Consorcio
CUNDINAMARCA JINT 17

INFORME DE ESTUDIO FUNDACIONES

CONTRATO CONSULTORÍA ICCU-783-2025

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTA AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO".

5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ – EL ROSAL

VERSIÓN 02

AGOSTO 2026



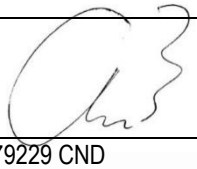
ICCU
INSTITUTO DE CAMINOS Y CONSTRUCCIONES DE CUNDINAMARCA

ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN	
"ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTA AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO".	**INFORME DE ESTUDIO DE FUNDACIONES 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL**

CONTROL DE CAMBIOS

Rev.	Fecha	Descripción
1	03/Jun/2026	Entrega inicial para revisión de la interventoría mediante comunicado CCJINT17-0783-0728-26 del 03/Jun/2026
2	03/Ago/2026	Respuesta a comunicado T-003-2025-276-OFC, mediante comunicado CCJINT17-0783- 0987-26 del 03/Ago/2026
3	30/Ago/2026	Entrega V2 Ajustada, mediante comunicado CCJINT17-0783-1123-26 del 30/Ago/2026

REPRESENTANTES CONSULTORÍA – CONSORCIO CUNDINAMARCA JINT 17

REALIZÓ Esp. Geotecnia Consultoría	NOMBRE:	Ing. Diego A. Reyes V.
	FIRMA	
	MAT:	25202 - 75597 CND
REVISÓ y APROBÓ Director de Estudios y Diseños	NOMBRE:	Ing. César Augusto Palacios Wilches
	FIRMA	
	MAT:	25202-079229 CND

REPRESENTANTES INTERVENTORÍA – INGEOCIM S.A.S.

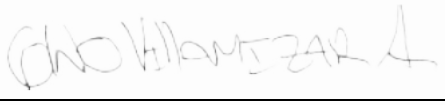
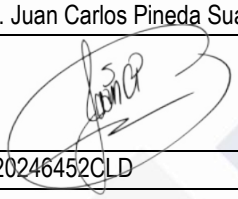
REVISIÓN Esp Geotecnia Interventoría	NOMBRE:	Ing. Gino Omar Villamizar Arévalo
	FIRMA	
	MAT:	54202-297489 NTS
VALIDACIÓN y APROBACIÓN Director Interventoría	NOMBRE:	Ing. Juan Carlos Pineda Suarez
	FIRMA	
	MAT:	1720246452CLD

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

1. INTRODUCCIÓN 7

2. OBJETIVOS 9
2.1 OBJETIVO GENERAL 9
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 9

3. GENERALIDADES DEL CONTRATO 10
3.1 NÚMERO DEL CONTRATO: 10
3.2 OBJETO DEL CONTRATO: 10
3.3 CONTRATISTA 10
3.4 INTERVENTORÍA 10
3.5 ALCANCE DEL PROYECTO 11
3.6 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO: 11

4. GENERALIDADES 13
4.1 UBICACIÓN 13

5. DIAGNOSTICO PRELIMINAR 14
5.1 ANCHOS DE VÍA 14
5.2 OBRAS DE DRENAJE 16
5.3 OBRAS DE CONTENCIÓN 17
5.4 SITIOS CRÍTICOS 17
5.5 ESTADO DEL PAVIMENTO 17
5.6 CONCLUSIONES 19

6. GEOLOGÍA 20
6.1 GEOLOGÍA REGIONAL 20
6.1.1 ESTRATIGRAFÍA 21
6.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 23
6.3 GEOLOGÍA LOCAL 24
6.4 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL 25
6.5 AMENAZA POR PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA 26

7. TRABAJOS DE CAMPO 28
7.1 EXPLORACIÓN DIRECTA DEL SUBSUELO 28
7.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA DEL SUBSUELO 30

8. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO 36
8.1 CORREDOR GEOTÉCNICO 36
8.2 DIAGNÓSTICO DEL CORREDOR 36
8.3 ENSAYOS DE CAMPO 37
8.4 NIVEL FREÁTICO 38
8.5 PERFIL ESTRATIGRÁFICO 38
8.6 RESULTADOS DE LABORATORIO 40

8.7 PARÁMETROS DE RESISTENCIA 49
8.8 PARÁMETROS DE DEFORMACIÓN 49
8.9 SECTORIZACIÓN....53
8.10 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 54

9. ANÁLISIS GEOTÉCNICO 57
9.1 PERFIL DEL SUELO....57
9.2 AMENAZA SÍSMICA 59
9.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS 64
9.3.1 CAPACIDAD PORTANTE....65
9.3.2 ASENTAMIENTOS....68
9.3.3 EVALUACIÓN DE LA DISTORSIÓN ANGULAR 69
9.3.4 CAPACIDAD PORTANTE A TRACCIÓN DE CIMIENTOS PROFUNDOS....70
9.3.5 MÓDULOS DE REACCIÓN 71

10. POTENCIAL EXPANSIVO.... 73

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 75
11.1 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTOS SUPERFICIALES 76
11.2 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTOS PROFUNDOS....76
11.3 RECOMENDACIONES DE DRENAJE....77
11.4 RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PARA LAS TUBERÍAS 77

12. LIMITACIONES.... 79

13. REFERENCIAS TÉCNICAS 80

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1. Localización de los tramos a ejecutar. 11
Ilustración 2. Tramo Cruce Corredor Bogotá – Fontibón a vía Facatativá – El Rosal 12
Ilustración 3. Tramo Cruce Corredor Bogotá – Fontibón a vía Facatativá – El Rosal 13
Ilustración 4. Fotografía en el K0+020 15
Ilustración 5. Fotografía en el K0+120 15
Ilustración 6. Box en el K2+650....16
Ilustración 7. Box en el k2+650 17
Ilustración 8 Fotografía en el K0+070 18
Ilustración 9 Fotografía en el K0+140 18
Ilustración 10 Fotografía en el K1+050 19
Ilustración 11 Geología regional corredor vial Facatativá-La Virgen – El Rosal....20
Ilustración 12 Principales rasgos estructurales de la plancha 227-La Mesa 23
Ilustración 13. Geología local Zipaquirá - El Rosal....24
Ilustración 14 Geomorfología regional corredor vial Facatativá-La Virgen – El Rosal....25
Ilustración 15 Zonificación de amenaza por movimientos en masa. Se señala en rojo el tramo vial en estudio 27
Ilustración 16 Localización de sondeos.....29
Ilustración 17 Ubicación líneas sísmicas.....31
Ilustración 18 Ubicación de TRS-01 32
Ilustración 19 Ubicación de TRS-02.....33
Ilustración 20 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-01....34
Ilustración 21 Corredor Geotécnico para el tramo Facatativá – El Rosal, sector La Virgen 36
Ilustración 22 Perfiles de variación de la Resistencia en el ensayo de SPT 37
Ilustración 23 Resultados nivel freático 38
Ilustración 24 grafica resultados de clasificación del suelo. 44
Ilustración 25 Carta de plasticidad 45
Ilustración 26 grafica de consistencia del suelo 46
Ilustración 27 grafica de resultados de granulometría....47
Ilustración 28 grafica de resultados de compresión inconfinada 48
Ilustración 29 Perfil de resistencia puente S1. 51
Ilustración 30 Perfil de resistencia puente S2. 52
Ilustración 31 Perfiles estratigráficos encontrados en la exploración geotécnica directa 53
Ilustración 32 Mapa valores PGA....59
Ilustración 33 Mapa valores Ss 60
Ilustración 34 Mapa valores S1 61
Ilustración 73 Perfil longitudinal promedio....64

