 sur entre carrera 68g bis y la carrera 51): Este perfil estratigráfico cuenta con una mayor presencia de arcillas de plasticidad media a alta

y consistencia firme en la mayoría de los casos; hay presencia de limos y algunos lentes de arena en menor proporción que en la zona 1.6. Del mismo modo, los resultados del SPT son un poco más altos con tendencia a presentarse por encima de los 20 golpes/pie; a partir de correlaciones, los ángulos de fricción presentan valores mayores a 30° . La resistencia a la compresión inconfiada se encuentra predominantemente por debajo de $0,7 \text{ kg/cm}^2$. El coeficiente de compresibilidad está por debajo de 0,5; entre 5 y 15 m, y a 25 m los estratos son normalmente consolidados. Con pilotes de 1 m de diámetro se alcanzan resistencias de 350 ton.

Figura 20. Columna estratigráfica de la zona 2.1 en estudios del Metro de Bogotá

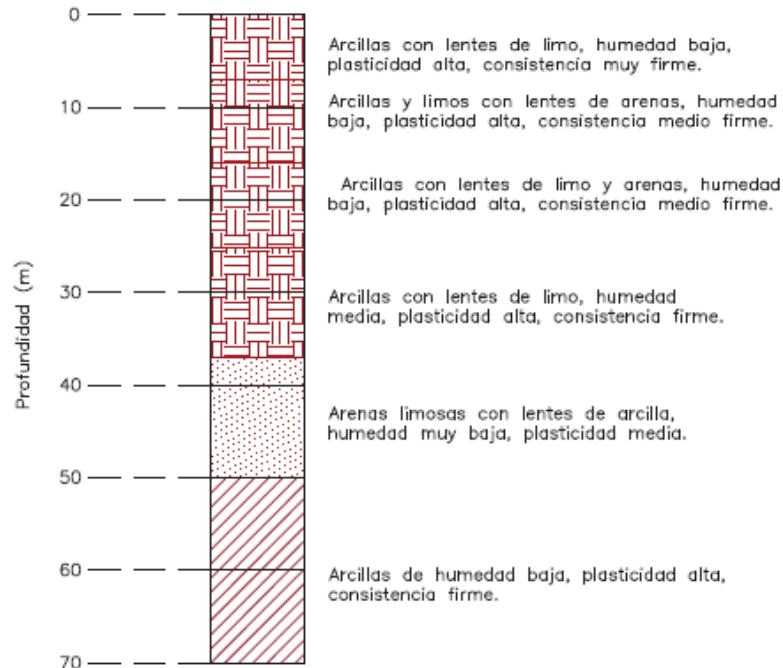


Fuente: Empresa Metro de Bogotá

- Zona 2.2 (sobre la calle 26 sur entre las Carrera 51 y la Carrera 41 bis): Los primeros 37 m presenta estratos arcillosos con lentes de limo y/o arena: Tienen alta plasticidad y consistencia firme a muy firme. De 37 a 50m de profundidad, se presentan arenas limosas con lentes de arcilla, humedad muy baja y plasticidad media en dichos lentes. A partir de los 50 m, son arcillas de alta plasticidad y humedad firme. En gran parte de los datos, el N de campo se encuentra cercano a los 20 golpes/pie, y predominantemente, la resistencia a la compresión inconfiada está por debajo de los $0,5 \text{ kg/cm}^2$. Los coeficientes de compresibilidad obtenidos se encuentran por debajo de 0,4, con esfuerzos de preconsolidación menores a $1,6 \text{ kg/cm}^2$. De acuerdo con los ensayos de consolidación unidimensional, los estratos

son normalmente consolidados. A 70 m de profundidad se alcanzan 350 ton de resistencia por fuste, con pilotes de 1 m.

Figura 21. Columna estratigráfica de la zona 2,2 en estudios del Metro de Bogotá



Fuente: Empresa Metro de Bogotá

c) INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR LA EMPRESA FÉRREA REGIONAL

A través de la empresa Férrea Regional se accedió al informe para la estructuración del proyecto Regiotram de Occidente. La información encontrada en el documento contiene generalidades respecto a la investigación geotécnica para puentes que se llevó a cabo. Esta información sirvió como referencia para la zona de inicio del trazado, en donde se cuenta con sondeos para los puentes de la intersección de la Calle 22 con la Avenida NQS y Avenida de Las Américas.

d) **INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR EL INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO - IDU**

Por medio del repositorio del Instituto de Desarrollo Urbano, se pudo acceder a la documentación contractual de diferentes puentes vehiculares y peatonales que se encuentran a lo largo del trazado, especialmente sobre la Autopista Sur. Se resume en la Tabla 6, la información relacionada con perfiles estratigráficos y cimentaciones que se encontró.

Tabla 6. Información geotécnica y de cimentaciones encontrada en algunos puentes sobre el trazado

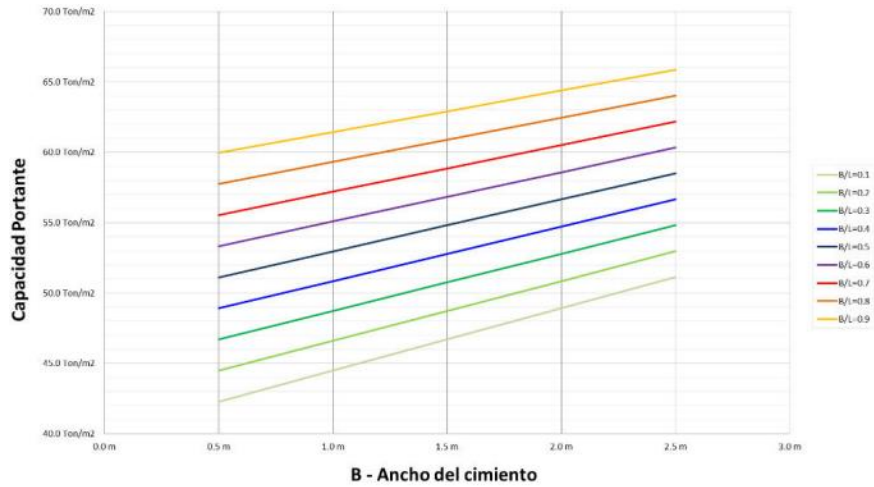
CÓDIGO PUENTE	UBICACIÓN	Resumen de la información encontrada
22142939 y 22142768	Autopista Sur por Avenida Villavicencio - 2 Puentes vehiculares y 1 de Transmilenio	<p>No se cuenta con las perforaciones, pero se tienen los planos de las estructuras, de los cuales se pudo extraer las dimensiones de las cimentaciones, las cuales pueden servir como referencia. Los estribos se encuentran cimentados sobre grupos de 3 pilotes de 80 cm de diámetro y 30 m de profundidad, con separaciones de 2,40 m. Las pilas están cimentadas sobre grupos de 4 pilotes de 80 cm de diámetro y 26,5 m de longitud separados a 2,40 m de centro a centro. Los cabezales de los pilotes tienen espesores de 1,20 m. Todos los pilotes son en concreto reforzado. Maneja luces entre 25 y 36 m.</p>
22145011	Avenida del Sur por KR 72 D	<p>No se cuenta con el registro de las perforaciones, pero se tiene el perfil estratigráfico empleado para proyectar el reforzamiento de la cimentación y la estructura del puente. El perfil está conformado por arena arcillosa hasta los 3,70 m de profundidad, seguida de limos hasta 12,5 m, un estrato de arena gruesa de 3 m, y estratos de limo arcilloso hasta 20 m. La cimentación inicialmente estaba conformada por zapatas de 2,80x2,80m, con espesor de 50 cm, y se reforzó con 8 micropilotes de 20 cm de diámetro separados 1,65 m entre sí y con una profundidad de 15 m, vinculados a través de una nueva zapata con dimensiones de 3,9x3,9 m y espesor de 1 m, que cubre la zapata existente.</p>

22160180	Centro comercial Centro mayor	Se cuenta con perforaciones de 30 m de profundidad, en donde se encontraron intercalaciones de arcillas y arenas limosas. Los valores del N de campo rondan los 10 golpes/pie hasta una profundidad de 4,4 m; a partir de esta profundidad, comienza a incrementar, rondando valores entre 15 y 20 golpes/pie. Entre 17 y 19 m se obtiene rechazo, por debajo de esta profundidad se vuelve a valores entre 10 y 20 golpes/pie. Entre 28,4 m y 29,2 m de profundidad se encuentra un estrato de turba con límite líquido por encima de 120%. Los límites líquidos de las arcillas están entre 60% y 100%. Se registraron resultados del ensayo de resistencia a la compresión inconfiada alrededor de 1 kg/cm ² salvo a 10 m de profundidad, en donde se obtuvieron valores cercanos a 250 kg/cm ² .
----------	----------------------------------	--

También se encontró la información técnica obtenida en los estudios de prefactibilidad del Corredor Férreo del Sur. En este estudio se hicieron perforaciones para estaciones de 6 m de profundidad (3 por estación). Se encontró en el componente de geotecnia que, a partir de correlaciones, se asignó a los suelos de la Avenida Ferrocarril del Sur una resistencia al corte no drenado de 0,91 kg/cm², y unos parámetros de resistencia a largo plazo de 0,27 kg/cm² de cohesión y un ángulo de fricción de 30°. Así mismo, se determinó un coeficiente de compresibilidad de 0,477, coeficiente de expansión de 0,048 y módulo de elasticidad de 197 kg/cm². Se definió una única zona geotécnica para todo el corredor.

Del mismo modo, se encontraron los cálculos de capacidad portante para cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas, los cuales se muestran en la Figura 22 y Figura 23.

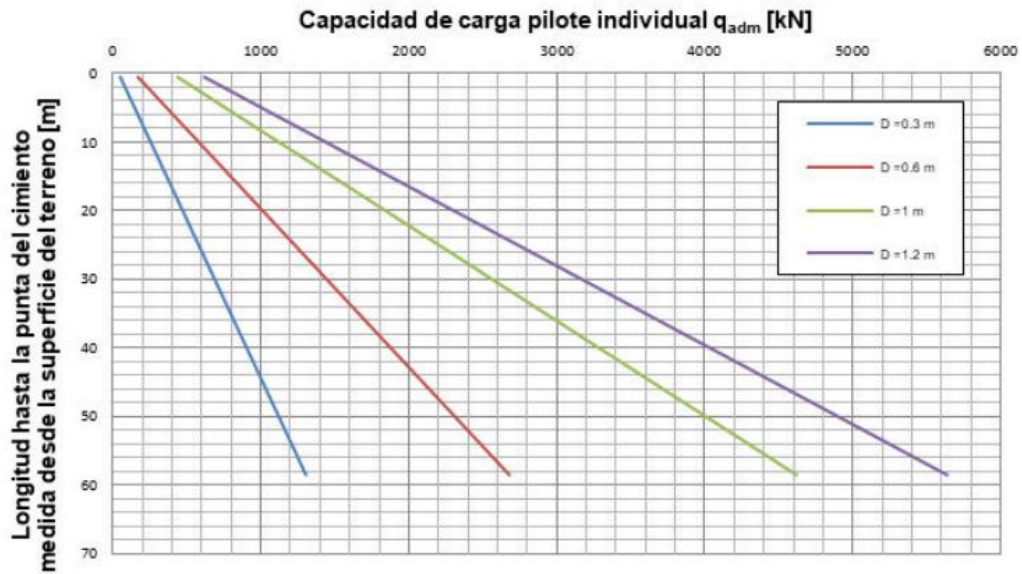
Figura 22. Cálculos de capacidad portante de cimentaciones superficiales realizados en estudios de prefactibilidad del Corredor Férreo del Sur



Fuente: INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO - IDU

Figura 23. Cálculos de capacidad portante de pilotes realizados en estudios de prefactibilidad del Corredor Férreo del Sur

PROYECTO AV. FERROCARRIL DEL SUR (ZCGH-1) - ÁBACO DE DISEÑO PARA PILOTES EN SUELO



Fuente: INSTITUTO DE DESARROLLO URBANO - IDU

e) INFORMACIÓN OBTENIDA DEL PORTAL DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DE LA EMPRESA DE ACUEDUCTO DE BOGOTÁ SISGEO

Se consultaron sondeos cercanos al trazado, que se encontraron en el portal SISGEO, los cuales se ejecutaron en el marco de los proyectos como la adecuación hidráulica del río Bogotá, el estudio de las características geotécnicas de los afluentes del río Bogotá, prediseño de la troncal del Tintal y la intersección Cundinamarca Sur Tramo 1.

f) INFORMACIÓN SUMINISTRADA POR LA ALCALDÍA DE SOACHA

A través de la Alcaldía de Soacha se pudieron obtener los shapefiles de los mapas utilizados como insumo para la actualización del POT; se suministró una gran cantidad de mapas, sin embargo, no se cuenta con mapas como los que se encuentran en Bogotá, como amenaza por desbordamiento y rompimiento de jarillón

g) SONDEOS EJECUTADOS POR OTROS CONTRATISTAS

Otra fuente de información que se consultó, fueron estudios geotécnicos realizados en instituciones educativas en la localidad de Bosa (O.E.A Antonia Santos e IED Carlos Arturo Torres). Finalmente, se utilizaron los datos registrados en el portal SISGEO, de la Empresa de Acueducto de Bogotá E.A.A.B

6.7.2. RESUMEN DE LA INFORMACION GEOTECNICA RECOPIADA

De acuerdo con lo que se mostró en el numeral 6.7.1, se hace un listado de los sondeos recopilados, a partir de los cuales se llevó a cabo el análisis de la información geotécnica. En total se cuenta con 77 sondeos de exploración que suman en total 1816 m de perforación.

Tabla 7. Sondeos recopilados alrededor del alineamiento

Sondeo	Abscisa	N	E	Profundidad	Fuente - Estudio
RT-U-DH-BD-01	01+820	102693	99001	55	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-01	01+820	102633	99058	30	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-02	01+820	102666	99027	50	Regiotram de Occidente
RT-US-BD-03	01+820	102716	99900	50	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-04	01+820	102756	98339	20.3	Regiotram de Occidente

Sondeo	Abscisa	N	E	Profundidad	Fuente - Estudio
RT-US-BD-05	01+820	102804	98892	30	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-1-N	01+820	102588	99106	46.45	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-2-N	01+820	111977	83573	60	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-3-N	01+820	102669	98979	20	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-4-N	01+820	102732	99031	20	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-5-N	01+820	102753	98964	60	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-6-N	01+820	102815	98868	50	Regiotram de Occidente
S-1	01+820	102605	99087	26	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-06	02+300	103104	98605	20	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-07	02+300	103164	98551	20	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-08	02+300	103198	98520	50	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-09	02+300	103236	98470	50	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-10	02+300	103324	98385	50	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-11	02+300	103367	98344	20	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-12	02+300	103422	98295	20	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-7-N	02+300	103184	98534	-	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-8-N	02+300	103198	98520	-	Regiotram de Occidente
PT-AV68-01	06+840	101472	94231	75.45	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PT-AV68-02	06+840	101420	94335	75.1	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P48	03+349	102746	97533	50	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P49	04+022	102490	96957	50	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P50	04+606	102268	96429	50	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PMB3P50	04+816	102164	96231	25	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P51	05+126	102069	95952	50	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PMB3P48	05+295	102021	95778	20	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P52	05+732	101850	95383	50	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P54	06+071	101767	95056	50	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P53	06+045	101767	95056	50	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PMB3P49	06+094	101741	95039	21	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PMB3P53	13+340	100891	88467	10	PROYECTO METRO BOGOTÁ
SYP54P1	11+000	99960	90619	100	TRANSMILENIO AV VILLAVICENCIO- SOACHA
UNA1P20	12+180	100031	89412	20	TRANSMILENIO AV VILLAVICENCIO- SOACHA
UNA1P21	12+880	100031	88132	20	TRANSMILENIO AV VILLAVICENCIO- SOACHA
S1	08+280	101424	92961	8.1	Estudios OED Antonia Santos
S2	08+280	101458	92960	15.05	Estudios OED Antonia Santos
S3	08+280	101479	92986	8.05	Estudios OED Antonia Santos
S4	08+280	101440	92988	10.25	Estudios OED Antonia Santos
SM-01	09+240	98568	93929	6.25	Estudios Rafael Uribe Uribe

Sondeo	Abscisa	N	E	Profundidad	Fuente - Estudio
SM-02	09+240	98589	93930	6.15	Estudios Rafael Uribe Uribe
SM-03	09+240	98510	93943	6	Estudios Rafael Uribe Uribe
SM-04	09+240	98526	93931	12	Estudios Rafael Uribe Uribe
S01	09+240	100379	92376	1.7	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM01	09+240	100380	92377	6	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM02	09+240	100396	92377	1.25	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM03	09+240	100401	92380	15	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM04	09+240	100407	92330	6	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM05	09+240	100400	92346	15	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM06	09+240	100374	92347	15	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM07	09+240	100438	92333	6	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM08	09+240	100437	92347	6.15	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM09	09+240	100423	92389	6	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM-05	09+240	98578	93912	6.25	Estudios Rafael Uribe Uribe
SM-06	09+240	98551	93921	6.05	Estudios Rafael Uribe Uribe
S-07	09+240	98540	93937	6.15	Estudios Rafael Uribe Uribe
SRB-5	22+880	98820	82394	30	ADECUACIÓN HIDRAÚLICA DEL RÍO BOGOTÁ
S-34	21+740	100245	82376	20.5	AFLUENTES RÍO BOGOTÁ
S-27	17+340	103455	86163	15	PREDISEÑO TRONCAL DEL TINTAL
SIR-27	23+141	97287	80945	20	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS AFLUENTES RÍO BOGOTÁ
PT-206	18+880	102620	84403	16.1	INTERSECCIÓN CUNDINAMARCA SUR TRAMO 1
S-30	19+280	102455	83900	10	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS AFLUENTES RÍO BOGOTÁ
S-36	23+141	98006	80696	31	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS AFLUENTES RÍO BOGOTÁ
SBR-3	23+141	96262	80755	30.3	ADECUACIÓN HIDRAÚLICA DEL RÍO BOGOTÁ
SM-1	23+141	99529	83082	4.2	Estudio Hogares de Soacha
S-2	23+141	99533	83099	7.5	Estudio Hogares de Soacha
SM-3	23+141	99516	83096	4.25	Estudio Hogares de Soacha
S-4	23+141	99489	83094	7.25	Estudio Hogares de Soacha
SM-5	23+141	99469	83105	4.5	Estudio Hogares de Soacha
SM-6	23+141	99488	83113	4.2	Estudio Hogares de Soacha
S-7	23+141	99502	83137	10	Estudio Hogares de Soacha
S-8	23+141	99531	83131	10.6	Estudio Hogares de Soacha
S-9	23+141	99549	83128	4.1	Estudio Hogares de Soacha
S-10	23+141	99540	83114	4.6	Estudio Hogares de Soacha

Figura 24. Localización de sondeos consultados alrededor del proyecto



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

A continuación, se resume la cantidad de sondeos obtenidos de acuerdo con cada una de las fuentes de información identificadas

Tabla 8. Sondeos recopilados por fuente de información

Fuente - Estudio	No. De sondeos
ADECUACIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO BOGOTÁ	2
AFLUENTES RÍO BOGOTÁ	1
CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS AFLUENTES RÍO BOGOTÁ	3
Estudio Hogares de Soacha	10
Estudios IED Carlos Arturo Torres	10
Estudios OED Antonia Santos	4
Estudios Rafael Uribe Uribe	7
INTERSECCIÓN CUNDINAMARCA SUR TRAMO 1	1
INTERSECCIÓN CUNDINAMARCA SUR TRAMO 1	1
PROYECTO METRO BOGOTÁ	13
Regiotram de Occidente	22

A título de conclusión se presenta en la siguiente tabla un resumen con las cantidades de ensayos de laboratorio y de campo compiladas, y que serán utilizados como base para llevar a cabo los análisis geotécnicos del presente estudio de prefactibilidad.

Tabla 9 Ensayos de laboratorio y campo, Información secundaria

Ensayo	Cantidad
Datos NSPT	1129
Humedad natural	790
Límites Líquido/Plástico	601
Peso unitario	468
Granulometría	410
Lavado sobre tamiz #200	80
Compresión inconfiada	95
Consolidación unidimensional	53
Corte directo	27
Medición de la velocidad de onda sísmica directa / corte	53

6.7.3. NIVEL FREÁTICO

La tabla muestra el registro de los niveles freáticos encontrados en las exploraciones previas usadas como referencia para el presente estudio. Se identificaron niveles freáticos entre 1 m y 10 m de profundidad, siendo más recurrentes las lecturas entre los 3m y 5 m.

Tabla 10. Niveles freáticos registrados en sondeos recopilados

Sondeo	Abscisa	NF (m)	Fuente - Estudio
RT-U-DH-BD-01	01+820	-	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-01	01+820	1	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-02	01+820	3.6	Regiotram de Occidente
RT-US-BD-03	01+820	3.4	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-04	01+820	0	Regiotram de Occidente
RT-US-BD-05	01+820	4	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-1-N	01+820	2	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-2-N	01+820	2	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-3-N	01+820	2	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-4-N	01+820	2	Regiotram de Occidente

Sondeo	Abscisa	NF (m)	Fuente - Estudio
RT-U-S-BD-5-N	01+820	2	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-6-N	01+820	0.3	Regiotram de Occidente
S-1	01+820	0	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-06	02+300	3	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-07	02+300	4.3	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-08	02+300	4	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-09	02+300	5.1	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-10	02+300	1.3	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-11	02+300	3.8	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-12	02+300	1	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-7-N	02+300	3.5	Regiotram de Occidente
RT-U-S-BD-8-N	02+300	-	Regiotram de Occidente
PT-AV68-01	06+840	3.9	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PT-AV68-02	06+840	9.5	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P48	03+349	5	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P49	04+022	1	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P50	04+606	3.3	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PMB3P50	04+816	5	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P51	05+126	7	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PMB3P48	05+295	5	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P52	05+732	7	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P54	06+071	5	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PSI2P53	06+045	9	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PMB3P49	06+094	5	PROYECTO METRO BOGOTÁ
PMB3P53	13+340	5	PROYECTO METRO BOGOTÁ
SYP54P1	11+000	5	TRANSMILENIO AV VILLAVICENCIO- SOACHA
UNA1P20	12+180	5	TRANSMILENIO AV VILLAVICENCIO- SOACHA
UNA1P21	12+880	5	TRANSMILENIO AV VILLAVICENCIO- SOACHA
S1	08+280	NR	Estudios OED Antonia Santos
S2	08+280	NR	Estudios OED Antonia Santos
S3	08+280	NR	Estudios OED Antonia Santos
S4	08+280	NR	Estudios OED Antonia Santos
SM-01	09+240	2.5	Estudios Rafael Uribe Uribe
SM-02	09+240	NR	Estudios Rafael Uribe Uribe
SM-03	09+240	NR	Estudios Rafael Uribe Uribe
SM-04	09+240	NR	Estudios Rafael Uribe Uribe
S01	09+240	NR	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM01	09+240	3.2	Estudios IED Carlos Arturo Torres

Sondeo	Abscisa	NF (m)	Fuente - Estudio
SM02	09+240	NR	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM03	09+240	NR	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM04	09+240	NR	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM05	09+240	NR	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM06	09+240	NR	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM07	09+240	NR	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM08	09+240	NR	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM09	09+240	NR	Estudios IED Carlos Arturo Torres
SM-05	09+240	NR	Estudios Rafael Uribe Uribe
SM-06	09+240	NR	Estudios Rafael Uribe Uribe
S-07	09+240	1.1	Estudios Rafael Uribe Uribe
SRB-5	22+880	3.3	ADECUACIÓN HIDRAÚLICA DEL RÍO BOGOTÁ
S-34	21+740	5.5	AFLUENTES RÍO BOGOTÁ
S-27	17+340	0.25	PREDISEÑO TRONCAL DEL TINTAL
SIR-27	23+141	2.55	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS AFLUENTES RÍO BOGOTÁ
PT-206	18+880	4.3	INTERSECCIÓN CUNDINAMARCA SUR TRAMO 1
S-30	19+280	3	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS AFLUENTES RÍO BOGOTÁ
S-36	23+141	1.1	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS AFLUENTES RÍO BOGOTÁ
SBR-3	23+141	1.6	ADECUACIÓN HIDRAÚLICA DEL RÍO BOGOTÁ
SM-1	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha
S-2	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha
SM-3	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha
S-4	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha
SM-5	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha
SM-6	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha
S-7	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha
S-8	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha
S-9	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha
S-10	23+141	-	Estudio Hogares de Soacha

7. DIAGNÓSTICO DEL CORREDOR

Patio Taller

El área del patio taller, se desarrolla sobre topografía plana colindando sobre la margen derecha del río Bogotá alrededor de 800 m. Hacia el costado Norte se presenta un cerro de baja altura.

Figura 25. Fotografías en zona de Patio taller



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

El inicio del trazado se presenta sobre topografía plana, con cercanía a los afloramientos de roca del Oriente de Soacha que se presentan a unos 200 m.

Figura 26. Fotografías en zona de patio taller - 2



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Frailejón El Edén

Este tramo corresponde aproximadamente a 1,9 km, en los cuales se atraviesa el sector residencial de Ciudad Verde, sector residencial con torres de 6 pisos, cimentadas con zapatas corridas y placa, en su mayoría. Como estructura importante se tiene el Hospital de Ciudad Verde edificación que tiene un sótano y cimentación profunda con pilotes a 40 m.

Figura 27. Fotografías en zona cercana a estaciones Frailejón El Edén



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

El Edén – La Paz

Corresponde a un tramo de aproximadamente 3,7 km en topografía plana, atravesando sectores de conjuntos residenciales con torres de 6 pisos en cimentación superficial y barrios con casas es estructuras aporticadas de construcción tradicional. En el último tramo se desarrolla en alineamiento con la Av. Tintal y se tiene aproximación a dos conjuntos residenciales con alturas de 25 pisos, posiblemente con cimentación profunda.

Figura 28. Fotografías en zona de estaciones El Edén - La Paz



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Villa del Río – río Tunjuelo. El corredor férreo que viene desde Soacha se encuentra inmerso dentro del desarrollo vial. Se identifica antes de llegar a Villa del Río, la Estación Bosa la cual se encuentra hacia el costado Oriente de la Autopista Sur. En este punto, geotécnicamente se presentan los suelos aluviales de la margen izquierda del río Tunjuelito y los depósitos de ladera, piedemonte asociado a los cerros orientales de Soacha y Bogotá, cambiando de rumbo en este punto

Figura 29. Fotografías a en cercanías al río Tunjuelo



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Cruce Avenida Boyacá. El corredor férreo se mantiene desde este punto y hasta el final con ocupación en este caso de viviendas a mayor proximidad y posiblemente con ocupación.

Cruce Avenida Primero de Mayo – Avenida 68. En este cruce confluye el Metro (elevado), el puente vehicular de la Primero de Mayo y el Transmilenio, a nivel, de la avenida 68. El corredor férreo existe y por tanto se debe resolver mediante una estación principal que permita acceso a los diferentes sistemas. En este caso un paso subterráneo debe evaluar la confluencia de cimentaciones profundas de puentes existentes y redes. A nivel de geotecnia se presenta la influencia de suelos depositados por el río Fucha y el río Tunjuelito los cuales presentan transición hacia el Norte con suelos lacustres. Estos suelos aluviales son susceptibles a licuación, condición a evaluar en el estudio (numeral 5.9 Decreto 523 de 2010, Alcaldía de Bogotá). Los espesores varían hacia los cerros desde aluvial 200 hasta aluvial 50.

Figura 30. Fotografía cerca a la Av. Primero de mayo



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Glorieta Calle 3ra, Calle 6 y Calle 13. Se presenta un paso a nivel de la glorieta y doble vía en la Calle 6. El cruce de la Calle 13, donde pasa el Transmilenio, corresponde a la zona de Lacustre C o paso de aluvial 200 a suelos arcillosos y limosos de alta compresibilidad.

Figura 31. Fotografía en el barrio Primavera



Barrio Primavera. El corredor férreo presenta suficiente espacio con redes eléctricas de alta tensión ubicadas hacia el Occidente y separado por dos vías pavimentadas antes de las viviendas existentes.

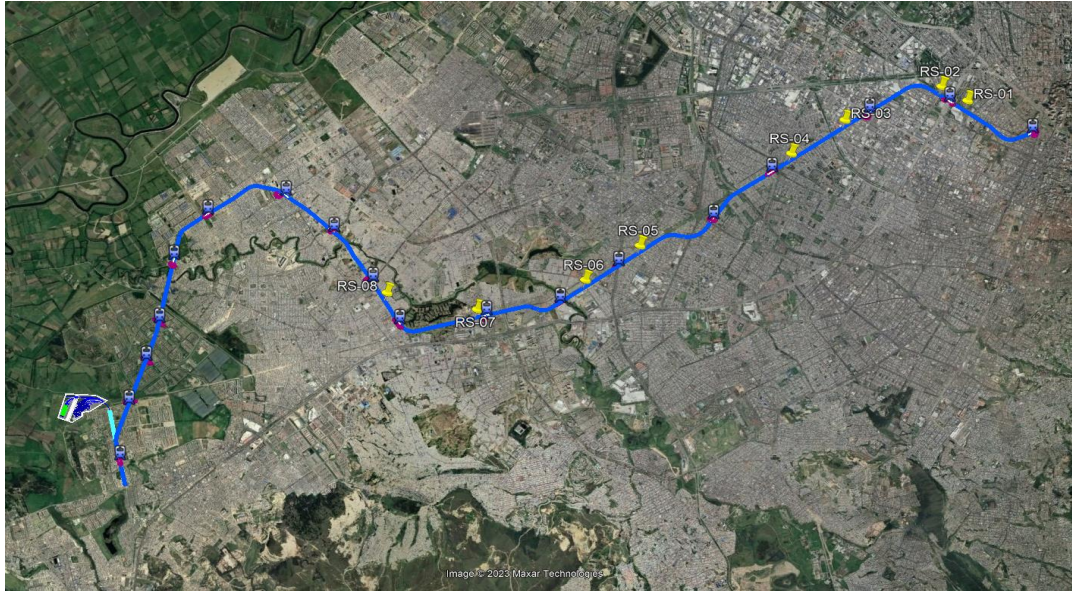
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

8. PLAN DE EXPLORACION GEOTECNICA 2023

La Consultoría presentó un Plan de Exploración consistente en sondeos mecánicos, ensayos in situ tipo CPTu o piezocono, líneas sísmicas y varios ensayos de laboratorio. Los trámites de permisos para realización de los trabajos de campo en el corredor fueron efectuados ante las entidades pertinentes, sin embargo, pasado más de mes y medio aún no se contaba con autorización para su ejecución por lo que dicho programa tuvo de ser abandonado. El único tipo de ensayos para los cuales se obtuve permiso, fueron los ensayos de refracción sísmica en Bogotá, en un total de 8 líneas sísmicas.

La ubicación de las líneas sísmicas efectuadas es presentada en la siguiente figura y tabla.

Figura 32. Vista ubicación líneas de refracción sísmica.



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Tabla 11 Ubicación de líneas sísmicas Proyecto

Línea	N	E
RS-01	102474	99210
RS-02	102823	98827
RS-03	102547	97055
RS-04	102120	96018
RS-05	100964	93095
RS-06	100525	92037
RS-07	100360	90086
RS-08	100981	88616

8.1. ANALISIS DE LAS LÍNEAS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

La información obtenida de las líneas de refracción sísmica (Velocidades de onda) permite hacer la caracterización de los perfiles de suelo, a través de la interpretación de los primeros 30 m de profundidad, relacionando las velocidades de onda como se muestra a continuación:

Tabla 12. Perfiles de suelo en función de la velocidad de onda de corte

Tipo de perfil	Descripción	Vs (m/s)
A	Perfil de roca competente	> 1500
B	Perfil de roca de rigidez media	760 - 1500
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	360 - 760
D	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	180 - 360
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	< 180

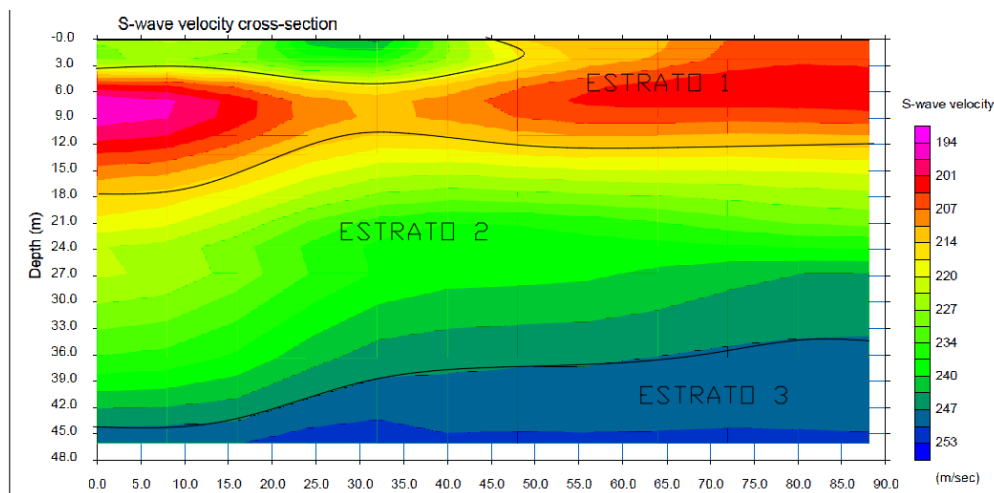
A continuación, se muestra el análisis de cada una de las líneas ejecutadas

LRS01

En el perfil Vs, se logran identificar tres cambios de material, pero en un inicio se ve que hay presencia de un material rígido con un espesor de 3 m aproximadamente sobre un suelo blando tipo E el cual se encuentra entre velocidades de onda S menores a 180 m/s hasta los 15 m de profundidad, luego se observa que hay un suelo rígido tipo D que esta entre velocidades de 180 m/s-360 m/s.

Instituto de Desarrollo Urbano

Figura 33. Perfil Vp – 2D LRS 1

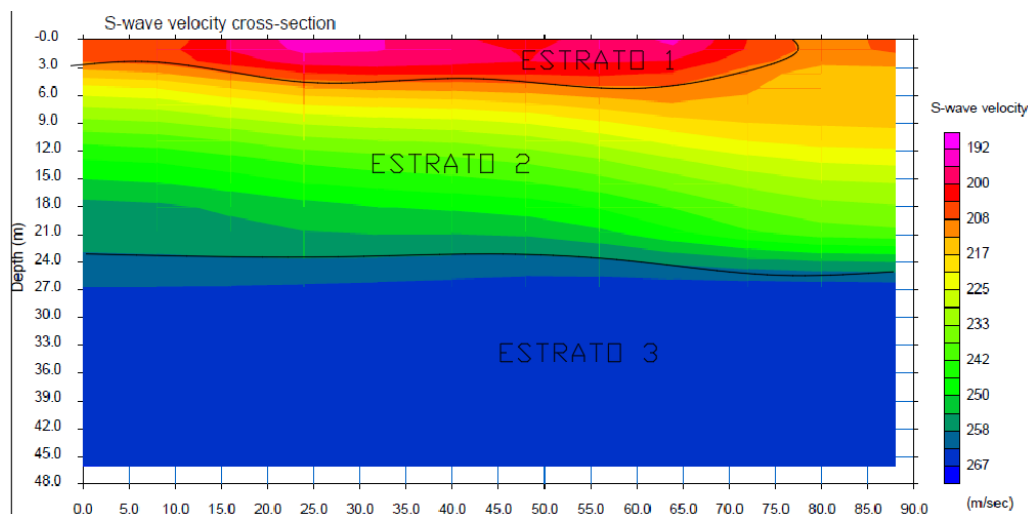


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

LRS02

En la tomografía de la Línea Sísmica 2, se identifican tres tipos de materiales que fueron clasificados dependiendo del tipo de suelo; el primero con un espesor de 3 m con velocidades máximas de 200 m/s, el segundo se encontró hasta los 24 m de profundidad con velocidades máximas de 254 m/s perteneciendo a un suelo rígido tipo D igual que el último material identificado con velocidades hasta de 267 m/s presente desde los 24 m hasta 48 m de profundidad.

Figura 34. Perfil Vp – 2D LRS 2

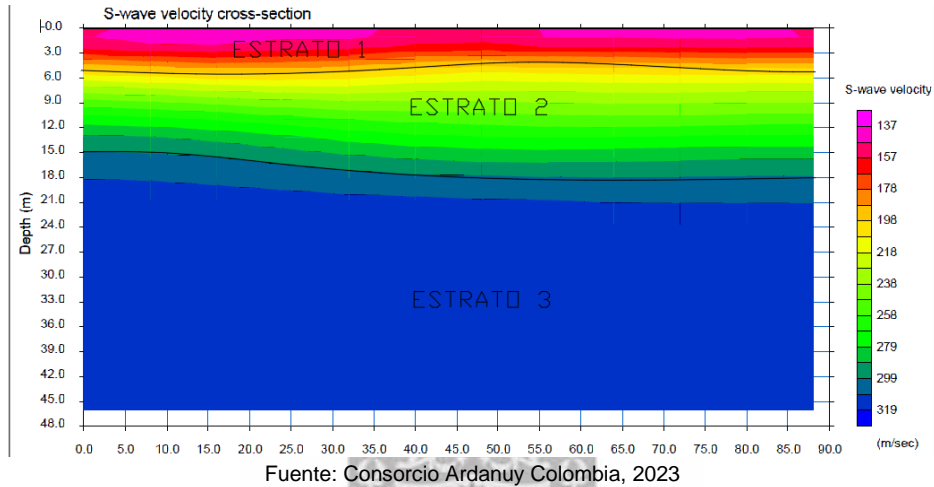


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

LRS03

En la línea número 3 se ve de forma más clara la distribución de los tres materiales que se logran observar, donde el primero es un suelo blando tipo E en los primeros 5 m de profundidad con velocidades de onda de 178 m/s. un segundo material que posee velocidades entre 198 m/s y 279 m/s ubicado entre 5 m y 15 m aproximadamente y un último con velocidades máximas de 319 m/s localizado después de los 15 m de profundidad, estos dos últimos pertenecen a un suelo rígido tipo D.

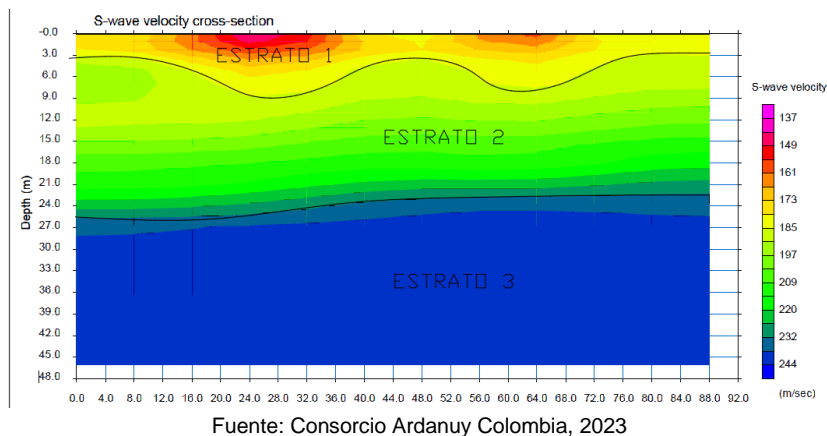
Figura 35. Perfil Vp – 2D LRS 3



LRS04

En la presente tomografía se pueden apreciar tres materiales de los cuales el primero se encuentra en los 3 m de profundidad aproximadamente con velocidades de 185 m/s, el cual tiene las características de un suelo blando tipo E, continuo a este hay un material con velocidades desde 185 m/s hasta 240 m/s con una profundidad desde 3 m hasta 25 m y, por último, un material a profundidades superiores a 25 m con velocidades máximas de 244 m/s caracterizándose por ser un suelo rígido tipo D ya que estas velocidades no exceden los 360 m/s.

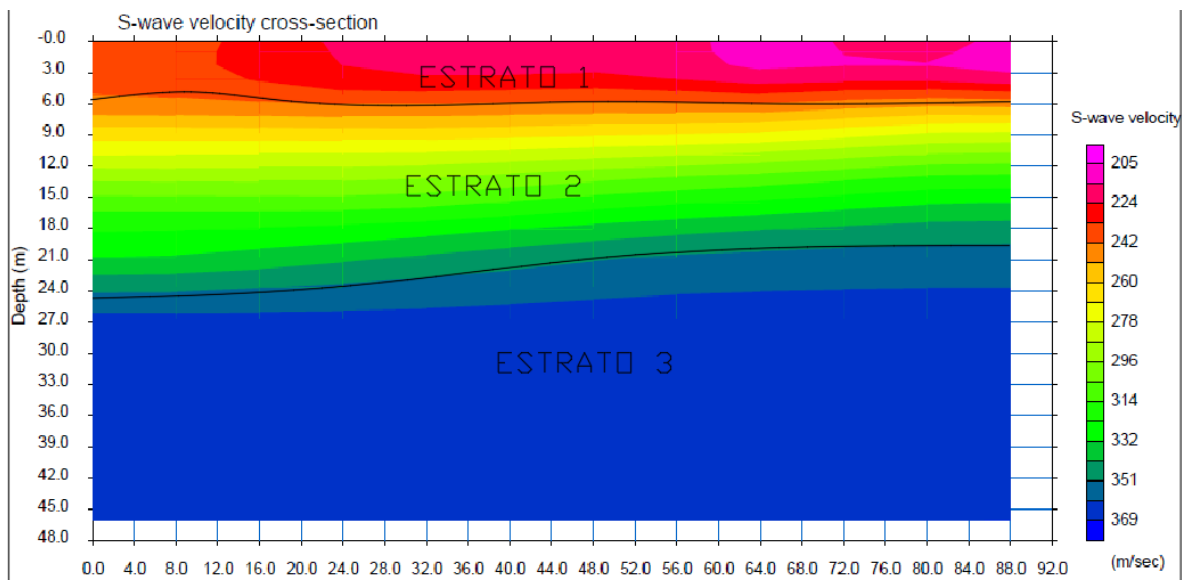
Figura 36. Perfil Vp – 2D LRS 4



LRS05

En la tomografía de la línea 5 se evidencia cómo los estratos se depositan de manera uniforme. El primero pertenece a un suelo rígido tipo D ya que tiene velocidades de onda entre 205 m/s y 278 m/s con un espesor de 6 m, el segundo está presente desde 6 m hasta 24 m con velocidades máximas de 360 m/s y, por último, se presenta un suelo denso tipo C desde los 27 m de profundidad con velocidades superiores a los 360 m/s.

Figura 37. Perfil Vp – 2D LRS 5

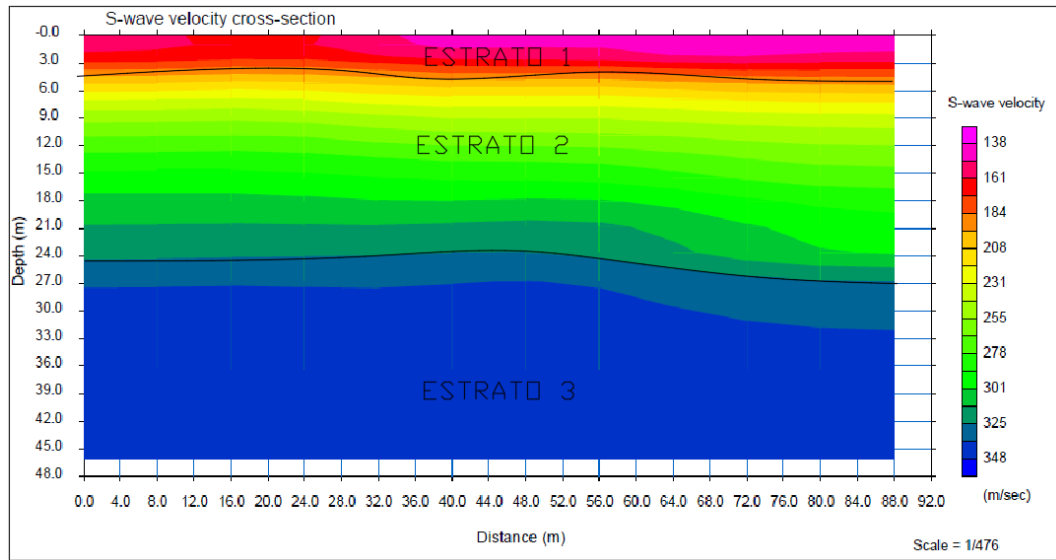


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

LRS06

Respecto a la línea sísmica 6 en la tomografía se observan de igual manera tres tipos de material donde se clasifican dependiendo de la velocidad de onda S registrada. En este caso el primer material con velocidades máximas de 184 m/s se clasifica como un suelo blando tipo E con un espesor de aproximadamente 5 m, el segundo material posee una velocidad desde 208 m/s hasta 320 m/s y se encuentra a profundidades entre los 6 m y los 24 m, y el último tiene velocidades máximas de 348 m/s a profundidades de 47 m, siendo estos dos últimos característicos de suelos rígidos tipo D.

Figura 38. Perfil Vp – 2D LRS 6

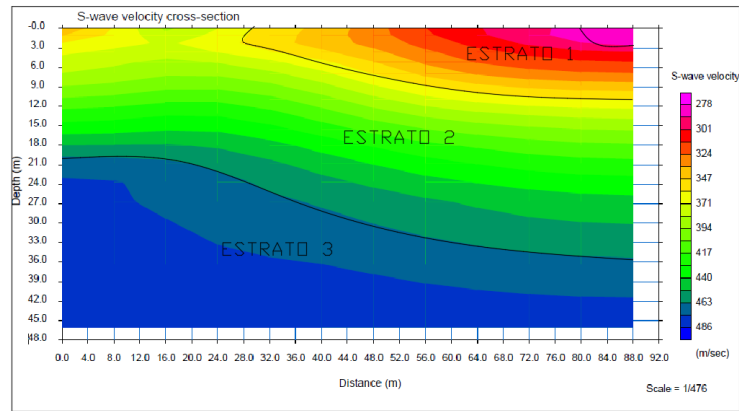


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

LRS07

En la línea 7 igualmente se identifica el cambio de los tipos de material presentes a lo largo de 88 m de longitud donde en los primeros 8 m se ve un cambio de suelo de tipo E y de tipo D, el cual se alarga hasta aproximadamente 30 m de profundidad con velocidades máximas de 371 m/s y, por último, la presencia de un material con velocidades máximas de 486 m/s referente a suelos densos tipo C.

Figura 39. Perfil Vp-2D LRS 7

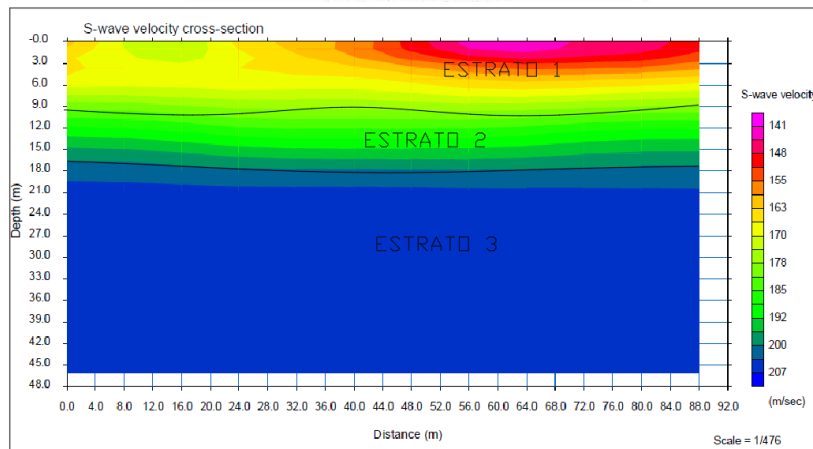


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

LRS08

Por último, en la línea número 8 se hallaron 3 tipos de material que fueron clasificados según su velocidad. En el caso del primer material es un suelo tipo E, es decir blando ya que tiene velocidades menores a 180 m/s, el siguiente estrato con velocidades máximas de 200 m/s y profundidades hasta los 18 m, y el ultimo con velocidades de onda máximas de 207 m/s; estos dos últimos se identifican como suelos tipo D es decir que suelos rígidos.

Figura 40. Perfil Vp – 2D LRS 6



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9. ZONIFICACION GEOTECNICA

9.1. CRITERIOS CONSIDERADOS

a). Criterios para zonificación

Los criterios considerados en la identificación de las distintas unidades geotécnicas tuvieron como base las especificaciones de la Asociación Internacional de Geología de Ingeniería y Ambiente (AIGE 1981), que considera los siguientes aspectos:

- Identificación del tipo litológico o unidad geológica.
- Descripción de las propiedades de las rocas y suelos (con base en su color, textura, dimensión de partículas, grado de alteración, compacidad o consistencia y resistencia). En el caso que nos compete el corredor se dispone sobre unidades de suelo, por lo tanto, se tiene en cuenta su descripción física y su consistencia/compacidad, humedad y materiales predominantes.

En términos litológicos y geológicos las formaciones que ocurren a lo largo del trazado corresponden en su totalidad a depósitos de suelos cuaternarios: depósitos aluviales, depósitos coluviales, depósitos de llanura, depósitos lagunares y depósitos antrópicos.

Con vistas a su calificación en términos de dimensión de partículas y consistencia, se han definido como criterio diferenciador del análisis dos características físicas para tener en cuenta:

- Contenido de finos superior a 50%. Este aspecto conduce a identificar suelos finos arcillosos o limosos con aquellos que son arenas arcillosas a limosas.
- Límite líquido superior a 50%. Define para materiales finos el comportamiento plástico entre arcillas de plasticidad alta a media y baja.

Para calificar la compacidad (en caso de suelos granulares) o la consistencia (en caso de suelos cohesivos) se puede efectuar mediante la siguiente clasificación basada en el ensayo SPT y a partir de estos se puede estimar los parámetros de resistencia del suelo.



 Ardanuy CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA	ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.	 ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO
---	---	---

Tabla 13 Clasificación de suelos Granulares (ASTHO, 1988)

Descripción de la densidad	Muy sueltos	Sueltos	Densidad compacta	Denso	Muy denso
N (SPT)	0-4	5-10	11-24	25-50	>50

Tabla 14 Clasificación de suelos Cohesivos (ASTHO, 1988)

Descripción de la consistencia	Muy blando	Blando	Rigidez media	Rígido	Muy rígido	Dura	Muy dura
N (SPT)	0-1	2-4	5-8	9-15	16-30	31-60	>60

b) Criterios de parametrización

Para el análisis de parámetros geotécnicos usando el valor de N o SPT se aplica la Metodología de A. González (1999).

En el caso de Bogotá y Soacha se considera más apropiado trabajar con el rango de 24 golpes/pie como condiciones de densidad compacta siendo este rango el comportamiento típico de estos niveles de arenas arcillosas presentes en la zona.

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10 presenta los siguientes criterios para la selección de comportamiento granular y cohesivo:

H.2.5 SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES Y SUELOS COHESIVOS

Para efectos de la clasificación de suelos del Artículo A.2.4.3 y de este Título H:

H.2.5.1 — SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES — Se consideran como suelos no cohesivos o granulares los que cumplen las siguientes condiciones, de acuerdo con el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SCUS), con algunas modificaciones:

- (a) Todos los materiales clasificados como GW, GP, GW-GM, GP-GM, GW-GC, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SP-SM, SW-SC, SP-SC.
- (b) Todos los materiales clasificados como GM, GC, GM-GC, SM, SC, SM-SC, en los cuales 30% o menos del peso pase por tamiz No 200 y que tengan límite líquido $w_L \leq 30\%$ e índice plástico $IP \leq 10\%$.

H.2.5.2 — SUELOS COHESIVOS — Se consideran como suelos cohesivos todos aquellos que no cumplan con las condiciones de suelos no cohesivos o granulares.

Estas condiciones son chequeadas e indicadas en los siguientes numerales.

Para el análisis de propiedades geomecánicas se utilizaron los siguientes criterios, ecuaciones o conceptos.

b.1) Parámetros para suelos granulares

b.1.1) Parámetros de resistencia para suelos granulares

Para estimar los parámetros de resistencia se puede relacionar los valores de N con las condiciones de ángulo de fricción drenado (ϕ') de suelos granulares y/o con la cohesión

Tabla 15 Relación entre valores de N_{SPT} , densidad relativa y ángulo de fricción drenado de suelos granulares (Meyerhof, 1956)

Compactación	Densidad relativa (%)	Resistencia a la penetración estándar, N (golpes/300mm)	Angulo de fricción, ϕ' (°)
Muy suelto	<20	<4	<30
Suelto	20-40	4-10	30-35
Compacto	40-60	10-30	35-40
Denso	60-80	30-50	40-45
Muy denso	>80	>50	>45

Nota: $N = 15 + (N' - 15) / 2$ para $N' > 15$ en arena saturada muy fina o limosa, donde N' = conteo de golpes medido y N = conteo de golpes corregido por los efectos dinámicos de la presión de poros durante el SPT.

b.1.2) Parámetros de deformabilidad en suelos granulares

Dado que en suelos granulares no se presentan asentamientos por consolidación, la deformabilidad del suelo se caracteriza a través del módulo de elasticidad, el cual se puede determinar a partir del N corregido en el ensayo SPT como muestra en Bowles (1997):

$$E_s = 320 (N+15) \text{ [kPa]}$$

b.2) Parámetros para arcillas

b.2.1) Parámetros de resistencia para arcillas

Para el cálculo del ángulo de fricción drenado (ϕ') de las arcillas se utiliza, Terzaghi, Peck, and Mesri, 1996 relacionando el N obtenido en el SPT y ángulo de fricción drenado.

$$\phi' = 28,5 + 0,25N_{SPT}$$

Se usaron correlaciones del ensayo de penetración estándar utilizando las siguientes expresiones como la dada por Bowles (1997) para estimar la resistencia a la compresión inconfiada, qu:

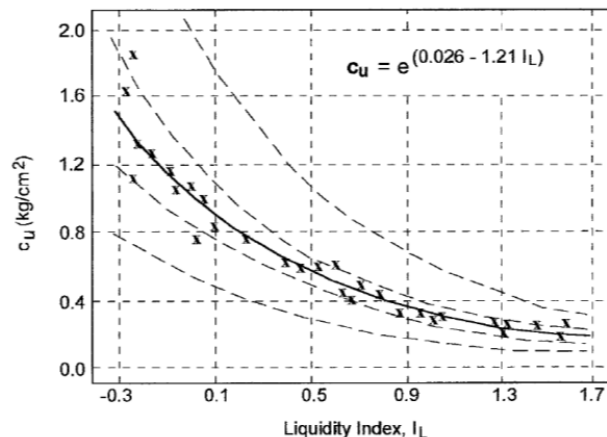
$$q_u = \frac{12 * N}{100}$$

Donde:

N: es el N SPT de campo.

Para definir la resistencia al corte no drenada para materiales cohesivos es interesante considerar la correlación propuesta por Yilmaz (2000) con el índice de liquidez.

Figura 41. Relación entre la resistencia al corte no drenado (Su) y el índice de liquidez



Fuente: (Yilmaz 2000)

Y la propuesta por Stroud, 1949 para estimar la resistencia no drenada del suelo, Cu.

$$C_u = \frac{4.4(N_{60})}{100}$$

Donde:

N60: normalización del valor de N a una energía de 60%.

O aun la expresión propuesta por Hara et al. (1974) para suelos de grano fino:

$$C_u = \frac{29(N_{60})^{0.72}}{100}$$

Como se verá en los capítulos posteriores, se determinaron las resistencias al corte no drenado por estas tres metodologías, en conjunto con los resultados de laboratorio disponibles en donde se contará con esta información, para determinar, como se ve en el numeral 9.3.5, el valor mínimo, valor máximo y valor promedio.

b.2.2) Parámetros de deformabilidad y compresibilidad en arcillas

Para el valor de módulo elástico en arcillas se puede aplicar la siguiente expresión dada en Bowles:

$$E_s = 500S_u \text{ para } I_p < 30\%$$

$$E_s = K S_u$$

$$K = 4200 - 142.54I_p + 1.73I_p^2 - 0.0071I_p^3 \text{ para } I_p > 30\%$$

Se destaca la tabla dada por Bowles donde se evalúa las condiciones de esfuerzos sea normalmente consolidado NC o sobreconsolidado OCR:

Tabla 16 Valores de N y condiciones de esfuerzos NC - SC

Consistencia		N ₇₀	q _u , kPa	Observaciones
Muy suave	NC	0-2	<25	Se aplasta entre los dedos al apretarlo
Suave		3-6	25-50	Se deforma muy fácilmente al apretar
Media		6-9	50-100	??
Rígida	OCR	10-16	100-200	Difícil de deformar al apretar con la mano
Muy rígida		17-30	200-400	Muy difícil de deformar apretando con la mano
Dura		>30	>400	Casi imposible de deformar a mano

*Los recuentos de golpes y la división OCR son orientativos: en la arcilla son muy frecuentes las "excepciones a la regla".

Esfuerzo de preconsolidación (Stas y Kulhawy – 1984):

$$\frac{P_c}{\sigma_a} = 10^{(1.11-1.62IL)}$$

Donde

P_c. Esfuerzo de preconsolidación.

σ_a: esfuerzo atmosférico en unidad de formula.

IL. Índice de liquidez.

C_c=0.0089(LL-14). Dado por Microzonificación Sísmica de Bogotá. 1997.

C_r=C_c/8. Microzonificación Sísmica de Bogotá. 1997.

Relación de sobreconsolidación

La correlación para calcular la Relación de Sobre Consolidación, RSC, fue propuesta por Robertson & Campanella (1983), donde se calcula la RSC a partir del N corregido y el esfuerzo vertical efectivo en el punto de interés:

$$RSC = 0.193 * \left(\frac{N_{Corr}}{10 * \sigma_v} \right)^{0.689}$$

La correlación para calcular el esfuerzo de preconsolidación fue propuesta por Robertson y Campanella en 1983. Esta correlación se basa en el índice de liquidez y proporciona una estimación del esfuerzo de preconsolidación para arcillas de baja a alta plasticidad.

$$\sigma_p = 10^{(1.11-1.62*IL)} * 10$$

Coefficientes de compresibilidad y expansión

Los coeficientes de compresibilidad y expansión se evaluaron mediante las siguientes expresiones, a partir de las cuales se obtuvieron los valores mínimos, promedio y máximos.

Ecuación

Autor

Índice de compresión C_c

- (1) $C_c=0.0180(w_n-16)$ Moya 1 (2008)
- (2) $C_c=0.0136(w_n-19)$ Moya 2 (2008)
- (3) $C_c=0.009(w_L-10) (\pm 30\% \text{ error})$ Terzaghi and Peck (1967)
- (4) $C_c=0.0093w_n$ Koppula (1) (1981)
- (5) $C_c=0.046+0.0104I_p$ Nakase et al (1988)
- (6) $C_c=0.009w_n+0.005w_L$ Koppula (1986)
- (7) $C_c=0.01 (w_L-0.58)$ Caicedo et al (2017)

Índice de compresión C_r

$C_r=0.1 C_c$ Bowles (1997)

$C_r=C_c/7.6$ Caicedo et al (2017)

w_n, humedad natural, w_L límite líquido, I_p índice de plasticidad respectivamente en porcentaje

9.2. UNIDADES GEOTÉCNICAS CONSIDERADAS

De acuerdo con el corredor y las unidades geotécnicas identificadas en el estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá de 2010 se presenta las siguientes:

Tabla 17. Unidades geotécnicas - Microzonificación Sísmica de Bogotá 2010

Unidad geotécnica MZSB, 2010	Geotecnia	Geología	Geomorfología	Composición Principal	Comportamiento geotécnico general
Piedemonte B	Suelo coluvial y aluvial centro	Coluviones y complejo de conos aluviales	Piedemonte	Gravas areno arcillosas compactas	Suelos de alta capacidad portante, pero pueden presentar problemas de inestabilidad en excavaciones abiertas
Aluvial	Suelo aluvial grueso a medio	Terraza baja – aluvial y complejo de conos	Planicie	Arenas arcillosas sueltas a compactas	Suelos de mediana a alta capacidad portante poco compresibles, susceptibles a licuación e inestables en excavaciones a cielo abierto
Lacustre C	Suelo lacustre – aluvial	Terraza alta – lacustre	Planicie	Arcillas arenosas firmes	Suelos de muy baja a media capacidad portante y muy compresibles

Unidad geotécnica MZSB, 2010	Geotecnia	Geología	Geomorfología	Composición Principal	Comportamiento geotécnico general
Cauce	Cauce activo o antiguo	Cauces activos	Piedemonte y planicie	Gravas arenosas sueltas a compactas	Suelos de baja a mediana capacidad portante, susceptibles a licuación y problemas de estabilidad de taludes.
Relleno	Relleno de excavación	Rellenos de excavación	Piedemonte y planicie	Rellenos heterogéneos	Materiales heterogéneos que de acuerdo con su disposición pueden ser compresibles y susceptibles a problemas de estabilidad de taludes
Llanura B	Suelo de llanura aluvial	Llanura de inundación	Llanura	Arenas sueltas y arcillas arenosas duras	Suelos de moderada capacidad portante y compresibles susceptibles a licuación

Teniendo en cuenta la génesis y composición principal de estos materiales, se agrupó en la misma clase las dos formaciones de suelos aluviales: Aluvial y Cauce (AL). La distribución de estas formaciones junto con las de los demás orígenes a lo largo del corredor, se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 18 Zonas geotécnicas – Microzonificación Sísmica de Bogotá 2010

Formaciones MZSB, 2010	De	a
Piedemonte B	PB	0+400
Aluvial	AL	0+400
Lacustre C	LACC	01+904
Aluvial	AL	03+260
Cauce	AL	09+800
Aluvial	AL	10+260
Cauce	AL	11+999
Aluvial	AL	12+674
Aluvial	AL	12+716
Cauce	AL	12+716
Relleno	RELL/AL	13+400
Cauce	AL	14+024
Aluvial	AL	14+186
Aluvial	AL	14+186
Aluvial	AL	14+500

Formaciones MZSB, 2010		De	a
Llanura B	LLAB	14+500	15+894
Aluvial	LLAB	15+894	16+140
Llanura B	LLAB	16+140	19+500
Llanura B (Soacha)	LLAB	19+500	23+141

Con el análisis de la información de los sondeos y de los ensayos de laboratorio mencionados en el Capítulo 6.7 se efectuó la evaluación del perfil geotécnico longitudinal a lo largo del trazado con clasificación de suelos USCS para cada una de estas unidades de la MZSB, 2010 obteniéndose 12 Zonas Geotécnicas a lo largo del trazado y 10 Unidades Geotécnicas, a las cuales se les asignó una nomenclatura en donde la primera parte indica la zona geotécnica a la que pertenece según la MCZB 2010, y el número indica si la unidad es predominantemente granular (1), fina de baja plasticidad (2) o fina de alta plasticidad (3); dichas zonas distribuidas de la siguiente forma.

Tabla 19 Zonificación geotécnica de Corredor Férreo del sur

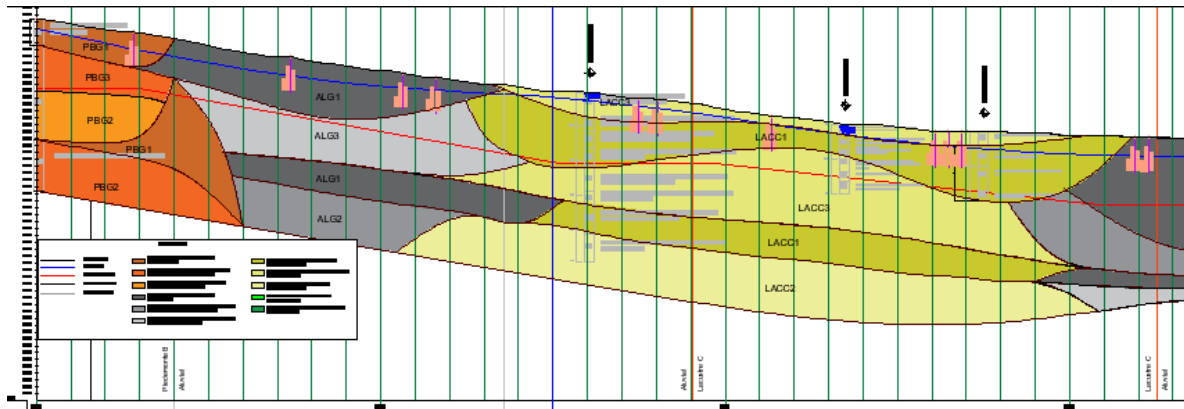
Zona	Abscisas		UNIDAD GEOTECNICA – MZSB 2010	Estrato Clasificación SUCS	Profundidad		Espesor (m)	Descripción	UNIDAD GEOTECNICA
	De (m)	a (m)			De (m)	a (m)			
Z-1	0+000	0+400	PB	SC	-	20.00	9.22	Arena arcillosa gris a negra con presencia de algunas raíces	PBG1
			PB	CH	20.00	29.00	23.90	Arcilla de alta plasticidad color café	PBG3
			PB	SM	29.00	38.60	1.80	Arena con presencia de limos	PBG1
			PB	CL	38.60	52.80	14.80	arcilla amarilla de baja plasticidad	PBG2
Z-2	0+400	1+904	AL	SC	-	20.00	20.00	Arena arcillosa gris a negra con presencia de algunas raíces	ALG1
			AL	CH	20.00	29.00	9.00	Arcilla de alta plasticidad color café	ALG3
			AL	SM	29.00	38.60	9.60	Arena con presencia de limos	ALG1
			AL	CL	38.60	52.80	14.20	arcilla amarilla de baja plasticidad	ALG2
Z-3	1+904	03+002	LACC	CH	-	7.35	7.35	Arcilla oscura de alta plasticidad	LACC3
			LACC	SC	7.35	21.35	14.00	Arena arcillosa gris a negra con presencia de algunas raíces	LACC1
			LACC	CH	21.35	33.05	11.70	Arcilla de alta plasticidad color café	LACC3
			LACC	SM	33.05	41.30	8.25	Arena con presencia de limos	LACC1
			LACC	CL	41.30	56.30	15.00	arcilla amarilla de baja plasticidad	LACC2
Z-4	03+002	04+050	AL	CH	-	4.50	4.50	Arcilla oscura de alta plasticidad	ALG3

Zona	Abscisas		UNIDAD GEOTECNICA – MZSB 2010	Estrato Clasificación SUCS	Profundidad		Espesor (m)	Descripción	UNIDAD GEOTECNICA
	De (m)	a (m)			De (m)	a (m)			
			AL	SC	4.50	12.70	8.20	Arena arcillosa gris a negra con presencia de algunas raíces	ALG1
			AL	SP	12.70	32.00	19.30	Arena con presencia de limos de color café a negro, hacia la abscisa 03+400 se presenta un lente de turba de aproximadamente 2 m de espesor	ALG1
			AL	CH	32.00	39.40	7.40	Arcilla de alta plasticidad color café	ALG3
			AL	SM	39.40	43.18	3.78	Arena con presencia de limos	ALG1
			AL	CL	43.18	46.44	3.26	arcilla amarilla de baja plasticidad	ALG2
Z-5	04+050	04+320	AL	SC	-	19.70	19.70	Arena arcilolimoso, predominantemente la fracción fina presenta baja plasticidad	ALG1
			AL	CH	19.70	28.83	9.13	Arcilla de alta plasticidad color café	ALG3
			AL	SM	28.83	43.53	14.70	Arena con presencia de limos	ALG1
			AL	CL	43.53	46.11	2.58	arcilla amarilla de baja plasticidad	ALG2
Z-6	04+320	04+721	AL	SC	-	19.87	19.87	Arena arcilolimoso, predominantemente la fracción fina presenta baja plasticidad	ALG1
			AL	SM	19.87	42.87	23.00	Arena con presencia de limos	ALG1
			AL	CL	42.87	50.09	7.22	arcilla amarilla de baja plasticidad	ALG2
Z-7	04+721	05+964	AL	SC	-	6.68	6.68	Arena arcilolimoso, predominantemente la fracción fina presenta baja plasticidad	ALG1
			AL	CL-SM	6.68	23.18	16.50	Arcilla de baja plasticidad con intercalaciones de arena limosa	ALG2
			AL	SM	23.18	40.61	17.43	Arena con presencia de limos	ALG1
			AL	CL	40.61	48.11	7.50	arcilla amarilla de baja plasticidad	ALG2
Z-8	05+964	06+055	AL	CL - SM	-	30.00	30.00	Arcilla de baja plasticidad con intercalaciones de arena limosa	ALG2
			AL	SM	30.00	41.00	11.00	Arena con presencia de limos	ALG1
			AL	CL	41.00	47.20	6.20	arcilla amarilla de baja plasticidad	ALG2
			AL	SM	47.20	75.40	28.20	arena de grano fino a arcilla arenosa gris oliva	ALG1
Z-9	06+055	06+594	AL	CL - SM	-	18.20	18.20	Arcilla de baja plasticidad con intercalaciones de arena limosa	ALG2
			AL	CL - ML	18	36	18	Arcilla limosa	ALG2
			AL	SM	36.40	42.40	6.00	Arena con presencia de limos	ALG1
			AL	CL	42.40	53.73	11.33	arcilla amarilla de baja plasticidad	ALG2
Z-10	06+594	13+441	AL	CH	-	9.20	9.20	Arcilla arenosa y limosa de alta plasticidad	ALG3
			AL	CL - ML	9.20	53.50	44.30	Arcilla limosa	ALG2
Z-11	13+441	19+500	LLAB	MH	-	7.03	7.03	Limo de alta plasticidad	LLAB3

Zona	Abscisas		UNIDAD GEOTECNICA – MZSB 2010	Estrato	Profundidad		Espesor (m)	Descripción	UNIDAD GEOTECNICA
	De (m)	a (m)		Clasificación SUCS	De (m)	a (m)			
			LLAB	CH	7.03	24.33	17.30	Arcilla arenosa y limosa de alta plasticidad	LLAB3
			LLAB	CL - ML	24.33	45.03	20.70	Arcilla limosa	LLAB2
			LLAB	CL	45.03	50.41	5.38	arcilla amarilla de baja plasticidad	LLAB2
Z-12	19+500	23+141	LLAB	MH	-	7.03	7.03	Limo de alta plasticidad	LLAB3
			LLAB	CH	7.03	24.33	17.30	Arcilla arenosa y limosa de alta plasticidad	LLAB3
			LLAB	CL - ML	24.33	45.03	20.70	Arcilla limosa	LLAB2
			LLAB	CL	45.03	50.41	5.38	arcilla amarilla de baja plasticidad	LLAB2

Los espesores asignados corresponden a un valor medio en cada una de las zonas identificadas de acuerdo con los resultados obtenidos en los sondeos de análisis mostrados en el numeral 6.7.2. Para el espesor de las Unidades Geotécnicas y la interpolación el lector puede referirse al perfil geotécnico a lo largo del corredor que se muestra en el Anexo 7 (plano M2-ES-LE-GEN-NG-00) y cuya parte inicial se presenta en la siguiente figura.

Figura 42. Primeros kilómetros del perfil geotécnico trazado de acuerdo con la zonificación geotécnica propuesta



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

De la tabla anterior se puede verificar que los varios tipos de depósitos existentes a lo largo del trazado son, en términos de comportamiento geotécnico, constituidos por tres grandes grupos de materiales: suelos granulares, suelos cohesivos de baja plasticidad y suelos cohesivos de alta plasticidad, a los cuales están asociados distintas características comportamentales. Para facilitar la interpretación del perfil geotécnico y la ante visión del comportamiento de las formaciones a travesar con las obras del Corredor Ferreo del Sur, se agrupan en la tabla siguiente las Unidades Geotécnicas de acuerdo con esas tres grandes clases grupos de suelos.

Tabla 20. Unidades geotécnicas por tipos de suelo.

Unidades Geotécnicas	Tipos Principales de Suelos	USCS
PGB1, ALG1, LACC1	Suelos granulares	SC, SM, SP
PGB2, ALG2, LACC2, LLAB2	Suelos cohesivos de baja plasticidad	CL, CL-ML, CL-SM
PGB3, ALG3, LACC3, LLAB3	Suelos cohesivos de alta plasticidad	CH, MH

En los capítulos siguientes se hace la descripción y presentación detallada de las características de cada Unidad Geotécnica, bien como la estimación de los correspondientes parámetros geomecánicos, obtenidos directamente través de los ensayos obtenidos y mencionados en el Capítulo 6.7 o, en su mayoría, través de los criterios y correlaciones presentadas en el capítulo 9.1 y para las cuales se tuvo en cuenta la posición del nivel freático detectado en los sondeos (Capítulo 9.2).

9.3. CARACTERIZACION DE LAS UNIDADES GEOTECNICAS

9.3.1. Unidades geotécnicas Piedemonte B - PBG1, PBG2 y PBG3

9.3.1.1. Consideraciones generales

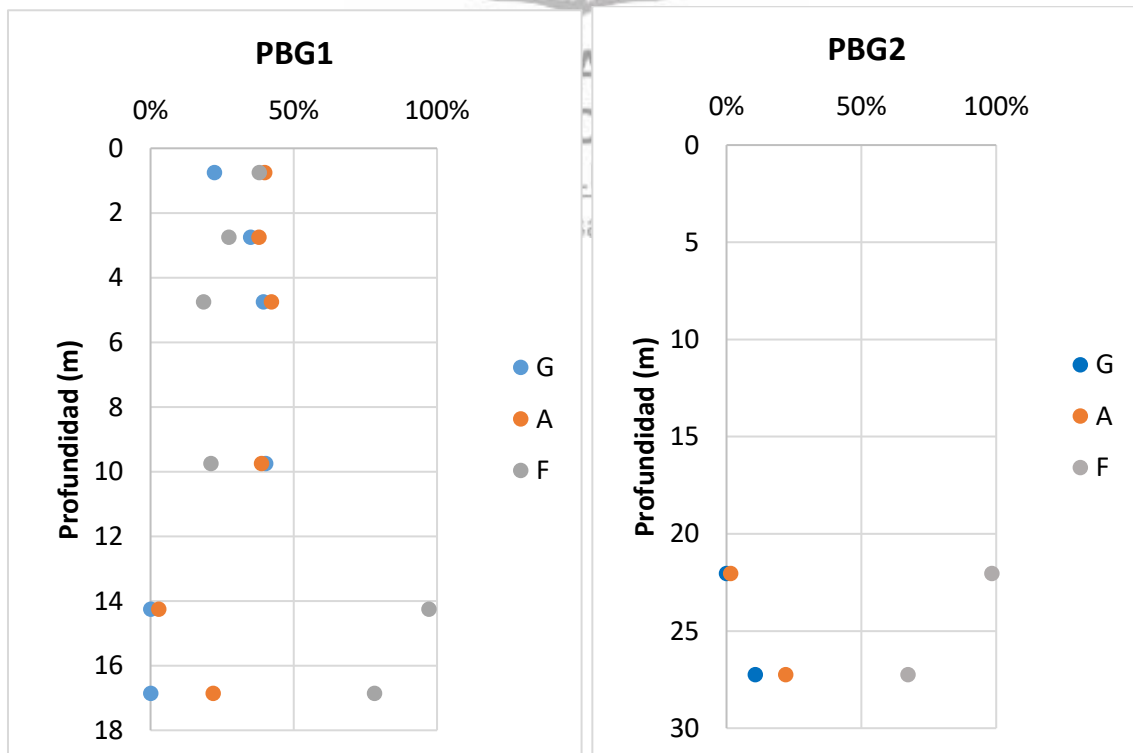
Estas zonas se encuentran en los primeros 400 m del trazado, en los cuales los materiales son de Piedemonte.

Se identificaron en esta formación de Piedemonte tres Unidades Geotécnicas: PBG1 que corresponde a Arena arcillosa o con algo de arcilla, PBG2 que corresponde a Arcilla o limo de plasticidad media a baja con algo a trazas de arena y PBG3 que corresponde a Arcilla o limo de alta plasticidad con algo a trazas de arena.

9.3.1.2. Contenido de material grava, arena y finos

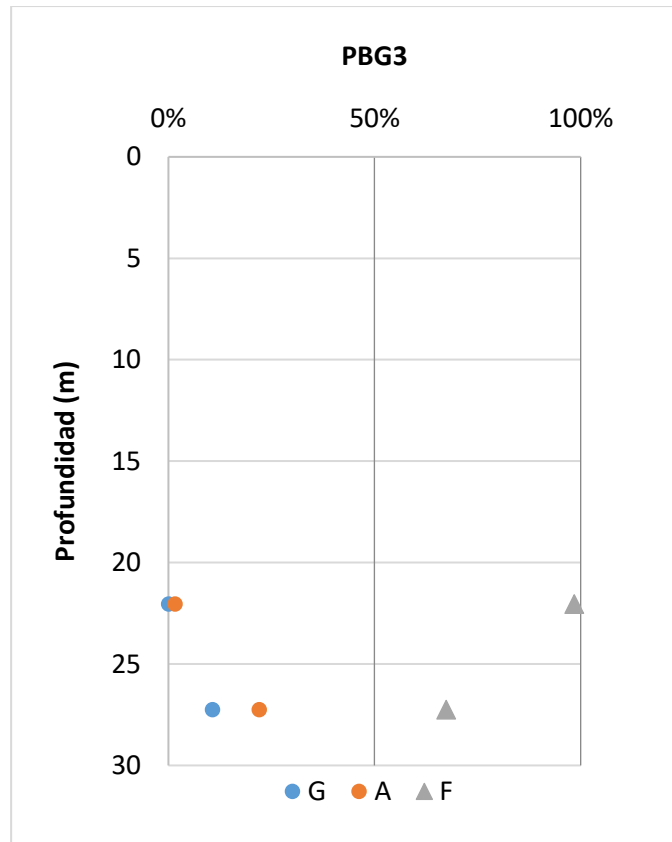
Se efectuó el análisis de contenido de material para los tres materiales determinados en este caso pertenecen a Piedemonte B que son PBG1 siendo un suelo granular y PBG2 un suelo cohesivo de baja plasticidad y finalmente PBG3, suelo cohesivo de media a alta plasticidad, los resultados son presentados a continuación:

Figura 43 Contenido de material grava, arena y finos PBG1 y PBG2



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 44. Contenido de material grava, arena y finos PBG3

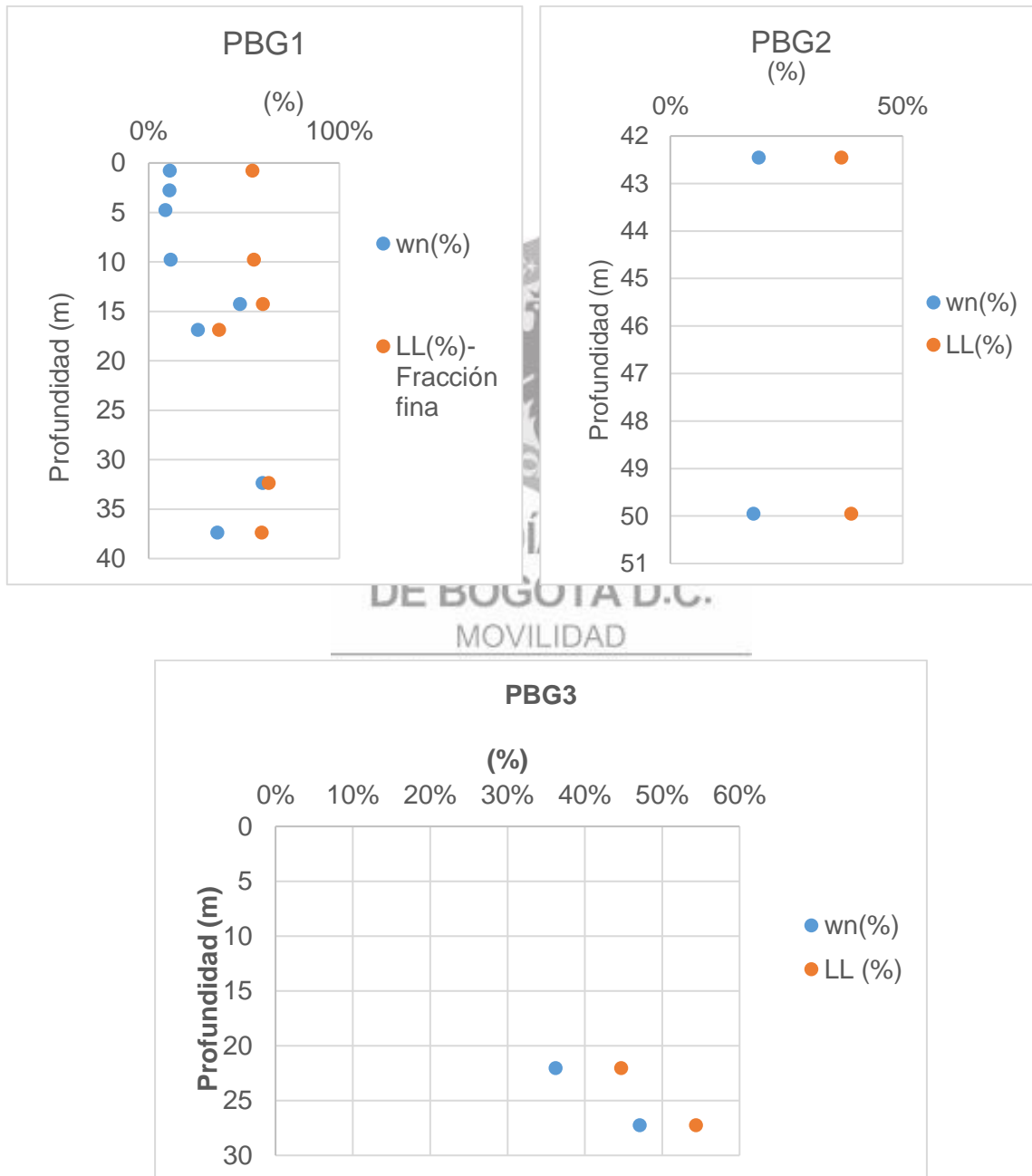


Instituto de Desarrollo Urbano
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.1.3. Plasticidad y humedad natural

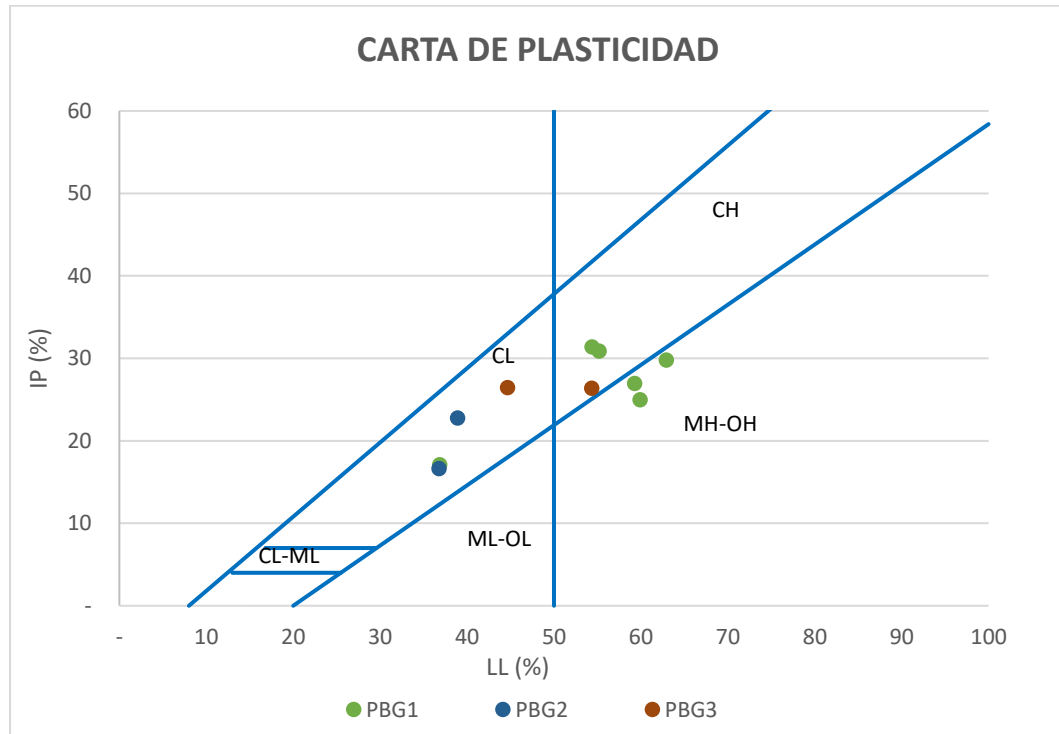
Los porcentajes de límite de plasticidad y de humedad natural analizados son los siguientes.

Figura 45. Plasticidad Material PBG1 (Fracción fina), PBG2 y PBG3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 46. Carta de plasticidad PBG1 (fracción fina), PBG2 y PBG3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.1.4. Contenido de materia orgánica

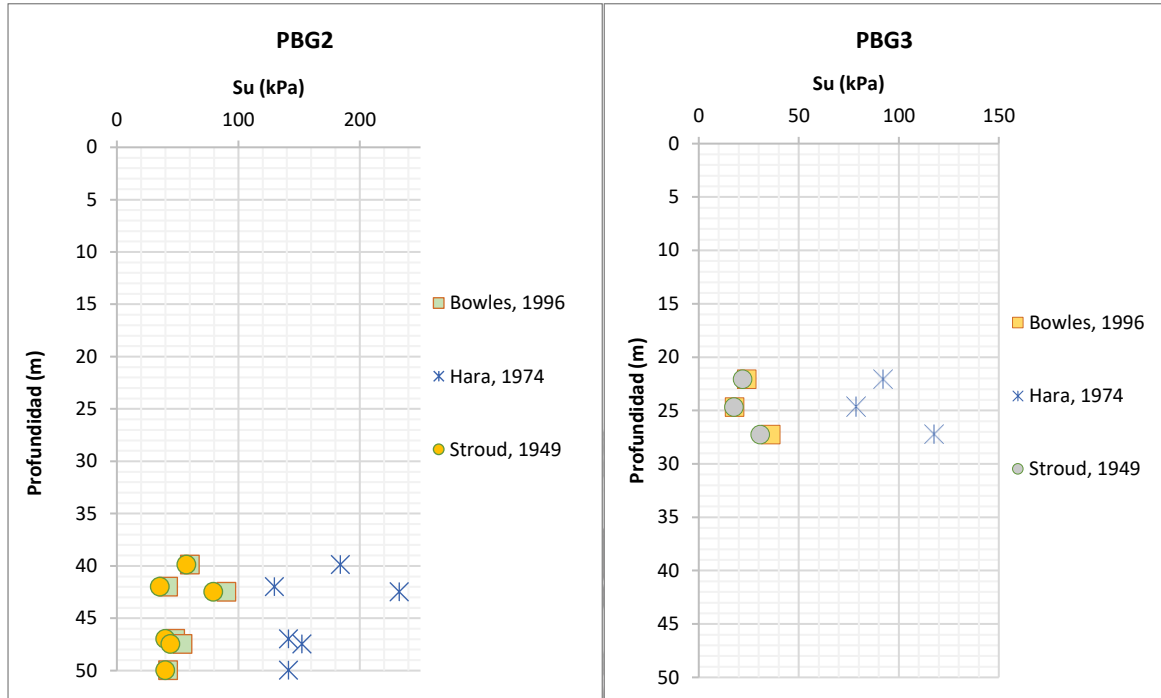
No se cuenta con datos para esta unidad; se debe plantear una exploración geotécnica en etapas futuras que permita establecer estas propiedades.

9.3.1.5. Resistencia del suelo

a) Resistencia no Drenada

Se presentan los resultados de resistencia al corte no drenada en los materiales PBG2 y PBG3, que son predominantemente finos, calculadas a partir de los registros de SPT como se muestra en el numeral 9.1.

Figura 47. Resistencia al corte no drenado S_u .

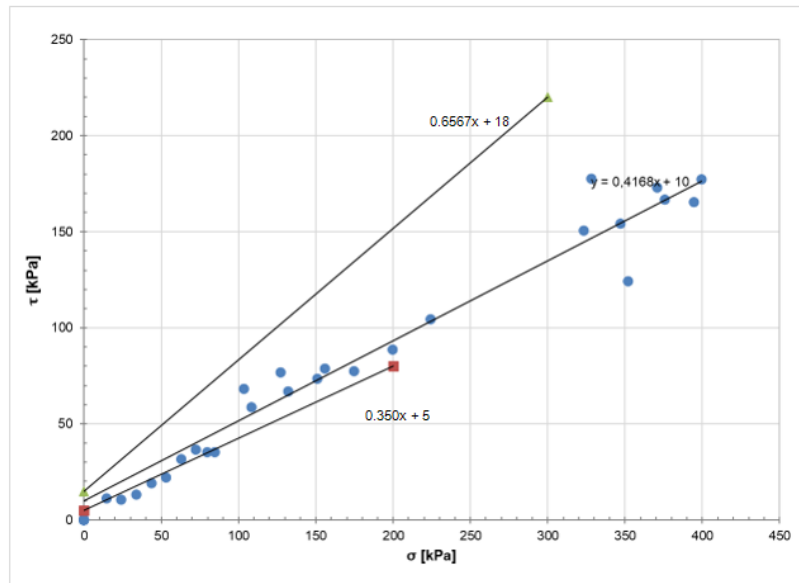


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

b) Resistencia Drenada

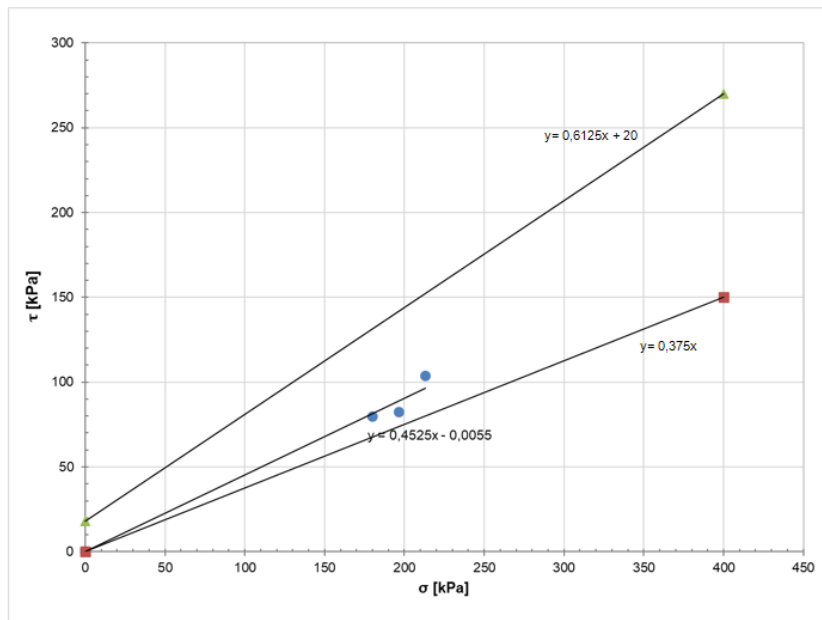
Se presentan

Figura 48. Envoltente de resistencia T-S PBG1



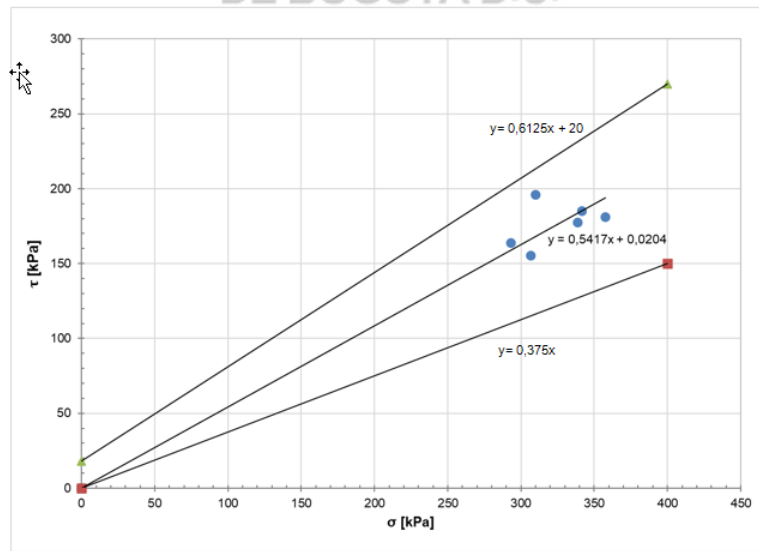
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 49. Envoltente de resistencia T-S PBG2



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 50 Envolvente de resistencia T-S PBG3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

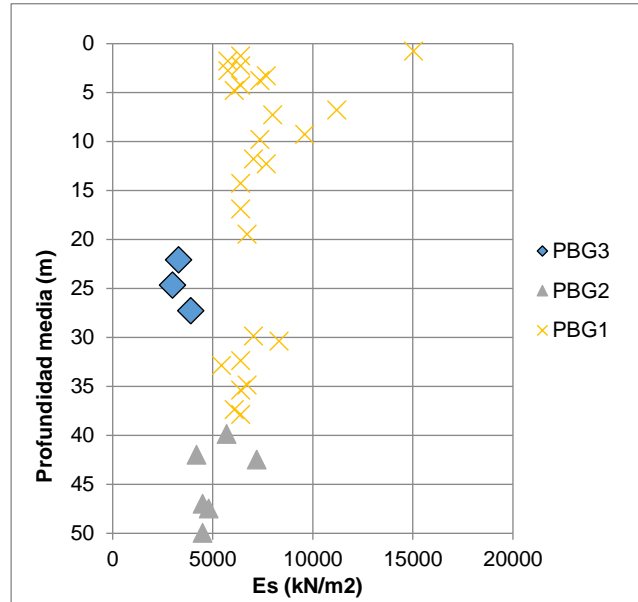
Tabla 21. Parámetros obtenidos drenados A. González (1999) PBG1, PBG2 y PBG3.