Índice de Tablas

Tabla 1 Anchos Promedio de Vía. 14
Tabla 2 Obras de Drenaje. 16
Tabla 3 Localización de sondeos 29
Tabla 4 Perfil estratigráfico de campo puente Sondeo S-1 38
Tabla 5 Perfil estratigráfico de campo puente Sondeo S-2 39
Tabla 6 Resumen resultados de laboratorio 41
Tabla 7 Sectores definidos según la estratigrafía 54
Tabla 8 Tipo de terreno según la morfología encontrada 54
Tabla 9 Sectorización definitiva del corredor vial 54
Tabla 10 Parámetros geotécnicos Sector 1 55
Tabla 11 Parámetros geotécnicos Puente S-1 55
Tabla 12 Parámetros geotécnicos Puente S-2 55
Tabla 13 Perfil de Suelos Sondeo 1 57
Tabla 14 Perfil de Suelos Sondeo 2 58
Tabla 15 Resumen resultados de perfil de suelo obtenidos. 58
Tabla 16 factor de sitio segun Tabla 3.10.3.2-2 62
Tabla 17 factor Fa segun Tabla 3.10.3.2-3 62
Tabla 18 factor Fv segun Tabla 3.10.3.2-3 63
Tabla 19 Resumen factores obtenidos 63
Tabla 34 verifiación de la capacidad portante. 65
Tabla 20 Factores de Resistencia para Pilotes Excavados (Fuente: CCP-14) 65

1. INTRODUCCIÓN

Mediante la Ordenanza No. 001 del 22 de marzo de 2024 se adoptó el Plan Departamental de Desarrollo 2024 – 2028 "GOBERNANDO: MÁS QUE UN PLAN", en el cual se encuentra establecida la Línea Estratégica: "Competitividad compartida", cuyo objetivo principal es "la reducción de brechas y rezagos en diversas áreas, como educación superior, ciencia, tecnología e innovación, así como en la generación de ingresos, productividad y bienestar general. Esta estrategia se enfoca en superar las disparidades entre la ciudad y el campo, brechas de géneros, productores y comercializadores, así como las diferencias marcadas entre estratos socioeconómicos. La premisa es lograr un progreso colectivo que abrace a toda la diversidad existente en el Departamento."

Una competitividad compartida pasa por diagnosticar, identificar y desarrollar las vocaciones productivas de los territorios, basándose en sus ventajas comparativas. Esto implica no solo fortalecer las vocaciones existentes, sino también promover la apropiación de tecnologías adecuadas para procesos sencillos que aporten un gran valor, tanto a los productos, como a los servicios generados en los diferentes municipios. Además, la línea estratégica busca fomentar la creación de vocaciones basadas en las mejores prácticas agropecuarias, como también en la creación de rutas de turismo inteligente y demás potencialidades locales.

Dentro de las apuestas que se desarrollan para fortalecer la competitividad compartida se tienen: 2… Conectividad y Movilidad Eficiente ya que el mejorar la conectividad afecta positivamente la competitividad compartida. Esto considera la ampliación y mejora de la infraestructura vial, la puesta en marcha de sistemas de transporte con enfoque de sostenibilidad, con el desarrollo soluciones férreas, reposición de flotas a energías amigables con el ambiente, así como infraestructura para la bicicleta. Además, es fundamental el buen manejo del tráfico vehicular y la seguridad en las zonas metropolitanas, y el uso permanente de las autopistas digitales. La conexión efectiva entre Bogotá y las provincias, así como la conexión intermunicipal, no solo mejorará la movilidad y conectividad, sino que también acortará las brechas sociales de quienes habitan."

En las apuestas que se proponen en el Plan de Desarrollo Departamental, se encuentra la "Conectividad" la cual se entiende cómo "el proceso de unión de los territorios, los sistemas económicos y las personas (CEPAL, 2006). Es por ello, que la apuesta se proyecta como todo tipo de unión y acercamiento de la población en Cundinamarca, sea digital o vial. Desde este punto, se pretende conectar a Cundinamarca mediante infraestructura óptima que permita el transporte de la ciudadanía, mejorando la calidad de vida y facilitando el transporte de los productos del departamento incrementando la competitividad de este. Es decir, se establece la conectividad como elemento integrado que fomenta la productividad y competitividad."

La consultoría a desarrollar en el contrato ICCU-783-2025 corresponde al lote 1, el cual contempla las siguientes vías:

LOTE 1: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL

CASCO URBANO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ - FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO.

El presente informe compila los resultados de la exploración geotécnica ejecutada en el corredor vial que desde la vía que conecta el cruce con el corredor Bogotá – Fontibón - Facatativá - los Alpes, sector la virgen, hasta la vía Facatativá - el Rosal, departamento de Cundinamarca, con el propósito de establecer los parámetros necesarios para el análisis y diseño de fundaciones asociadas al proyecto.

Se presentan los análisis correspondientes a la capacidad portante del suelo, estimación de asentamientos totales y diferenciales, verificación de estabilidad global cuando aplica, y la determinación del perfil sísmico del suelo conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10 y el Código Colombiano de Puentes CCP-14, según los requerimientos estructurales del proyecto.

Con base en los resultados obtenidos a partir de la exploración de campo, ensayos in situ y pruebas de laboratorio, así como en los criterios y análisis de ingeniería geotécnica desarrollados, se define el perfil estratigráfico del sector evaluado y se realiza la correspondiente caracterización geotécnica de los materiales presentes, proporcionando los parámetros de diseño requeridos para la adecuada definición del sistema de fundación.

Todo conforme a los lineamientos establecidos por el Instituto de Infraestructura y Concesiones de Cundinamarca (ICCU), en el marco del contrato ICCU-783-2025. Este conjunto de estudios tiene como objetivo principal definir, estructurar y validar las soluciones técnicas necesarias para la ejecución de las obras contempladas en el Lote 1, garantizando su viabilidad técnica, normativa, ambiental y financiera.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar la descripción de la exploración geotécnica efectuada, y con base en esta la caracterización de parámetros índice de los suelos a lo largo del corredor del proyecto, del polígono suministrado para el tramo de la vía que conecta el cruce con el corredor Bogotá – Fontibón - Facatativá - los Alpes, sector la virgen, hasta la vía Facatativá - el Rosal, para el CONTRATO DE CONSULTORÍA ICCU-783-2025 **ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA CORREDORES VIALES EN EL DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA**

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos para la realización del estudio son:

- Exploración geotécnica encaminada a la caracterización de los materiales encontrados.
- Revisión y determinación del perfil estratigráfico del terreno mediante sondeos directos.
- Caracterización geomecánica del terreno mediante pruebas de resistencia y deformación en campo y laboratorio.
- Determinación de los parámetros de resistencia y deformación de los suelos.
- Evaluar el potencial de expansión de los suelos identificados.
- Determinar la caracterización geológica regional y local asociada al corredor vial objeto de estudio.
- Determinar las capacidades de cimentación de las obras de contención a implementar en el proyecto.
- Plantear las recomendaciones constructivas para las obras de intervención propuestas.

3. GENERALIDADES DEL CONTRATO

3.1 NÚMERO DEL CONTRATO:

ICCU-783-2025

3.2 OBJETO DEL CONTRATO:

"ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO".