Unidad	Tendencia	C' [kPa]	φ' [°]
PBG1	Media	10,0	23
	Máximo	18	33
	Mínimo	5,00	19
PBG2	Tendencia	C' [kPa]	φ' [°]
	Media	0	24
	Máximo	20	31
	Mínimo	0	21
PBG3	Tendencia	C' [kPa]	φ' [°]
	Media	0	28
	Máximo	20	31
	Mínimo	0	21

9.3.1.6. Módulo elástico del suelo

Los resultados obtenidos del módulo de elasticidad son los siguientes y fueron determinados través de las correlaciones indicadas en el numeral 9.1

Figura 51. Módulo de elasticidad PBG1, PBG2 y PBG3

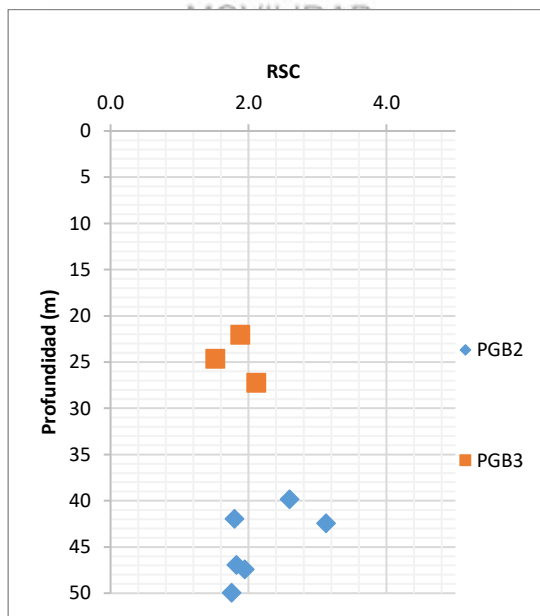


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.1.7. Compresibilidad del suelo

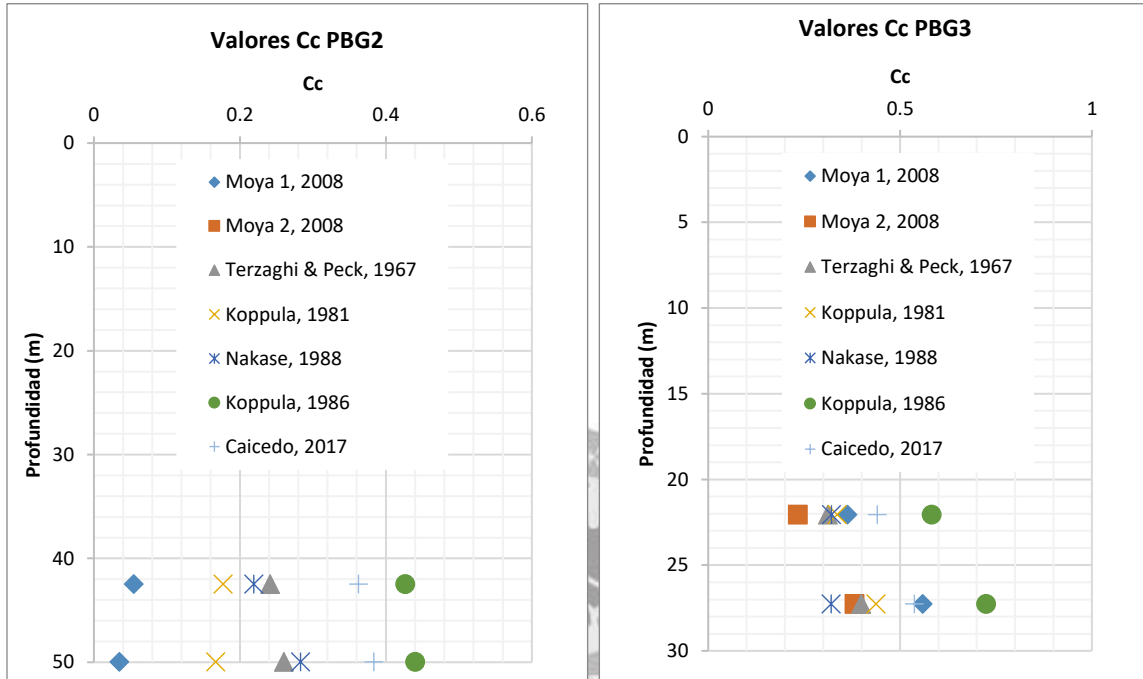
Se determinan las relaciones de sobreconsolidación (RSC) y los coeficientes de compresibilidad y recompresión para las zonas PBG2 y PBG3

Figura 52. Valores RSC para PGB2 Y PGB3



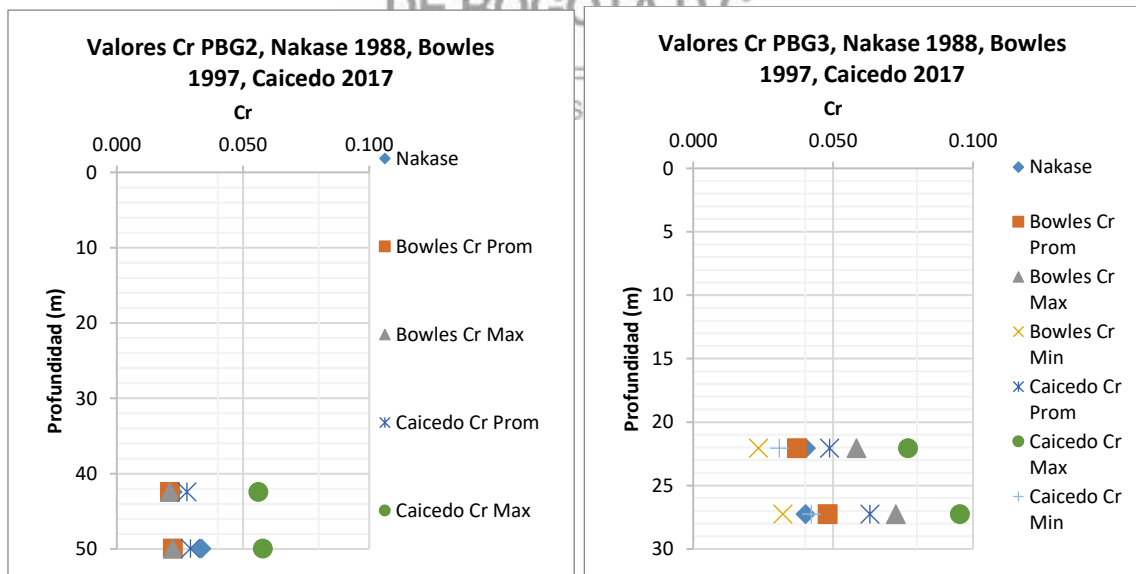
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 53. Valores Cc para PGB2 y PGB3.



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 54. Valores Cr para PGB2 y PGB3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Los coeficientes de recompresión C_r se calcularon usando las correlaciones mencionadas en el numeral 9.1, tomando los coeficientes C_c mínimos, máximos y promedio, obtenidos con las correlaciones de C_c usadas.

9.3.2. Unidades geotécnicas Lacustre Aluvial C - LACC1, LACC2 LACC3

9.3.2.1. Consideraciones generales

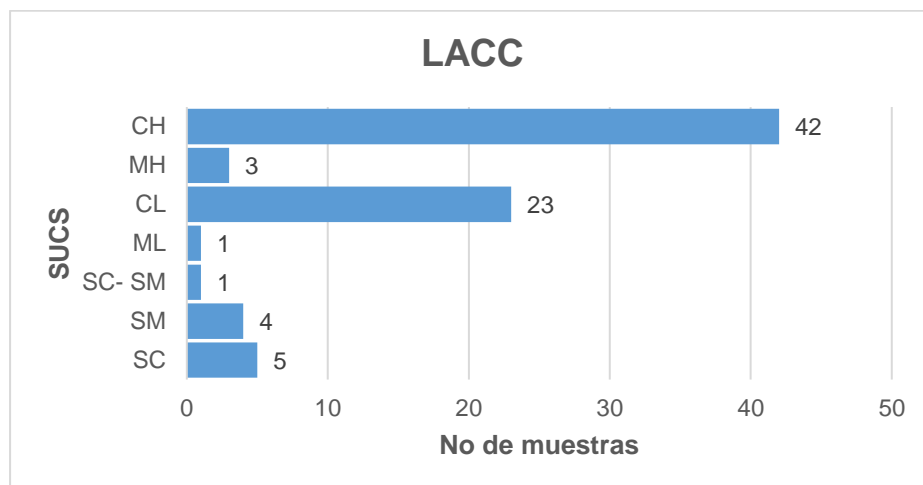
Estas unidades se presentan en la zona de contacto entre los depósitos aluviales y los suelos lacustres presentes hacia el Norte de la ciudad, los cuales se mezclan en la zona de la Calle 26, Avenida de las Américas con la Calle 19. Se efectúa el análisis a partir de información sobre información de Regiotram de Occidente hacia el costado de la Avenida de las Américas.

Se identificaron en esta formación Lacustre tres Unidades Geotécnicas: LACC1 que corresponde a Arena arcillosa o con algo de arcilla, LACC2 que corresponde a Arcilla o limo de plasticidad media a baja y LACC3 que corresponde a Arcilla o limo de alta plasticidad.

A continuación, se presentan los resultados de las muestras disponibles dentro de la zona de lacustre aluvial LACC, diferenciadas de acuerdo con su clasificación SUCS y el número de muestras pertenecientes a cada clasificación

Para las zonas LACC se asignaron 79 muestras, clasificadas como se muestra a continuación:

Figura 55. Distribución de muestras de acuerdo con SUCS para zonas LACC



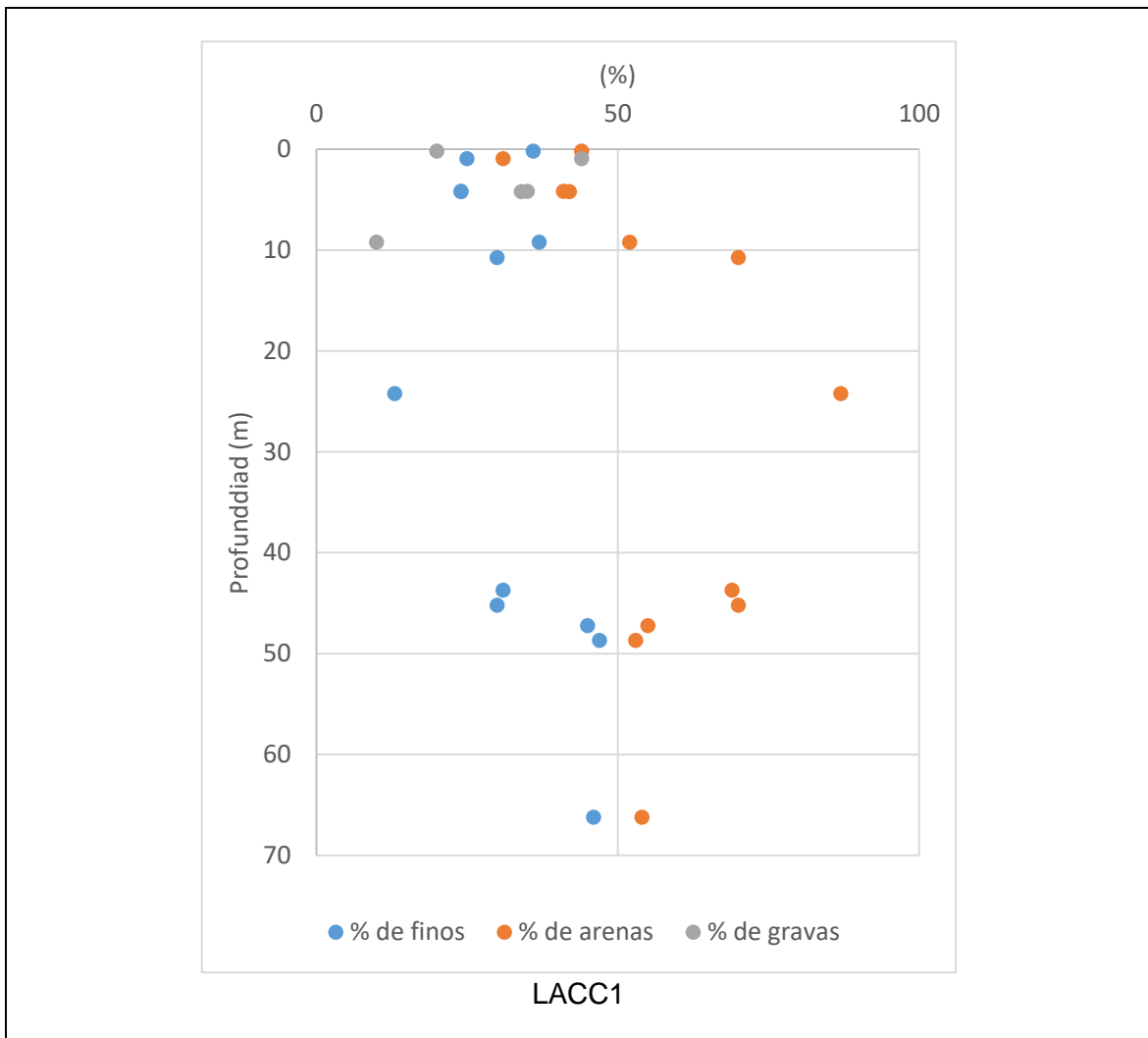
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

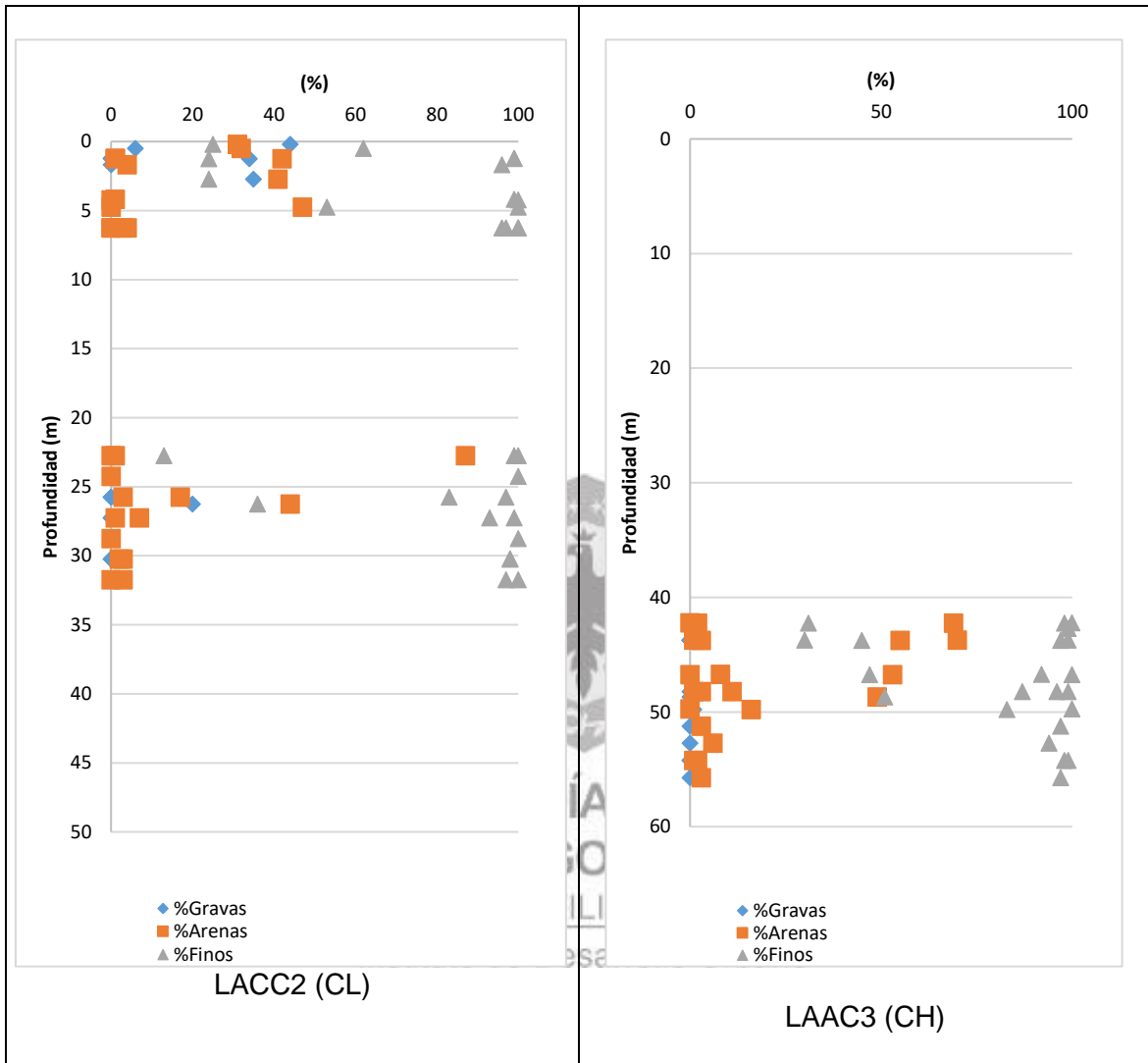
9.3.2.2. Contenido de material grava, arena y finos

Se efectuó el análisis de contenido de material grava, arena y finos para los 3 materiales determinados.

Los resultados son presentados a continuación:

Figura 56. Contenido de material grava, arena y finos LACC



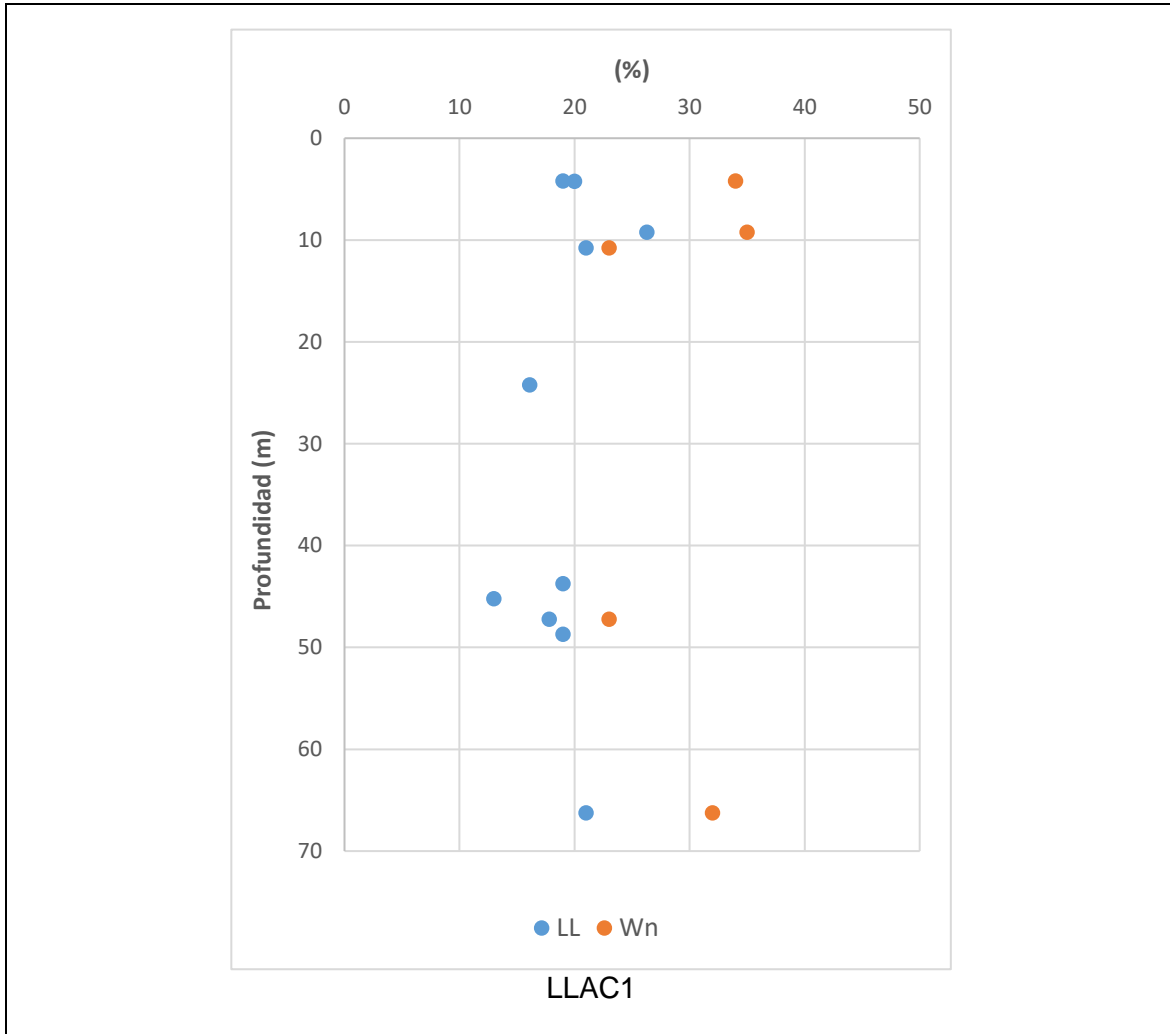


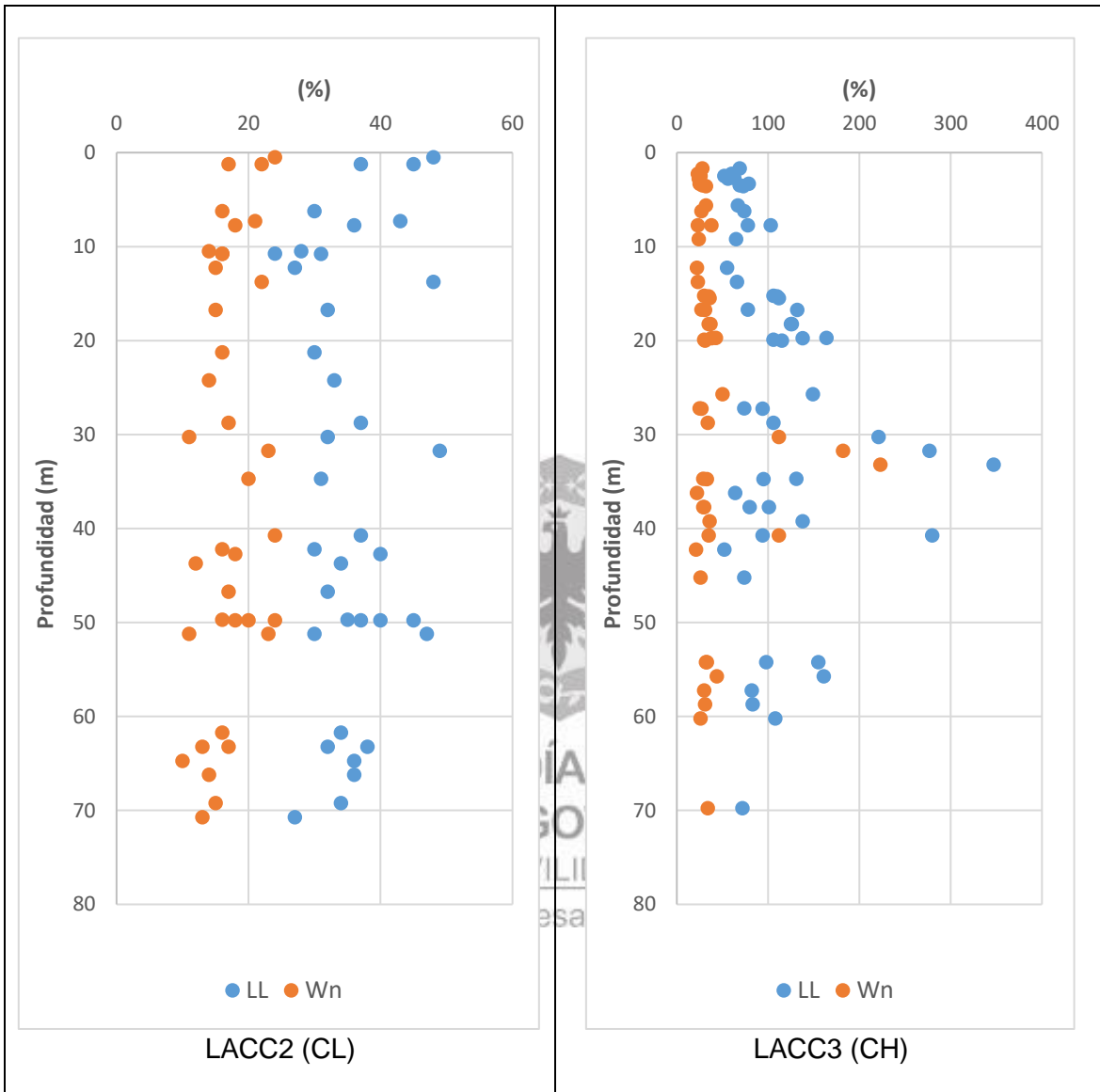
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.2.3. Plasticidad y humedad natural

Los porcentajes de límite de plasticidad y de humedad natural analizados son los siguientes.

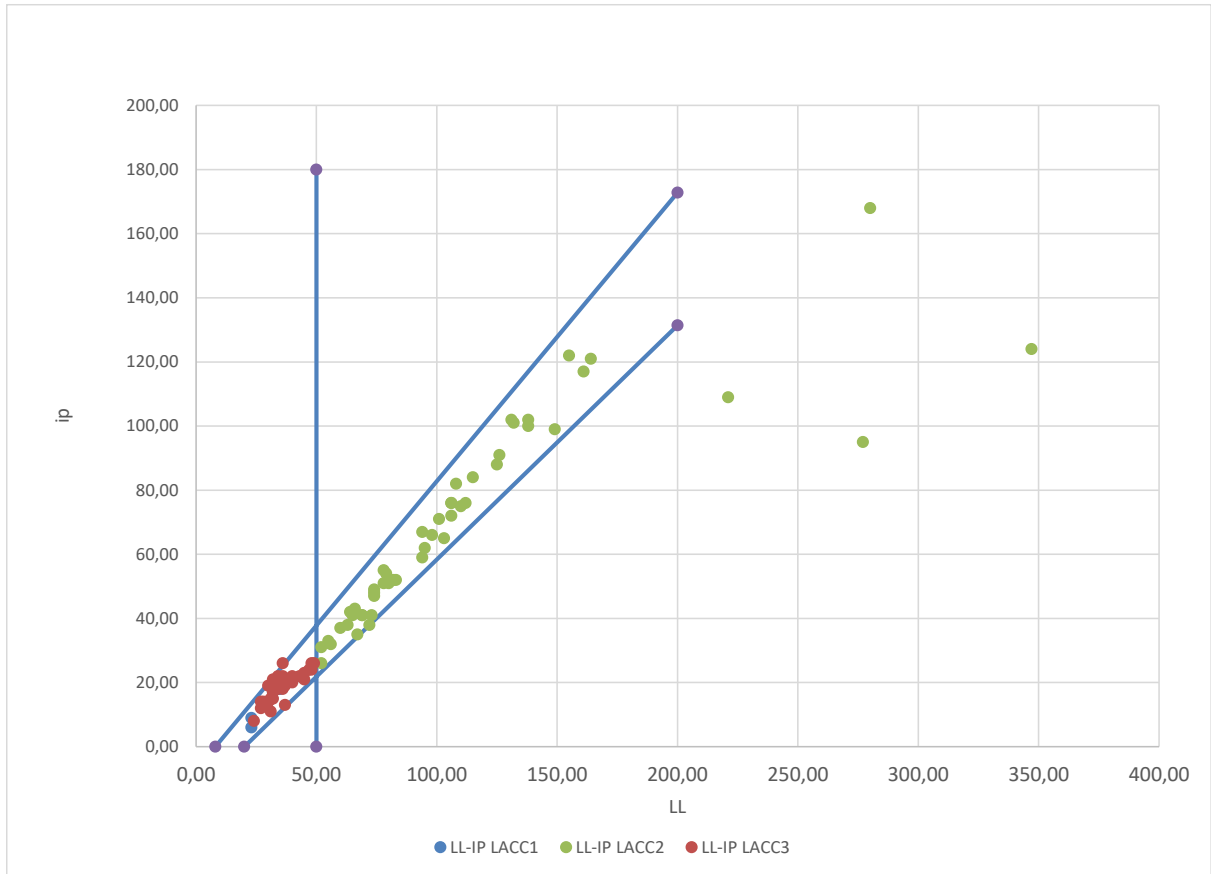
Figura 57. Plasticidad Material LACC1, LACC2 y LACC3





Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 58. Carta de plasticidad LACC1, LACC 2 y LACC3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.2.4. Contenido de materia orgánico

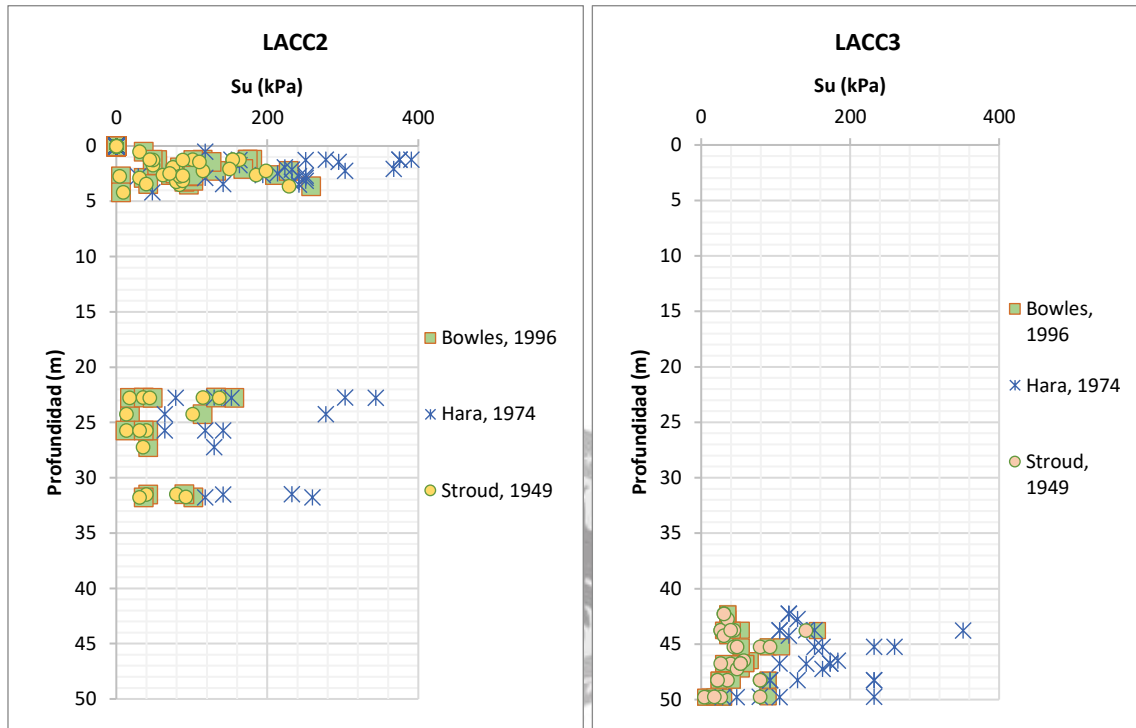
No se cuenta con información.

9.3.2.5. Resistencia del suelo

a) Resistencia no Drenada

Los valores de LLAC2 y LLAC3 de resistencia no drenada se presentan a continuación y fueron determinados través de las correlaciones indicadas en el numeral 9.1

Figura 59. Resistencia al corte no drenado S_u (kPa) LACC2-LACC3

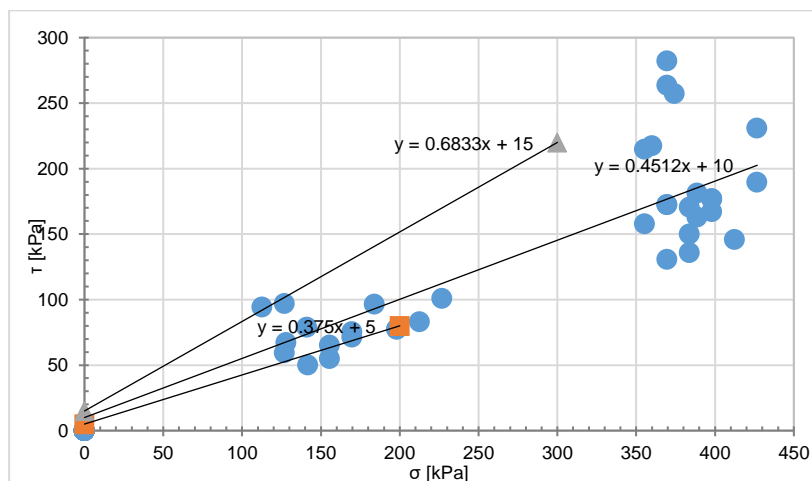


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

b) Resistencia Drenada

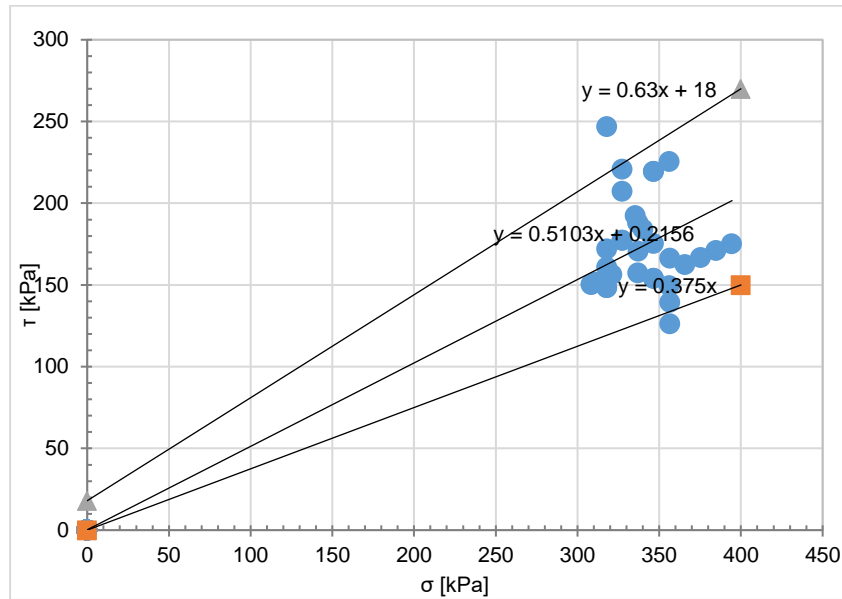
ALCALDIA MAYOR DE BOGOTÁ D.C.
MOVILIDAD
Instituto de Desarrollo Urbano

Figura 60. Envoltante de resistencia T-S LACC1



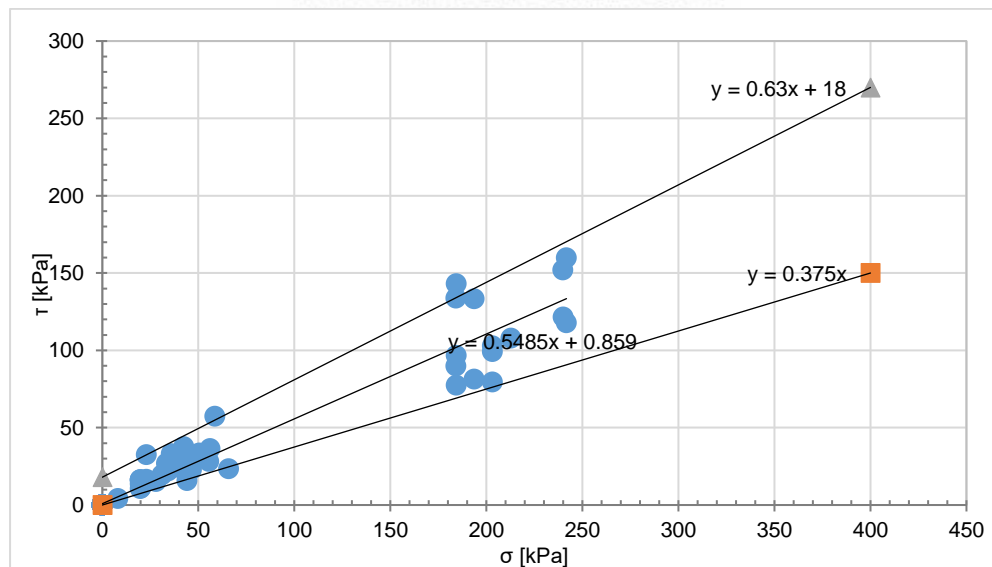
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 61. Envoltente de resistencia T-S LACC2



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 62. Envoltente de resistencia T-S LACC3



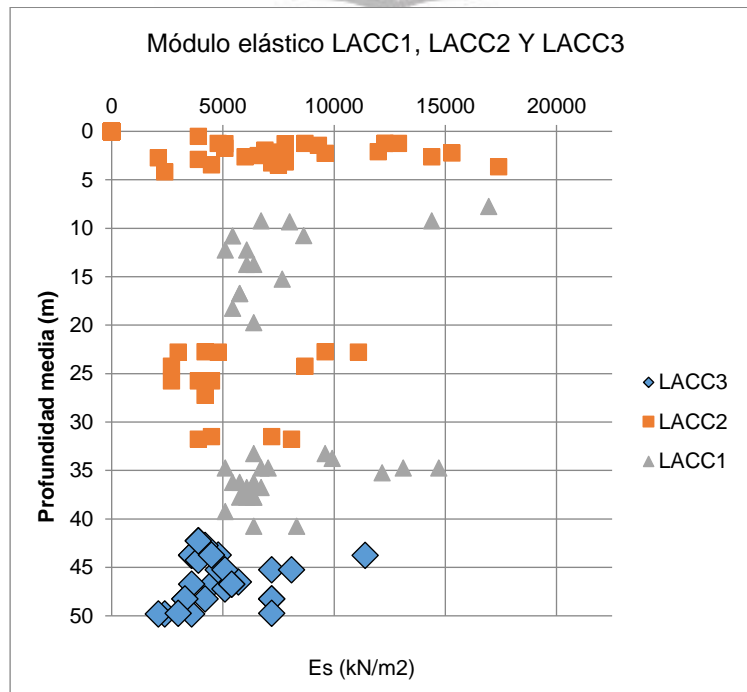
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Tabla 22. Parámetros obtenidos drenados A. González (1999) LACC1, LACC2 y LACC3

Unidad	Tendencia	C' [kPa]	ϕ' [°]
LACC1	Media	10	24
	Máximo	15	34
	Mínimo	2	21
LACC2	Tendencia	C' [kPa]	ϕ' [°]
	Media	0.2	27
	Máximo	18	32
	Mínimo	0	21
LACC3	Tendencia	C' [kPa]	ϕ' [°]
	Media	0.9	29
	Máximo	18	32
	Mínimo	0	21

9.3.2.6. Módulo elástico del suelo

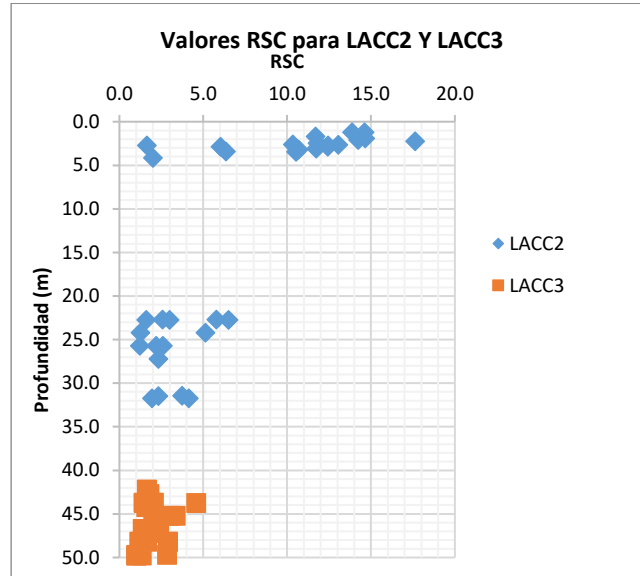
Figura 63. Módulo elástico LACC1, LACC2 y LACC3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

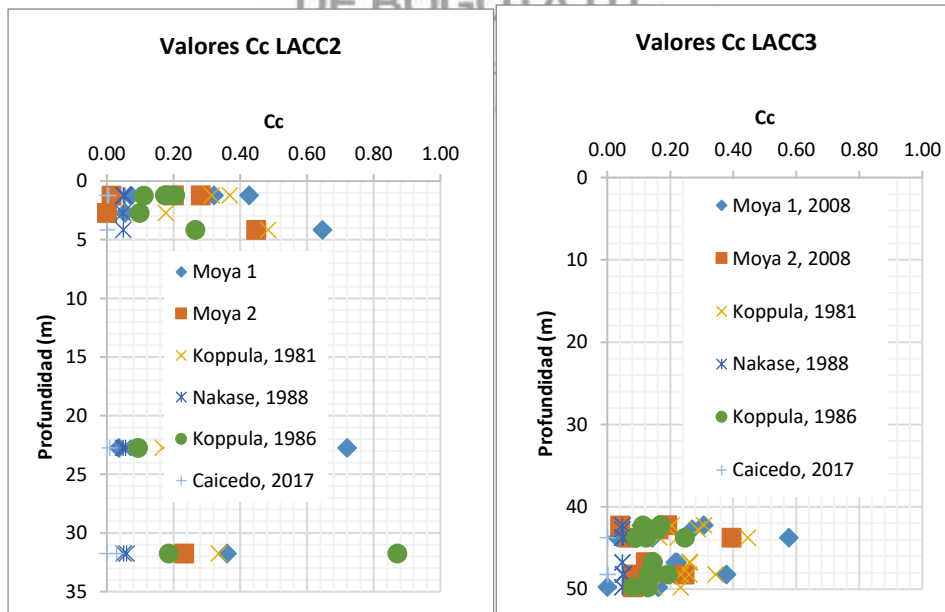
9.3.2.7. Compresibilidad del suelo

Figura 64. RSC Para zonas LACC2 y LACC3.