3.3 CONTRATISTA

El 06 de noviembre de 2025 suscribió el Acta de Inicio No. 01 del Contrato ICCU No. 783 de 2025 , dando inicio formal a la ejecución del proyecto a cargo del CONSORCIO CUNDINAMARCA JINT 17 por un valor total de $4.589.706.723,00. El objeto contractual consiste en REALIZAR LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN; 2. DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45; 3. DESDE EL SECTOR TABACAL AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE; 4. DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ; 5. CONEXIÓN DEL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ-FONTIBÓN-FACATATIVÁ-LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ-EL ROSAL; Y 6. DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO. Para el desarrollo de estas actividades, se estableció un plazo de ejecución de ocho (8) meses , fijando como fecha de terminación el 06 de julio de 2026.

3.4 INTERVENTORÍA

CONTRATO N° ICCU-CTO-881-2025.

INTERVENTORÍA A LA CONSULTORÍA PARA REALIZAR LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTÁ AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO.

3.5 ALCANCE DEL PROYECTO

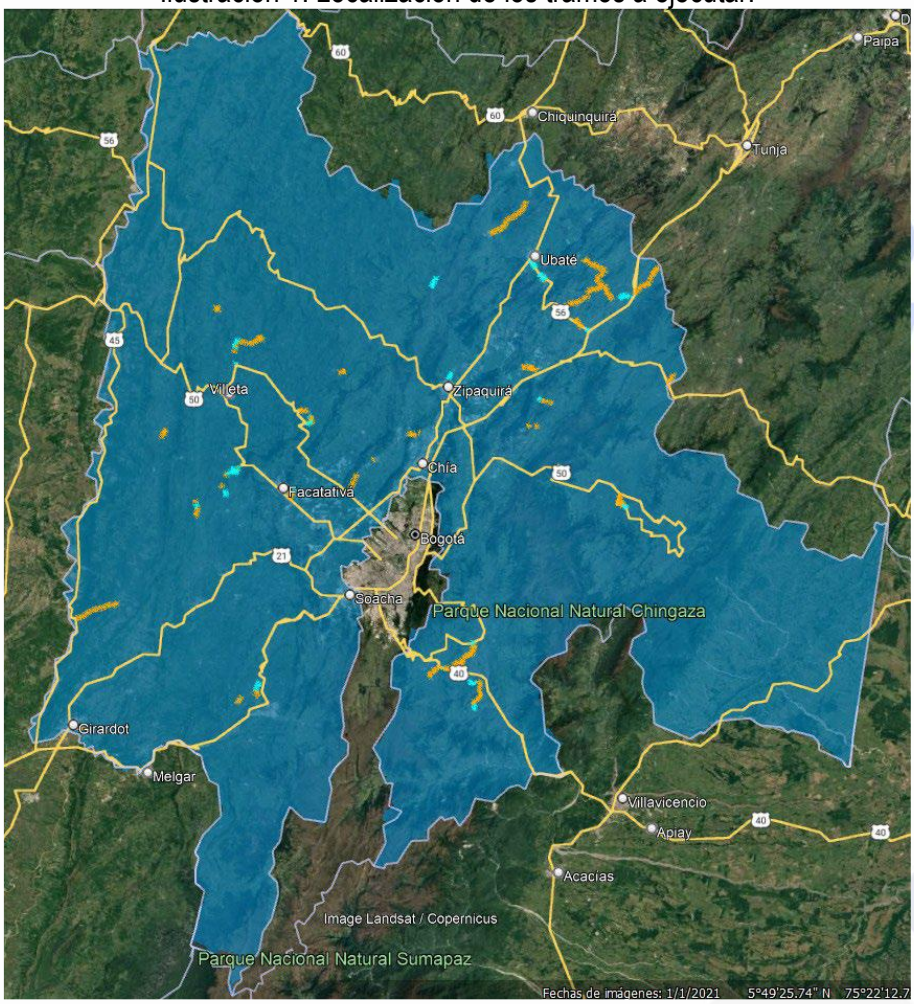
Realizar todos los estudios y diseños definitivos, Fase III, en las vías secundarias priorizadas existentes en el Departamento de Cundinamarca, utilizando metodologías y tecnologías de punta que le permitan al Departamento avanzar en el desarrollo de la infraestructura vial para la competitividad, en armonía con el Plan Nacional de Desarrollo y el Plan Departamental de Desarrollo.

Evaluar los costos precisos de la ejecución de las obras, teniendo en cuenta los costos de mitigación ambiental cuantificados de conformidad con la naturaleza de cada tramo vial.

3.6 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO:

Los estudios y diseños se realizarán en diferentes corredores viales del Departamento. Los cuales se muestran en las siguientes ilustraciones.

Ilustración 1. Localización de los tramos a ejecutar.



Fuente: Tomado del Anexo Técnico del proceso ICCU-CM-017-2025

Ilustración 2. Tramo Cruce Corredor Bogotá – Fontibón a vía Facatativá – El Rosal



Fuente: Elaboración - CONSORCIO CUNDINAMARCA JINT 17 sobre imagen satelital de Google Earth

4. GENERALIDADES

El objeto del Contrato es "ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LAS VÍAS: 1. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE LENGUAZAQUE AL CASCO URBANO DE VILLAPINZÓN, 2. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE JERUSALÉN AL CRUCE DE LA VÍA RUTA 45, 3. VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE, 4. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DE CHOCONTA AL CASCO URBANO DE CUCUNUBÁ, 5. VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL, 6. VÍA DESDE EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SUPATÁ AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE PACHO".

4.1 UBICACIÓN

El corredor vial objeto del presente estudio se localiza en la Sabana de Occidente del departamento de Cundinamarca. El tramo corresponde a la vía que conecta el cruce con el corredor Bogotá – Fontibón – Facatativá – Los Alpes, en el sector La Virgen, con la vía Facatativá – El Rosal, atravesando un territorio caracterizado por relieves suavemente ondulados y sectores de transición hacia zonas de ladera, propios de la dinámica geomorfológica de la Sabana de Bogotá.

El área de influencia del proyecto se encuentra en jurisdicción del municipio de Facatativá, uno de los principales centros urbanos y de desarrollo económico de la provincia de Sabana Occidente, ubicado al occidente de Bogotá D.C.

El corredor vial comprendido dentro del alcance del proyecto constituye un eje de conexión estratégica entre la red vial regional y los corredores que comunican los municipios de Facatativá y El Rosal, facilitando la movilidad de la población, el transporte de bienes y servicios, así como la integración de las actividades productivas, comerciales y agrícolas que se desarrollan en esta zona del departamento.

Ilustración 3. Tramo Cruce Corredor Bogotá – Fontibón a vía Facatativá – El Rosal



Fuente: Elaboración - CONSORCIO CUNDINAMARCA JINT 17 sobre imagen satelital de Google Earth

5. DIAGNOSTICO PRELIMINAR

Se realizaron recorridos de inspección a lo largo de la vía que conecta el cruce con el corredor Bogotá – Fontibón – Facatativá – Los Alpes, sector La Virgen, con la vía Facatativá – El Rosal, con el fin de recopilar información sobre el estado actual del corredor. Durante las visitas de campo se efectuó el inventario de las estructuras existentes, incluyendo alcantarillas, box culverts, pontones y demás obras de drenaje, así como la identificación de puntos críticos asociados a procesos de inestabilidad de taludes, fenómenos de erosión, afectaciones a la banca y deficiencias en el manejo de las aguas superficiales y subsuperficiales.

El abscisado presentado en este documento se encuentra referenciado a los elementos de control y amarre establecidos para el proyecto. Con base en la información recopilada durante los recorridos de campo, se identificaron las condiciones geotécnicas, hidráulicas y estructurales más relevantes del corredor, las cuales se describen a continuación.

5.1 ANCHOS DE VÍA

A lo largo del corredor se tomó los anchos de vía existentes y anchos entre cercas donde existente cada 250.00 m en promedio, de donde se construyó la siguiente tabla resumen:

Tabla 1 Anchos Promedio de Vía.

ABSC	ANCHO VÍA	CERCAS	TOTAL
K0+000	7.6	8.5	8.5
K0+250	6.3	9	9
K0+500	6.1	8.7	8.7
K0+750	6.3	8,4	8,4
K1+000	6,2	8.9	8.9
k1+250	6.3	8.5	8.5
k1+500	6.3	8,8	8,8
k1+750	6.3	8.9	8.9
k1+920	6.3	8.5	8.5
k1+930	7.5	9.1	9.1
k2+000	7.6	9	9
k2+250	7.5	9	9
k2+500	8	9.2	9.2
k2+750	7.3	8.8	8.8
k2+950	7.5	9	9

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE

El abscisado de la tabla anterior esta amarrada a los postes de kilometraje existentes en el corredor. Adicionalmente se presentan algunas fotografías representativas de las condiciones existentes en el ancho de vía.

Ilustración 4. Fotografía en el K0+020



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE

Ilustración 5. Fotografía en el K0+120



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE

5.2 OBRAS DE DRENAJE

A lo largo del corredor se inventarió las obras de drenaje existentes en el corredor, con la que se elaboró la siguiente tabla resumen:

Tabla 2 Obras de Drenaje.

ABSC	LONGITUD	CUERPOS	ALTURA	DESCOLE	ENCOLE
K2+650	3.5	2	3.5	SI	SI

Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE

Las obras de drenaje corresponden a box culvert, en razón a la ausencia de superficie de rodadura en el pavimento no se cuenta con cunetas.
A continuación, se presenta fotografías de las obras más representativas en el corredor.

Ilustración 6. Box en el K2+650



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE

Ilustración 7. Box en el k2+650



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE

5.3 OBRAS DE CONTENCIÓN

A lo largo del corredor se realizó el inventario de los muros de contención existentes en el corredor, con la que se elaboró la siguiente tabla resumen:
No se encuentran muros de contención en el tramo.

5.4 SITIOS CRÍTICOS

A lo largo del corredor se realizó el inventario de los sitios críticos que se observaron en el corredor, los cuales están asociados a las áreas de geotecnia e hidráulica, con la que se elaboró la siguiente tabla resumen:
No se encuentran sitios críticos en el tramo

5.5 ESTADO DEL PAVIMENTO

En el tramo que está dispuesto para rehabilitación entre el K0+000 y K1+950 el estado del pavimento se encuentra en mal estado, se encuentra con piel de cocodrilo fisuras longitudinales y transversales
A continuación, se presentan fotografías del estado del pavimento con sus principales daños.

Ilustración 8 Fotografía en el K0+070



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE

Ilustración 9 Fotografía en el K0+140



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE

Ilustración 10 Fotografía en el K1+050



Fuente: DIAGNOSTICO PRELIMINAR DE LA VÍA QUE DESDE EL SECTOR TABACAL CONDUCE AL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE

5.6 CONCLUSIONES

- Como resultado del presente diagnóstico, podemos resumir de la siguiente forma:
- El ancho de la vía en promedio es de 6.30
- El ancho entre cercas es de 9.50
- Existen 1 box Culvert de 3.50 * 3.50
- Existen 22 pozos sellados

El estado del pavimento es regular

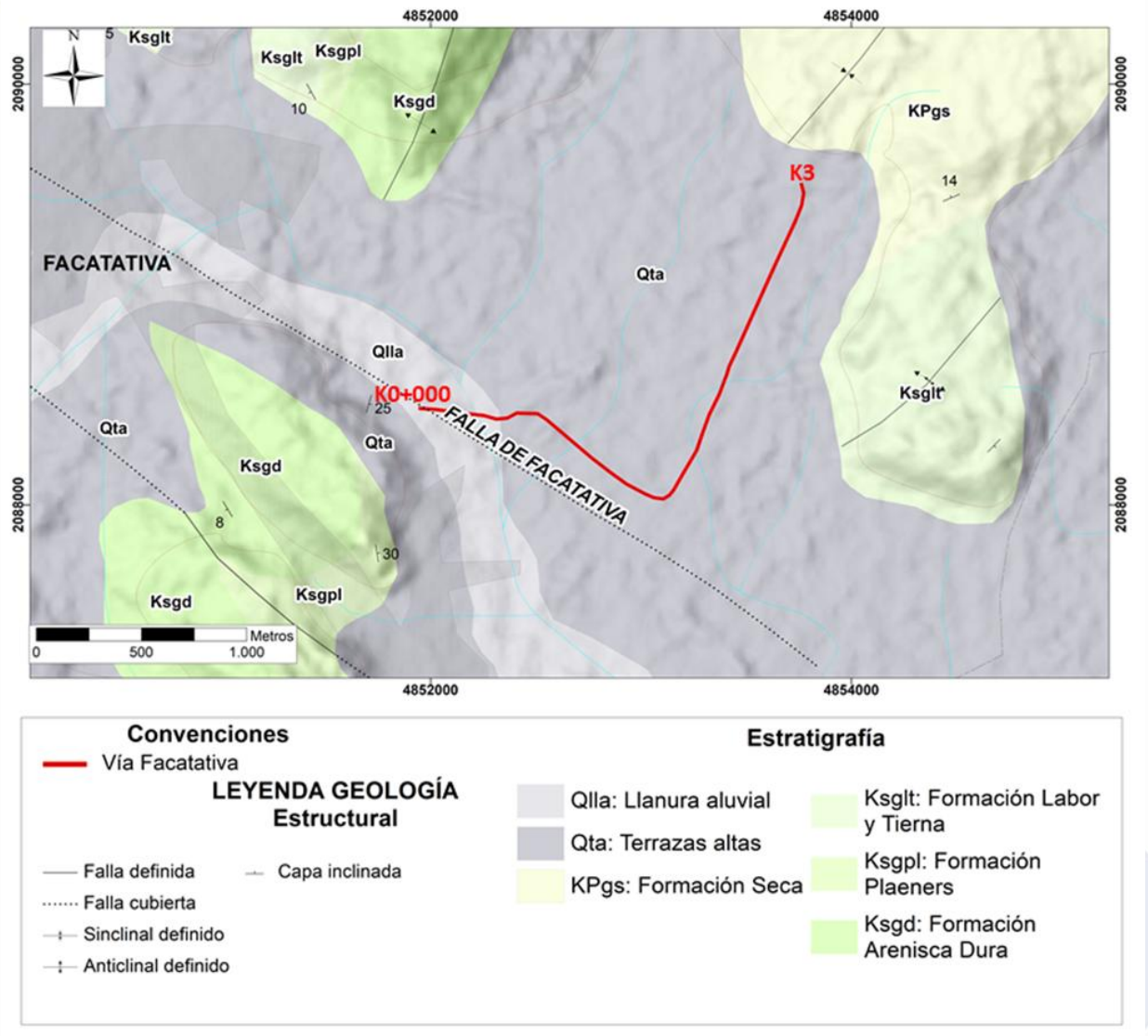
6. GEOLOGÍA

A partir del análisis de la información existente para el área de estudio, fundamentalmente la cartografía geológica y geomorfológica publicada por el SGC, se presenta la caracterización regional del corredor vial, incluidas en la plancha 208 – Villeta.