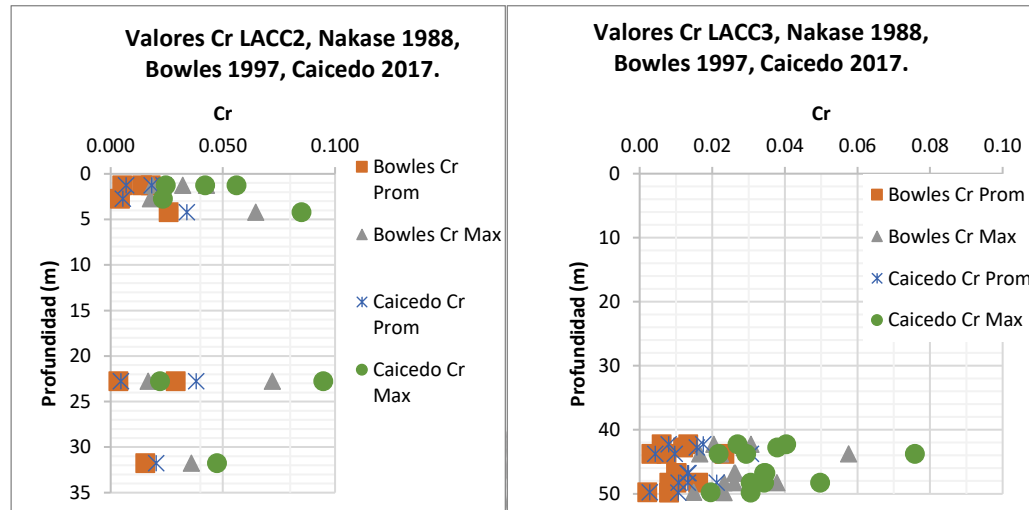
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 65. Valores Cc LACC2 y LACC3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 66. Valores Cr LACC2 y LACC3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.3. Unidades geotécnicas Aluvial ALG1, ALG2, ALG3

9.3.3.1. Consideraciones generales

Se presenta en el mayor parte del corredor la unidad aluvial compuesta de arcillas y limos de baja y alta plasticidad con o algo de arena con intercalaciones de arenas arcillosas o limosas las cuales pueden ser continuas o presentar perdida lateral o continuada en profundidad lateralmente. Pertenece esta unidad de suelos aluviales al valle del río Tunjuelito y sus afluentes como el río Fucha en el sector de Bogotá. El contacto de estos materiales con la unidad Lacustre C o Piedemonte B esta igualmente asociado a los drenajes que provienen de la parte alta de los cerros y depositaban o transportaban material en el cambio de pendiente.

Para el análisis se identificó los cambios de material lateral y su continuidad con la información secundaria. Es importante tener en cuenta que, por la alta variabilidad en espesores y en tendencias de profundidad, este modelo previo debe ser modificado y ampliado con mayor exploración aclarando las condiciones puntuales por sitio.

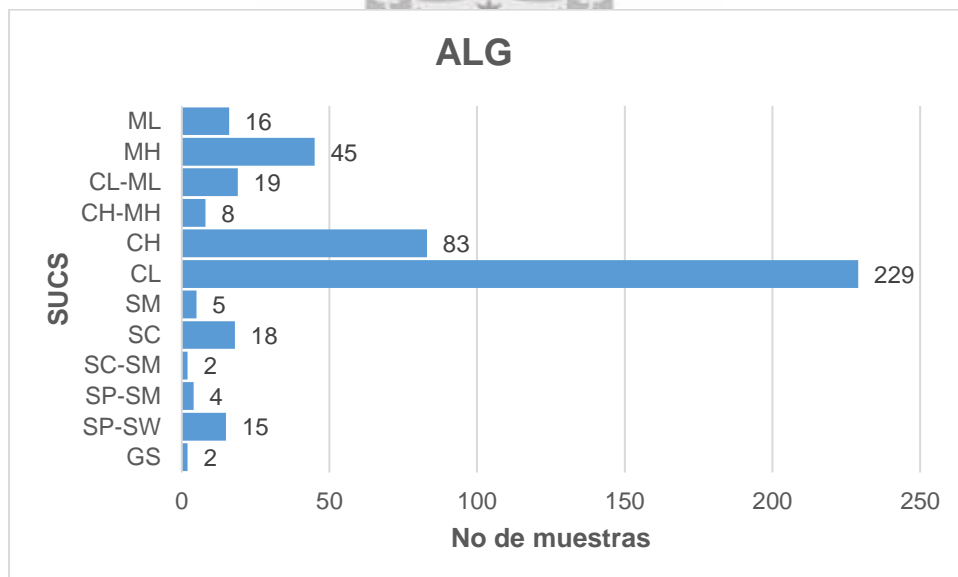
En este caso no se evidenció estratos duros de arenas arcillosas o arenas finas limpias indicadas en Microzonificación como licuables. Estas, aun cuando no revisten problemas en la ocurrencia de licuefacción proceso hacia el túnel o las estaciones, la presencia de nivel freático con niveles de arena puede llegar a ocurrir tubificación conformando flujo interno y afectando condiciones de estabilidad de la excavación.

Se identificaron en estas formaciones aluviales tres Unidades Geotécnicas: ALG1 que corresponde a arenas con algo de arcilla o arcillosas, ALG2 que corresponde a arcillas de plasticidad media a baja con algo de arenas y ALG3 que corresponde a arcillas de alta plasticidad con algo o trazas de arenas. Las gravas no se presentan y/o aparecen en cantidades mínimas de 2%.

A continuación, se muestran las muestras disponibles dentro de las zonas aluviales, diferenciadas de acuerdo con su clasificación SUCS y el número de muestras pertenecientes a cada clasificación

Para las unidades ALG se cuenta con 446 muestras, clasificadas como se muestra a continuación:

Figura 67. Distribución de muestras de acuerdo con SUCS para ALG



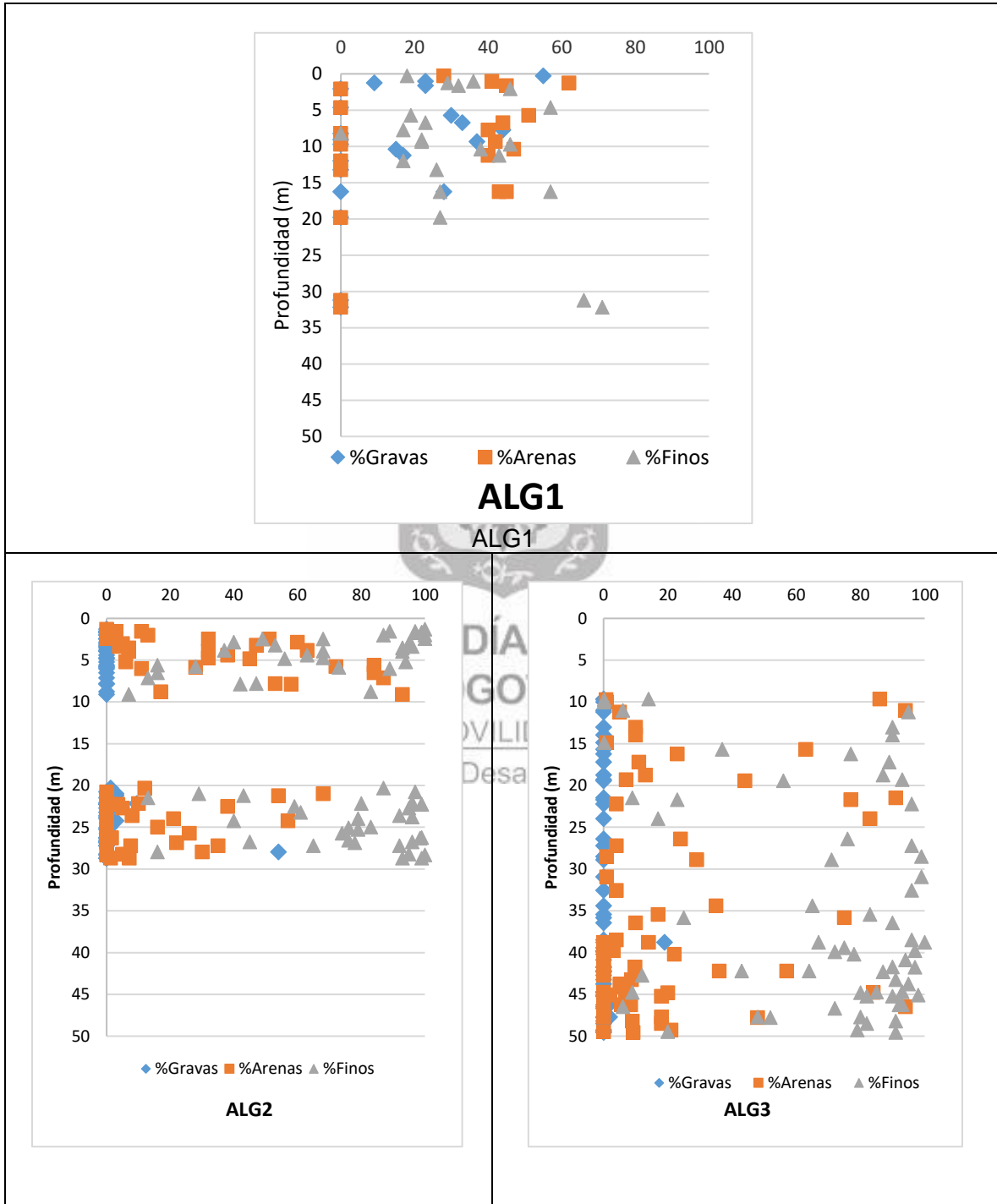
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.3.2. Contenido de material grava, arena y finos

Se efectuó el análisis de contenido de material grava, arena y finos para las 3 Unidades Geotécnicas.

Los resultados son presentados a continuación:

Figura 68. Contenido de grava, arena y finos para ALG



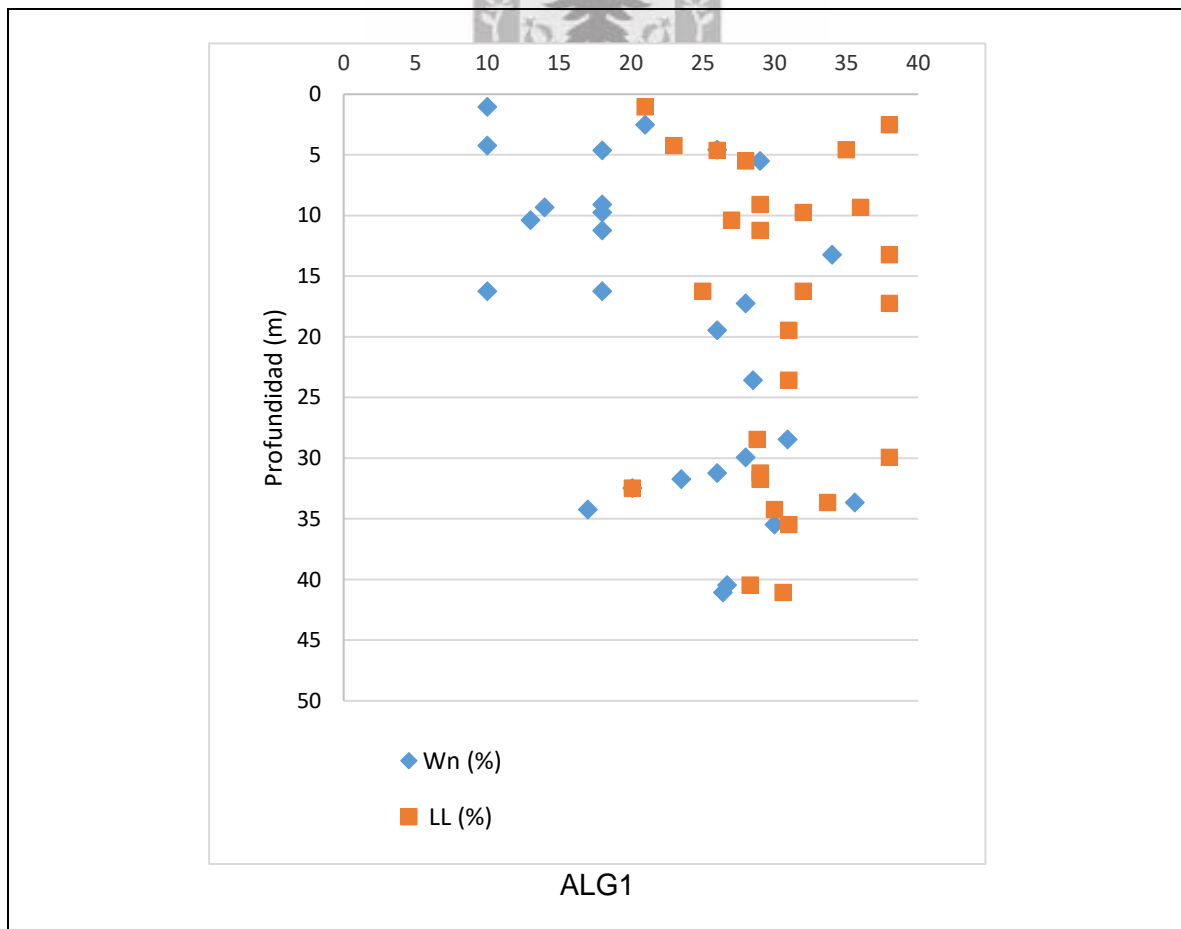
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

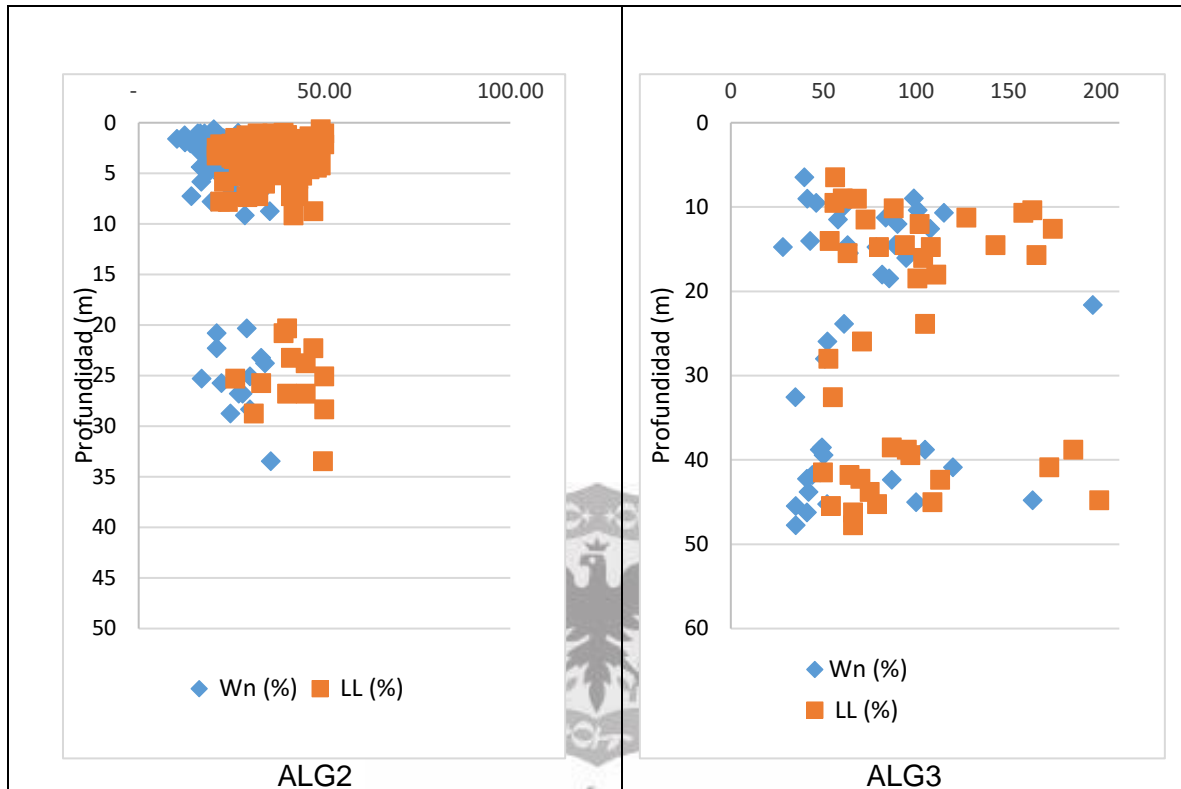
A profundidad se presenta mayores combinaciones de arcillas con bajas combinaciones de arenas menores a 10% para ALG3 o arcillas de alta plasticidad. Para arcillas de baja plasticidad (ALG2) la media de las arenas se observa entre 20% y 40% por lo menos debajo de 20 m de profundidad. Cuando se presenta estos materiales arcillosos arriba de 10 m su comportamiento es similar con los primeros 3 m con contenidos de finos superiores a 90 % para luego bajar a 60% de finos y 40% de arenas. Para ALG1 las arenas se intercalan con mayor secuencia con las arcillas en los primeros 20 m. Debajo de 20 m se encuentra esporádicamente estratos de arena. Entre 28 m y 39 m no se presentan las arenas o no se presentan datos de las arenas. Entre 9 m y 15 m las arenas son muy limpias con trazas de finos de menos de 10%. Cuando aparecen las arenas superan regularmente el 20% de finos configurando arenas con algo de arcillas o limos.

9.3.3.3. Plasticidad y humedad natural

Los porcentajes de límite de plasticidad y de humedad natural analizados para ALG3 - arcillas de alta plasticidad y ALG2 – arcillas de plasticidad media a baja son los siguientes:

Figura 69. Plasticidad Material ALG1, ALG2 y ALG3



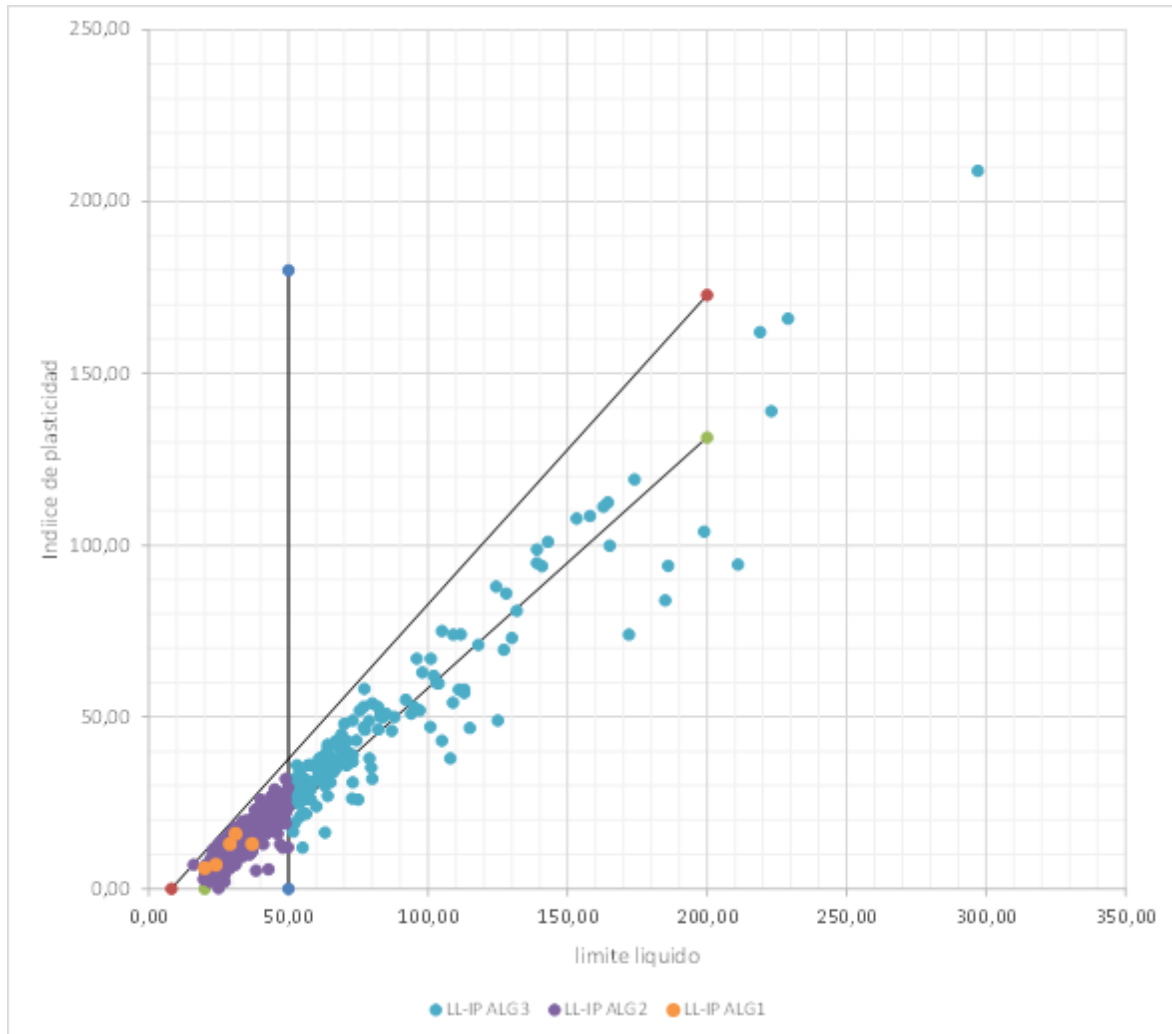


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Los datos en cero de LL en ALG1 corresponden a finos no plásticos. Se puede observar que para ALG3 entre 10 m y 20 m se presentan valores altos de límite líquido con valores de humedad natural cercanos al Límite Líquido indicando ablandamiento por flujo plástico. ALG2 presenta valores uniformes de LL o regulares. Desde 20 m la plasticidad y humedad entre los materiales están cercanos a los 50%. Arriba de 40 m se presenta valores de plasticidad nuevamente altos.

La carta de plasticidad se presenta a continuación:

Figura 70. Carta de plasticidad ALG1, ALG2 y ALG3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Los valores superiores a 100% de Limite Líquido corresponden a arcillas o limos con contenidos orgánicos importantes, los cuales se queman en el ejercicio generando valores altos de plasticidad. Es claro que ALG2 corresponde a predominio arcilloso de baja y media plasticidad y que ALG3 se concentra entre 80% y 50% de LL y 40% y 20% de IP. Los datos superiores a 80% son dispersos. Se presentan pocos valores de plasticidad de la fracción fina de las arenas con condiciones de arcillas de baja plasticidad.

9.3.3.4. Contenido de materia orgánica

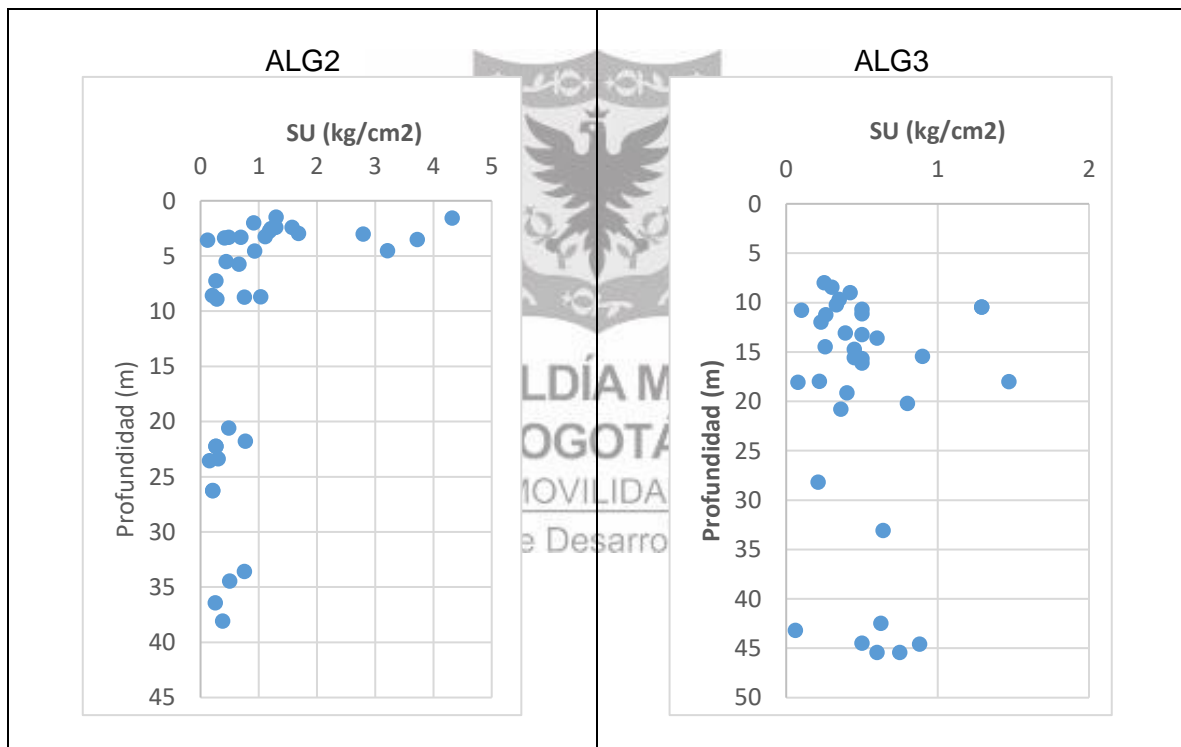
No se cuenta con información.

9.3.3.5. Resistencia del suelo

a) Resistencia no Drenada

Los resultados de ensayos de laboratorio efectuados a muestras para los materiales ALG2 y ALG3 son presentados a continuación:

Figura 71. Resistencia no drenada del suelo Su

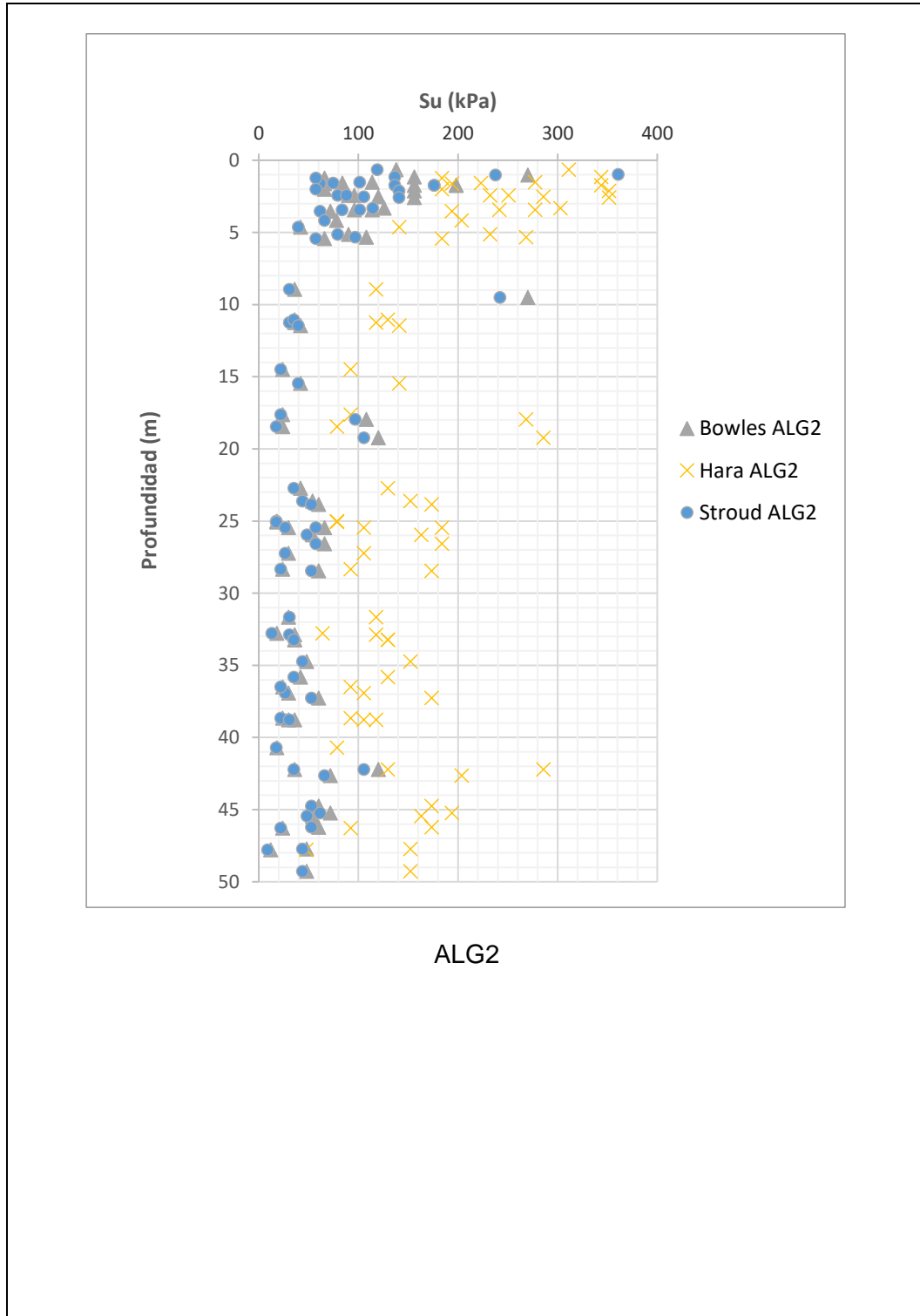


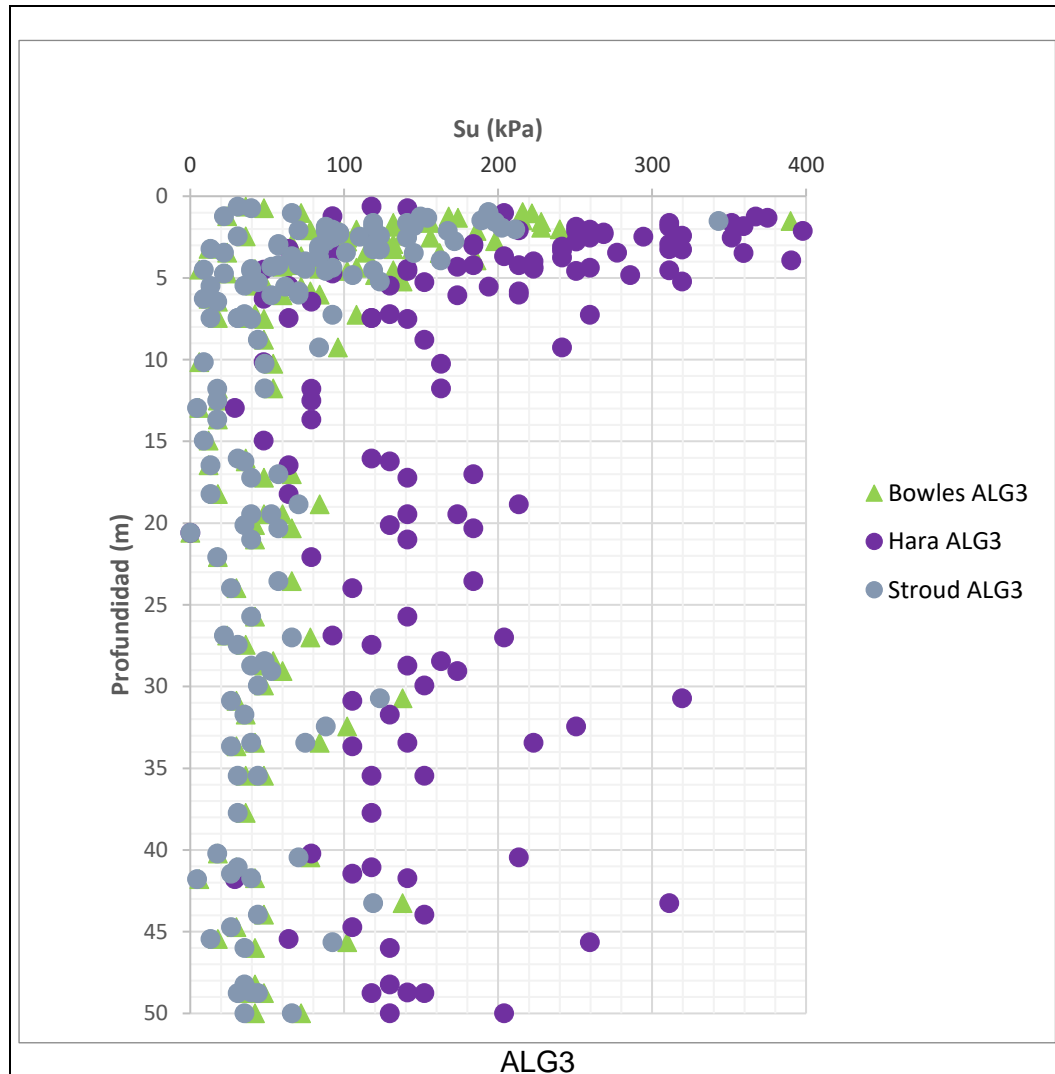
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Para estos materiales en algunos casos se presentan valores de SPT asociados a la obtención de muestra con la cuchara partida por su carácter intermedio de arcillas con algo de arena que impiden hincar a presión o a golpes/pie leves o bajos la obtención de muestras con tubo de pared delgada shelby (practica utilizada regularmente en la ciudad sin ser materia de discusión en este informe).

Con estos resultados se utilizan ecuaciones indicadas anteriormente para obtener valores de Su son presentados a continuación:

Figura 72. Valores de Su por valor de N (golpes/pie) ALG2 y ALG3



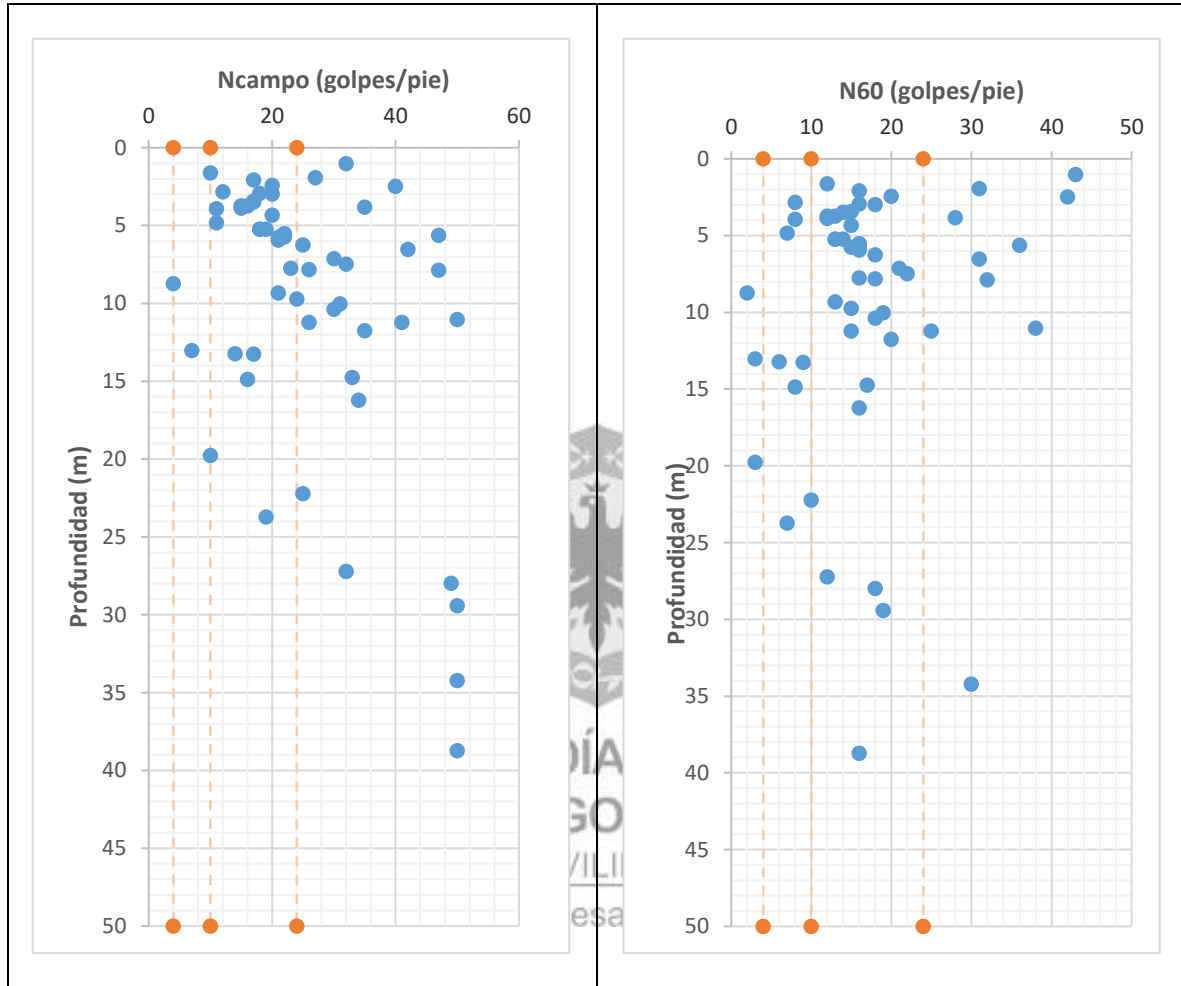


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

b) Resistencia Drenada

Para el material ALG1 con contenidos de más de 50% de arena se presenta la siguiente distribución de N de campo y N60 considerando las condiciones de densidad del material indicado anteriormente en profundidad:

Figura 73. Valor de N de campo y N60 en profundidad ALG1

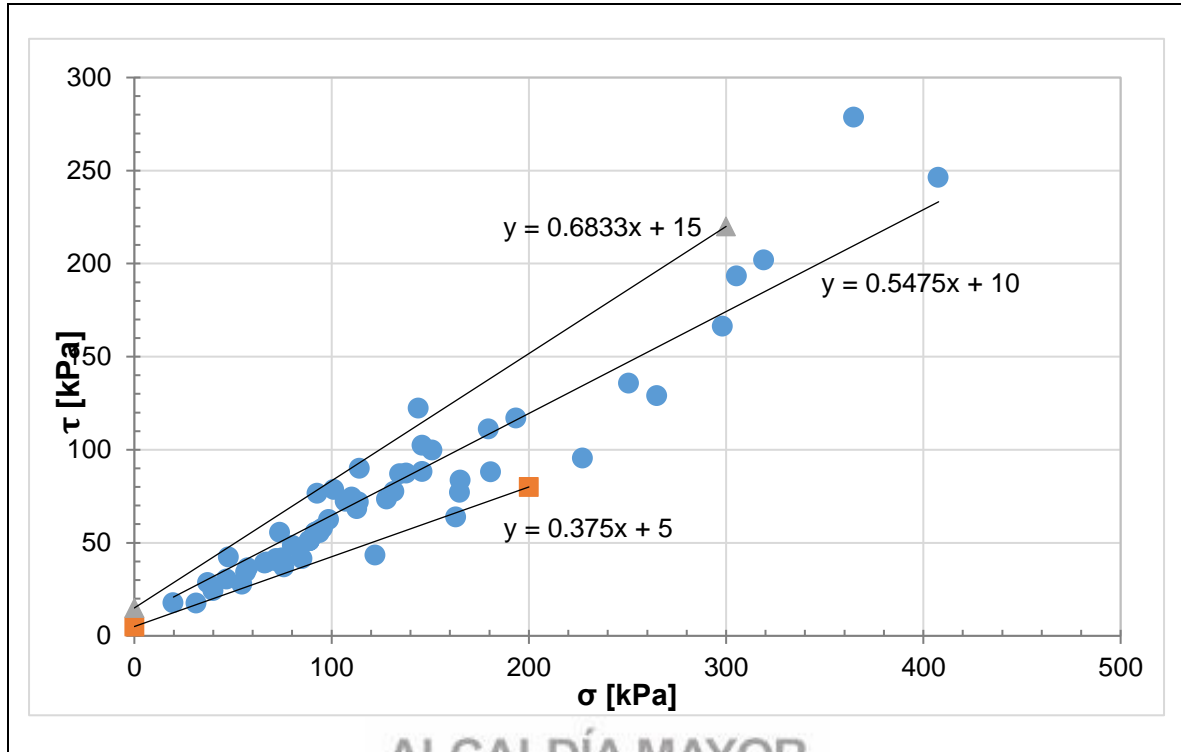


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Se observa que la arena arcillosa o algo de arcilla y limo identificado como ALG1 presenta densidad media entre 10 y 25 golpes/pie. En 3 datos en profundidad se presentan arenas de densidad muy suelta y 8 puntos de densidad suelta, lo anterior, de un total de 59 puntos. Hay sitios donde la arena presenta densidad densa a muy densa o superior a 50 golpes/pie identificando algunos lentes entre 30 m para abajo y en la zona entre 5 m y 12 m de profundidad.