6.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El corredor vial, con dirección general de occidente a nororiente, se ubica hacia el extremo noroccidental de la Sabana de Bogotá, que se estrecha entre las salientes montañosas conformadas por replegamientos de la secuencia del Cretáceo superior – Terciario, en los flancos de la cuenca del río Botello. En la Ilustración 11 se presenta la selección de la cartografía geológica del corredor vial, recortada de la plancha geológica 227-La Mesa (INGEOMINAS, 1998).

Ilustración 11 Geología regional corredor vial Facatativá-La Virgen – El Rosal



Fuente: Elaboración propia sobre sector del mapa geológico de la plancha 227-La Mesa (INGEOMINAS, 1998)

La vía se aprecia desarrollada totalmente sobre unidades cuaternarias, correspondientes a la Terraza Alta (Qta) y la Llanura Aluvial (Qlla), mientras en los flancos de la planicie afloran las Formaciones Guaduas (KPgg), y las Formaciones Labor y Tierna (Ksglt), Plaeners (Ksgpl) y Arenisca Dura (Ksgd), del Grupo Guadalupe. Como rasgos estructurales se observan ejes de anticlinales y sinclinales con rumbo nor-oriente, mientras la Falla Facatativá tiene rumbo nor-occidente.

6.1.1 ESTRATIGRAFÍA

Se presenta a continuación la descripción de las unidades estratigráficas cartografiadas, de acuerdo con la descripción presentada en la memoria de la plancha 227-La Mesa.

- **Llanura aluvial (Qlla)**

Corresponde a la franja de acumulación del río Botello y otros cauces en la zona. No es descrita ni en el plano ni en la memoria. En el mapa geológico para ingeniería, de la plancha 227-II-C (INGEOMINAS, 2002), describe la franja de acumulación fluvial de los cauces actuales de los ríos principales, como el río Botello (parte media y baja de la cuenca), conformados por limos y arcillas.

- **Terraza alta (Qta)**

Constituye la planicie ondulada sobre la que se desarrolla la mayor parte de la vía. El mapa geológico de la plancha 227-II-C diferencia esta zona como depósitos fluvio-lacustres: (bordes de laderas, parte media y alta de la cuenca): "*complejo de arenas, arenas arcillosas, gravas y gravillas, con intercalaciones de arcillas, arcillas arenosas, arcillas orgánicas y limos, ocasionalmente turbas y capas de piroclastos finos, en capas lenticulares; poco consolidadas.*"

- **Formación Guaduas (KPgg)**

La memoria de la plancha 227 la describe de la siguiente manera: "*El nombre de Guaduas se debe a Hettner, 1892 (en Hubach, 1957), para referirse a la unidad de lodolitas y arenitas, comprendidas entre el Grupo Guadalupe y la Formación Cacho; este mismo autor establece, además, la localidad tipo en Guatativa. En la Plancha 227, su base está marcada por la primera aparición (extensiva) de arcillolitas, sobre las arenitas del Grupo Guadalupe, mientras que su techo está representado por la primera aparición de arenitas subarcósicas a sublíticas (facies tipo Bogotá), pues arenitas con facies tipo Cacho (de cuarzo) no se observaron en el área de estudio.*"

"La unidad consta en general de arcillolitas laminadas a no laminadas, gris claro a abigarradas, con intercalaciones de cuarzoarenitas grises, de grano medio a fino y algunas capas de carbón. Restos de hojas son comunes a lo largo de la secuencia, mientras que foraminíferos sólo se han hallado en su base."
Bioestratigrafía: *"Van der Hammen (1957) le asigna edad Maastrichtiano - Paleoceno, con base en registro de palinología. En este estudio se halló Siphogenerinoides bramlettei y Psilatriletes guaduensis, Psilamonocolpites medius, todas especies típicas del Maastrichtiano."*

- **Formación Labor y Tierna (Ksglt)**

La memoria de la plancha 227 la describe de la siguiente manera: "*Los términos Labor y Tierna fueron utilizados por primera vez con sentido estratigráfico por Hubach (1931) para designar la parte arenosa superior del*

Guadalupe. Litológicamente se caracteriza por la ocurrencia de arenitas de cuarzo de grano fino a medio, en capas medias a gruesas y su geometría es lenticular. Intercalaciones de lodolitas y limolitas de cuarzo, a veces silíceas, ocurren esporádicamente. La bioturbación es un rasgo constante (Hernández, 1990)." Litológicamente se caracteriza por la ocurrencia de arenitas de cuarzo de grano fino a medio, en capas medias a gruesas y su geometría es lenticular. Intercalaciones de lodolitas y limolitas de cuarzo, a veces silíceas, ocurren esporádicamente. La bioturbación es un rasgo constante (Hernández, 1990)."

"Se agrupan aquí las formaciones Labor y Tierna siguiendo criterios cartográficos y se hace referencia al trabajo de Hernández (1990), quien calcula un espesor aproximado de 147 m para las dos unidades. Su base está marcada por la primera ocurrencia de arenitas sobre las liditas de la Formación Plaeners, mientras que su techo está dado por la primera ocurrencia de arcillolitas de la Formación Guaduas."

- **Formación Plaeners (Ksgpl)**

La memoria de la plancha 227 la describe de la siguiente manera: "*Hubach (1931) utiliza inicialmente el término Plaeners, bajo la denominación de nivel, horizonte y posteriormente en 1957, con la categoría de miembro, para referirse a la secuencia arcillosa-lidítica que se localiza en la parte media de la Formación Guadalupe Superior. Renzoni (1968) eleva el Miembro Plaeners a la categoría de Formación, y propone como secciones de referencia la cantera Bella Suiza, cerca de Usaquén en la ciudad de Bogotá y la carretera Bogotá - Choachí, en la bajada hacia las cabeceras de la quebrada Raizal, en las cuales la unidad litoestratigráfica se presenta completa."*

"En el área de la plancha 227 esta unidad se caracteriza por la presencia de liditas, con delgadas intercalaciones de lodolitas y arcillolitas laminadas, comúnmente silíceas. La estratificación es casi invariablemente paralela en capas muy delgadas a delgadas y rara vez medias. La roca fresca es gris, con abundantes foraminíferos del género Siphogenerinoides; la bioturbación es escasa a nula y la laminación paralela continua es un rasgo constante. El espesor total estimado en cortes geológicos es de 100 m."

Estratigráficamente se ubica suprayaciendo la Formación Arenisca Dura, e infrayace la Fm. Labor y Tierna.

- **Formación Arenisca Dura (Ksgd)**

La descripción en la memoria de la plancha 227 menciona: *"La Formación Arenisca Dura es la unidad litoestratigráfica inferior del Grupo Guadalupe y su nombre se debe a Hubach (1931), quien empleó el término como Miembro Arenisca Dura, estableciendo como localidad tipo la angostura del río San Francisco de Bogotá "arriba del puente de la carretera de circunvalación". Renzoni (1962) la eleva al rango de Formación Arenisca Dura y propone como sección de referencia la secuencia de areniscas cuarzosas, de grano fino, con niveles de liditas que aflora a lo largo de la carretera Choachí - Bogotá. Pérez & Salazar (1971) proponen como sección tipo la secuencia que aflora por el carreteable al cerro del Cable, al oriente de la ciudad de Bogotá."*

La columna levantada en la cartografía de la plancha 227-La Mesa, en la carretera Subachoque-Tabio, menciona que: "*Aflora aquí la Formación Arenisca Dura en su totalidad, con un espesor de 250 m. Su base está marcada por la primera aparición de potentes capas de cuarzoarenita, inmediatamente encima de las lodolitas y limolitas de cuarzo de la Formación Conejo, unidad infrayacente."*

"La unidad consiste de cuarzo-areniscas de grano fino, en capas que varían entre muy delgadas y muy gruesas, lenticulares a plano paralelas. Intercaladas ocurren limolitas de cuarzo, ligeramente silíceas, de estratificación

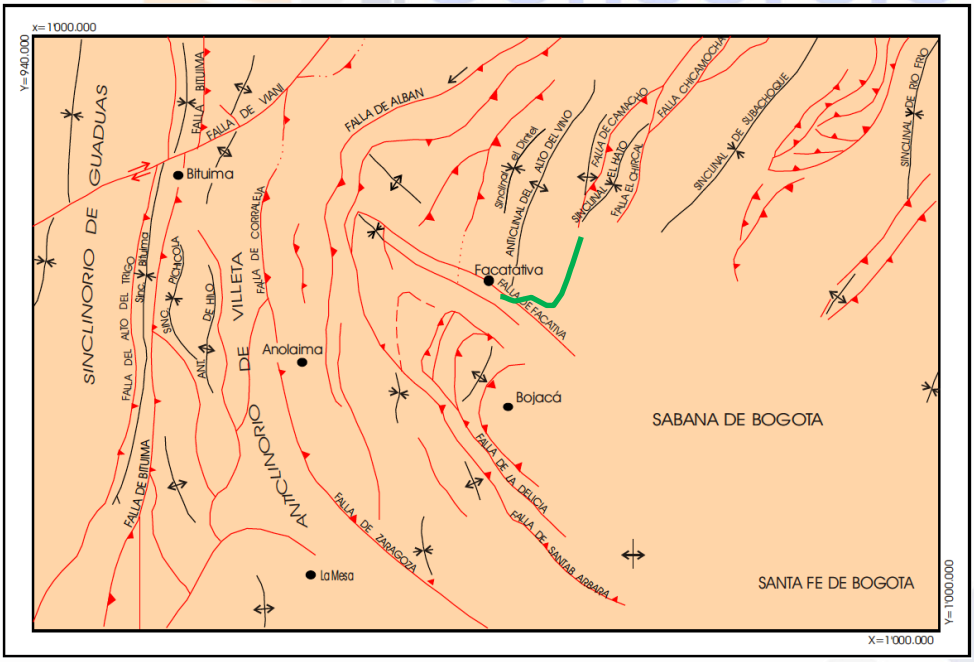
delgada a muy delgada. La laminación es fundamentalmente ondulosa no paralela a veces discontinua, afectada por bioturbación, rara vez cruzada. La redondez de los granos de cuarzo en las arenitas es buena, al igual que su selección textural y composicional."

6.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

El principal rasgo téctonico en la zona es la Falla Facatativá, que tiene varios trazos paralelos cercanos, que con rumbo NW-SE, alinea el curso del río Botello y escamas del levantamiento de la secuencia cretácea del Grupo Guadalupe. A los trazos de esta falla se le señala vergencia al sudoeste, con componente de rumbo dextral (INGEOMINAS, 2001, memoria de la plancha geológica 227-La Mesa). El aparte estructural de la memoria de la plancha 227, divide la plancha en tres zonas: La zona occidental, la Sabana de Bogotá, al occidente el anticlinorio de Villeta, y en el extremo occidental el sinclinorio de Guaduas. La zona de estudio se sitúa en la región morfoestructural de la Sabana de Bogotá, separada del Anticlinorio de Villeta por las fallas de Zaragoza y Corralejas. A su vez divide la región de la Sabana en una parte sur y otra norte, separadas precisamente por el lineamiento de la Falla Facatativá, marcado por la carretera Bogotá-Madrid-Facatativá-Albán.

Los estilos estructurales de las partes sur y norte tienen marcadas diferencias, como se puede apreciar en la Ilustración 12, en la que se señala en trazo verde el tramo vial analizado. Al sur de la Falla Facatativá se observan otros trazos de falla paralelos a la primera, con vergencia al suroccidente, que se flexionan y arquean, generando pliegues cortos en la secuencia cretácea. Al norte de la Falla Facatativá tanto las fallas, de cabalgamiento con vergencia al noroccidente, tiene el mismo rumbo nororiente de los plegamientos, más largos que los de la parte sur.

Ilustración 12 Principales rasgos estructurales de la plancha 227-La Mesa



Fuente: Figura 24 de la memoria de la plancha 227-La Mesa (INGEOMINAS, 2001)