Para el material ALG1 se efectuó el análisis de cálculo de valor de ángulo de fricción mediante la metodología de A. González (1999) presentando la siguiente envolvente de resistencia (máximo, mínimo y medio):

Figura 74. Envoltente de resistencia T-S ALG1

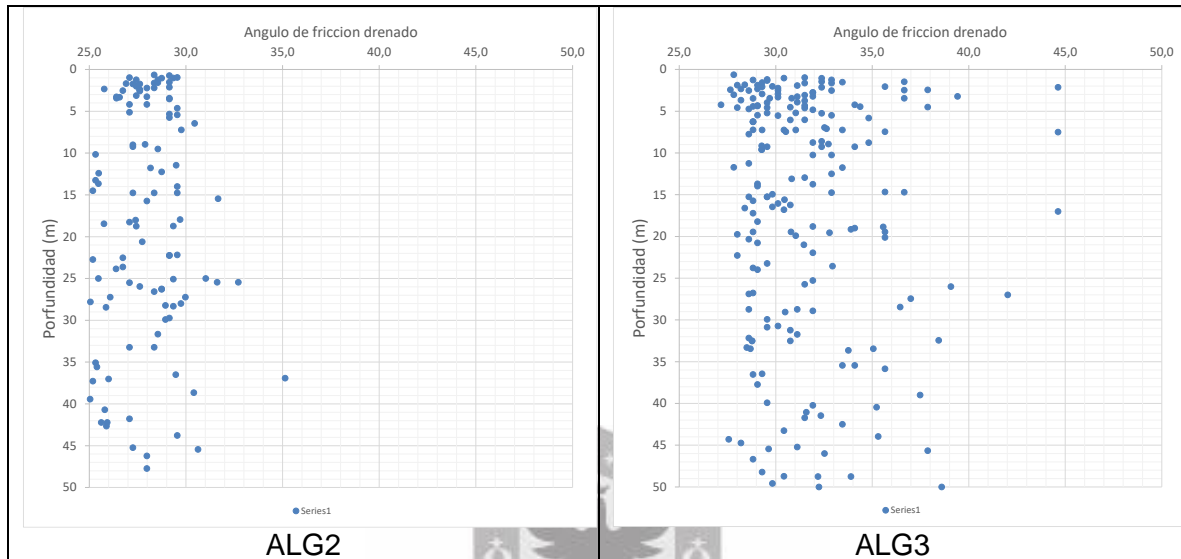


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Para ALG2 y ALG3 se efectúa el análisis mediante la interpolación en la figura IP – Ángulo de fricción drenado dado por Terzaghi, Peck, and Mesri, 1996 representado a continuación:

Instituto de Desarrollo Urbano

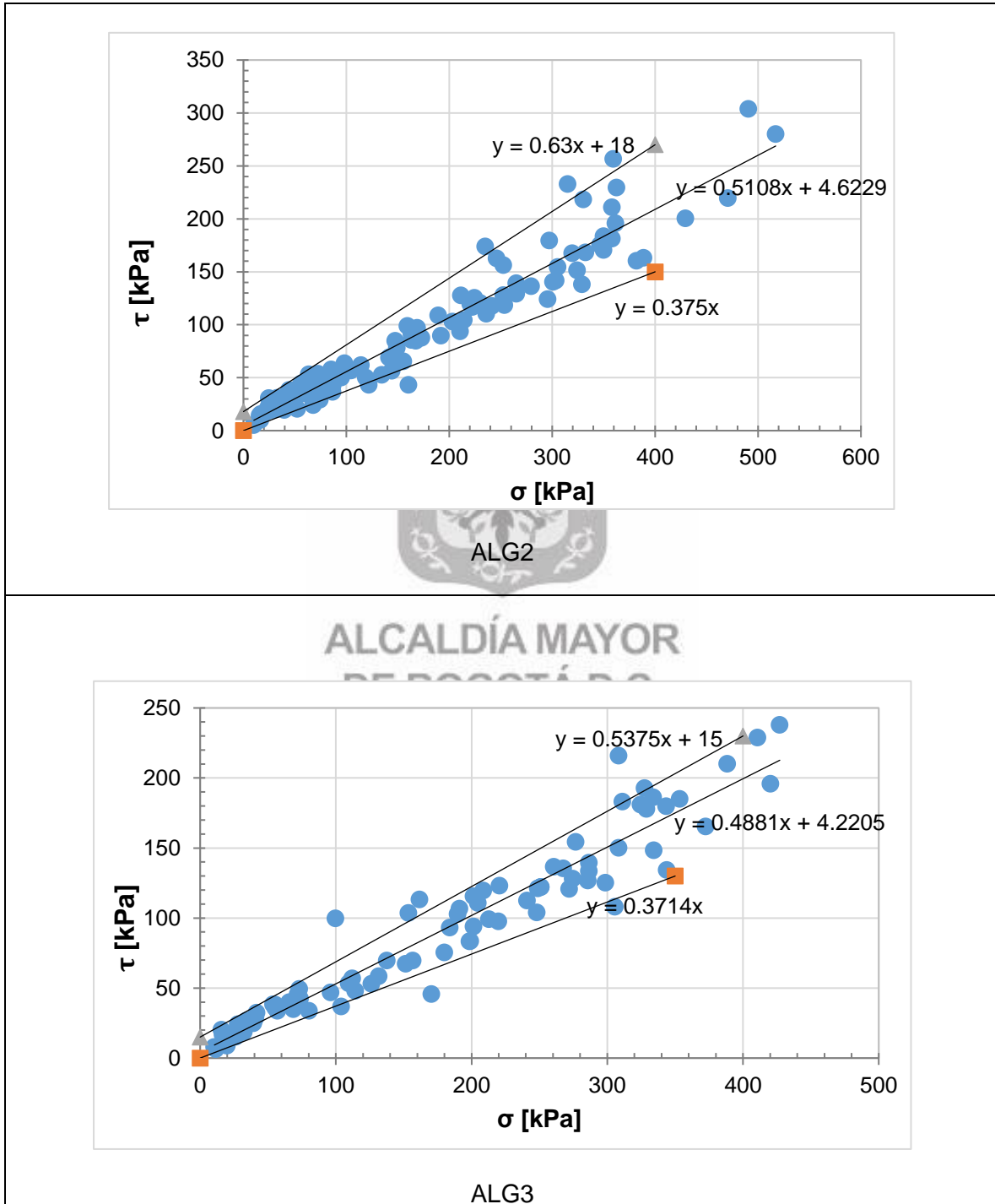
Figura 75. Valores de ángulo de fricción drenado ALG2 y ALG3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Teniendo en cuenta que estos materiales ALG2 y ALG3 presentan igualmente valores de N de campo se efectúa el análisis de normalización del valor de N aplicando la metodología de A. González (1999) obteniendo los siguientes resultados:

Figura 76. Normalización del valor de N para parámetros drenados para ALG2 y ALG3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 23. Parámetros obtenidos drenados A. González (1999) ALG1, ALG2 y ALG3

Unidad	Tendencia	C' [kPa]	ϕ' [°]
ALG1	Media	10,0	29
	Máximo	15,00	34
	Mínimo	5,00	21
ALG2 LL>50	Tendencia	C' [kPa]	ϕ' [°]
	Media	4,6	27
	Máximo	15,00	32
	Mínimo	0,00	21
ALG3 LL<50	Tendencia	C' [kPa]	ϕ' [°]
	Media	4,2	26
	Máximo	15,00	28
	Mínimo	0,00	20

9.3.3.6. Módulo elástico del suelo

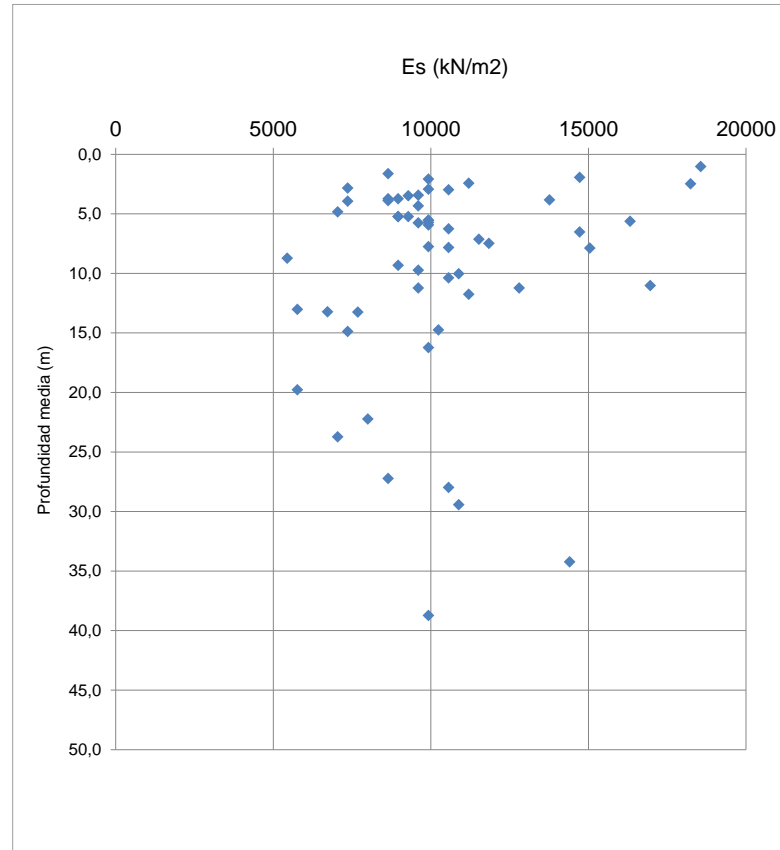
De los resultados obtenidos de SPT para ALG1, ALG2 y ALG3 se obtiene los siguientes resultados de módulo elástico aplicando la siguiente expresión dada en Bowles:

$$E = 320 * (N + 15) \text{ arenas} - \text{ALG1}$$

$$E = 300 * (N + 6) \text{ arcillas} - \text{ALG2 y ALG3}$$

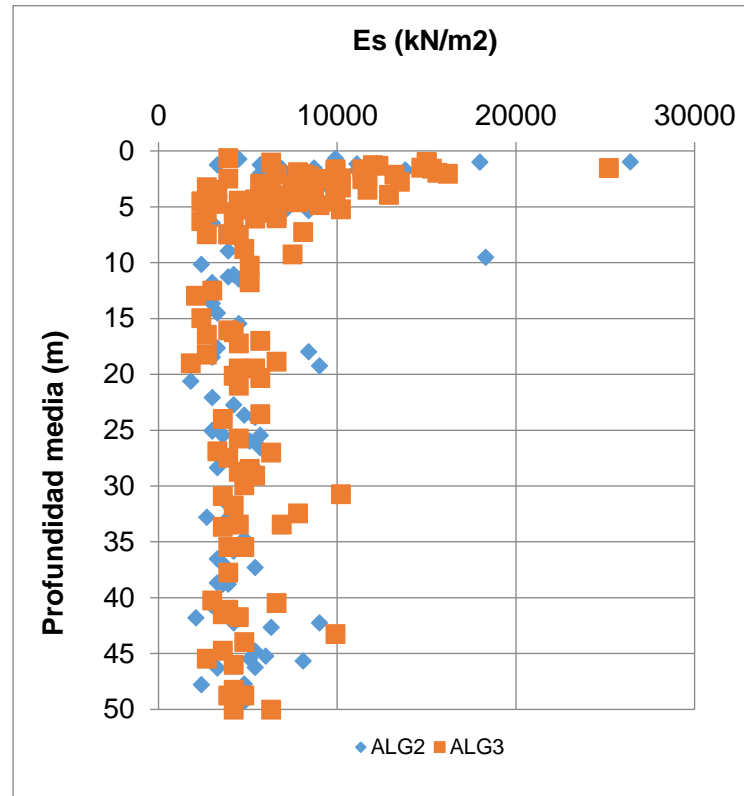
Los resultados son presentados en la siguiente figura:

Figura 77. Valor Es (kPa) para ALG1



MOVILIDAD
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023
Instituto de Desarrollo Urbano

Figura 78. Valor Es (kPa) para ALG2 Y ALG3



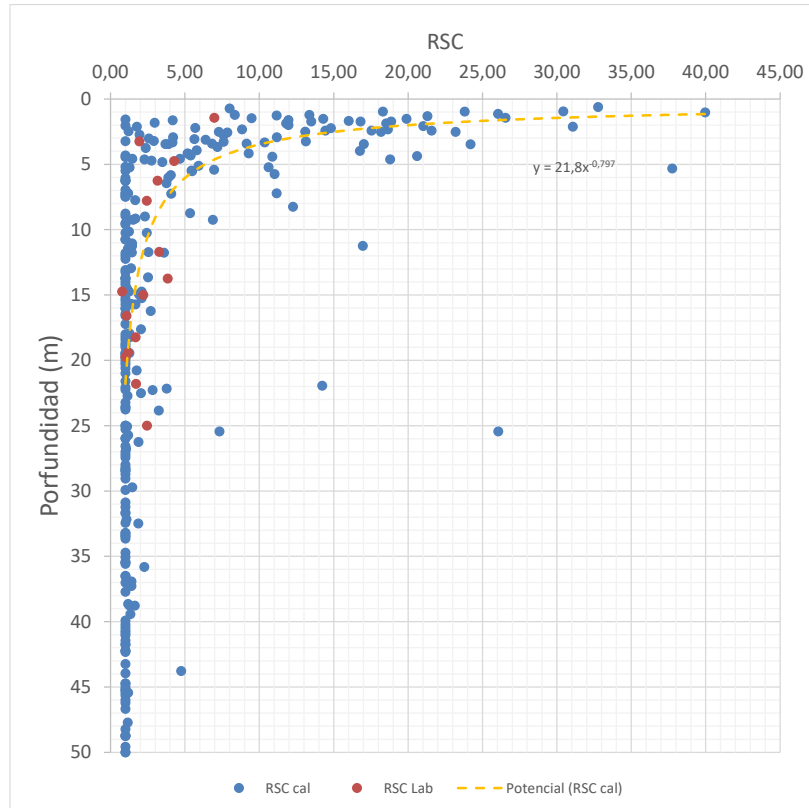
Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Instituto de Desarrollo Urbano

9.3.3.7. Compresibilidad del suelo

Se obtuvo la relación de sobreconsolidación como se indicó en el numeral 9.1.

Figura 79. Resultados de RSC para ALG2 y ALG3

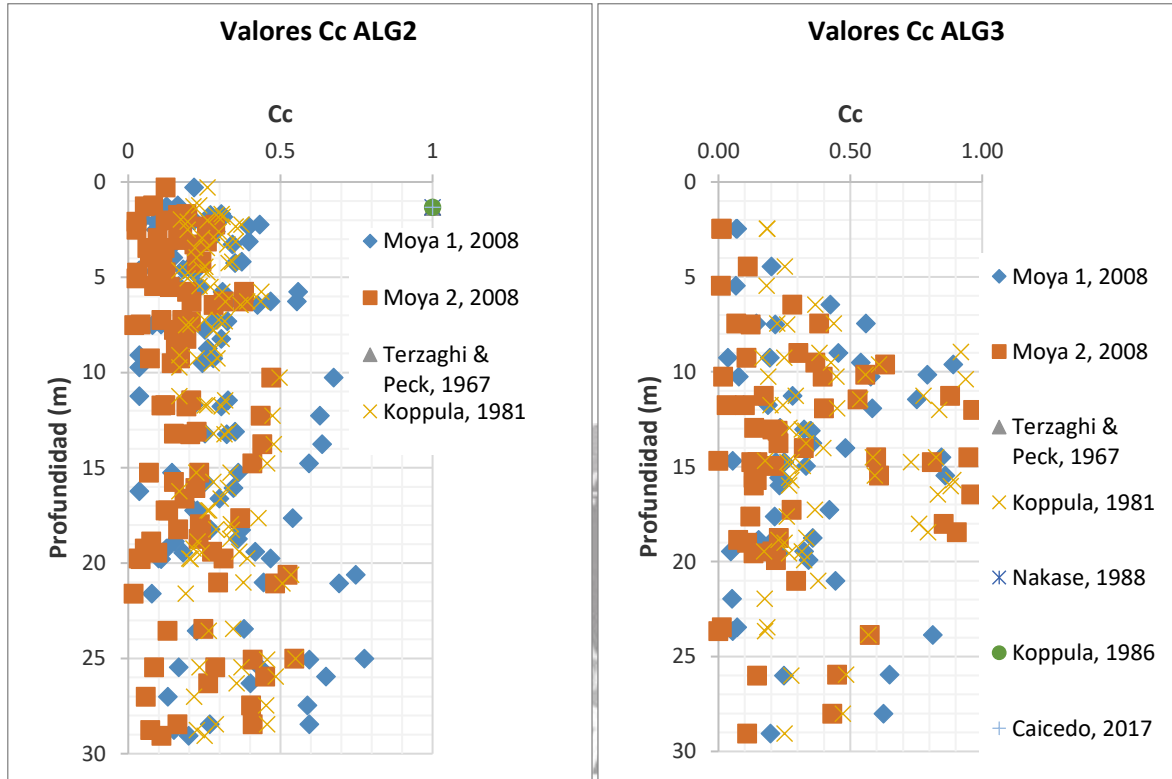


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Instituto de Desarrollo Urbano

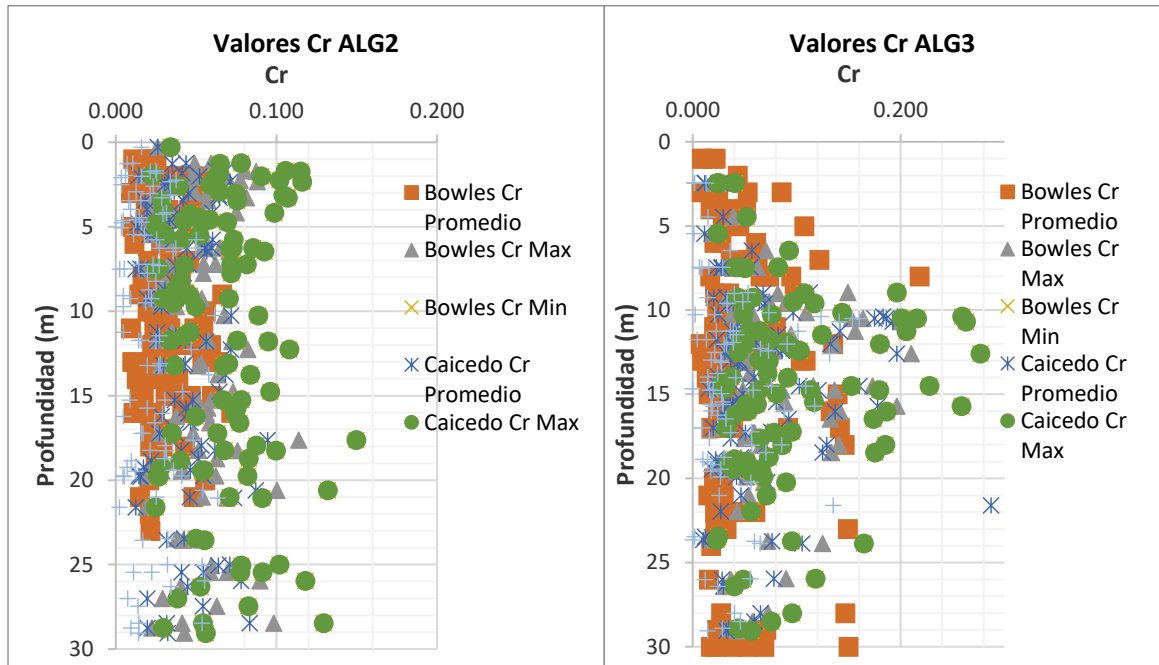
El valor de Cc se presenta a continuación:

Figura 80. Valores de Cc para ALG2 y ALG3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 81. Valores de Cr para ALG2 y ALG3



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.4. Unidades geotécnicas Llanura Aluvial LLAB2 y LLAB3

9.3.4.1. Consideraciones generales

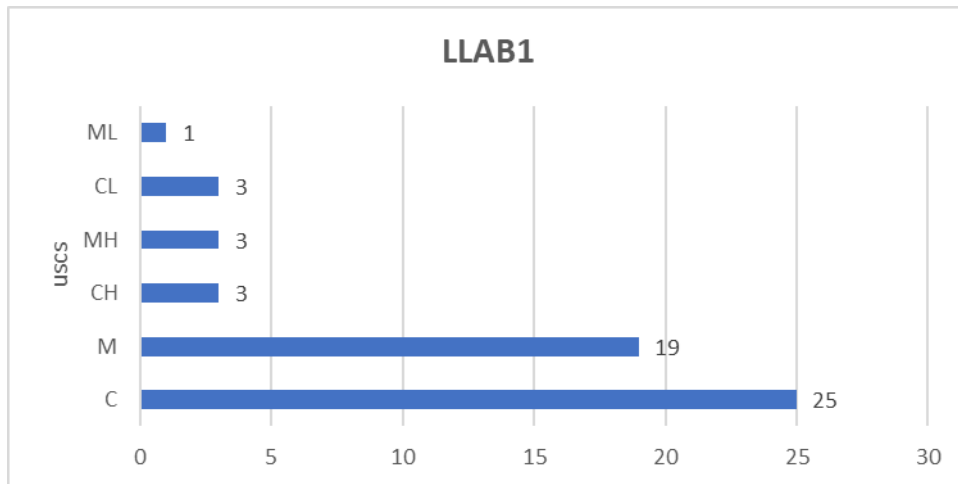
Se presenta desde K13+441 hasta el final del corredor compuesta principalmente por suelos arcillosos finos que varían entre alta plasticidad LLAB3 y plasticidad media a baja LLAB2 con intercalaciones delgadas y lenticulares de arenas arcillosas. El predominio de la zona son materiales arcillosos. Aun cuando hacia Soacha se presentan cerros que afloran hacia una zona de Patio Taller y hacia el sur los espesores de suelos arcillosos detectados son superiores a 40 m. No obstante, se debe corroborar en Patio Taller por la proximidad al cerro de baja altura.

Se identificaron en esta formación de Llanura Aluvial dos Unidades Geotécnicas: LLAB3 que corresponde a Arcilla o limo de alta plasticidad y LLAB2 que corresponde a Arcilla o limo de plasticidad media a baja.

A continuación, se resumen las muestras disponibles dentro de las zonas de llanura aluvial LLAB, diferenciadas de acuerdo con su clasificación dentro del SUCS y el número de muestras pertenecientes a cada clasificación

Para las unidades LLAB se cuenta con 54 muestras, clasificadas como se muestra a continuación:

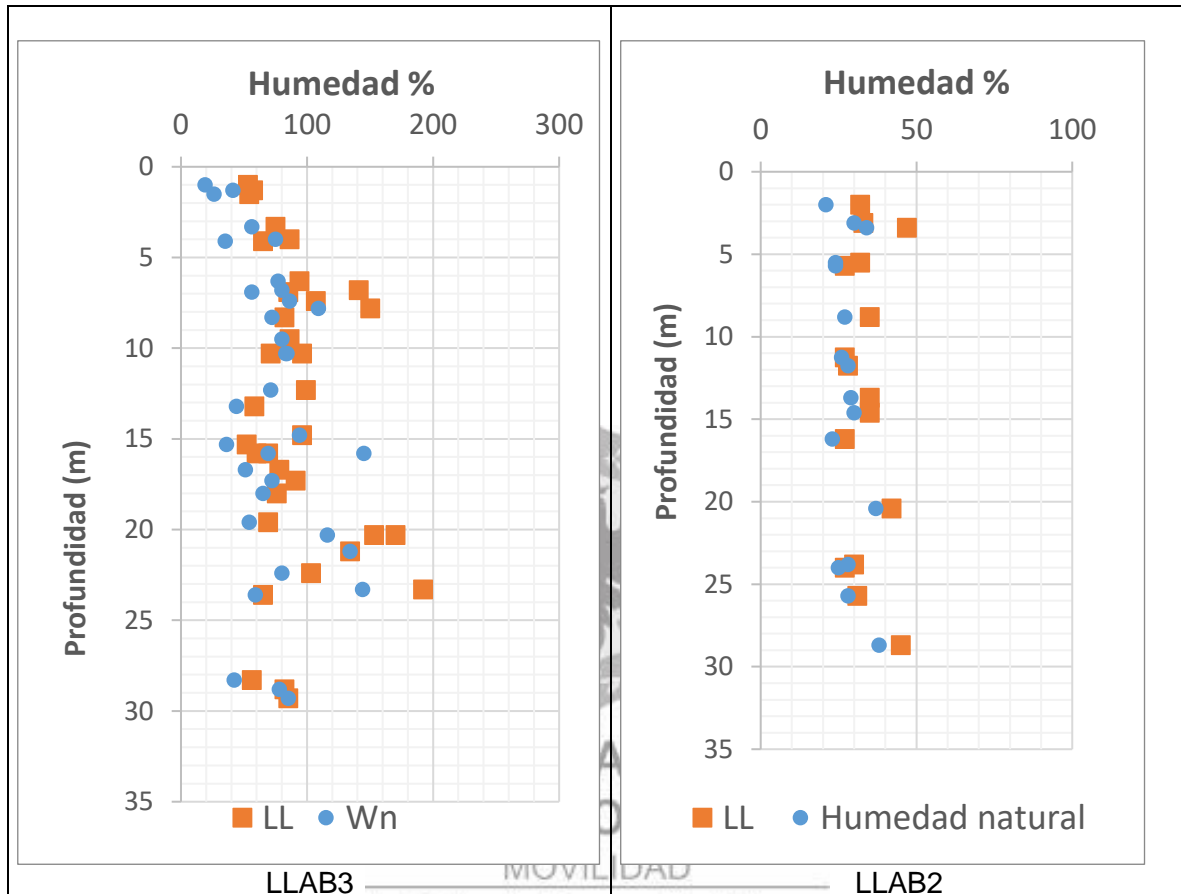
Figura 82. Distribución de muestras de acuerdo con SUCS para LLAB1



9.3.4.2. Plasticidad y humedad natural

Los contenidos de plasticidad analizados para LLAB3 o arcillas de alta plasticidad y LLAB2 de plasticidad media a baja son los siguientes:

Figura 83. Plasticidad Material LLAB3 y LLAB2

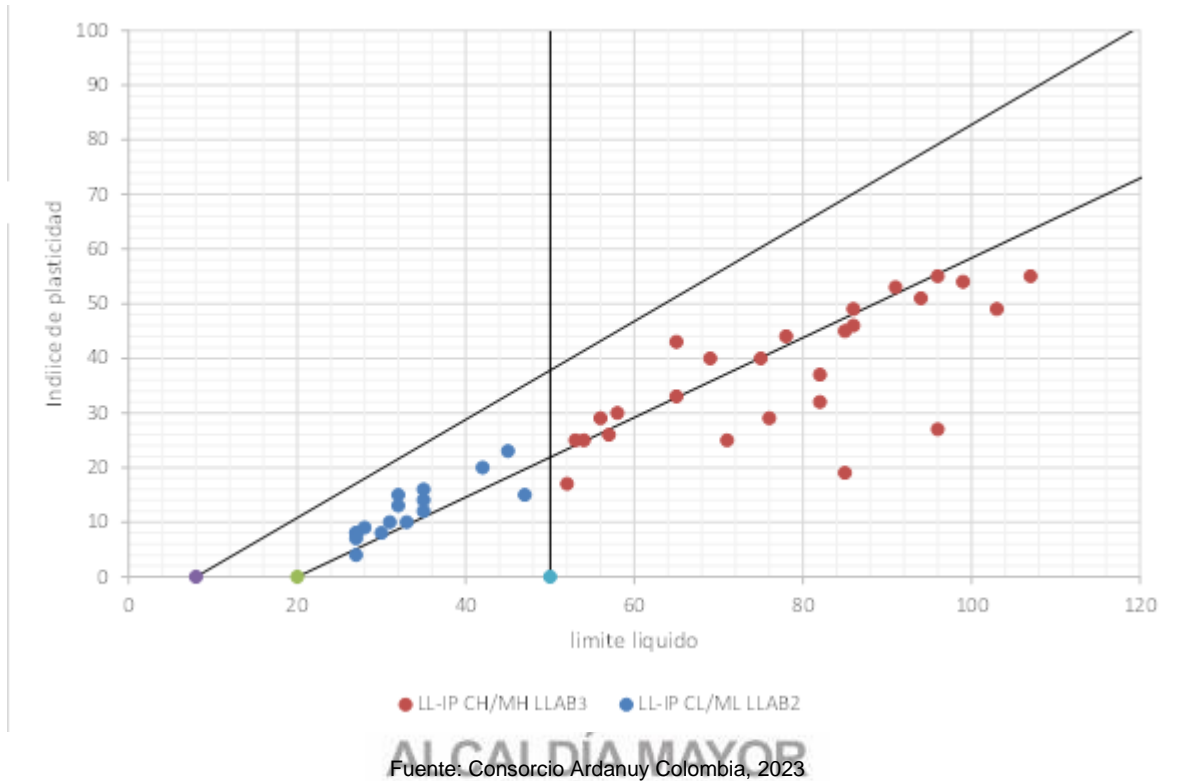


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Se puede observar que para LLAB3 entre 5 m y 10 m se presenta valores de humedad natural cercanos al Limite líquido indicando ablandamiento por flujo plástico. Para LLAB2 o arcillas de baja plasticidad a media es regular que la humedad no esté por encima.

La carta de plasticidad se presenta a continuación.

Figura 84. Carta de plasticidad LLAB3 y LLAB2



Los valores de las arcillas LLAB2 presentan datos sobre la línea A denotando suelos arcillosos CL. LLAB3 presenta información entre CH y MH con mayores puntos bajos la línea A.

9.3.4.3. Contenido de material grava arena y finos

No se presentan datos. Las clasificaciones de material indican porcentajes superiores a 50% de finos. En laboratorio cuando las muestras presentan altos contenidos de finos no se efectúan granulometría o lavados sobre tamiz 200 debido a que al hacerlo se pierde la totalidad de la muestra al ser de carácter fino. Es posible que esto explique la ausencia de datos.

9.3.4.4. Contenido de materia orgánico

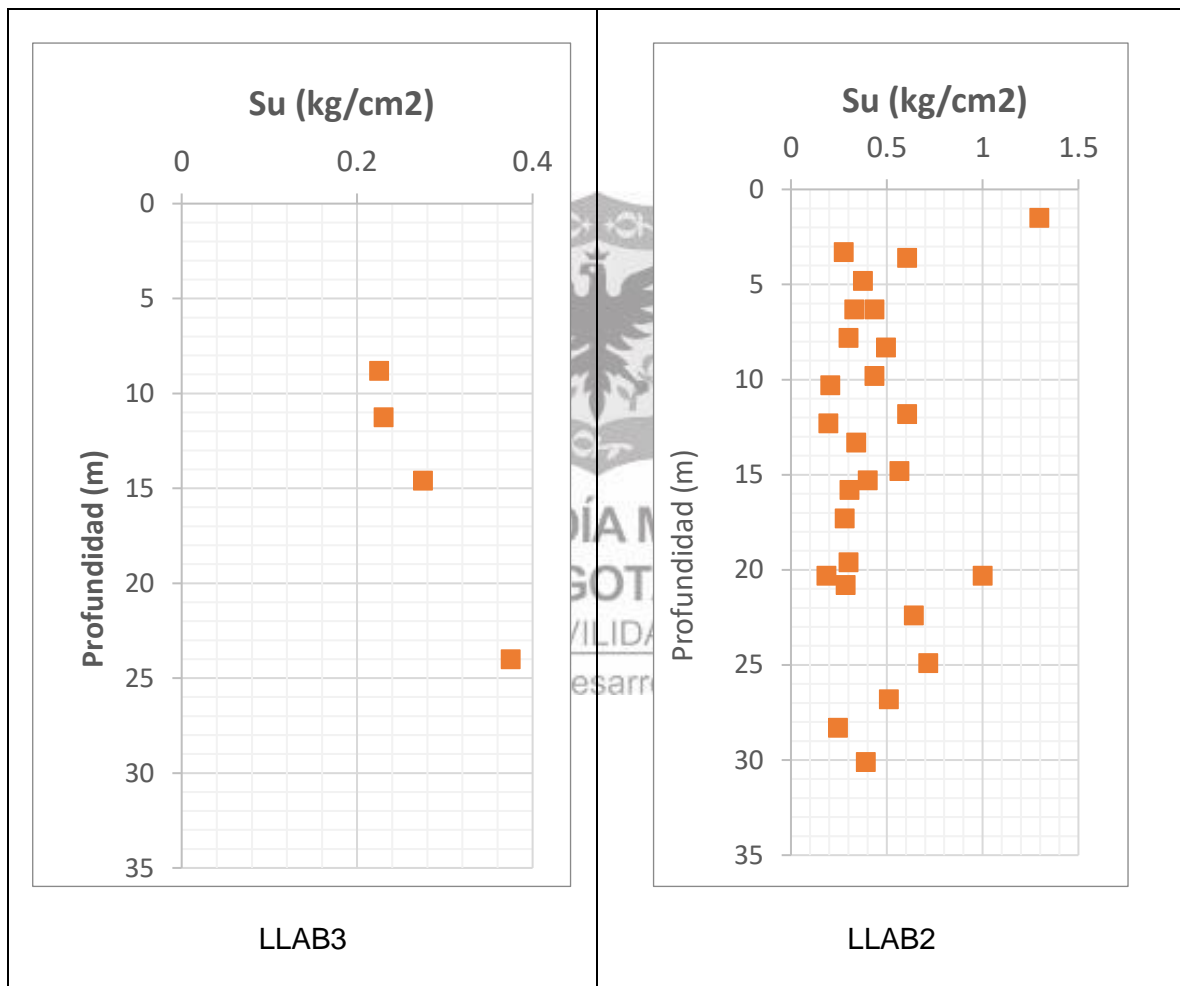
Los valores altos de Límite líquido indican contenidos de orgánicos asociado a que el dato se sube por balance de peso por quemar la materia orgánica. Se observa esta situación en LLAB3 entre 20 m y 25 m y entre 7 m y 9 m.

9.3.4.5. Resistencia del suelo

a) Resistencia no Drenada

Los resultados de ensayos de laboratorio efectuados a muestras para los materiales LLAB3 y LLAB2 incluyendo Su por Yilmaz se presentan a continuación:

Figura 85. Resistencia no drenada del suelo Su



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Los dos materiales a nivel de resistencia no presentan diferencias significativas y con las condiciones de suelos preconsolidados sobre la parte superior entre 5 m y 10 m.

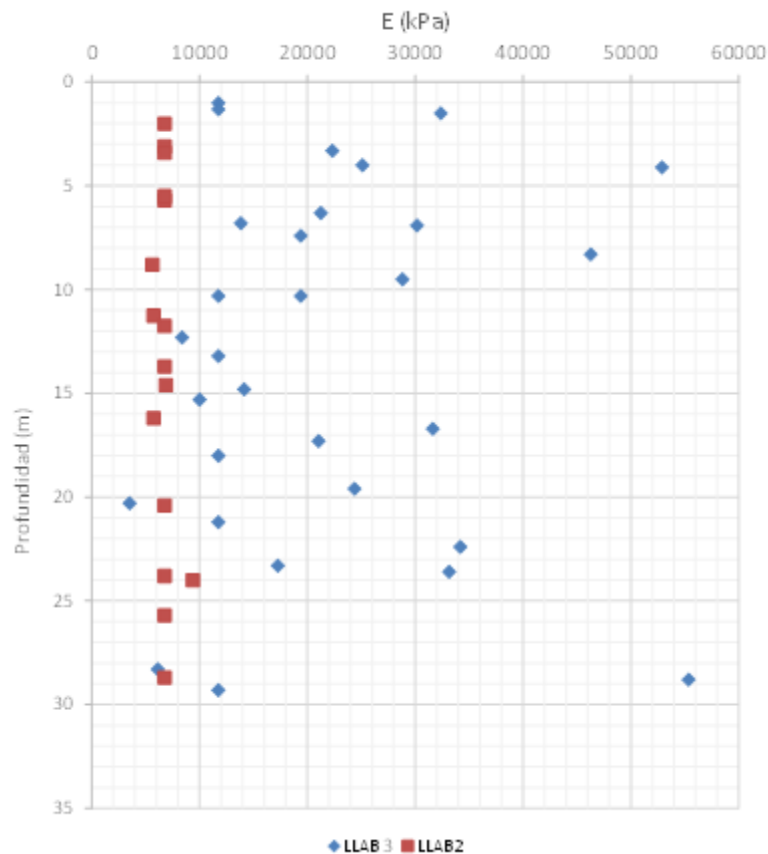
b). Resistencia drenada

No se cuenta con suficientes datos para hacer el análisis de resistencia drenada

9.3.4.6. Módulo elástico del suelo

Los resultados mediante las expresiones indicadas anteriormente son las siguientes:

Figura 86. Valor de E para LLAB3 y LLAB2

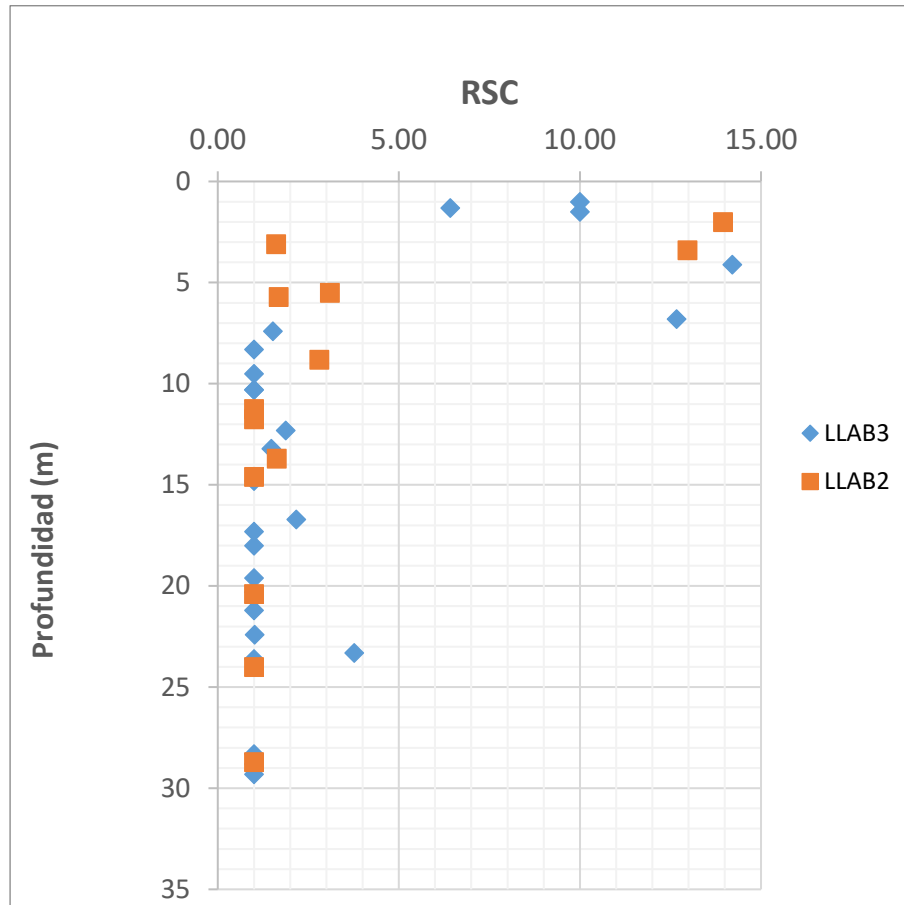


Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.4.7. Compresibilidad del suelo LLAB3 y LLAB2

Se determinaron para las dos unidades el valor de RSC mediante la expresión dada anteriormente y con los datos obtenidos de información secundaria obteniendo lo siguiente.

Figura 87. Relación de sobreconsolidación RSC

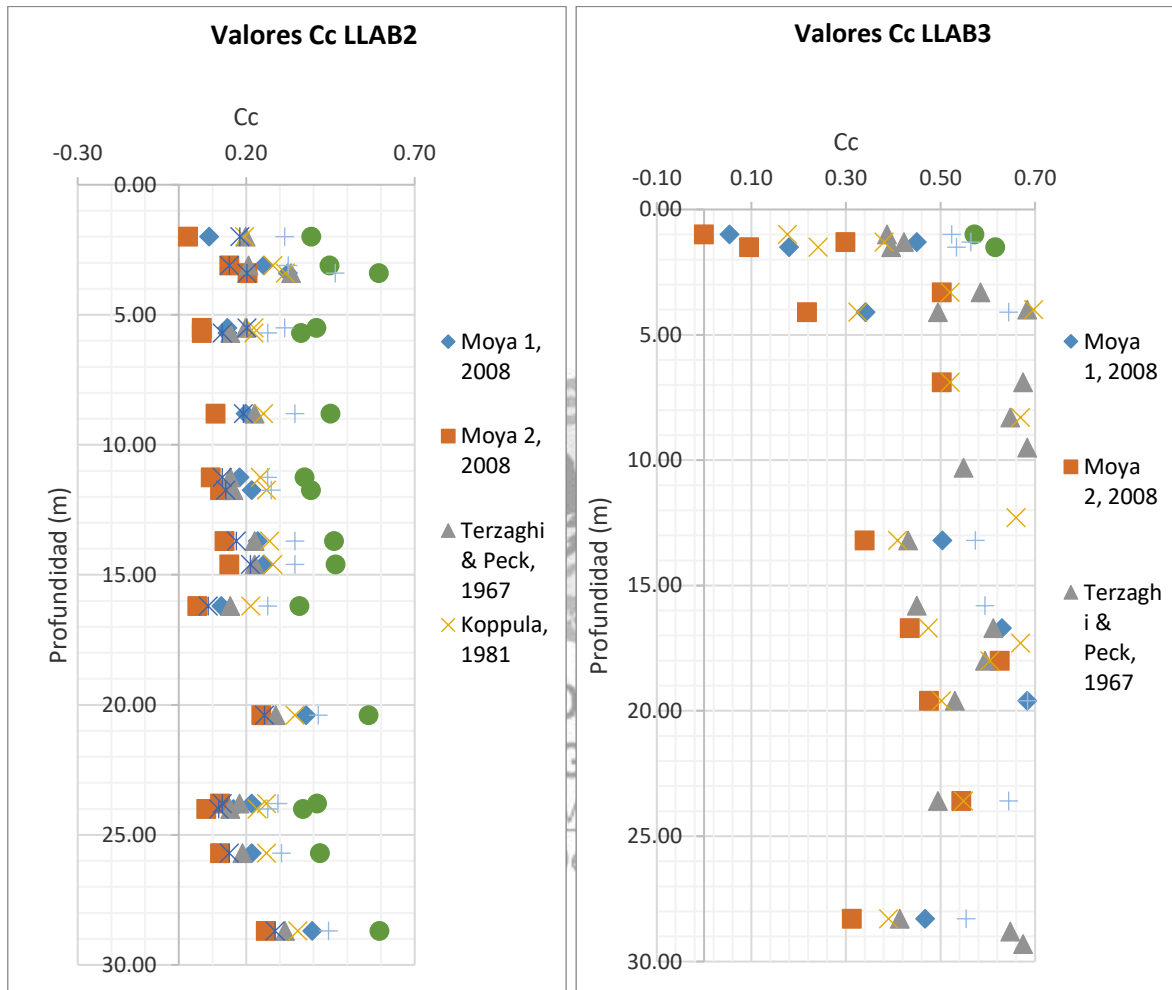


Instituto de Desarrollo Urbano

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

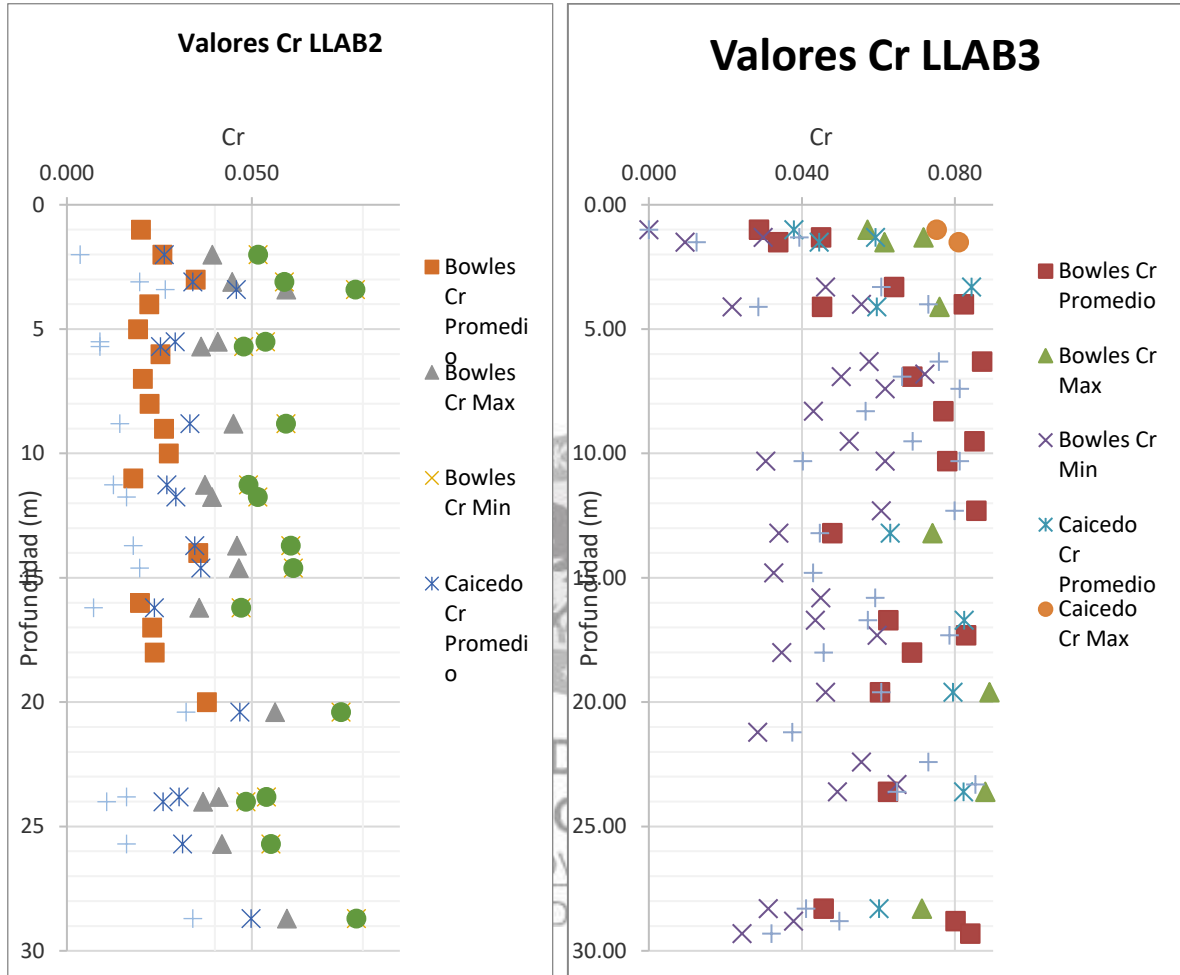
El valor de C_c se determinó a partir de correlaciones con la humedad natural, límite líquido y/o índice de plasticidad

Figura 88. Valor de Cc LLAB3 y LLAB2



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Figura 89. Valor de Cr LLAB3 y LLAB2



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

9.3.6. Resumen de las propiedades de las Unidades Geotécnicas

De acuerdo con el análisis estadístico de la información recopilada se presentan los siguientes parámetros.

9.3.6.1. Propiedades físicas

Tabla 24. Zonificación de materiales. Contenido de grava, arena y finos

Unidad geotécnica	Descripción	TOTAL DE MUESTRAS ANALIZADAS	% DISTRIBUCION USCS	USCS	% grava			% arena			% finos		
					Tipo	Max	Min	Prom	Max	Min	Prom	Max	Min
PBG1	Arena arcillosa o con algo de arcilla			SMSC	40.00	22.00	34.00	42.0	38.0	40.0	38.00	18.00	26.00
PBG2	Arcilla o limo de plasticidad media a baja			CL/ML	18.0	0.0	9.0	50.0	10.0	25.0	89.0	50.0	69.0
PBG3	Arcilla o limo de alta plasticidad			CH	11.0	0.0	5.5	22.0	2.0	12.0	98.0	78.0	91.0
LACC1	Arena arcillosa o con algo de arcilla	12	0.12	SMSC	44.00	10.00	29.00	87.00	31.00	56.00	47.00	13.00	32.00
LACC2	Arcilla o limo de plasticidad media a baja	51	0.52	CL/ML	1.00	0.00	0.03	49.00	0.00	12.69	100.0	51.0	87.3
LACC3	Arcilla o limo de alta plasticidad	36	0.36	CH/MH	6.0	0.0	0.0	32.0	0.0	4.0	100.0	62.0	96.0
ALG1	Arena arcillosa o con algo de arcilla	56	0.12	SMSC	1.00	0.00	0.02	95.00	51.00	71.60	49.00	5.00	28.40
ALG2	Arcilla o limo con algo de arena o arcilla arenosa de plasticidad media a baja	237	0.53	CL/ML	17.0	0.0	0.3	49.0	0.0	12.6	100.0	51.0	70.3
ALG3	Arcilla o limo con algo de arena o arcilla arenosa de plasticidad alta	157	0.35	CH/MH	19.0	0.0	0.5	49.0	0.0	7.2	100.0	51.0	76.1
LLAB2	Arcilla o limo de plasticidad media a baja	34	0.88	CL/ML	Nota 4			Nota 4			Nota 4		
LLAB3	Arcilla o limo de alta plasticidad	16	0.32	CH/MH	Nota 4			Nota 4			Nota 4		

Tabla 25. Zonificación de materiales. Límites de plasticidad y peso unitario

Unidad geotécnica	Descripción	LL			IP			γ (kN/m ³)		
		Max	Min	Prom	Max	Min	Prom	Max	Min	Prom
PBG1	Arena arcillosa o con algo de arcilla	63.0	37	55.00	31.00	31.00	31.00	22	21	21
PBG2	Arcilla o limo de plasticidad media a baja	39.0	37.0	38.0	30.0	17.0	25.0	20	17	19
PBG3	Arcilla o limo de alta plasticidad	54.0	45.0	50.0	26.0	17.0	23.0	19.5	18	18.5
LACC1	Arena arcillosa o con algo de arcilla	35.0	23	29.00	18.00	6.00	14.00	Nota 4	Nota 4	19
LACC2	Arcilla o limo de plasticidad media a baja	49.0	24.0	35.7	26.0	8.0	18.5	2.09	1.61	1.86
LACC3	Arcilla o limo de alta plasticidad	347.0	52.0	110.0	168.0	26.0	69.0	1.89	1.15	1.57
ALG1	Arena arcillosa o con algo de arcilla	37.0	NL	5.38	16.00	0.00	7.65	21.1	17.7	19.8
ALG2	Arcilla o limo con algo de arena o arcilla arenosa de plasticidad media a baja	49.8	16.0	35.7	32.0	0.2	15.8	21.3	13.13	19.09
ALG3	Arcilla o limo con algo de arena o arcilla arenosa de plasticidad alta	297.0	50.0	86.2	209.0	12.0	49.1	21.5	11.1	17.6
LLAB2	Arcilla o limo de plasticidad media a baja	47.0	27.0	33.0	23.0	8.0	12.0	Nota 3	Nota 3	19.00
LLAB3	Arcilla o limo de alta plasticidad	192.0	52.0	90.9	94.0	17.0	40.6	Nota 3	Nota 3	17.00

9.3.6.1. Propiedades geomecánica

Tabla 26. Parámetros geomecánicos de zonas geotécnicas

Unidad geotécnica	Descripción	Su	Cantidad de muestra ensayos Su	c			E	Cantidad de muestra ensayos Consolidación	RSC	Cc	Cr	eo
				kPa	φ	o						
PBG1	Arena arcillosa o con algo de arcilla	NA		10.0	23	12500			-	-	-	0.26
PBG2	Arcilla o limo de plasticidad media a baja	107.00	1	0.0	24	3000	1	2.22	0.3011	0.039	1.6	
PBG3	Arcilla o limo de alta plasticidad	137.00	5	0.0	28	2500	5	1.8	0.227	0.029	1.26	
LACC1	Arena arcillosa o con algo de arcilla	NA	SIN	10.0	24	6400	SIN					
LACC2	Arcilla o limo de plasticidad media a baja	5 m 50 kPa. Desde 22 m hasta 32 m aumenta hasta	SIN	0.2	27	7680	SIN		De 0 a 5 m, 10, de 20 a 34 m, 2.6	0.26	0.038	SIN
LACC3	Arcilla o limo de alta plasticidad	140	46	0.90	29	4500	25	De 2 a 4	0.54	0.068	1.37	
ALG1	Arena arcillosa o con algo de arcilla	NA	SIN	10.0	29	10162	SIN		NC			
ALG2	Arcilla o limo con algo de arena o arcilla arenosa de plasticidad media a baja	Desde 0-10 m 130 kPa. Hasta 50 m 45 kPa	SIN	4.5	27	Nota 2	SIN	Nota 1	0.193	0.024	1.25	
ALG3	Arcilla o limo con algo de arena o arcilla arenosa de plasticidad alta	Desde 0-10 m 100 kPa. Hasta 50 m 46 kPa	SIN	4.2	26	Nota 2	SIN	Nota 1	0.643	0.080	1.25	
LLAB2	Arcilla o limo de plasticidad media a baja	Desde 0-5 m 50 kPa. Desde 5 m hasta 50 m 30 kPa	SIN	Nota 4	Nota 4	21769	SIN	Nota 5	0.180	0.023	1.25	
LLAB3	Arcilla o limo de alta plasticidad	Desde 0-5 m 50 kPa. Desde 5 m hasta 50 m 30 kPa	SIN	Nota 4	Nota 4	6626	SIN	Nota 5	0.700	0.088	1.25	

Nota 1. Los primeros 10 m es SC si aparece inicialmente. En profundidad es NC

Nota 2. $E=9581,3 \cdot Z^{(-0,233)}$ siendo Z la profundidad.