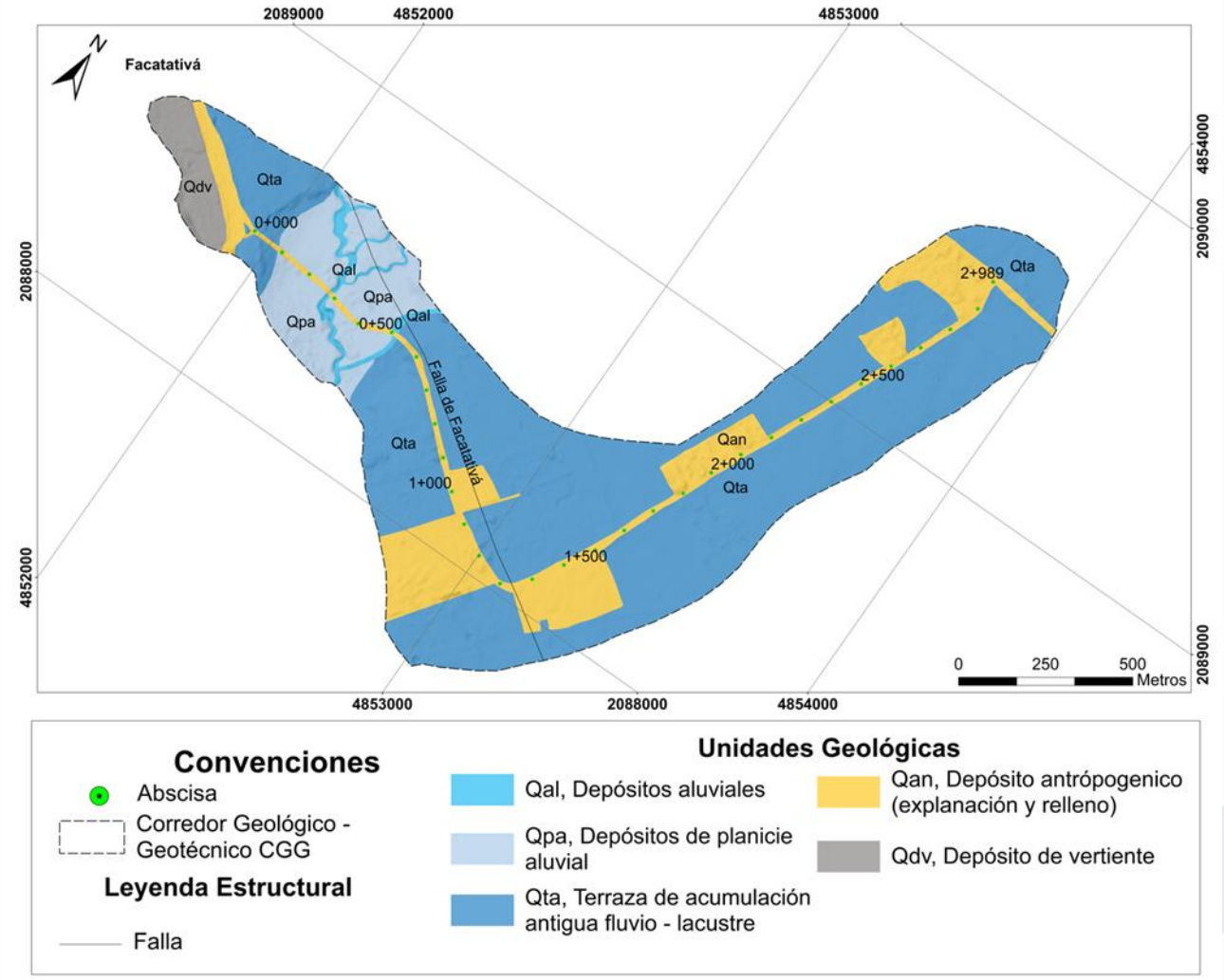
6.3 GEOLOGÍA LOCAL

El corredor geotécnico está constituido por unidades cuaternarias: Domina la unidad de terraza de acumulación antigua, fluvio-lacustre (Qta), constituida por sedimentos finos, con dominio de limos y arcillas. En la zona de planicie aluvial del río Botello, el río y sus principales afluentes, acumulan sedimentos también finos: limos y arenas finas, en parte retrabajas de la terraza de acumulación y del aporte de las vertientes rocosas, constituidas por las sedimentitas del Grupo Guadalupe, principalmente.

En la ilustración 13 se presenta el modelo geológico local.

La exploración del subsuelo en el puente del río Botello, muestra en los primeros 5-6 metros, limos arcillosos con niveles de grava y arena, que pueden correlacionarse con los depósitos aluviales (Qal) del río, infrayacidos por una potente secuencia (hasta los 20 m alcanzados por los sondeos), de arcillas limosas grises, correlacionables con Qta.

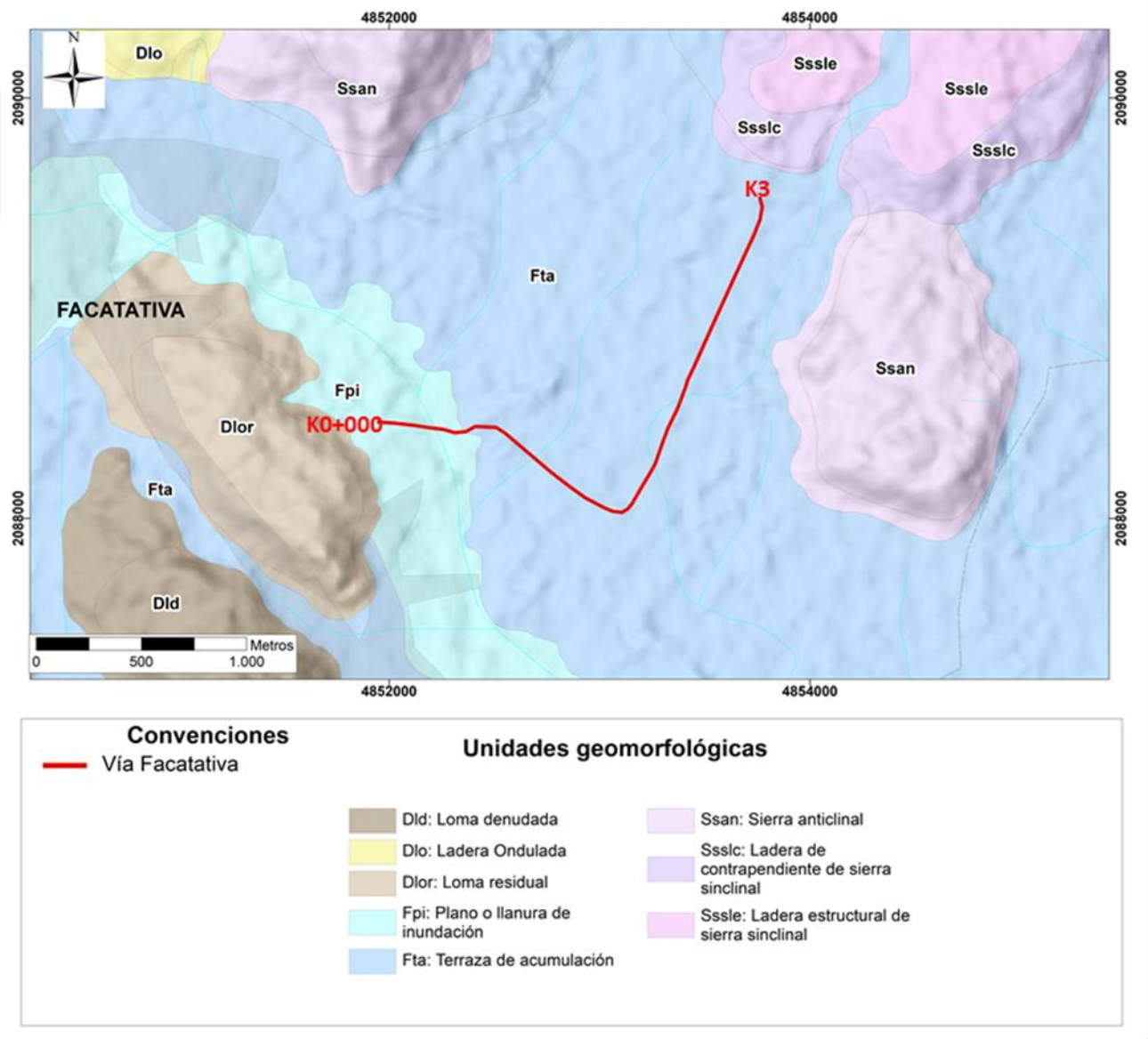
Ilustración 13. Geología local Zipaquirá - El Rosal



6.4 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

La cartografía geomorfológica de la plancha 227-La Mesa (SGC-UPTC, 2018), como se aprecia en la Ilustración 14, indica el dominio de unidades geomorfológicas de origen fluvial: Terraza de acumulación (Fta) y el plano o llanura de inundación, asociada al valle del río Botello. En las geoformas montañosas circundantes, se diferencian unidades morfogenéticas denudacionales hacia el sur-occidente; al nor-oriente las geoformas se distinguen como de origen morfogenético estructural.