Nota 3. Se adopta un valor.

Nota 4. No hay información

Nota 5. Los primeros 5 m con SC RSC de 6, de 5 m a 10 m RSC de 2 y de 10 m hacia 30 m NC

9.3.6.2. Potencial de expansión

La ocurrencia de potencia de expansión es posible o puede ser esperado en las zonas de Lacustre C (LACC3) y en Llanura aluvial (LLAB3) hacia el sur en Soacha donde se presentan arcillas de plasticidad alta a media. No obstante, el efecto en estructuras es mínimo considerando las cargas impuestas, es decir si existe el potencial de expansión, el valor de expansión queda inhibido por la carga impuesta superior al evaluado como potencial. En la valoración sobre la zona de trabajo especialmente en lacustre C en la avenida 19 y en Llanura aluvial fina hacia Bosa y Soacha no se observaron condiciones asociadas a este fenómeno en viviendas de baja altura. En la zona de Ciudad Verde las vías no presentan este fenómeno y los edificios efectuados no representan condiciones asociadas a este potencial en las arcillas. No se cuenta con ensayos de expansión en estos sitios, por lo tanto, se recomienda llevar a cabo los ensayos que permitan hacer los análisis respectivos en etapas futuras.

Para el túnel no se considera relevante en la construcción o en el tiempo este efecto.

Para la siguiente fase se recomienda evaluar las condiciones mineralógicas de las ocurrentes a lo largo del trazado de arcillas y evaluar el potencial de expansión el cual puede afectar estructuras en Patio taller, y algunas estructuras asociadas a las estaciones, zonas de pozos de emergencia y de ventilación hacia su parte superior.

9.3.6.3. Potencial de licuación

De acuerdo con el numeral H.7.4.4 Susceptibilidad a licuación del título H NSR10 los materiales que corresponden a aluviales o unidades ALG1, LACC1 y PBG1 y deben ser

revisados o analizados siguiendo además el Decreto 523 de 2010 de Microzonificación Sísmica. El nivel freático está presente a lo largo del corredor. Históricamente en sismos importantes en Bogotá se ha reportado problemas de licuación en la cuenca del río Tunjuelito.

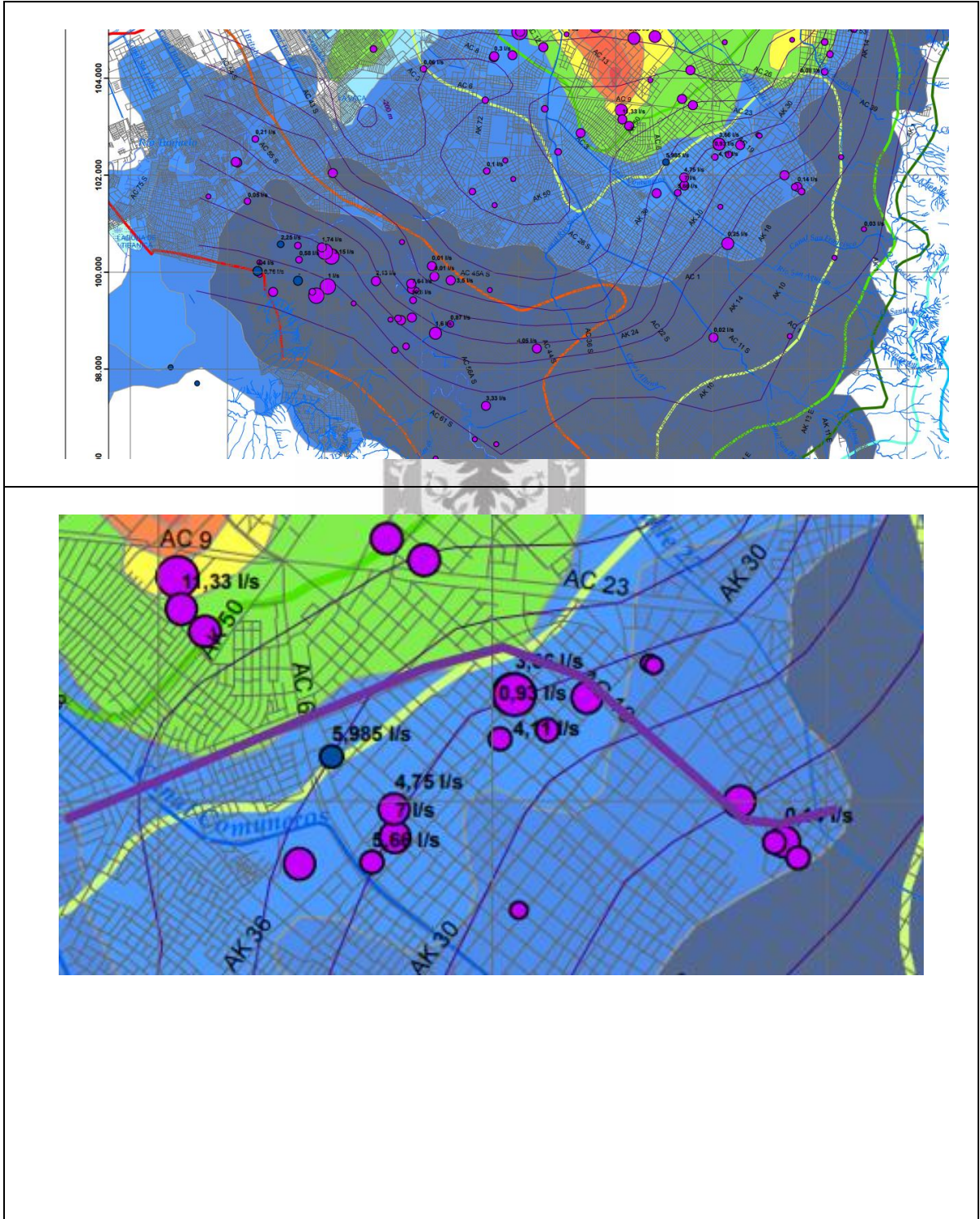
Los materiales ALG1 en este caso presenta densidad media o compacta con valores de N entre 15 y 25 golpes/pie. Esto hace que la susceptibilidad por licuación sea menor. Es importante indicar que la potencialidad de licuación está asociada a los primeros 12 m de profundidad donde el esfuerzo efectivo es menor y puede ser superado por el esfuerzo cíclico inducido por el sismo. Se considera que la zona del corredor férreo del sur presenta susceptibilidad baja a nula en licuación.

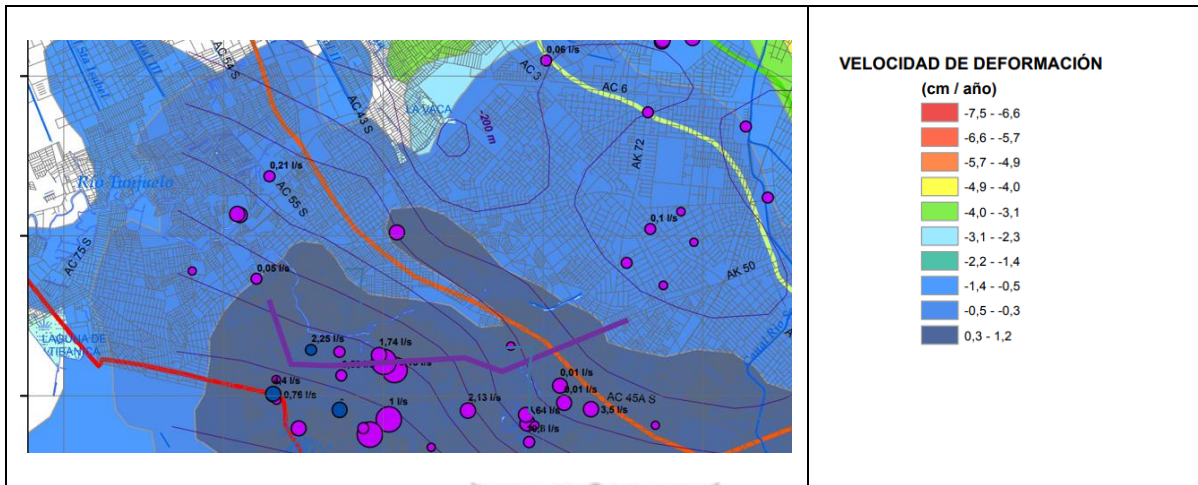
9.3.6.4. Subsistencia

El estudio presenta el Plano No. 7 Integración para análisis de subsidencia (síntesis) en donde se presenta la velocidad de deformación cm/año. La zona de corredor Ferreo del sur sobre la ciudad de Bogotá presenta tasas máximas de 1,4 cm/año a 0,3 mm/año desde el canal Comuneros o avenida 3. Desde la Avenida 3 y hasta la Avenida 19 se presentan tasas superiores entre 4,9 cm/año y 3,1 cm/año asociado al contacto de los materiales de lacustre C (LACC1, LACC2 y LACC3) con el aluvial (ALG1, ALG2 y ALG3). Desde la Avenida 19 y hacia la Estación Mártires las velocidades bajan nuevamente a 0,3 mm/año. La subsidencia en las zonas aluviales ALG1, ALG2 y ALG3, es por tanto menor en el tiempo y no debería considerarse problemas en el futuro. En Soacha y en Bosa debería estudiarse con mayor detalle teniendo en cuenta la presencia de materiales arcillosos de alta plasticidad de la zona LLAB3.

La zona analizada hacia la sur llega hasta el humedal Tibanica, límite con el municipio de Soacha la cual no presenta información o no existe análisis técnico. De acuerdo con las observaciones del sector no se observan pozos de abatimiento o sistemas de bombeo por sótanos que pudiera afectar la zona en el tiempo. Los materiales cercanos al río Bogotá y sus consideraciones hidrogeológicas deben ser estudiadas especialmente para el Patio Taller. No se observan deformaciones importantes en las vías existentes. Esta zona conocida como “Ciudad” Verde viene en un proceso de densificación urbana importante en los últimos 15 años y no se observan cambios sustanciales. Los valores determinados en dicho informe pueden ser considerados similares en el límite con Bogotá, pero requieren ser estudiados en el tiempo antes de iniciar el proceso de construcción del túnel y de las estaciones.

Figura 90. Modelo de subsidencia y corredor férreo del sur





Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

10. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE SOPORTE AL SISTEMA FERRO EN ESTACIONES, PATIOS Y TALLERES

10.1. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Las soluciones geotécnicas propuestas en el presente documento se establecieron a partir de una evaluación y calificación de criterios, que tuvieron en cuenta aspectos constructivos, afectación a vecinos, tiempos y costos. Respecto a la selección de la maquinaria para la ejecución del túnel, se puede encontrar en el producto 12. CAC-SGC-EST-INF.PAS-1.

La tabla muestra las alternativas evaluadas en cada uno de los casos.

Tabla 27. Alternativas evaluadas para el componente de geotecnia

Solución geotécnica evaluada	Alternativa		
	SopORTE lateral en excavaciones para estaciones	Pilotes tangentes	Pantalla preexcavada
Mejoramientos	Jet grouting	Inyecciones de compactación	-
Manejo de asentamientos en Patio taller	Precarga	Pilotes de soporte	Mejoramiento de suelo mediante columnas de grava

A continuación, se describen los criterios de evaluación que se tuvieron en cuenta para asignar la calificación:

Criterio constructivo: hace referencia a la complejidad y viabilidad de implementar la solución evaluada, teniendo en cuenta las implicaciones que esta trae desde el punto de vista constructivo, como dificultad para el ingreso de materiales y maquinaria, incompatibilidad de la solución con los materiales y otras condiciones geotécnicas existentes.

Afectación a vecinos: Se evalúa el impacto sobre los predios e infraestructura cercana al lugar de ejecución de los trabajos; esto también está relacionado recíprocamente con los demás criterios, ya que dicha afectación depende del proceso constructivo.

Tiempo de ejecución: Se hace un comparativo de los tiempos de ejecución de cada una de las soluciones y se identifican las soluciones que tienen una ejecución más rápida

Costos asociados: Se estiman los costos unitarios aproximados de cada una de las soluciones y se comparan entre ellas.

Para cada uno de estos criterios, se asigna un puntaje de 1, 3 o 5, siendo 5, la solución más favorable para el criterio, y 1, la solución menos favorable; al final, la alternativa que presenta un mayor puntaje es la que se propone implementar por ser la más favorable. En el caso de las cimentaciones, no se evaluaron alternativas, ya que el tipo de cimiento a utilizar es función de el requerimiento de cargas derivado de las estructuras planteadas; a partir de allí se estimará si es necesario emplear cimentaciones superficiales o profundas.

- Soporte lateral de excavaciones: Como se puede ver, en la tabla 3, se evaluó el soporte lateral de excavaciones por medio de pilotes tangentes, pantallas preexcavadas y muros de tablestacas. En primer lugar, los muros de tablestacas presentan una dificultad constructiva mayor por ser la excavación tan profunda y angosta; de tal manera que esta alternativa es difícil de implantar, y poco viable. En cuanto a los pilotes tangentes y las pantallas preexcavadas, que son soluciones similares, se puede ver que la ejecución de los pilotes tangentes es más eficiente por ser más rápida.

Tabla 28. Evaluación de alternativas para soporte lateral en excavaciones para estaciones

Soporte lateral en excavaciones para estaciones	Criterio constructivo	Afectación a vecinos	Tiempo de ejecución	Costos asociados	Puntuación
Pilotes tangentes	5	5	5	5	20/20
Pantalla preexcavada	3	5	3	3	14/20
Muros de tablestacas	1	1	1	1	4/20

La alternativa más favorable para el soporte lateral de excavaciones, son las pantallas de pilotes tangentes.

- El mejoramiento del suelo propuesto en el fondo de las excavaciones, tiene como objetivo controlar el flujo de agua, así como aportar una mayor resistencia a los estratos inferiores. La diferencia entre las dos técnicas evaluadas, es que con el jet grouting se “corta” el suelo creando una mezcla de suelo con concreto fluido que le aporta mayor rigidez, lo densifica y lo hace más resistente. En el caso de las inyecciones de compactación, se inyecta un mortero de baja movilidad, desplazando el material circundante y haciéndolo más denso. Si bien los procesos constructivos son similares, con el jet grouting se obtiene una mezcla con diferentes características, más allá de la compactación lograda, que lo hacen más beneficioso para los requerimientos del proyecto.

Tabla 29. Evaluación de alternativas para mejoramiento de s de suelos

Mejoramientos	Criterio constructivo	Afectación a vecinos	Tiempo de ejecución	Costos asociados	Puntuación
Jet grouting	5	5	5	5	20/20
Inyecciones de compactación	1	5	3	5	14/20

La alternativa más favorable para el mejoramiento del suelo, son las inyecciones de jet grouting.

- Para el control de asentamientos en el patio taller, se evaluó la inducción del proceso de consolidación a través de un terraplén de precarga; del mismo modo, se evaluó emplear pilotes de soporte, y columnas de grava. Para esta solución, primó el tiempo de ejecución y los costos asociados a cada alternativa.



 <p>Ardanuy CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	 <p>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	---	---

Tabla 30. Evaluación de alternativas para control de asentamientos en el patio taller

Manejo de asentamientos en Patio taller	Criterio constructivo	Afectación a vecinos	Tiempo de ejecución	Costos asociados	Puntuación
Precarga	5	5	1	5	16/20
Pilotes de soporte	1	5	3	1	10/20
Mejoramiento de suelo mediante columnas de grava	3	5	5	3	16/20

Aunque el puntaje sea el mismo para la precarga y para el mejoramiento con columnas de grava, las columnas de grava tienen la ventaja de que además de contribuir al control de los asentamientos, aporta capacidad de carga a las cimentaciones, y el tiempo requerido para implementar esta solución es mucho menor que en el caso de la precarga, siendo esta última incluso difícil de implementar al ser tan ajustados los tiempos de construcción disponibles para un proyecto; por tal razón, se considera que la alternativa más favorable para el control de asentamientos en la zona de patio taller, es la **instalación de columnas de grava**.

10.2. TUNEL

El presente numeral contiene una recopilación de los aspectos constructivos más relevantes, así como la descripción de los materiales a atravesar a lo largo del trazado con la ejecución del túnel. Para esto, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La descripción del proceso constructivo y el dimensionamiento se encuentra en el informe "12. CAC-SGC-EST-INF.PAS-1"; allí se describen algunas alternativas de procesos constructivos, recomendando como más factible el proceso de ejecución mediante tuneladora, y la aplicación del método alemán de túneles en las zonas de estación.
- Se debe contemplar y analizar en etapas futuras, la localización de los portales de entrada y de salida para la maquinaria que llevará a cabo las excavaciones subterráneas; del mismo modo, se debe hacer el análisis de las deformaciones y esfuerzos inducidos en cercanías a la construcción del túnel.
- Todo el trazado, y, por lo tanto, los trabajos subterráneos por ejecutar se encuentran bajo el nivel freático, el cual predominantemente está a una profundidad entre 3 m y 5 m; se deben tomar las medidas respectivas para el control de la infiltración a través de la clave del túnel. Para prevenir el levantamiento de la excavación debido

a subpresiones, en las estaciones, se ha propuesto la construcción de columnas de jet grouting.

- La transición entre el tramo final del trazado y el patio taller, se debe hacer por medio de pantallas de profundidad variable, cuya longitud vaya en aumento hasta encontrar los 30 m aproximados de profundidad del trazado subterráneo, en donde se intersecará con la excavación realizada por la tuneladora.

Respecto a los materiales por atravesar, se hace un recuento de las unidades geotécnicas que se encontrarán a la profundidad proyectada para el túnel, siendo su representación gráfica presentada a lo largo del perfil longitudinal del túnel en el plano 07. M2-ES-LE-GEN-NG-00 (En el capítulo 9.3 se hace la descripción y análisis de cada unidad):

- Los primeros 400 m se desarrollan a través de materiales de piedemonte (PBG), atravesando la unidad PBG3, compuesta por arcillas y limos de alta plasticidad con trazas de arena.
- Después de atravesar los materiales de piedemonte, se atraviesan 1,5 km de materiales aluviales (ALG); en principio, la solera del túnel quedará ubicada sobre materiales aluviales de alta plasticidad (ALG3), y la clave, sobre materiales granulares de la unidad ALG1, aspecto importante para tener en cuenta en la ejecución de las excavaciones.
- Se atraviesa la zona de suelos de origen lacustre-aluvial (LACC), entre 1+904 y 3+002 un poco más compresibles, en donde, de acuerdo con los datos disponibles, la solera quedará localizada sobre arcillas o limos de alta plasticidad de la unidad LACC3, y la clave se localizará sobre arenas arcillosas de la unidad LACC1.
- A partir de 3+002, comienza la zona de suelos aluviales (ALG), hasta 04+800, se atraviesan suelos granulares (Arenas arcillosas o con algo de arcilla) de la unidad ALG1. A partir de 4+800, el trazado se desarrolla sobre materiales finos de baja plasticidad de la unidad ALG2; en esta zona, a la altura de 5+100 y 11+000 se han encontrado pequeños lentes de turba de 2 m de espesor en promedio; la unidad ALG2 se encuentra en el trazado hasta la abscisa 13+441.
- A partir de la abscisa 13+441 hasta la abscisa 23+141 (Final del trazado), los materiales que se encontrarán son de llanura aluvial, predominantemente de alta plasticidad (Unidad LLAB3).
- Las propiedades geomecánicas de cada una de las unidades identificadas, se encuentran descritas en el capítulo 9.3.5.
- Se deben tener en cuenta los comentarios realizados en los numerales 9.3.5.2, 9.3.5.3 y 9.3.5.4, en donde se relacionan las unidades geotécnicas definidas en este estudio, con respecto al potencial de expansión, potencial de licuación y subsidencia

10.3. ANÁLISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS PATIO TALLER - OTRAS

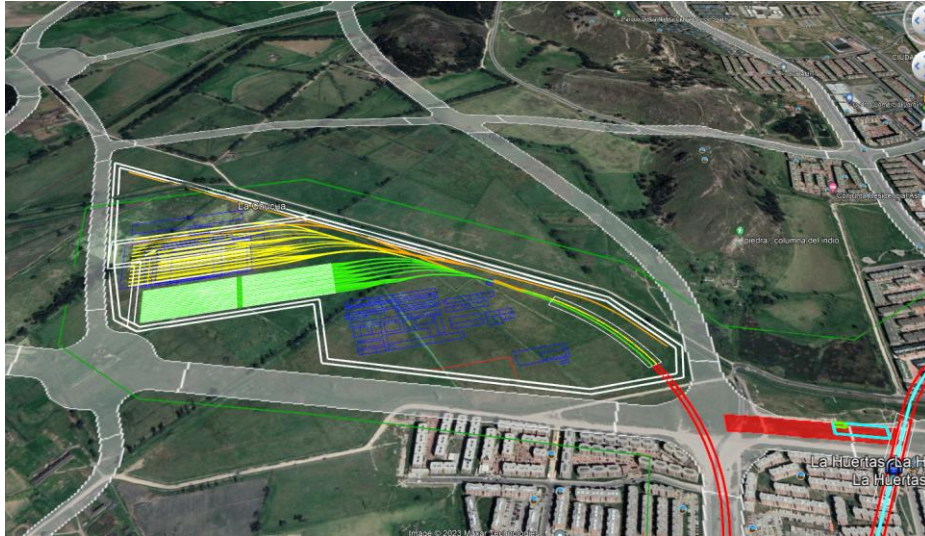
10.3.1. Condiciones de patio taller

Esta infraestructura hace parte del sistema del metro subterráneo y consta de tres espacios diferenciados: la zona de estacionamiento de los trenes, los talleres de revisión y mantenimiento de estos y los edificios administrativos para empleados. El primero de los casos se dimensionará como una estructura convencional de protección de la infraestructura de trenes, con luces que cubran una zona de estacionamiento prevista de 315 m de longitud y 60 m de ancho.

En cuanto a la zona de talleres en donde se prevé el arreglo y mantenimiento de los trenes, se establece que el predimensionamiento de la estructura de soporte debe cubrir un área de 120,00 m de ancho y 140,00 m de longitud. En ambos casos se debe tener en cuenta una altura promedio no menor a 6,00 metros y se pueden considerar apoyos intermedios de columnas, siempre y cuando permitan el correcto funcionamiento de las actividades propias de los talleres.

Para las áreas administrativas de los talleres, se consideran construcciones con estructura de soporte convencional de pórticos en concreto reforzado con luces no mayores de 7,50 m. y alturas libres no menores a 2,50 m. Todas estas construcciones se intercomunicarán interiormente por una vía cuyos parámetros se realizarán de acuerdo con el Manual de Diseño Geométrico de carreteras 2008 de INVÍAS.

En la zona de patio taller se presenta suelos de llanura aluvial (LLAB2 y LLAB3) con predominio arcilloso entre alta y baja plasticidad de consistencia media, con niveles freáticos a menos de 5 m de profundidad. Estos suelos presentan compresibilidad alta, con un perfil de suelo preconsolidado en los primeros 5 m con RSC estimados de 4 y en profundidad ya suelos normalmente consolidados. Hacia el costado Occidente se presenta un cerro de baja altura. Hacia el Sur se presenta a 1 km la margen izquierda del río Bogotá. Hacia el Oriente y Norte se presentan urbanizaciones con edificios entre 5 y 6 pisos sin sótano.

Figura 91. Zona de patio taller

Fuente: Google earth y Consorcio Ardanuy Colombia

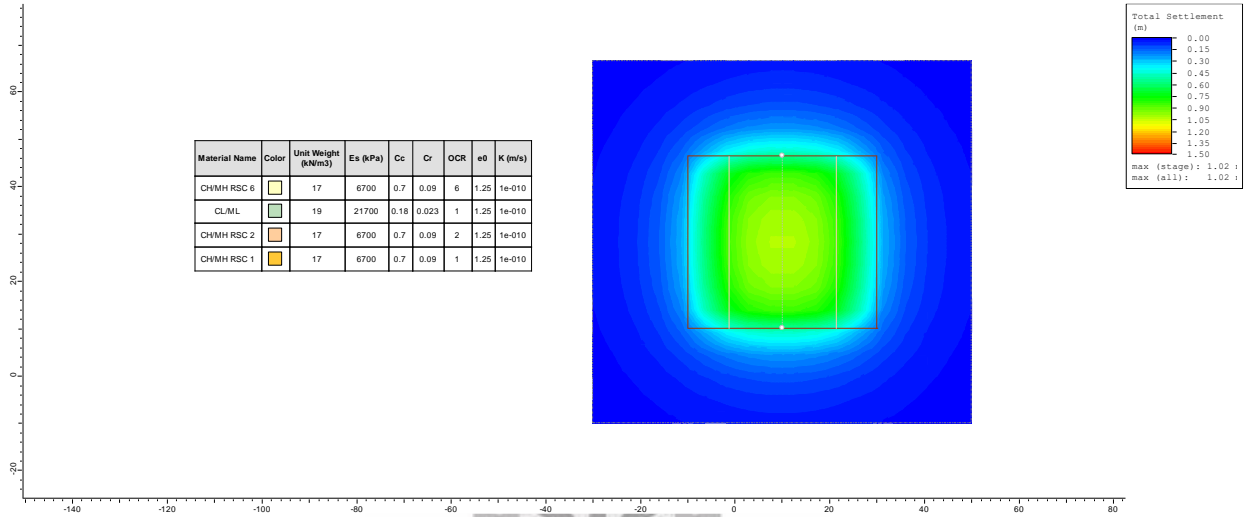
10.3.2. Análisis de asentamientos

Teniendo en cuenta que el predio presenta cota inferior a la existente actualmente con las vías construidas en la zona llegando la línea férrea a 3 m del nivel existente se plantea las siguientes condiciones:

- Rellenos de material granular de 5 m de espesor.
- Cargas aplicadas con zapatas o placas superficiales para estructuras livianas de máximo 100 kPa o lo que corresponde a cargas de máximo 80 t (categoría baja NSR10)
- Cargas aplicadas mediante dados y pilotes de máximo 400 t y placa aérea.
- Mejoramiento del nivel de base para reducir asentamientos en el tiempo con Columnas de Grava Compactada o Columnas de Grava. Se pueden considerar columnas entre 20, 24 y 30 pulgadas (76.2 cm), 15 m de longitud (profundidad máxima existente en 2023 según la tecnología) y espaciamiento promedio en tresbolillo de 5 m. Esta distribución puede cambiar según las condiciones de los suelos existentes en la zona.

Se efectúa el análisis mediante el programa settle3d y configurando el perfil geotécnico indicado en el Capítulo 9:

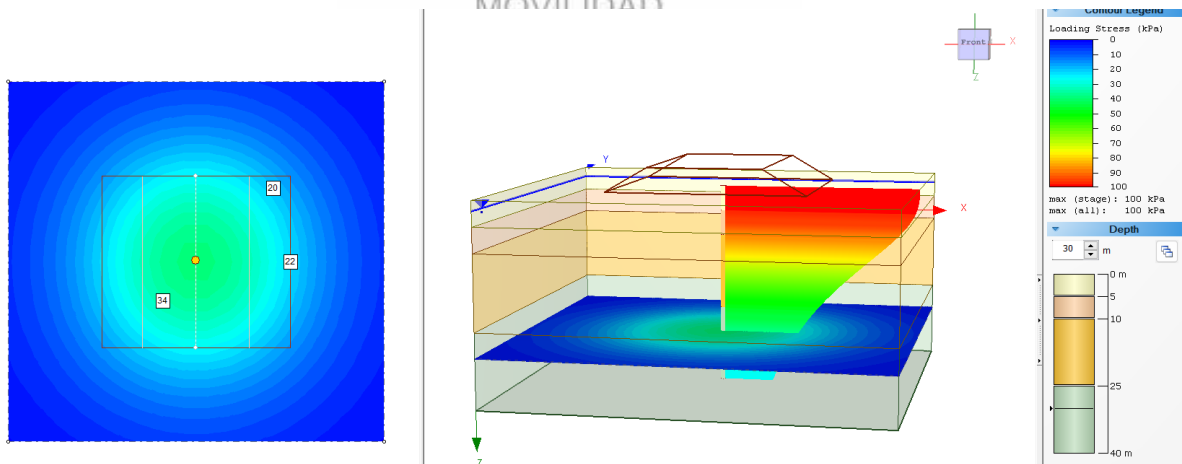
Figura 92. Modelo de asentamientos para un terraplén de 5 m



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Los resultados, sin cualquier tipo de tratamiento de la cimentación, indican asentamientos inmediatos de 32 cm. A 20 años, por consolidación, se esperan asentamientos adicionales del orden de 1,0 m. La influencia del terraplén calculada varía entre 20 m y 30 m con una influencia de 34% de incremento de carga para el terraplén de 5 m de altura en el modelo.

Figura 93 Influencia de terraplén en profundidad



Los resultados anteriores muestran la necesidad de llevar a cabo un mejoramiento del terreno mediante las soluciones mencionadas en el párrafo anterior. Columnas de Grava Compactada o Columnas de Grava deben ser efectuadas a profundidad de 15 m (profundidad máxima existente en 2023 según la tecnología) como mínimo y debe efectuarse a lo largo del área donde se construya el terraplén. Un análisis más detallado se debe efectuar en etapas futuras para obtener un dimensionamiento definitivo de la solución.

Se indica que cuando el edificio a cimentar es alto o de cargas importantes, sobre el terraplén se efectúe mediante una placa de concreto que puede distribuir mejor las cargas.

10.3.3. Capacidad de carga de estructuras livianas

Las estructuras livianas podrían apoyarse sobre el relleno con el mejoramiento del terreno. Su capacidad portante estaría asociada a lo que pueda brindar los materiales granulares previamente compactados sin generación de asentamientos por consolidación. Se efectuó el análisis considerando un espesor de rellenos, y sobre este, apoyada una zapata de 2 m x 2 m con profundidad de cimentación de 1 m. Se adjunta memoria técnica efectuada mediante programa loadcap, en el anexo 5. Para el relleno se consideró un valor de ángulo de fricción de 30° y cohesión de 0 kPa. Se obtuvo un valor de 933 kPa con metodología de Vesic y 845 kPa con metodología de Hansen. Aplicando a un valor de 900 kPa de capacidad última y un FS de 3 según NSR10, se obtiene una capacidad admisible de 300 kPa.

10.3.4. Capacidad de carga de pilotes

En cargas para puentes vehiculares o peatonales, accesos vehiculares o cargas altas superiores a 400 t es posible que el mejoramiento con Columnas de Grava Compactada o Columnas de Grava no permita manejarlo y por tanto es posible que en ciertas zonas se requiera de este uso.

Para pilotes de fricción se considera el perfil geotécnico planteado anteriormente efectuando el análisis básico mediante el programa MP de Geostrud y en procedimientos manuales incluidos en Anexo. Se considero el valor de alfa dado en NSR10 (a la fecha se considera que CCP14 presenta diferencias importantes en el valor de alfa el cual presenta diferentes conceptos de la comunidad técnica con el fin de usar el que es el apropiado a los suelos de la sabana de Bogotá). El valor de punta se consideró con un valor de N_c de 9 y el S_u asociado a la longitud de cálculo de 30 m.

Los factores de seguridad considerados son los dados por punta de 3 y de 1,8 por fricción para NSR10. Los resultados calculados indican lo siguiente.

Tabla 31. Capacidad de carga de pilotes para el Patio Taller

Diámetro (m)	Longitud (m)	Area (m2)	qult punta (kN)	qult fricción (kN)	qadm (kN)
0,80	30,00	0,503	136	1900,7	1101
1,00	30,00	0,785	212	2375,8	1391
1,20	30,00	1,131	305	2851,0	1686
1,50	30,00	1,767	477	3706,7	2218

El manejo de eficiencia debe darse de acuerdo con la distribución lograda para cada pilote y puede variar entre 0.70 y 1.0. Se adjunta Anexo.

Se pueden obtener valores de cálculo si se efectúan con el reglamento CCP14 ya que se deben considerar Factores de resistencia (Factor de resistencia FR es el inverso de los factores de seguridad FS de NSR10 aun cuando contempla mayor complejidad por condiciones sísmicas con mayor exigencia y deformaciones asociadas a condiciones angulares diferentes a las contempladas en NSR10).

10.4. ANÁLISIS DE EXCAVACIONES CUT & COVER

10.4.1. Método constructivo

En total se presentan 18 estaciones las cuales presentan la siguiente área de excavación y ubicación en la zonificación geotécnica con una ubicación aproximada (La descripción de los tipos de estaciones se encuentra en el capítulo 9 del documento “6. CAC-SGC-URB-INF.PAS-1-v.1”, del componente de urbanismo). El procedimiento constructivo se menciona en el informe “12. CAC-SGC-EST-INF.PAS-1”

Tabla 32. Consideraciones de estaciones

Tipo Estación	No. Estación	Nombre	De (km)	A (km)	Área (m2)	Unidad Geotécnica
Especial	Estación 1	Santa Fe	0	200	29348	PB
Tipo 1	Estación 2	La Hoja	1760	1960	17240	AL/LACC3
Tipo 2	Estación 3	Gorgonzola	3520	3700	13489	AL
Tipo 2	Estación 4	La Camelia	5340	5520	17240	AL
Tipo 2	Estación 5	San Eusebio	6640	6820	17446	AL
Tipo 1	Estación 6	La Campiña	8920	9100	17240	AL
Tipo 2	Estación 7	Villa del Río	9920	10100	13326	AL
Tipo 2	Estación 8	Olarte	11480	11660	13816	AL
Tipo 1	Estación 9	El Apogeo	12920	13100	17240	AL

Tipo Estación	No. Estación	Nombre	De (km)	A (km)	Área (m ²)	Unidad Geotécnica
Tipo 1	Estación 10	Bosa Centro	13900	14060	17240	LLAB
Tipo 2	Estación 11	La Paz Bosa	14860	15020	13339	LLAB
Tipo 2	Estación 12	Las Margaritas	15980	16160	17604	LLAB
Tipo 1	Estación 13	Tintal	17540	17720	17240	LLAB
Tipo 1	Estación 14	El Edén	18660	18900		LLAB
Tipo 2	Estación 15	Frailejón	19840	20020	20209	LLAB
Tipo 2	Estación 16	Ciudad Verde	20580	20760	20209	LLAB
Tipo 2	Estación 17	Las Huertas	21520	21700	13816	LLAB
Tipo 1	Estación 18	Soacha Centro	22980	23140	17240	LLAB

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Se establece por tanto 1 estación en PB o depósitos coluviales y conos compuesto de arenas y arcillas con algo de gravas en intercalaciones.

Se presentan 7 estaciones en depósitos aluviales compuestos de arenas arcillosas con intercalaciones de arcillas algo arenosas de alta plasticidad a media.

Se presentan 9 estaciones en depósitos de llanura aluvial compuesto por arcillas de alta a media plasticidad con intercalaciones de arenas arcillosas.

Se presenta una estación en una zona de transición entre depósitos aluviales y depósitos lacustres compuesto de arcillas de alta plasticidad.

Se presentan 7 estaciones tipo 1. Una estación tipo se ubica sobre el eje del tren y tienen un ancho de 25 m, longitud de 172 y profundidad de 31,74 m

El método de construcción contemplado es el Cut & Cover con construcción inicial de un sistema perimetral constituido por pantallas de concreto o cortinas de pilotes, seguidamente construir la losa de topo y después iniciar la excavación desde arriba hacia abajo (excavación Top – Down), pudiendo o no construirse niveles de losas intermedios. Esta metodología de excavación que se muestra esquemáticamente en la figura siguiente tiene como objeto ir excavando bajo las losas de los forjados anteriormente ejecutadas, de tal modo que las pantallas o pilotes perimetrales estén arriostradas por los propios forjados de un modo secuencial. Este método se encuentra en auge para la construcción de excavaciones de túneles poco profundos, trincheras (como la zona de transición hacia el Patio Taller) y estaciones en entornos urbanos. En la superficie, desde la calle, se ejecutan las paredes del túnel, trinchera o estación cavando una zanja que se hormigona para formar muros pantalla o una hilera de pilotes.

Cuando las paredes perimetrales están terminadas, se ejecuta la losa superior, que se apoya en las paredes, excavando sólo el hueco que ocupa la losa y apoyándola durante su construcción contra el terreno. Cuando la losa y las paredes están terminadas, puede reconstruirse la superficie mientras continúan los trabajos en el interior de la excavación.

zona y para poder emportalar se requiere pilotes tangentes de soporte que permitan excavar avanzando y apoyándose, colocando el revestimiento (tipo método alemán para túnel).

- Estación Gongonzola y el Edén. Tipo 2 Se presenta lateral al alineamiento del túnel. Se requiere efectuar una excavación auxiliar desde la Estación construida. Se debe asegurar la excavación a efectuar mediante pilotes de concreto tangentes o pantalla de concreto. Se puede utilizar micropilotes y/o jet grouting para mejorar la zona de túnel auxiliar.
- Estación San Eusebio, Villa del Río, Olarte, La Paz Bosa, Las Margaritas y Las Huertas. Tipo 2. Es una estación tipo con entradas a la estación lateral o edificio de aproximación el cual se desarrolla en pantallas sucesivas a diferente profundidad.
- Estación Frailejones y Ciudad Verde. Tipo 4. Presenta dos excavaciones en cruz considerando la presencia de una vía sobre la parte superior. Una de estas excavaciones es de aproximación a la zona de túnel. La zona de túnel se haría mediante excavación auxiliar con emportalamiento mediante pilotes de concreto y método alemán.

La infraestructura de soporte para las estaciones se compone de elementos verticales y horizontales, todos ellos diseñados para ser construidos en el subsuelo. En el primero de los casos se establecen pantallas en concreto reforzado de ancho 1,20 m, hincadas desde el nivel superior en donde se define una plataforma de excavación convencional. Dadas las condiciones previstas del suelo, no se descarta el uso de lodos bentónicos que aseguren las excavaciones y posibles desprendimientos durante los trabajos. Las pantallas perimetrales en concreto se definen de anchos variables, desde 1,20 metros para suelos blandos en las estaciones tipo 1, 0,85 para menores profundidades (3 sótanos) como en el “edificio de extracción” o incluso de 0,45 metros en caso de tuneles de hasta 8 metros de profundidad, como es el caso de los que se realizan para atravesar alguna vía y llevar a los usuarios a una salida que no se encuentre exactamente sobre el área de alguna de las estaciones.

Las pantallas estarán arriostradas mediante una viga corona perimetral del mismo ancho de la pantalla y de altura variable, según lo definan los cálculos específicos para cada caso. Se prevé una sobre excavación en las pantallas perimetrales que garantice un talón de empotramiento con el fin de evitar movimientos de terreno del subsuelo, ocasionados por efecto del “sifonamiento sólido”, definido como la posible inestabilidad del suelo producida cuando un flujo de agua ascendente, es decir, en sentido contrario al peso del terreno, genera una presión igual a la presión de tierras. Esto conlleva a anular la presión efectiva común y genera un riesgo en este tipo de trabajos. La losa de final de excavación deberá calcularse para que soporte las presiones del flujo de agua ascendente hacia arriba, que podrían generar movimientos en la plataforma de abordaje y/o en las cabezas de riel del convoy.

En lo que respecta a los elementos horizontales se realizarán mediante anclajes provisionales metálicos desmontables que transmitirán los esfuerzos del terreno de pantalla a pantalla. En caso de que la luz sea mayor, se prevé la construcción de columnas intermedias que sirvan de apoyo a estos anclajes provisionales. El arriostramiento horizontal final se realizará con losas interiores con vigas descolgadas, previendo una altura total de ambos elementos estructurales de hasta 2,00 metros. Finalmente, teniendo en cuenta la longitud de las estaciones, deberán preverse posibles juntas de dilatación en las losas, lo mismo que sistemas de anclajes de unión en las mismas, datos que se verificarán en la posterior fase de factibilidad.

El sistema constructivo que se realizará para el “edificio de extracción será a partir de pantallas de concreto hincadas verticalmente desde el nivel superior, aunque se prevé que –debido a que la excavación es menor- pueden ser de un ancho cercano a los 0,85 metros. Tal y como se mencionó anteriormente para el edificio de tipología 1, en el estado final de construcción el “edificio de extracción” las losas de concreto servirán de arriostramiento entre pantallas, mientras que durante la ejecución de la obra se utilizarán apuntalamientos provisionales que se desmontarán a medida que se vayan construyendo dichas losas. Se insiste en que no se recomienda el uso de anclajes en las pantallas debido al riesgo de afectación a la cimentación de las construcciones existentes y a la dificultad de conseguir la aprobación del trámite de licencias, como se definió anteriormente.

Recomendaciones constructivas

En algunas zonas a lo largo del trazado, es necesario ejecutar pantallas de pilotes tangentes de soporte, que confinen las estructuras aledañas y prevengan la generación de movimientos en superficie y pérdida de la resistencia. Dichas pantallas de pilotes tangentes deben tener una profundidad de 10 m por debajo de la cota de la solera del túnel/estación y deben ser fundidas usando concreto tremie, de acuerdo con las especificaciones definidas en el capítulo 12.

La construcción de una pantalla de pilotes tangentes es un proceso que se lleva a cabo para crear una estructura de contención capaz de resistir cargas laterales y evitar deslizamientos en suelos blandos o inestables. El proceso constructivo de una pantalla de pilotes tangentes puede variar según las condiciones específicas del proyecto, el equipo y las técnicas de construcción disponibles, así como otros factores que pueden influir en el diseño y la ejecución de la obra. A continuación, se describen los pasos generales de construcción de una pantalla de pilotes tangentes:

1. Preparación del terreno: Se lleva a cabo la limpieza y nivelación del terreno donde se va a construir la pantalla.
2. Perforación de los pilotes: Se realiza la perforación de los pilotes mediante una herramienta de perforación adecuada (como una perforadora hidráulica), hasta

alcanzar la profundidad deseada en el suelo. Los pilotes se pueden perforar individualmente o mediante un proceso de perforación continua. Se puede requerir el uso de un lodo bento mítico para la protección de la excavación.

3. Colocación de los refuerzos: Se colocan los refuerzos necesarios dentro de los pilotes, que pueden ser de acero o de fibra de vidrio, según las características de la estructura.
4. Colocación de la armadura del cabezal: Se coloca la armadura de la viga superior (encepado) que se utilizará para unir los pilotes. Esta armadura puede ser de acero o de otro material adecuado para el propósito.
5. Colocación del hormigón: Se coloca el hormigón en los pilotes y se vibra para asegurar una adecuada compactación y una buena adherencia al refuerzo.
6. Construcción del encepado: Se construye el encepado mediante el vertido de hormigón en la armadura preparada anteriormente, lo que proporciona la conexión necesaria entre los pilotes.
7. Acabado final: Se lleva a cabo el acabado final de la superficie de la pantalla, que puede incluir la aplicación de recubrimientos especiales para mejorar la protección contra la corrosión y otros tipos de daños.

Es importante tener en cuenta que la construcción de una pantalla de pilotes tangentes es un proceso complejo y requiere la colaboración de un equipo multidisciplinario de profesionales, que incluye ingenieros civiles, geotécnicos, y otros especialistas. También es necesario seguir las normas y regulaciones aplicables, así como trabajar con profesionales capacitados y experimentados en la construcción de pantallas de pilotes para garantizar la calidad y la seguridad de la estructura final.

10.4.2. Capacidad portante

La capacidad portante se debe evaluar inicialmente considerando el balance de compensación entre las cargas aplicadas y los esfuerzos de suelo retirados. En el proyecto de Metro Línea 1 túnel se efectúa el balance de cargas para la estación a corto plazo y largo plazo obteniendo los siguientes valores.

Tabla 33. Cargas estaciones tipo corto y largo plazo Consorcio L1

Carga	Valor kN/m
Corto Plazo	5586
Largo Plazo	8508

Fuente: Consorcio L1

Estas cargas están asociadas a una profundidad de 20 m aproximadamente. Para el modelo de CFS se incrementa la carga de pantallas en un 20%. Esta carga se distribuye como esfuerzo sobre el ancho de la estación en este caso 25 m.

Las cargas obtenidas son las siguientes.

Tabla 34. Cargas estaciones tipo corto y largo plazo Consorcio Ardanuy

Carga	Valor kN/m	Esfuerzo aplicado kPa
Corto Plazo	6023	241
Largo Plazo	8945	358

Fuente: Consorcio L1

No se ha considerado el peso de mejoramiento del último nivel con jet grouting o micropilotes. Es necesario en la siguiente etapa de estudios considerar cargas vivas o muertas asociadas a la permanencia como carga de alivio o compensado de la estructura.

Considerando un esfuerzo de alivio por la excavación de 250 kPa asociado a un peso unitario de 17 kN/m³ y un nivel de agua de 4 m.

En este caso a corto plazo los asentamientos son mínimos esperados con un rebote de fondo asociado al desequilibrio de esfuerzos y confinamiento como alivio.

A largo plazo existe una parte del esfuerzo aplicado excedente de 100 kPa el cual genera asentamientos por consolidación ya que es a largo plazo. Este excedente debe ser evaluado considerando la fricción generada por la pantalla permanente a lo largo de la misma o en su totalidad de construcción, punta de la misma pantalla aplicada a la profundidad planteada y la cimentación como placa o como elemento de carga del jet grouting más la placa de primer nivel.

En el caso de suelos aluviales ALG1 y piedemonte PBG1 este excedente será manejado por la cimentación de pantallas y las placas en forma favorable sin asentamientos. En llanura aluvial fina LLAB 2 y LLAB3 y lacustre C, LACC2 y LACC3, el análisis debe ser efectuado considerando el nivel real de cada Estación en estas zonas considerando el nivel de resistencia de las arcillas a 30 m con una influencia de 2B o 1B, es decir posiblemente hasta 50 m en estas zonas.

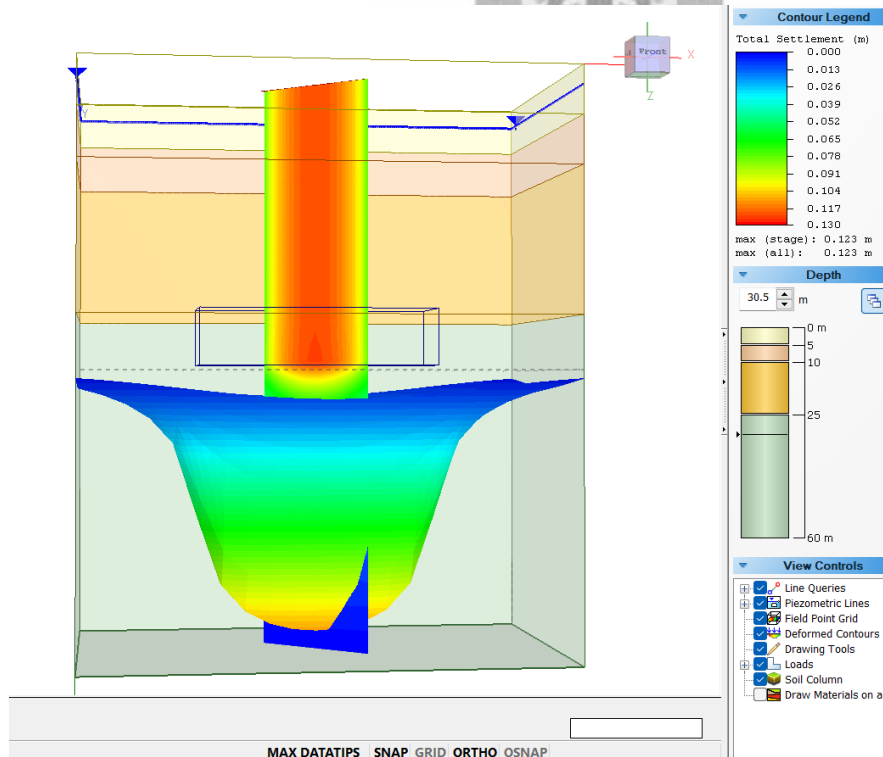
Es necesario que en la siguiente fase de estudios se defina:

- Fricción negativa producto de procesos de subsidencia. Este efecto como esta explicado es muy bajo, pero debe definirse en forma apropiada hacia la zona de llanura aluvial LLAB3 y LLAB2 y lacustre C LACC2 y LACC3, cuyo contenido de finos es mayor.
- Evaluación de cargas y excedentes de cargas por compensación de la excavación.

10.4.3. Asentamientos verticales y deformación lateral de pantallas

De acuerdo con el balance de cargas puede ocurrir a largo plazo asentamientos verticales por consolidación al ser una cimentación semicompensada. En los análisis preliminares se obtiene un asentamiento de 12 cm con influencia en profundidad del orden de 60 m. Se efectuó un modelo simplificado con settle3d v3 (rocsciences). Se presenta la memoria en el anexo 5.

Figura 95. Asentamientos verticales

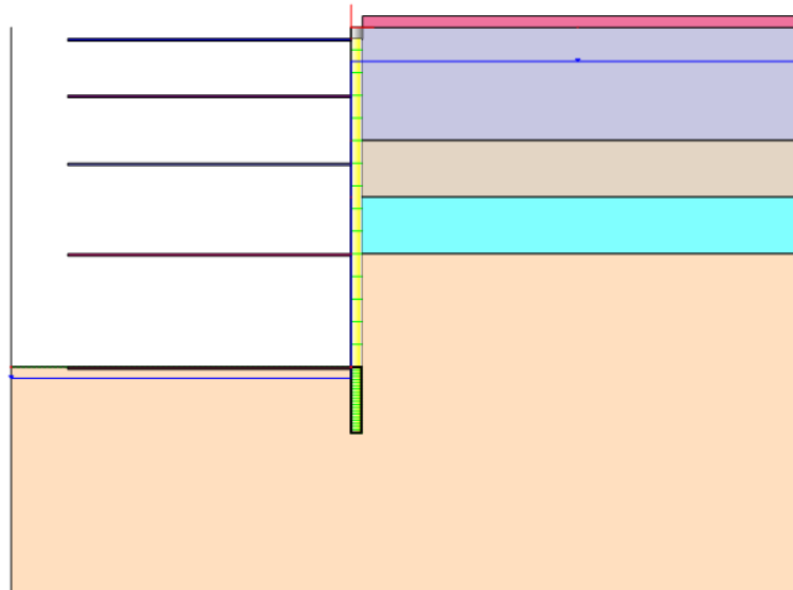


El modelo es aproximado y en etapas posteriores debe analizarse estación por estación y utilizando elementos finitos EF con modelos tipo Cam Clay o Soft Soil que permitan definir las condiciones a mediano y largo plazo. En este caso las cargas no se alivian totalmente

pero es necesario ajustar estos valores en las siguientes fases de tal forma que los asentamientos no se produzcan por ser totalmente compensados. Se convierte en un problema de excavaciones y de deformaciones laterales.

Para deformaciones laterales se efectuó un modelo de interacción suelo estructura considerando los módulos de reacción horizontal y evaluando las condiciones de puntales a la profundidad indicada del modelo de estación considerando el programa cut-cover de Geostrud. El software utiliza un modelo de elementos finitos con el cálculo de los módulos de reacción horizontal en la parte inferior del corte y hacia arriba con un empuje de suelo. Además tiene un modelo de equilibrio límite de materiales LEM. En ambos casos itera para buscar un equilibrio de fuerzas y de empotramiento de la pantalla.

Figura 96. Modelo cut-cover Geostrud



Los resultados indican que se resuelve en suelos aluviales (ALG1, LACC1, PBG1) con pantallas hasta 38 m (1,20 H) y en suelos arcillosos (ALG2, ALG3, LLAB2, LLAB3, PBG2 y PBG3) con 45 m (1,5 H). La pantalla presenta un espesor de 1,20 m. Es posible que se efectúen sobrecargas de esta pantalla o pantallas auxiliares más cortas o no sucesivas que permita reforzar especialmente en la zona superior donde las deformaciones son mayores. Este sobrecarga no necesariamente debe ir hasta la parte final de la pantalla, pero si cubrir en zonas de anchos entre pilotes mayores a 6 m.

De esta forma se brinda un arreglo con rigidez adicional al esperado con la pantalla principal de entorno.

Las deformaciones están asociadas al control lateral constructivo. No obstante, es necesario emplear dos filas de pilotes de 1,20 m distribuidos a 6 m y 12 m para que las vigas de soporte de apuntalamiento tengan longitudes más cortas.

Esta fila de pilotes puede aprovecharse para la columna final fundiendo la parte superior mediante hincado o inclusiones de vigas metálicas verticales o arreglos de acero que cumpla los requerimientos de columna estructural.

Sobre la parte superior se debe hacer una viga cinturón.

El último puntal debe ser asegurado ya que brinda deformación cercana a cero. Este puntal se puede efectuar de dos formas: mediante jet grouting considerando dificultades en suelos arcillosos o en la zona de llanura aluvial (LLAB3 y LLAB2) y lacustre C (LACC2 y LACC3) teniendo en cuenta que la mezcla y su ingreso requieren permeabilidades intermedias para lograr un adecuado efecto.

En estas zonas se sugiere efectuar desde la parte superior micropilotes que lleguen hasta los 30 m y fundidos hasta los 26 m. Estos micropilotes finalmente serán cortados durante el proceso de excavación hasta este nivel. En la zona de aluvial (ALG1, ALG2 y ALG3) la ejecución de jet grouting con suelos arenos arcillosos o arcillas arenosas es viable considerando permeabilidad de 10^{-6} m/s y densidades bajas. No obstante, la evaluación final de jet grouting depende de la evolución de equipos de mayor energía y los procesos de manejo de la técnica para efectuar las mezclas acordes al proyecto. La ejecución de jet grouting puede ser considerada una adecuada recomendación, pero debe ser validada en la siguiente fase de estudios.

Al efectuar este mejoramiento se tienen las siguientes funciones:

- Servir de apuntalamiento horizontal final. Este apuntalamiento puede reducir en 20% a 50% la longitud de pantalla.
- Servir de control por levantamiento de fondo. El chequeo de que la carga en peso permita controlar este efecto debe ser calculado.
- Reducir deformaciones laterales por su condición de mejoramiento de los parámetros de deformación de estos niveles.
- Trabajar como placa temporal para manejo de distribución de cargas en profundidad.

Con la existencia de niveles freáticos altos o cercanos al nivel del terreno es necesario controlar y manejar la posibilidad de efectuar la excavación en condiciones secas. Se puede contemplar efectuar la pantalla a un nivel de estrato continuo de arcillas como elemento impermeable limitando el ingreso del agua a la excavación. Esta situación por considerar es viable en llanura aluvial (LLAB 2 y LLAB3) y lacustre C (LACC2 y LACC3), pero en aluvial (ALG1, ALG2 y ALG3), la presencia de arcillas o arenas no presenta condiciones estratigráficas definidas. Cabe aclarar que en ninguna circunstancia se debe permitir el abatimiento del nivel freático, debido a los incrementos en los esfuerzos efectivos e

inducción de asentamientos que esto conlleva, que pueden ocasionar daños y efectos adversos a la infraestructura cercana.

En aluviales (ALG1, ALG2, ALG3) es posible que ocurra falla de arenas por incremento del gradiente hidráulico y por tanto las arenas podrían fluir si este efecto no es controlado mediante un tapón de fondo impermeable.

En arcillas el efecto y el ingreso de agua a la excavación y su posterior bombeo requieren que el agua sea reinyectada en pozos detrás de la pantalla. Este proceso para evitar asentamientos debe ser controlado y analizado según la secuencia constructiva. En todos los casos, se deben implementar las medidas necesarias para garantizar que no ocurra el abatimiento del nivel freático para evitar los efectos que se han venido mencionando.

Para las zonas donde existe red matriz, o tuberías importantes, o elementos importantes como estructuras de patrimonio se debe considerar en los análisis las deformaciones tolerables (por ejemplo, las dadas en NS010 EAAB) y se debe plantear elementos de protección temporal como jet grouting o micropilotes de protección. Debe contemplar entre 3 o 4 veces la profundidad de la tubería. Estas zonas deben ser instrumentadas.

Para la zona de puentes contiguos como Avenida 30 con Calle 19 (futuro puente de Regiotram Occidente) se recomienda instalar pilotes tangentes de 30 cm a 50 cm y ubicados H/4 (siendo H la profundidad de túnel) del nivel máximo de fondo de túnel adyacente a los dados de cada apoyo como medida de protección ante posible incidencia de deformaciones por el proceso de excavación. Aplica además con la proximidad de las excavaciones de Estación a los estribos y apoyos.

En la medida que existan edificaciones adyacentes a estaciones cuya cimentación no permita tolerar las deformaciones propias de estas excavaciones es necesario aislar y/o reforzar el sistema de cimentación. Esto aplica en zonas donde existan viviendas y/o edificaciones cercanas a la excavación de edad superior a 50 años.

En factibilidad se debe identificar los tipos de cimentación existente alrededor de las estaciones y evaluar que es tolerable o permisible a nivel de formaciones laterales.

La distancia de evaluación hacia detrás de la pantalla puede ser evaluado siguiendo la guía de excavaciones del IDIGER. Además de efectuar exploración en la zona de excavación y a distancias entre 20 m o 50 m del borde de la pantalla especialmente en la zona de estaciones en aluviales donde la presencia de lentes y cambios laterales de unidades arenosas y arcillosas es usual.

El manejo de anclajes para la ejecución de estas excavaciones es poco probable teniendo en cuenta que existe invasión lateral en profundidad de lotes vecinos con cambios de tensión y de deformación. Si estos elementos son usados como permanentes debe solicitarse expresa intención de la ubicación en predio vecino con la correspondiente compra o no de predios para resolver esta situación.

10.4.4. Flotación

Considerando que las estaciones se pueden considerar semicompensadas el efecto de flotación está restringido. Esta variable puede afectar al tapón o mejoramiento a nivel del último puntal. Debe ser evaluado considerando el efecto de fricción de pantallas y el peso o carga efectuada por el mejoramiento.

10.4.5. Rozamiento negativo

Está asociado al asentamiento por subsidencia. En este caso es poco probable que este fenómeno se presente en los aluviales ALG1, ALG2 y ALG3. No obstante, en Llanura LLAB2 y LLAB3, y Lacustre LACC1, LACCC2 y LACCC3 debe tenerse en cuenta en el diseño evaluando las condiciones finales de resistencia y compresibilidad de estos materiales.

10.5. POZOS DE VENTILACIÓN Y TÚNELES DE EMERGENCIA

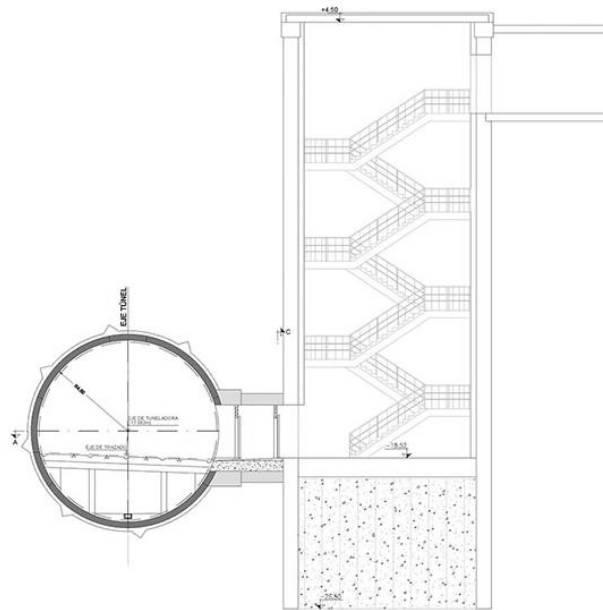
Existen dos elementos que son complementarios al servicio de la línea que son por un lado la salida de emergencia y por otro los pozos de ventilación, y que son estructuras subterráneas predominantemente verticales.

Son elementos que se parecen, pero que tienen funciones diferentes y que además se encuentran distanciadas de un modo diferente.

Los más restrictivos de los dos son las salidas de emergencia. Este tipo de elementos se suelen colocar equidistantes de las estaciones. La ITA (la International Tunnelling Association) recomienda que haya un punto de salida cada 250 metros en su recorrido máximo, es decir que (dado que se podrá salir por la estación a superficie) colocar una salida de emergencia cada 500 metros.

Habitualmente en líneas de Metro la distancia entre estaciones es de 1 km, con lo que suele ir una salida de emergencia entre cada dos estaciones. Esta figura es de un túnel único, para un doble túnel, el sistema se duplica simétricamente.

Figura 97. Salida de Emergencia. Esquema de estaciones en elevación



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

En superficie, una salida de emergencia suele limitarse a este elemento, protegido en superficie en su perímetro para evitar que haya vehículos que impidan su apertura.

ALCALDIA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.
MOVILIDAD

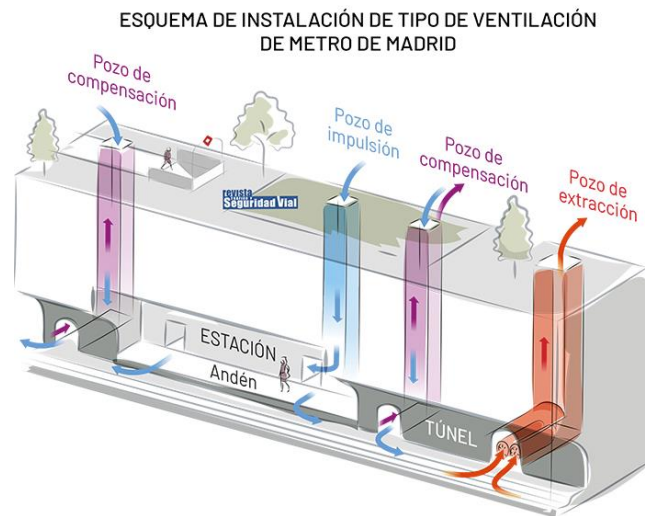
Figura 98. Salida en superficie de salidas de emergencia



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Los pozos de ventilación dependen de la estructura de ventilación que se haya propuesto de la línea. Hay elementos de ventilación en cada estación y luego se suelen colocar pozos de ventilación en los puntos que determina el cálculo de la ventilación de la línea.

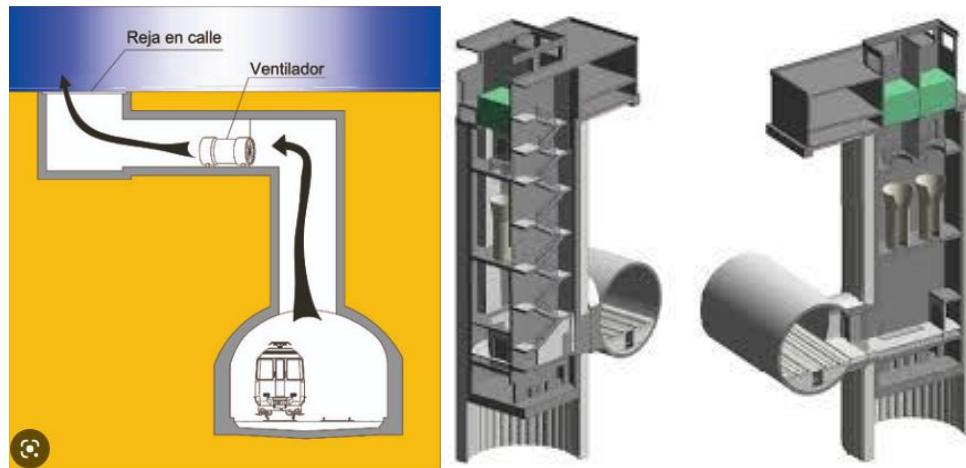
Figura 99. Esquema de ventilación en obras subterráneas



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Estos pozos suelen tener esta morfología, donde el túnel y el pozo que conecta con superficie están conectados por una galería ejecutada posteriormente a ambas estructuras.

La colocación de los ventiladores se puede realizar tanto en vertical en la huella del pozo como en la zona de la salida de conexión, tal y como se aprecia en las dos figuras que se adjuntan.

Figura 100. Colocación de ventiladores

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

En relación con lo que aparece en calzada, este tipo de elementos se caracteriza por una salida con una rejilla TRAMEX, de tal modo que la vista en superficie suele ser algo similar a esto que se aprecia en la figura que se adjunta, con unas dimensiones variables.

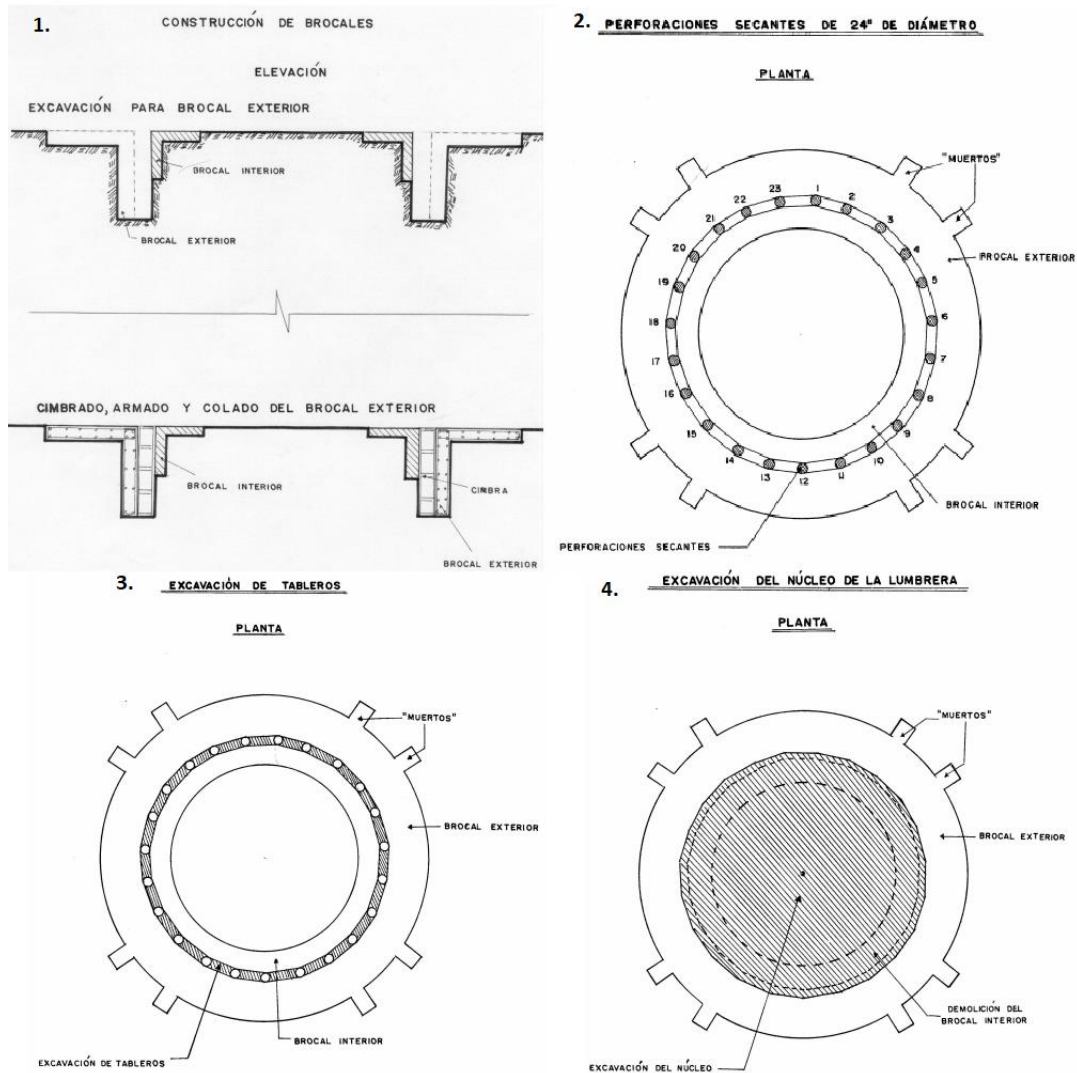
Figura 101. Rejilla de ventilación en superficie

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Se presentan las prácticas más comunes para la construcción de estas estructuras verticales, los túneles de emergencia y pozos de ventilación, mediante la técnica de flotación (Auvinet, 2011). Se debe verificar en etapas posteriores, con un mayor nivel de información si es viable aplicar esta técnica en este proyecto.

La técnica de flotación ha sido una de las más usadas en la zona lacustre del valle de México para la construcción de pozos verticales. Consiste en construir un brocal circular, y en excavar por paneles, una zanja circular, dejando un núcleo central de suelo sin excavar.

Figura 102. Proceso de excavación de pozos



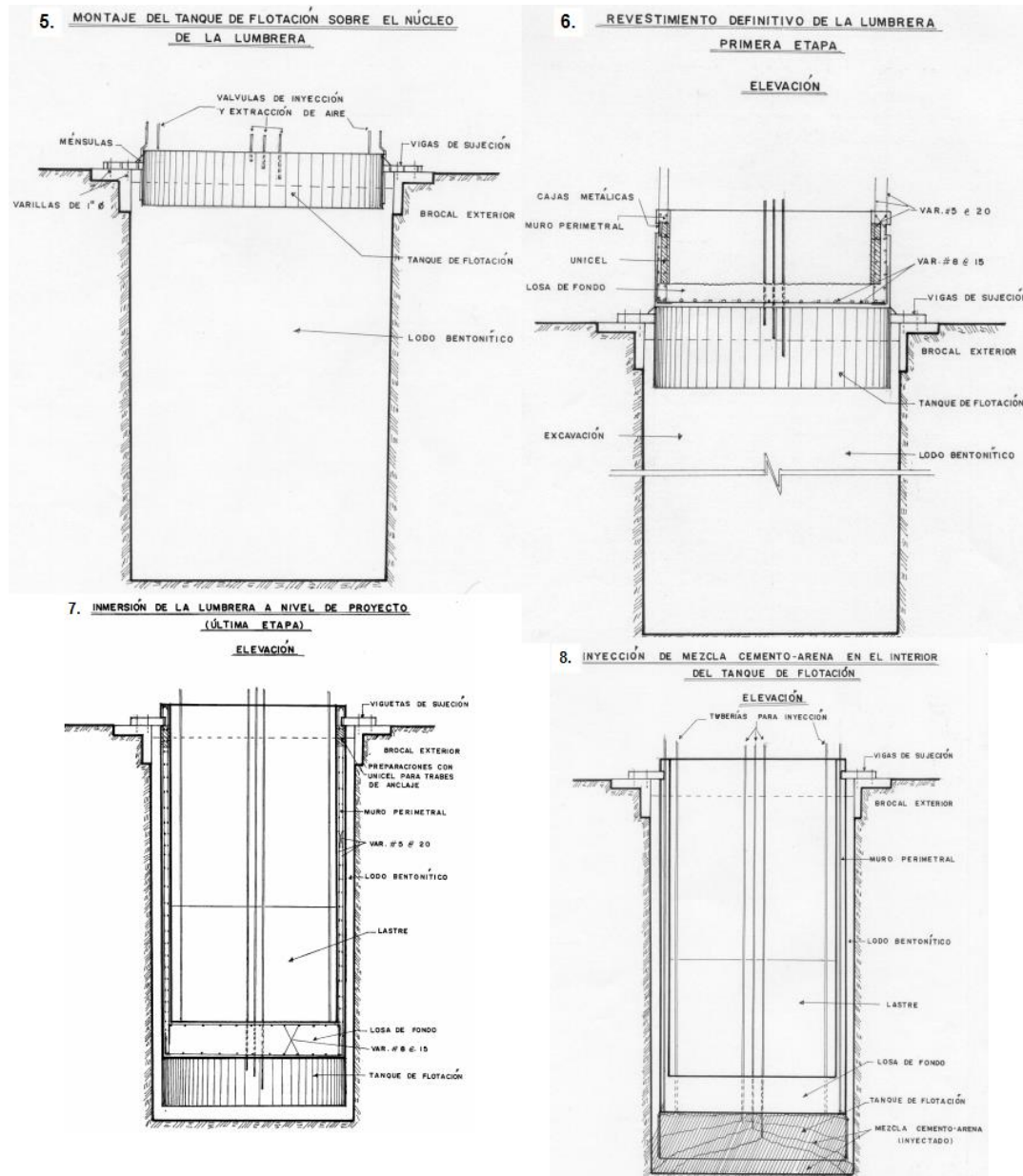
Fuente: Procedimiento constructivo de lumbreras por el método de Flotación. Instituto Politécnico Nacional

A continuación, se excava el núcleo estabilizando la excavación con lodo. Posteriormente, se instala un tanque circular flotante sobre el lodo y se construye la estructura de la lumbrera sobre este tanque. Conforme avanza esta construcción, se sumerge la estructura hasta que alcance su posición final. Se rellena entonces con mortero el espacio anular.

Para mayor seguridad, se ha vuelto práctica común construir antes de iniciar la lumbrera una pantalla de lodo autofraguante perimetral e inclusive una segunda pantalla de mortero. Estas pantallas aumentan la seguridad contra falla de paredes, permiten evitar e

fracturamiento del suelo y pueden ser útiles para controlar las condiciones piezométricas en el fondo de la excavación

Figura 103. Construcción de lumbreira e inmersión dentro de la excavación



Fuente: Procedimiento constructivo de lumbreiras por el método de Flotación. Instituto Politécnico Nacional

Los principales análisis de estabilidad a realizar son los siguientes:

- Estabilidad del brocal: La estabilidad del brocal o muro guía depende de las características superficiales del suelo. Debe prestarse atención a la existencia de rellenos, suelos orgánicos y a la existencia de grietas. Ha resultado útil en algunos casos realizar una exploración detallada de los primeros metros del suelo con un penetrómetro portátil dinámico. De ser necesario, el suelo superficial puede sustituirse por materiales competentes como gravas reforzadas con material geosintético o suelo cemento.
Para verificar las condiciones del trabajo del brocal en presencia del equipo de excavación y de las grúas se usa el método de elementos finitos. Se considera que el brocal es un cuerpo axisimétrico sometido a cargas locales. La técnica propuesta por Wilson (1965) para modelar problema geoméricamente axisimétricos con cargas no axisimétricas ha sido usada (Dilosquet, 2003; Auvinet & Rodríguez, 2004). Se aproxima la carga local mediante series de Fourier para seguir aprovechando la sencillez de las condiciones axisimétricas. Sin embargo, últimamente se recurre al método de elementos finitos en 3D.
- Estabilidad del núcleo: El núcleo es un cilindro de suelo conformado por lodo. La estabilidad de esta masa bajo su propio peso puede ser verificada mediante una simple evaluación de los esfuerzos cortantes que se desarrollan dentro del cuerpo. Se usa el método de elementos finitos para este fin. Para excavaciones profundas en arcillas, el factor de seguridad es generalmente próximo a la unidad. En realidad, la falla del núcleo no resulta crítica puesto que generalmente no impide proseguir con la excavación.
- Fracturamiento del suelo, pérdidas de lodo: Durante la excavación de la zanja perimetral, han ocurrido incidentes como pérdida de lodo o fracturamiento del suelo bajo el efecto de la presión de lodo. El fracturamiento puede presentarse cuando se eleva el nivel de lodo solamente un metro arriba del nivel freático. Como ya se mencionó, la construcción de una pantalla perimetral de lodo autofraguante o mortero puede ser útil para evitar el fracturamiento.
- Estabilidad de la excavación: La estabilidad general de la excavación después de remover el núcleo puede verificarse usando métodos de análisis limite como los propuestos por Nash & Jones (1963) y Alberro & Auvinet (1984). Sin embargo, se recurre cada vez más para ello a métodos numéricos. Usando por ejemplo el método de elementos finitos, es posible tomar en cuenta los detalles geométricos, estratigráficos y mecánicos del problema con buena precisión.
El factor de seguridad se determina por el método de reducción de parámetros mecánicos. El mecanismo por considerar es generalmente el de falla general de la pared, aun cuando se sabe que los mecanismos de extrusión de capas blandas pueden también ser críticos. Cuando la excavación está rodeada por un muro de mortero, el mecanismo más crítico es el de falla de fondo.
- Falla del fondo por subpresión: Cuando el fondo de la excavación se ubica ligeramente arriba de una capa relativamente permeable, las condiciones piezométricas dentro de dicha capa tienen una gran importancia para la estabilidad

del fondo de la excavación. Las presiones pueden estar en condiciones hidrostáticas, presentar cierto abatimiento por bombeo (No recomendable en este proyecto) o, por el contrario, artesianismo. Esta última condición es obviamente la más crítica. El factor de seguridad se obtiene comparando la subpresión con el peso de suelo en el fondo de la excavación y del lodo. La falla de fondo por subpresión puede también presentarse cuando por alguna razón se permite que el nivel de lodo de la excavación se abata. Se registró una falla de este tipo cuando un contratista permitió un abatimiento del orden de un metro antes de instalar el tanque de flotación para evitar que el lodo rebosara. En este caso, se considera que el peso del lodo pudiera haber inducido una sobrepresión en el estrato permeable. Las condiciones transitorias de flujo.

- que se presentan entonces cuando se abate el nivel de lodo conducen al desarrollo de fuerzas de filtración desfavorables hacia la excavación. Esta situación puede simularse fácilmente en forma numérica realizando un análisis de flujo transitorio por el método de elementos finitos.

Cuando la excavación descansa directamente sobre un estrato permeable, el material granular de esta capa puede presentar una condición de inestabilidad (Buoyancy) cuando el gradiente vertical debido al abatimiento del lodo alcanza el valor crítico.

Para evitar cualquier posibilidad de falla de fondo por subpresión, es posible recurrir a pozos de bombeo. La eficiencia de esta técnica puede evaluarse mediante modelación numérica, y verificarse en el campo mediante piezómetros. Para controlar las condiciones piezométricas, también se han usado pantallas perimetrales profundas que intersecan la capa permeable.

- Flotación de la estructura terminada: Cuando la lumbrera queda concluida y se remueve el balasto de agua, la estructura puede flotar en ciertas condiciones. Lo anterior ocurre cuando el empuje de Arquímedes es mayor que la suma del peso de la estructura y de la fricción lateral entre suelo y lumbrera. Esta situación puede presentarse más fácilmente en el caso de las lumbreras de gran diámetro puesto que la fricción lateral crece solamente con el diámetro de la lumbrera mientras que el empuje de Arquímedes crece con el cuadrado del diámetro. De ser necesario, la estructura debe ser balastada para evitar flotación.

Los estados límite de servicio también merecen gran atención.

- Movimientos inducidos en edificaciones contiguas durante la construcción; En un ambiente urbano, existe siempre cierto temor por parte de los vecinos que la construcción de una lumbrera pueda afectar sus propiedades. Los desplazamientos en la periferia calculados por ejemplo con el método de elementos finitos son generalmente pequeños. Lo anterior ha sido verificado mediante instrumentación con inclinómetros y bancos de nivel. Como principio general, es mejor evitar la

construcción simultánea de dos lumbreras contiguas para evitar interferencias e inestabilidades de las excavaciones al perderse la simetría del problema

- Comportamiento a largo plazo: Un problema que resulta muy crítico es la emersión aparente a largo plazo de lumbreras construidas en suelos en proceso de consolidación. Para evitar daños a construcciones vecinas, es conveniente alejar las lumbreras de dichas construcciones siempre que esto sea posible.
- Flotación de la estructura terminada

Estimación de movimientos en superficie, debidos a excavaciones temporales

Los movimientos en superficie se producen a causa de dos mecanismos:

- Relajación de esfuerzos: La relajación de esfuerzos causa un movimiento ascendente debido a que, cuando el suelo es removido hay una reducción del peso del suelo
- Subsistencia debida a la remoción del soporte durante la excavación: Esto causa un movimiento hacia abajo por la falta de soporte después de la excavación.

Las deformaciones en superficie ocasionadas por excavaciones son más relevantes hacia el eje de la excavación, y se disipan en la medida en que se aleja del mismo; en el siguiente ejemplo, se analizaron los asentamientos ocasionados por la ejecución de excavaciones subterráneas a 30 m de profundidad, con un diámetro de 4 m; se puede ver que los asentamientos se reducen a distancias entre 50 y 100 veces el diámetro de la excavación

Figura 104. Deformaciones en superficie debidas a excavaciones subterráneas

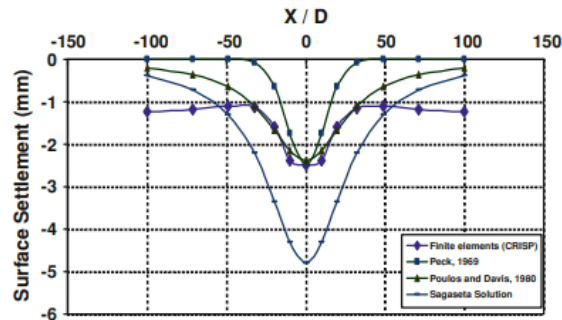


Fig. 18 Surface settlement obtained from different approaches (deep tunnel) $Z_0 = 30$ m, diameter = 4 m

Table 6 Estimation of the settlement trough width (i) using different approaches

Z (m)	D (m)	i (m)			
		Finite elements (present study)	Peck [19]	O'Reilly and New [17]	Rankin [21]
30	4	15	9.48	12.69	15

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

11. VOLÚMENES DE MOVIMIENTO DE TIERRAS

A continuación, se hace una descripción de los trabajos de movimiento de tierras a realizar para estaciones, patio taller, entre otros, junto con la estimación de cantidades obtenida.

En primer lugar, se hizo la medición de las dimensiones de las estaciones en planta, junto con la profundidad máxima prevista para las pantallas, que fue de 32 m; del mismo modo, se midieron aquellos accesos peatonales que quedan por fuera de la planta de las estaciones, y se estimó una profundidad promedio de 6 m; se estimó un espesor de 1,2 m. Del mismo modo, se tuvo en cuenta la instalación de columnas de jet grouting, debajo de las estaciones, con el fin de facilitar el proceso constructivo y garantizar la estabilidad del fondo de la excavación; se calculó entonces, una profundidad de columnas de jet grouting de 5 m, debajo de las estaciones, con lo cual, se estimó el área en planta de estas, y se multiplicó por este espesor.



 <p>Ardanuy CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	 <p>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	---	---

Tabla 35. Cantidades para estaciones

	Und	Cantidad
Volumen de excavación	m ³	2,674,923
Concreto para pantallas	m ³	127,664
Jet Grouting	m ³	494,543

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Del mismo modo, se hizo la estimación de cantidades para los pozos de ventilación y las salidas de emergencia, tomando un diámetro de 6 m, y un espesor de pantallas de 0,5 m, como se muestra a continuación:

Tabla 36. Volúmenes para salidas de emergencia y pozos de ventilación

Estación/o bra	Cant idad	Diá metr o	Profu ndida d	Área (m ²)	Vol. Excavació n (m ³)	L. pantalla (m ³)	Profundi dad (m)	Espes or (m)	Excavac ión (m ³)	Vol. concreto (m ³)
Salidas de emergencia	24	6	30	28.3	20357.5	18.8	565.5	0.5	127910.1	127910.1
Ventilación	16	6	30	28.3	13571.7	18.8	565.5	0.5	85273.4	85273.4

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Se tuvo en cuenta la construcción de pilotes tangentes auxiliares a lo largo del trazado, de 80 c de diámetro y 40 m de longitud, que servirán como protección a cimentaciones vecinas, redes y túneles auxiliares; igualmente, la tabla muestra la estimación de las cantidades de excavación y concreto para pantallas en la transición desde el final del trazado hacia el patio taller.



Tabla 37. Cantidades para pantallas hacia Patio Taller y pilotes para soporte auxiliar

Descripción	Und	Cant	Observaciones
Pilotes de soporte auxiliar	ml	4000	D= 0.8 m; L=40 m; Para túneles auxiliares, protección de tubería, redes, Protección de la cimentación en CC Mall Plaza
Excavación para pantallas para salida hacia Patio Taller	m3	6414	
Pantallas para salida hacia Patio Taller	m3	6414	espesor de 1.2 m

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Para la zona de Patio Taller se estimaron las siguientes cantidades:

Teniendo en cuenta un área de 18 hectáreas en el Patio Taller, se tuvo en cuenta un relleno de subbase de 5 m de espesor, un relleno de base granular de 0,4 m y un mejoramiento de la subrasante con piedra rajón, de 30 cm de espesor. Las cantidades estimadas de estos rellenos se muestran a continuación:



 <p>Ardanuy CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	 <p>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	---	---

Tabla 38. Cantidades para mejoramiento de la subrasante y rellenos en la zona de patio taller

Área (Ha)= 18

Descripción	espesor (m)	Volumen (m3)	Comentarios
Rellenos	5	900,000	Relleno tipo Subbase granular
	0.4	72,000	Relleno tipo base granular
Rajón	0.3	54,000	Mejoramiento de subrasante

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Del mismo modo se tuvo en cuenta el descapote y mejoramiento del suelo mediante columnas de grava para el control del nivel freático. para efectos de la estimación de cantidades, a partir de experiencias anteriores, se estima que se usen columnas de hasta 30 pulgadas (76.2 cm) de diámetro con longitud de 8 m, separadas cada 5 m, a lo largo de todo el predio del patio taller. Las dimensiones definitivas deben ser definidas en etapas futuras

Tabla 39. Cantidades para construcción de subdrenes verticales en la zona de patio taller

Descripción	Unidad	Cantidad	Observaciones
Descapote	m ³	90000	
Geotextil	m ²	180000	Geotextil no tejido
Columnas de grava (D= hasta 30 pulgadas 76.2 cm; L= 8m)	ml	144000	

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

Por último, se estimó la cantidad de concreto necesario para las cimentaciones de los edificios que pueden proyectarse para el patio taller;

Tabla 40. Cantidades para cimentaciones en edificaciones de Patio Taller

Edificios	Apoyos	Pilotes/ Apoyo	L Pilotes (m)	L Total Pilotes (m)	D (m)	Volumen Pilotes (m3)
8	10	6	20	9600	0.8	7680

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

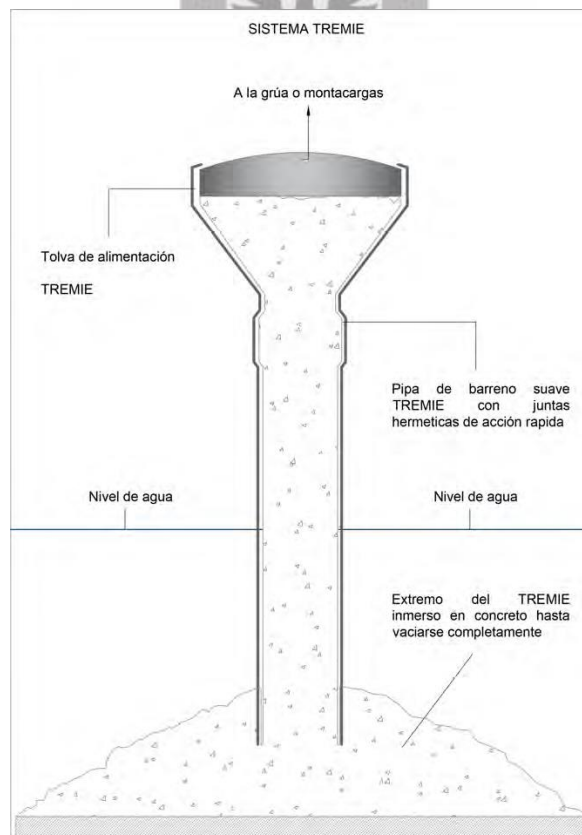
12. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN – ESPECIFICACIONES

- CONCRETO PARA PANTALLAS – TREMIE

El concreto Tremie, es uno de uno de los sistemas de colocación especializados más empleado para vaciados de concreto bajo agua o en profundidades entre 1,5 m y 50 m, tales como pilotes elaborados in situ, pantallas de protección muy delgadas o esbeltas y la construcción de estructuras bajo agua.

El sistema de colocación Tremie consiste en una tolva en forma de embudo que recibe el concreto. Ésta se acopla a un sistema de tubería metálica provista de juntas herméticas que llega hasta el fondo de la formaleta que se quiere vaciar. Los diámetros de la tubería pueden ser de 100 mm, 200 mm o 300 mm, teniendo presente que los diámetros pequeños pueden causar bloqueos en la tubería.

Figura 105. Esquema de vaciado de concreto Tremie

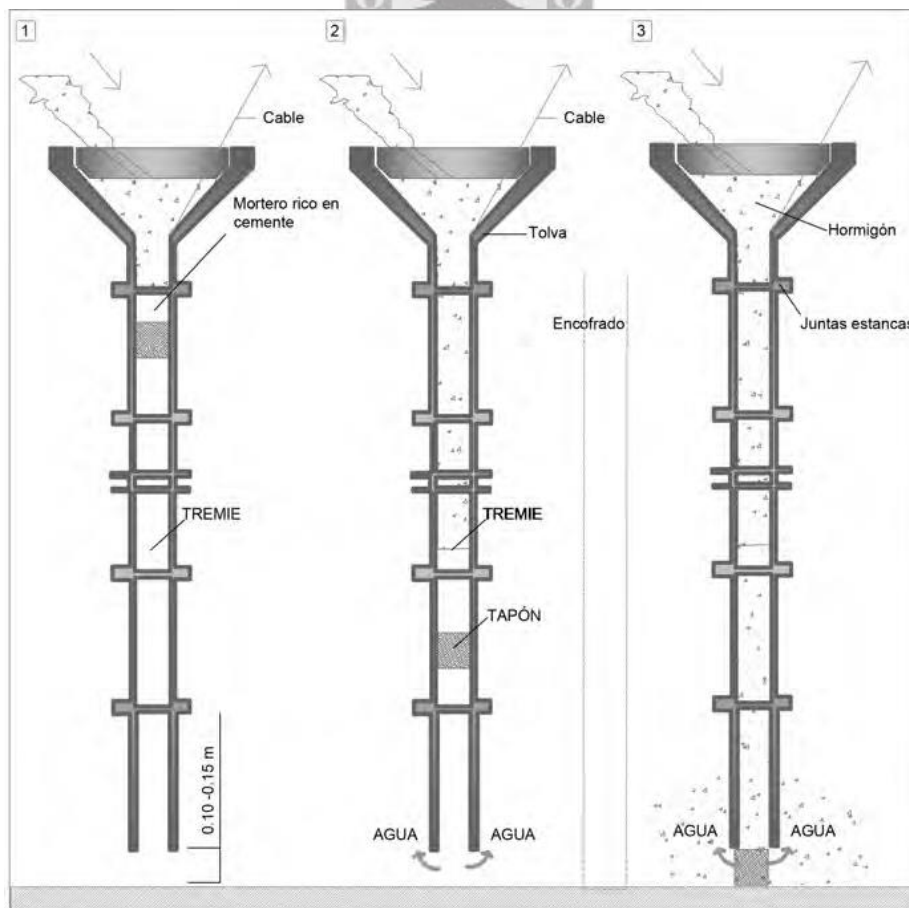


Fuente: Toxement – Guía básica para el concreto Tremie

La operación se realiza apoyando el tubo en el fondo; para evitar que el concreto se contamine o se lave con el agua, se coloca un tapón en la boca del embudo (generalmente una pelota o globo de goma inflado), de modo que el concreto lo empuja hasta el fondo, pudiéndose recuperar posteriormente. Una vez llena la tubería con el concreto, se levanta el tubo como máximo 15 cm para permitir que el concreto fluya, teniendo cuidado de no sacar extremo inferior del tubo de la mezcla; durante la operación de vaciado, el extremo del tubo se debe mantener entre 0,90 y 1,50 m por debajo de la superficie del concreto. Dado que es imposible tener una inspección visual del proceso de vaciado, la operación se controla observando el volumen de concreto colocado y la altura alcanzada en el tubo. La carga de la mezcla en el embudo debe ser suave para evitar que se incorpore aire al sistema.

El tubo no debe tener movimientos horizontales mientras fluye el concreto ya que causa daños en la superficie de la mezcla colocada, crea lechadas adicionales y, eventualmente, una pérdida del sellado. El proceso requiere que sea continuo hasta completar la estructura.

Figura 106. Proceso de vaciado del concreto Tremie



Fuente: Toxement – Guía básica para el concreto Tremie

Dimensiones de la Tubería

Ø interior: 6 * (tamaño máximo del agregado). Diámetros menores de 20 cm pueden generar inconvenientes como obstrucciones.

Ø exterior: 0,8 * (Ø de la jaula de refuerzo).

La velocidad de vaciado de este sistema depende del volumen de concreto a colocar, es decir, para volúmenes menores de 150 m³ debe ser de 30 m³/h, para volúmenes mayores puede ser entre 40-50 m³/h. Sin embargo, la velocidad debe ser lo más continua posible, para evitar endurecimientos que pueden dificultar la elevación de la tubería, se aconseja que las interrupciones no sean mayores a 30 min.

Características generales de la mezcla del concreto tremie

El concreto debe ser capaz de compactarse por su propio peso ya que este tipo de colocación se caracteriza por su difícil acceso y formas profundas, debe ser de alta manejabilidad, cohesiva, sin segregación ni exudación.

- Agregado Grueso:

De preferencia se recomienda usar agregados redondeados y evitar el uso de agregados alargados. Normalmente se usan tamaños entre ¾" (19mm) y 1" (25,4 mm) Sin embargo se pueden usar con un Tamaño Máximo Nominal - TMN de hasta 1¼" (38 mm) en casos especiales o en grandes masas de concreto.

- Agregado Fino:

Se recomienda usar entre un 40 % y 50 % del volumen total de la mezcla, para facilitar la manejabilidad de la mezcla y un adecuado terminado.

- Cemento:

La cuantía de cemento depende del diseño de mezcla para este tipo de concreto se pueden encontrar con resistencias que van de los 21 MPa hasta los 41 MPa. Se recomienda que la dosificación mínima de cemento sea de 330 kg/m³ de concreto y aumentarse en un 25% respecto de la mezcla normal, con el fin de que no se vea afectada la resistencia ni la durabilidad. La máxima relación agua/cemento recomendada es de 0,45.

Asentamiento

El concreto debe ser muy fluido y cohesivo; generalmente se diseñan y producen con un asentamiento entre 8" (tipo embudo) – 9" (tipo tornillo). Se recomienda que en la medida que la tubería sea de menor diámetro, el concreto sea más fluido.

Aditivos

Los aditivos que se pueden utilizar en un concreto tipo Tremie son:

- Reductores de agua de alto rango.
- Retardantes estabilizadores.
- Modificadores de Viscosidad.
- Puzolanas.

Es recomendable que al momento de definir las especificaciones técnicas del concreto tremie, se tengan en cuenta todas las consideraciones concernientes a la durabilidad de las estructuras que se estipulan en la Norma Colombiana para Construcciones Sismorresistentes NSR – 10, las normas técnicas colombianas y las recomendaciones de entidades como el Instituto Americano del Concreto.

A continuación, se presentan los ensayos de control de calidad a realizar y la normatividad a cumplir para el concreto tremie

Tabla 41. Ensayos para control de calidad en concreto Tremie

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE UN CONCRETO TIPO TREMIE		
ESPECIFICACIÓN	VALOR	OBSERVACIONES
Asentamiento.	Tremie Embudo: 8" +/- 1" (252 mm +/- 25 mm) Tremie Tornillo: 9" +/- 1" (229 mm +/- 25 mm) Tremie tornillo continuo. Autocompactante: 700 mm +/- 50 mm	Evaluado de acuerdo con la NTC 396.(ASTM C143). Evaluado de acuerdo con la norma NTC 5222 (ASTM C 1611).
Resistencia a compresión a 28 días o edad especificada.	Desde 3000 hasta 6000 psi (21 a 41 MPa).	Evaluada de acuerdo con la NTC 673. (ASTM C 39).
Evaluada de acuerdo con la NTC 673. (ASTM C 39).	3/8", 1/2", 3/4", 1" (9,5 mm, 12,5 mm, 19 mm, 25 mm).	Dependiendo de la disponibilidad de fuentes de suministros de la región y a la viabilidad técnica.
Fraguado inicial.	7 h +/- 2 horas.	Evaluado de acuerdo con la NTC 890. (ASTM C 403).
Fraguado final.	10 h +/- 2 horas.	Evaluado de acuerdo con la NTC 890. (ASTM C 403).

Recomendaciones para la operación

- La colocación debe ser tan continua como sea posible. Los intervalos largos facilitan el endurecimiento de la mezcla, dificultan su fluencia y la operación en general. Interrupciones de hasta 30 minutos permiten continuar las operaciones sin mayores dificultades; para lapsos mayores se debe retirar, resellar y reiniciar la operación. En ocasiones se aconseja el uso de aditivos retardantes.
- Cuando se requiera fundir estructuras alargadas, los tubos se deben espaciar de modo que el concreto no tenga que desplazarse demasiado horizontalmente, pues se puede segregar la superficie en contacto con el agua, especialmente en

concretos pobres con relación agua/cemento alta. Para estos casos, se recomienda una separación de dos a tres veces el espesor del concreto a ser distribuido. La separación usual está comprendida entre 4,50 y 10,50 m.

- Pérdida de contacto del tremie con el concreto: Esta debe evitarse ya que puede ocasionar problemas de segregación y lavado. Todos los movimientos verticales del tremie deben ser cuidadosamente controlados para evitar esa pérdida de contacto, pueden hacerse marcas intervalos convenientes en el tubo tremie para indicar al operador de la grúa cuándo y en qué medida debe levantarse.
- En lo posible no usar tuberías de aluminio pues reaccionan con los álcalis del cemento generando hidrógeno, que en últimas es aire en la mezcla con la consecuente pérdida de resistencia.
- Programar la operación de modo que se pueda realizar de manera continua.
- Se debe evitar la adición en obra de cemento, agua o aditivo alterará el diseño ya que esto afecta la calidad del concreto producido.
- Tomar precauciones durante la toma de muestras para evitar la segregación de los componentes.
- El concreto debe ser colocado máximo 45 minutos después de la llegada a la obra, a no ser que alguna característica especial permita lo contrario.
- La toma del asentamiento debe ser realizada antes de 30 minutos contados después de recibido el concreto en la obra.
- Finalización de vaciado: Por los condicionantes de obra, es corriente que el concreto de la parte superior sea de una calidad inferior a la especificada. Para reducir este efecto negativo, es recomendable que el vaciado se prolongue al menos 30 cm por encima de la cota de proyecto.
- Terminada la operación, efectuar la limpieza del equipo.

Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión debe ser medida con la cantidad y frecuencia dada en la tabla siguiente, para lo cual cada ensayo debe tener seis (6) cilindros que se fallan dos (2) a siete (7) días, dos (2) a catorce (14) días y dos (2) a veintiocho (28) días, para concreto convencional o a las edades dadas por el diseñador, luego de ser sometidas al curado normalizado.

En caso de que el concreto no alcance la resistencia dada en la edad de diseño, se deben tomar tres (3) núcleos, en los sitios establecidos por el Interventor, para ser sometidos al ensayo de la norma NTC3658 - Método para la obtención y

ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas, y alcanzar los requisitos de la Tabla 810.3.

En caso de no alcanzar la resistencia se dan por rechazados los 40 m³ instalados.

Tabla 42. Controles para evaluación de la resistencia en concreto tremie

Ensayo	Norma de ensayo	Cantidad y frecuencia de ensayo		Criterio de validación	
		Contratista de Obra	Interventor	Promedio muestras	Determinación Individual
Resistencia a la compresión de cilindros de concreto	NTC 673	2 cada 40 m ³	1 cada 40 m ³	100% resistencia de diseño	95% resistencia de diseño
Resistencia a la compresión de núcleos extraídos	NTC 3658	1 cada 40 m ³	1 cada 40 m ³	85% resistencia de diseño	75% resistencia de diseño

Medida

La unidad de medida del concreto tremie debe ser el metro cúbico (m³), aproximado al décimo de metro cúbico (0,1 m³), de concreto suministrado, colocado y terminado, debidamente aprobado por el Interventor. Cuando el cómputo de la fracción centesimal de la obra aceptada resulte igual o superior a cinco centésimas de metro cúbico ($\geq 0,05$ m³) la aproximación a la décima se realiza por exceso y cuando sea menor de cinco centésimas de metro cúbico ($< 0,05$ m³) la aproximación se realiza por defecto.

MOVILIDAD
Instituto de Desarrollo Urbano

- JET GROUTING

El Jet-Grouting es una tecnología que utiliza la inyección radial de fluidos, a muy alta velocidad, para desagregar (erosionar) el terreno, sustituyendo parcialmente el material erosionado y mezclándolo con un agente de cementación para formar un nuevo material.

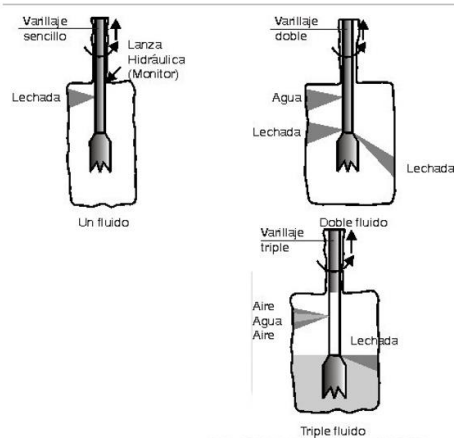
La aplicación de esta técnica permite introducir en el terreno nuevos materiales en la forma de columnas enteras o truncadas, que consiguen mejorar las características geotécnicas resistentes de la zona tratada, reducir su deformabilidad, o disminuir su permeabilidad. Su aplicación se ha extendido a una gran variedad de trabajos que incluyen: cimentaciones, recalces, soporte de excavaciones, mejoras del terreno, obras auxiliares para la construcción de túneles, estabilización de laderas, control del agua freática, etc.

Hay tres sistemas tradicionales de jet grouting. La selección del sistema más apropiado es una función del suelo a tratar, la aplicación, y las propiedades del suelo tratado para

el fin deseado. Sin embargo, cualquier sistema puede ser utilizado en casi todas las aplicaciones si el diseño y la ejecución son congruentes con el sistema elegido.

Monofluido: La inyección de lechada de cemento es bombeada por el varillaje y sale por la tobera horizontal del monitor con una alta velocidad (aprox. 200 m/seg). Esta energía causa la erosión, disgregación, mezcla y desplazamiento del suelo. Este sistema es el más antiguo y simplificado. Se pueden emplear varias toberas.

Figura 107. Sistemas tradicionales de Jet grouting



Fuente: Terratest.cl

Doble fluido (agua): un varillaje interno de dos fases es empleado para separar la provisión de agua y lechada de cemento a dos toberas desplazadas verticalmente del suelo. La disgregación del terreno se realiza con agua a alta presión por la tobera superior y la inyección de relleno de lechada por la tobera inferior.

Triple fluido: lechada, aire y agua son bombeadas a través de diferentes líneas al monitor inferior. Agua a alta velocidad envuelta en un chorro de aire forman el medio erosivo. La lechada sale a una velocidad menor por una tobera separada, debajo del jet de erosión. Esto separa el proceso de erosión del proceso de inyección.

SuperJet (doble fluido, aire): este sistema utiliza la base de un sistema de doble fluido (aire+lechada), pero con un monitor altamente sofisticado, especialmente diseñado para gobernar y focalizar de una manera precisa la energía de la materia inyectada. La lechada es empleada para erosionar y mezclarse con el suelo. El aire envuelve el jet de lechada para incrementar la eficacia de la erosión. Valiéndose de una baja velocidad de rotación y ascenso, se alcanzan grandes diámetros de columnas de suelo tratado.

El procedimiento de ejecución comienza con la realización de una perforación en el terreno hasta la profundidad requerida, que permite que el útil de inyección acceda al lugar deseado del tratamiento. A continuación, se inicia la inyección para poder formar el cuerpo de suelo tratado, mediante el desplazamiento vertical del monitor (la cabeza de

inyección) y aplicando simultáneamente rotación.

El jet rompe el terreno que es desplazando parcialmente hacia el exterior por el espacio anular que queda disponible entre el varillaje y la perforación. La holgura entre el monitor y las paredes de la perforación es de vital importancia para el tratamiento pues si se obtura este camino el recinto perforado entrará en carga y podrá producirse una fracturación. La inyección de cemento se mezcla con el terreno y también parte de esta es expulsada. Todo el material expulsado a la superficie constituye el material de resurgencia.

El monitor se extrae con una velocidad de ascenso y una velocidad de rotación por lo que las formas constructivas habituales son "columnas". También se puede programar el equipo para realizar otras formas o porciones de la columna (restringiendo la rotación entre ciertos rangos) o como paneles (ascenso casi sin rotación). Se comprende que, ejerciendo una acción constante con el jet (chorro), la respuesta del terreno es variable según la resistencia que oponga al mismo, y por ello el tamaño y forma del cuerpo tratado obtenido mostrará oscilaciones en dimensiones, configuración, etc., en función del tipo de suelo encontrado.

Las instalaciones para el equipamiento consisten habitualmente en: silos de cemento, plantas automáticas (batch plants), especialmente diseñadas para facilitar una mezcla vigorosa de las partículas coloidales, con proporciones exactas y con una producción suficiente (hasta 30 m³/hora), bombas hidráulicas capaces de suministrar los fluidos en los volúmenes y presiones apropiados, perforadora hidráulica, varillaje y herramientas adecuadas tanto de perforación como de inyección, mangueras de alta presión, etc.

El método de perforación se elige de acuerdo con las condiciones del terreno, los rasgos característicos del sitio de la obra, y las especificaciones de diseño con relación a la longitud e inclinación de inyección. Los diámetros más habituales del varillaje del tratamiento oscilan entre los 60 y los 114 mm, y los de los útiles de perforación entre 90 y 150 mm.

Tabla 43. Parámetros para Jet grouting

Parámetros de trabajo	Monofluído	Doble fluido (aire)	Doble fluido (agua)	Triple fluido	SuperJet
Presión de la lechada (MPa)	30-50	30-50	> 2	> 2	30-50
Caudal de la lechada (l/min)	50-450	50-450	50-200	50-200	300-450
Presión de agua (MPa)	-	-	30-60	30-60	-
Caudal de agua (l/min)	-	-	30-150	50-150	-
Presión de aire (MPa)	-	0,2-1,7	-	0,2-1,7	0,2-1,7
Caudal de aire (m ³ /min)	-	3-12	-	3-12	3-12
Toberas de corte (mm)	1,5-5	1,5-6	1,5-6	1,5-6	4-6
Toberas de relleno (mm)	-	-	4-12	4-12	-
Velocidad de ascenso (cm/min)	20-70	10-50	10-50	10-50	5-30
Velocidad de rotación (rpm)	10-30	5-20	5-20	5-20	2-15

Los parámetros de trabajo utilizados por la maquinaria de jet-grouting se encuentran normalmente, comprendidos en los intervalos dados por la tabla 1 ⁽²⁾.

Diseño – propiedades del suelo tratado

El diseño de un tratamiento del terreno mediante la técnica de jet-grouting precisa conocer las propiedades medias del suelo-cemento de las columnas. Tanto las propiedades intrínsecas del suelo tratado (resistencia media a tracción, compresión, cortante y módulo de deformación, y el coeficiente de permeabilidad), como las propiedades geométricas, en particular el diámetro mínimo de la columna creada. Estas propiedades se pueden obtener mediante métodos empíricos, con tablas obtenidas en tratamientos realizados en terrenos similares o mediante columnas de prueba realizadas “in situ”, previamente al tratamiento general.

El producto que se obtiene con un tratamiento tipo jet grouting depende de muchos factores, que a su vez residen tanto en los parámetros del propio sistema (tipo de jet, presión de inyección, caudal, material inyectado, velocidad de rotación y de ascensión, etc.) como del terreno (granulometría, densidad, estructura, nivel freático). Las lechadas de cemento utilizadas en las inyecciones de relleno y mezcla con el terreno habitualmente están dosificadas con una relación agua/cemento (a/c), en peso, comprendida entre 0,5 y 1,5.

Se pueden emplear aditivos para reducir el contenido de agua, o para variar la viscosidad, estabilizar o aumentar la impermeabilidad de la mezcla adoptada. Además, se pueden utilizar otros materiales tales como bentonita, filler y cenizas volantes.

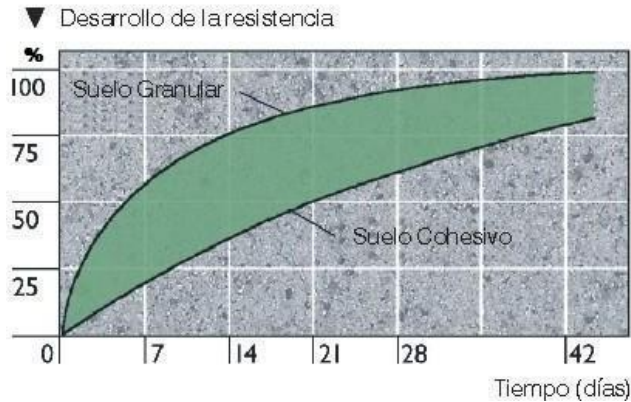
La resistencia a compresión simple (RCS) del jet grouting puede variar de 2 a 25 MPa, y está determinado por el contenido de cemento o cementante, la porción y tipo de suelo remanente en el suelo tratado.

La resistencia a la tracción se puede aproximar como un 10% de la RCS y la resistencia al corte como un 8% de la RCS. En la tabla siguiente se dan referencias de rangos de valores del suelo tratado.

Tabla 44. Rango de valores de resistencia de suelo tratado con jet grouting

Tipo de suelo tratado	Arcilla	Arenas limosas	Arenas y gravas limpias
Resistencia a la compresión simple RCS, MPa)	2 - 5	3 - 7	4 - 15
Módulo de deformación E (MPa) = α . RCS (MPa)	α =300	α =700	α =1000

Figura 108. Desarrollo de la resistencia en Jet grouting



Fuente: Terratest.cl

En terrenos especiales, el diseño de la solución deberá tener en cuenta las características particulares de estos. En terrenos orgánicos baja resistencia, en bolos un efecto sombra y en suelos cementados estrechamiento del diámetro.

Los valores bajos de diámetro de la tabla corresponden normalmente a los suelos muy cohesivos o densos, y los altos a los granulares sueltos.

Tabla 45. Diámetros típicos de columnas de jet grouting y consumo de cemento de acuerdo con la tecnología empleada

Tipo de Jet Grouting	Diámetro(m)	Consumo de cemento (kg/m) limosas
Monofluido	0,45 ÷ 0,80	250 ÷ 400
Doble fluido	0,60 ÷ 2,00	500 ÷ 1400
Triple fluido	1,00 ÷ 2,50	800 ÷ 1500
SuperJet	2,00 ÷ 5,00	1000 ÷ 8000

Procedimientos de control

Cuando no se disponga de experiencia comparable, y aun cuando se disponga, es conveniente que se proyecte y realice un ensayo de campo preliminar a pie de obra que se adecue a las condiciones encontradas. Esta prueba deberá abarcar todas las condiciones pertinentes probables que se puedan encontrar en el lugar de la instalación, con el fin de: permitir una selección del sistema más efectivo y de los parámetros de la inyección, verificar que los resultados están conformes a los requisitos del proyecto, que se está empleando el sistema y los parámetros de inyección adecuados.

Con relación a la mezcla de inyección se deberá determinar la densidad, la decantación, la viscosidad y el tiempo de fraguado, debiéndose, asimismo, tomar muestras con la

periodicidad para la realización de ensayos de compresión simple.

En el caso de que se efectúe extracción de testigos de elementos ejecutados, ésta se deberá hacer una vez haya transcurrido un tiempo de endurecimiento suficiente. Además, se deberá prestar especial cuidado en que las muestras sean representativas. Cuando se extraigan testigos para la determinación de la geometría del elemento inyectado, se deberá realizar, siempre que sea posible, mediante testigos inclinados con relación al eje del elemento, debiendo determinarse la inclinación del eje de extracción y la posición e inclinación del eje del elemento.

Condiciones previas que han de cumplirse antes de la ejecución de los ítems

- **Del soporte:** Antes de decidir o implementar cualquier tipo de mejora o refuerzo del terreno deben establecerse las condiciones iniciales del terreno mediante el oportuno estudio geotécnico.
- **Ambientales:** Se suspenderán los trabajos cuando llueva con intensidad, nieve, exista viento excesivo, una temperatura ambiente superior a 40°C o se prevea que dentro de las 48 horas siguientes pueda descender la temperatura ambiente por debajo de los 0°C.

Fases de ejecución

Replanteo de las perforaciones. Perforación. Preparación de la lechada. Inyección a presión de la lechada de cemento. Recogida de sobrantes y carga manual a contenedor.

Condiciones de terminación

La zona de trabajo quedará limpia de cualquier resto de lechada sobrante y otros residuos.

Medida

La unidad de medida para las columnas de jet grouting es el metro lineal (m); esta longitud se puede verificar en la medida en que se va sacando la tubería a la vez que se inyecta la lechada a presión. Se debe verificar que el sistema de inyección (Monofluido, doble fluido o triple fluido), sea el establecido en el ítem de pago.

- **GEOTEXTILES**

Se debe cumplir con lo dispuesto en la Especificación técnica IDU 240 – 18

- **MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE CON RAJÓN**

Se debe cumplir con lo dispuesto en la Especificación técnica IDU 410-18

- **SUBDRENES CON GEOTEXTIL Y MATERIAL GRANULAR**

Se debe cumplir con lo dispuesto en la Especificación técnica IDU 320-18.

- **BASES Y SUBBASES GRANULARES**

Se debe cumplir con lo dispuesto en la Especificación técnica IDU 510-18.

13. PLAN DE INSTRUMENTACION Y MONITOREO

La ejecución de las obras proyectadas en el presente estudio puede alterar el estado natural del subsuelo, causando movimientos verticales y horizontales en el terreno y en las edificaciones de las proximidades de la obra, así como alteraciones en los niveles piezométricos, razón por la cual, se debe llevar a cabo un plan de instrumentación y monitoreo que permita hacer un seguimiento permanente a dichos movimientos. Para tal fin, se recomienda llevar a cabo el plan de instrumentación a través de los siguientes equipos y técnicas de medición.

El en Informe “12. CAC-SGC-EST-INF.PAS-1-v.0” del componente de estructuras es presentado el Plan de Instrumentación y Monitoreo a implementar para las zonas de túnel y Estaciones, por lo que en este documento se complementa lo expuesto allí y se indica la instrumentación a emplear en la zona del Patio Taller y excavaciones.

Extensómetros

Se recomiendan para hacer el monitoreo en el Patio Taller y las excavaciones.

Los extensómetros son instrumentos usados para medir los cambios de distancia de un punto a otro donde su distancia inicial se conoce. Estos se pueden ubicar dentro o fuera de cualquier estructura para determinar las deformaciones lineales. Algunos de los usos dados a los extensómetros son los siguientes:

- Monitoreo de asentamiento en excavaciones, fundaciones y terraplenes.
- Monitoreo de consolidación del suelo bajo terraplenes.
- Monitoreo de la convergencia en las aberturas subterráneas, túneles.

Estos instrumentos se pueden clasificar como externos (de juntos, grietas con varillas y de convergencia) e internos (de palcas y de barra), entendiéndose por externos cuando son ubicados sobre la superficie y están en contacto con el aire, e internos cuando se ubican en el interior de una masa del suelo o roca.

Pero su clasificación más importante está determinada por su uso, donde se encuentran extensómetros magnéticos usados para medir asentamientos en terrenos comprensibles y para controlar movimientos verticales en terraplenes y los extensómetros removibles T-

REX, se caracterizan por determinar deformaciones axiales, su precisión es de 0,001 milímetros.

Control topográfico

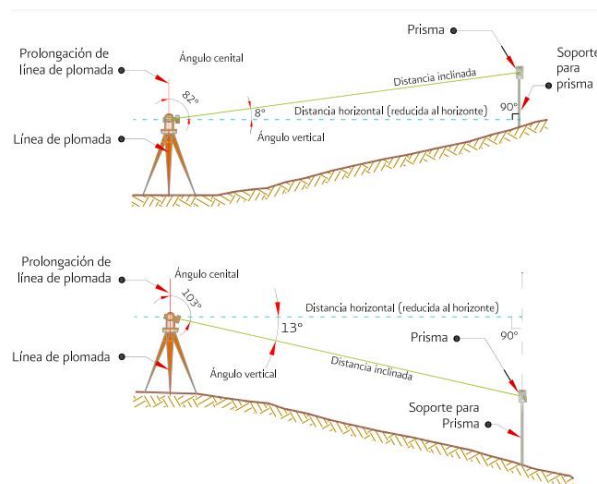
Se recomiendan para hacer el monitoreo en el Patio Taller y las excavaciones.

Este método consiste en determinar los movimientos verticales y laterales de los taludes, y posibles movimientos en masa observando anomalías topográficas, investigar en fuentes de información vinculadas a mapas geológicos, mapas topográficos, mapas geotécnicos, reportes de movimientos en masa, imágenes satelitales, mapas con fuentes de agua y hacer visitas a campo para realizar levantamientos topográficos de la zona intervenida.

Para el control topográfico se encuentran los siguientes métodos para obtener los desplazamientos.

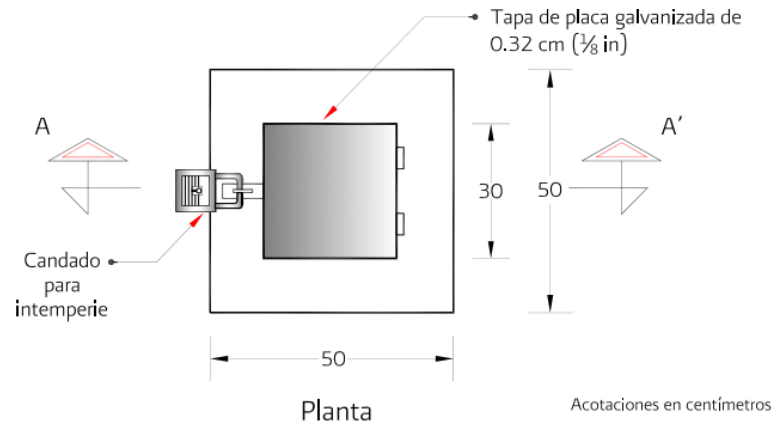
- Método topográfico para obtener los desplazamientos horizontales: Este método se hace uso de teodolito, estación total, estadales invar, bastones y prismas y consta de tomar lecturas a partir del banco de referencia para control horizontal y desde ahí con la estación total ya nivelada se hace toma de las lecturas a los monumentos de referencia. Luego se hace el cálculo de las distancias y ángulos tomados para determinar las distancias horizontales desplazadas.
- Método topográfico para obtener los desplazamientos verticales: Para este método son necesarios los equipos nivel y estadales invar. Se desarrolla partir de tener los bancos de nivel que serán definidos por el encargado de la instrumentación, esto para nivelar los testigos superficiales para el movimiento vertical, ya con los bancos y los testigos nivelados se procede a determinar las elevaciones de cada uno. Los desplazamientos verticales se determinan con la diferencia entre la elevación actual y la inicial.

Figura 109. Toma de lecturas con estación total.



Fuente: Comisión Nacional del Agua, 2012.

Figura 110. Testigos o monumentos para control de desplazamientos horizontales y verticales.



Fuente: Comisión Nacional del Agua, 2012.

Piezómetros

Se recomiendan para hacer el monitoreo de los niveles freáticos en el Patio Taller y las excavaciones.

Los piezómetros permiten monitorear los niveles de agua en el subsuelo y presiones hidrostáticas. Estos instrumentos se clasifican en abiertos (Casagrande) y cerrados (neumáticos y eléctricos)

- Los piezómetros de Casagrande son usados para medir presiones intersticiales.
- Sondas para medida de nivel de agua (WLI), se usan para medir el nivel freático en pozos o furos.

Inclinómetros

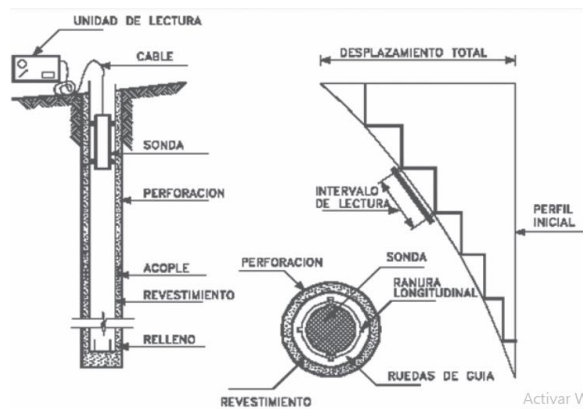
Se recomiendan para hacer el monitoreo de los movimientos del terreno en el Patio Taller y las excavaciones.

Los inclinómetros suelen ser instalados en tuberías verticales con anillos magnéticos y ubicados a una profundidad deseada. Los inclinómetros se clasifican en tres tipos de disposición donde se encuentran horizontales y verticales, de operación fijos y móviles, y de arreglo de sensores los cuales son simples y múltiples. Algunas funciones de los inclinómetros se describen a continuación.

- Inclinómetro vertical digital: Se caracteriza por medir desplazamientos laterales en suelos, rocas y estructuras, incluyendo lecturas de auscultaciones para los desplazamientos laterales en presas y terraplenes, desviaciones en concreto y asfaltos y otros tipos de estructuras.

- Inclinómetro horizontal digital: Toma las medidas verticales de un perfil continuo, asentamientos y empuje de tanques de almacenamiento, cimentaciones y otros tipos de estructuras.
- Sistemas de péndulo directo e inverso: Este es usado para tener control en los movimientos laterales en las estructuras, presas, cimentaciones en presas, estribos y otros tipos de estructuras.

Figura 111. Esquema de un inclinómetro.



Fuente: Control de Movimientos Reales Producidos en Pantallas Continuas en Madrid (1ª Parte), 2009.

ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.

MOVILIDAD

Instituto de Desarrollo Urbano

Control en excavaciones

Extensómetros de piso

Estos extensómetros son conocidos como internos de placas, se colocan en la parte interna para monitorear tanto deformaciones horizontales entre dos puntos como grietas en las masas del suelo. Estos extensómetros constan de dos placas de referencia fabricadas en acero, el cuerpo del extensómetro y una unidad de lectura.

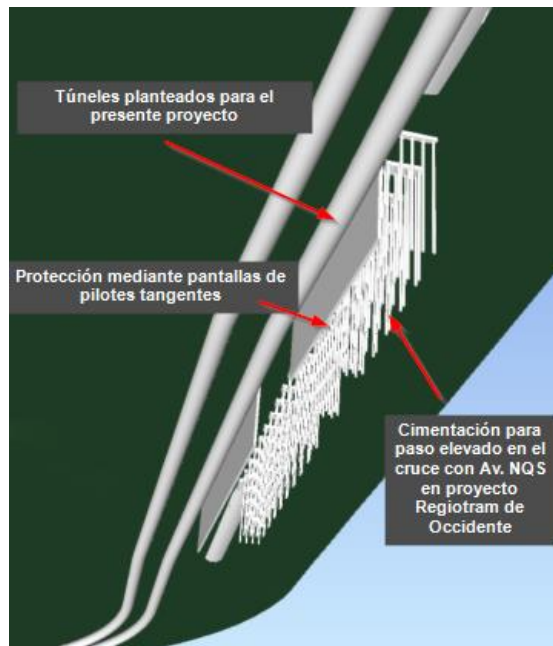
14. PROTECCION ESPECIAL DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

A continuación, se hace una recopilación de las estructuras existentes más relevantes que se encuentran cerca a los túneles proyectados, y, por lo tanto, requieren de una protección especial, normalmente mediante pantallas de pilotes tangentes, o algún tipo de monitoreo que permita evaluar la afectación de las estructuras existentes

Estructuras patrimoniales: Para los edificios patrimoniales que se encuentran en Mártires, y aquellas que se identifiquen a lo largo del corredor, se recomienda que se haga un monitoreo continuo durante la construcción para analizar y hacer seguimiento a los efectos producidos por las posibles vibraciones causadas por la construcción de las obras.

Paso elevado en tramo compartido con el trazado de Regiotram de Occidente: Para la zona en donde se comparte el corredor con el proyecto de Regiotram de Occidente, en cercanías al cruce con la Av. NQS, donde se tiene proyectado un paso elevado, se debe proteger la cimentación profunda de los efectos causados por la excavación subterránea del corredor Férreo del Sur; dicha protección se debe hacer por medio de pantallas de pilotes tangentes.

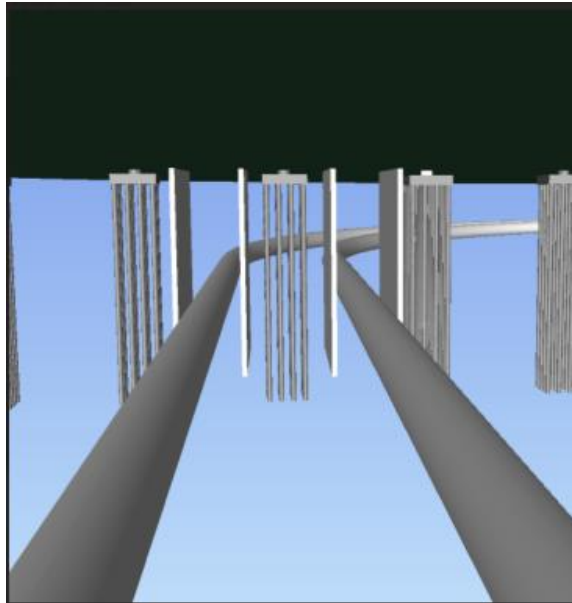
Figura 112. Protección de cimentación de paso elevado en proyecto Regiotram de Occidente



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023 – Modelo Federado Corredor Férreo del Sur

Estación Av. 68 Metro de Bogotá y puentes en intersección de la Av. 68 con Av. Primero de Mayo: Al igual que en el caso anterior, para la cimentación de la estación Av. 68 del Metro de Bogotá y los puentes existentes en la zona, se debe igualmente plantear una protección mediante pantallas de pilotes tangentes.

Figura 113. Protección de cimentaciones en la intersección con Av. Boyacá y Av. Primero de Mayo



Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023 – Modelo Federado Corredor Férreo del Sur

Centro comercial Mall Plaza: Se debe prestar atención a la cimentación del Centro comercial Mall Plaza, en la Av. NQS por Calle 22 y llevar a cabo la protección de esta mediante la solución similar a las anteriores, de pantallas de pilotes tangentes.

Instituto de Desarrollo Urbano

15. RECOMENDACIONES PARA ETAPAS FUTURAS

Para las siguientes etapas de estudios del presente proyecto, se debe profundizar en el conocimiento de las propiedades geotécnicas, y análisis del comportamiento del subsuelo a lo largo del trazado; por tal razón, se recomienda que, en etapas posteriores de estudios, se sigan las siguientes recomendaciones

- Se debe llevar a cabo una exploración geotécnica mediante la recuperación de muestras alteradas e inalteradas de suelo, y ejecución de ensayos in situ que permita refinar la zonificación geotécnica propuesta en la presente etapa, rectificar aquellos sitios que no concuerden con los hallazgos obtenidos en campo, y verificar las propiedades geotécnicas de los estratos. Las perforaciones deben tener una profundidad equivalente a 1,5 veces la altura de las excavaciones en estaciones y por lo menos, 1 diámetro por debajo de la cota de la solera del túnel proyectado.
- Durante la ejecución de exploraciones futuras, se recomienda hacer un monitoreo continuo de los niveles freáticos mediante la instalación de piezómetros.

- Se debe plantear una exploración que permita contrarrestar la incertidumbre existente en la zona aledaña al Jardín Botánico. Para tal fin, es necesario evaluar las condiciones de espacio y permisos, a partir de lo cual se debe plantear la exploración directa o indirecta que permita alcanzar una aproximación a los estratos y sus propiedades geomecánicas.
- Se debe hacer la consulta con las respectivas autoridades ambientales, de las restricciones medioambientales en las zonas en donde se atraviesan cauces naturales, para efectos de la realización de las exploraciones, como la ejecución de las obras subterráneas, en donde se prevean los posibles cambios del régimen de flujo superficial y subterráneo por efectos de estas obras.
- Se deben realizar modelos hidrogeológicos locales en las zonas de caudales, en donde se analice la influencia de las obras proyectadas, y cómo estas afectan el régimen de flujo de las aguas subterráneas.
- A partir de los ensayos de laboratorio efectuados, se deben hacer los análisis de licuación, ablandamiento cíclico, así como la evaluación de las condiciones especiales del subsuelo

16. ENTIDADES RELACIONADAS CON EL DESARROLLO DEL PROYECTO

Además de las entidades mencionadas en los capítulos 5 y 6.7.1, se hace un recuento de las entidades que pueden estar involucradas en las etapas futuras del proyecto, por lo tanto, deben ser tenidas en cuenta en las exploraciones futuras que se planteen, así como en las consultas de información secundaria que se realicen en las etapas posteriores:

- Empresas encargadas del sector de movilidad en Bogotá (Secretaría de movilidad) y el municipio de Soacha (Secretaría de planeación). A tener en cuenta para la aprobación de los planes de manejo de tráfico en exploraciones futuras.
- Empresas de servicios públicos (Redes secas y redes húmedas) para verificar la interferencia del proyecto con redes, así como consulta de información secundaria.
- Instituto de Desarrollo Urbano IDU.
- Instituto Distrital para la Gestión de Riesgos y Cambio climático.
- Empresa Férrea Regional.
- Secretaría Distrital de Ambiente.
- Empresa Metro de Bogotá.
- Secretaría de Planeación de Bogotá.
- Alcaldía Mayor de Bogotá.
- Alcaldía Municipal de Soacha.
- Propietarios de predios privados a lo largo del corredor.

17. CONCLUSIONES

- El trazado se encuentra localizado en su totalidad sobre depósitos de origen cuaternario, principalmente aluvial, asociado a los ríos Fucha, Tunjuelo y Bogotá, junto con sus afluentes. Los materiales presentes en la zona son predominantemente arcillas limosas y, en algunos puntos, se presentan intercalaciones con estratos arenosos de poco espesor.
- Se identificaron suelos con altos límites líquidos en la mayoría de los casos, lo cual da indicios de que se presenten suelos altamente compresibles. Otra de las condiciones geotécnicas importantes, es la susceptibilidad de los suelos a presentar fenómenos de licuefacción.
- No se identificaron amenazas por remoción en masa, ni inundaciones a lo largo del trazado.
- A la altura del municipio de Soacha, se encuentran materiales rocosos del Cretáceo y Paleógeno, altamente fracturados por el fallamiento de la zona; estos materiales se encuentran aproximadamente a 70 m del trazado planteado y tienen una zonificación baja a intermedia de amenaza por movimientos en masa.
- La zona sobre la que se desarrolla el proyecto corresponde a una zona de amenaza sísmica intermedia, con coeficientes de aceleración en superficie A_0 entre 0,15 y 0,2g para un periodo de retorno de 475 años.
- Se deben contemplar las medidas necesarias para evitar que se presente un abatimiento del nivel freático que induzca incrementos en los esfuerzos efectivos y asentamientos que afecten la infraestructura aledaña. De ningún modo, este abatimiento debe ser inducido a través de pozos de bombeo.

18. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Braja M. Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Cuarta edición. Cengage Learning Editores. 2013.

Bowles, J. Foundation Analysis and Design, Fifth edition. 1997. McGrawHill.

Dirección de Prevención y Atención de Emergencias. DPAE. Alcaldía Mayor de Bogotá. Actualización de la Microzonificación Sísmica y Recomendaciones para la reglamentación de Diseño Sísmoresistente de Bogotá. Informe Final. Volumen 1. enero de 2008.

EGIS – STEER. Financiera de Desarrollo Nacional. Contrato FDN 033 de 2020. Producto 4. Estudios y Diseños de Prefactibilidad. Entregable 5.1, Revisión Geotécnica.

Hoyos, F. (2004). Suelos Residuales tropicales. (P. G. Fookes, Ed., & F. Hoyos, Trad.) Medellín: Hombre nuevo Editores.

Fattah, Mohammed Y, et all. Prediction of settlement trough induced by tunneling in cohesive ground. Noviembre de 2010. Acta geotécnica. DOI 10.1007/s11440-012-0169-4.

Reglamento Colombiano de Construcción Sísmo Resistente NSR-10. Decreto 926 del 19 de marzo de 2010. Modificación del Decreto 2525 del 13 de julio de 2010, el Decreto 0092 del 17 de enero de 2011, el Decreto 0340 del 13 de febrero de 2012 y el Decreto 0945 del 05 de junio de 2017.

Robert D Holtz, William D. Kovacs & Thomas C. Sheahan. An Introduction Geotechnical Engineering, Second Edition. 2011. Pearson

Plan de Ordenamiento Territorial Municipio Soacha, 2018.

Puller, Malcolm. Deep excavations, a practical manual. 1998. Thomas Telford. Londres.

Sociedad Colombiana de Geotecnia. Boletín Colombiano de Geotecnia. Túneles en ambientes Urbanos. Edición No. 16 / marzo de 2013.

Valenzuela, Juan et all. Modelación numérica del mecanismo de falla por subpresión de lumbreras de suelos. Obras subterráneas. <https://gij.amitos.org/wp-content/uploads/2020/05/ArticuloJuanCarlos.pdf>

Edgar Montiel, Edgar et all. Evaluación numérica de falla por subpresión en lumbreras construidas en suelos. XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica. Noviembre 23 y 24, 2018 – León, Guanajuato. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.

Universidad Nacional de Colombia. Estudio de Modelación Geotécnica del Fenómeno de Subsistencia en la ciudad de Bogotá D.C. Contrato No. 415 de 2010. Volumen 1. Informe Final. FOPAE.

Alcaldía Mayor de Bogotá. 2015. Resumen ejecutivo elaborado para el Instituto de Desarrollo Urbano por el CONSORCIO L1, formado por las empresas EUROESTUDIOS, IDOM y CANO JIMÉNEZ. En: *Diseños básicos - Año 2015 | Metro de Bogotá | Inicia el proceso de contratación de la Línea 2 del Metro (metrodebogota.gov.co)*

Fondo de Prevención y Atención de Emergencias – FOPAE & Universidad Nacional de Colombia. Estudio de modelación geotécnica del fenómeno de subsidencia en la ciudad de Bogotá D.C. 2011.

Camargo Barbosa, René. Procedimiento constructivo de lumbreras por el método de flotación. Tesis de grado. Instituto Politécnico Nacional. México, 2003.



ALCALDÍA MAYOR
DE BOGOTÁ D.C.
MOVILIDAD

Instituto de Desarrollo Urbano

19. ANEXOS

Anexo 1. Información de referencia

Anexo 2. Localización de la exploración

Anexo 3. Exploración sísmica

Anexo 4. Ensayos de laboratorio

Anexo 5. Memorias de cálculo

Anexo 6. Zonificación geotécnica

Anexo 7. Planos