Ilustración 14 Geomorfología regional corredor vial Facatativá-La Virgen – El Rosal



Fuente: Elaboración propia sobre sector del mapa geomorfológico de la plancha 227-La Mesa (SGC-UPTC, 2018)

A continuación se presenta la descripción de las unidades geomorfológicas diferenciadas en el área de estudio:

- **Terraza de acumulación (Fta)**

"Se presenta como un relieve elongado plano a suavemente ondulado, con pendientes planas a levemente inclinadas a inclinadas, con rangos que oscilan entre los 5° y 10°, es identificable por ser una superficie limitada por escarpes de diferentes alturas a lo largo de los ríos Bogotá, Fucha, Chicú, Madrid, y Subachoque. Su origen es producto de acumulación de sedimentos transportados de forma fluvial que posteriormente sufrieron disección , erosión hídrica y profundización vertical del drenaje como consecuencia del cambio en el nivel de base local. Desarrollada sobre depósitos de Terrazas Altas (Qta), depósitos Fluvio-Glaciares (Qf) y depósitos Aluviales (Qal). Se localiza en los municipios de Facatativá, Subachoque, Tabio, Tenjo, Cota, Mosquera, Madrid y Cachipay, entre otros."

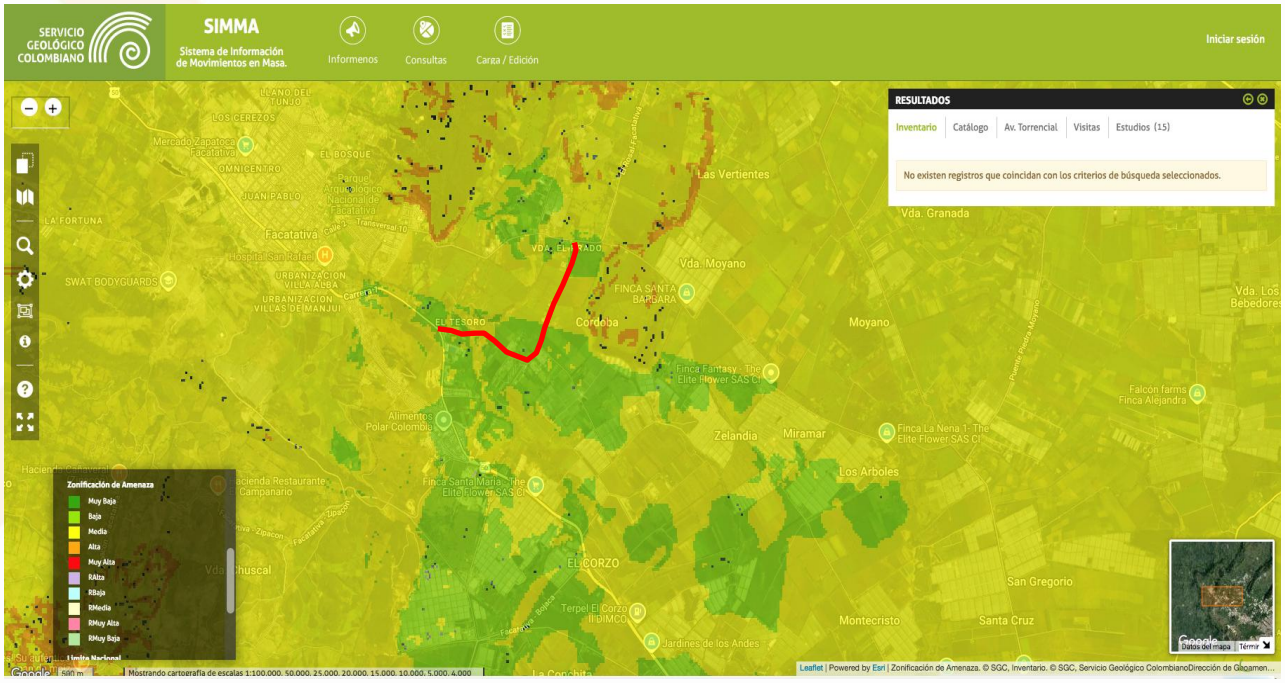
- **Plano o llanura de inundación (Fpi)**

Superficie de morfología plana a ondulada, que representa áreas eventualmente inundables. Se localiza bordeando los cauces fluviales, en este caso asociado a los ríos Botello, Tunjuelito, Fucha, Juan Amarillo, Subachoque, Bojacá, Chicú, Bogotá y las quebradas Doña Juana, Las Quebradas, El Rodadero, Los Curubitos, Yerbabuena, San Joaquín, Del Molino, El Cerezo, La Chorrera y otras de orden local,con pendientes planas a suavemente inclinadas, con rangos que oscilan entre los 0° y 5°. Desarrollada sobre materiales provenientes de rocas de las Formaciones Trincheras, Miembro Anapoima (Kitra); Socotá (Kis); Capotes (Kic); Plaeners (Ksgpl); Labor y Tierna (Ksglt); entre otras. Se localiza en los municipios de Facatativá, Anapoima, La Mesa, Bojacá.

6.5 AMENAZA POR PROCESOS DE REMOCIÓN EN MASA

El mapa nacional de amenaza por procesos de remoción en masa del SIMMA (Sistema de Informción de Movimientos en Masa), del SGC, cataloga la amenaza en el corredor vial entre media y baja (colores amarillo y baja en Ilustración 15). No se registran eventos de procesos de remoción en el inventario del catálogo, coincidiendo con el relieve plano dominante.

Ilustración 15 Zonificación de amenaza por movimientos en masa. Se señala en rojo el tramo vial en estudio



Fuente: Elaboración propia sobre https://simma.sgc.gov.co/#/public/results/

7. TRABAJOS DE CAMPO

Para adelantar los análisis geotécnicos se requiere efectuar exploraciones directas (sondeos y barrenos), exploración indirecta (geofísica), ensayos "in situ" y ensayos de laboratorio, los cuales se cuantificaron y localizaron en un documento aparte denominado Plan de Exploración, revisado y aprobado por parte de Interventoría.

La cantidad de sondeos y líneas sísmicas proyectadas y ejecutadas dentro del alcance del presente contrato fue definida con el propósito de establecer las características geológicas, geotécnicas y geomecánicas generales del corredor vial, de conformidad con los lineamientos y requerimientos establecidos en los términos de referencia y en la reglamentación aplicable vigente, con base en la resolución correspondiente del año 2024.

7.1 EXPLORACIÓN DIRECTA DEL SUBSUELO

Para la determinación de las propiedades índices y geomecánicas de los materiales fue necesario la recolección y toma de muestras para que sean ensayadas, ya sea en campo o en laboratorio. De esta manera, se implementó una exploración geotécnica que cumpla con los requerimientos técnicos y con las especificaciones avaladas por el INVIAS para este tipo de estudio, en especial las buenas prácticas y los requisitos planteados por el Código Colombiano de Puentes CCP-14, tanto para la determinación de las propiedades y parámetros de campo; así como para los sondeos, apiques y trincheras que sean necesarios implementar para lograr la caracterización de los materiales.

Los sondeos se realizaron por los métodos de percusión y avance con lavado hasta la profundidad indicada, así como métodos por lavado. Además, se efectuaron las pruebas de campo como Ensayos de Penetración Estándar (SPT: Por sus siglas en Ingles), en los materiales donde sus características mecánicas lo permitieron (suelos friccionante, gravas, arenas y finos, de consistencia mecánica de medianamente firme a dura) y Shelby (SH).

En el programa de exploración directa se realizó la ejecución de 2 sondeos localizados en el puente a reemplazar.

La profundidad de ejecución de estos fue de 25.0m y 20.0 m de profundidad. Se encontró nivel freático los 2 sondeos.

A continuación, se presenta la localización de los sondeos ejecutados sobre el corredor:

Ilustración 16 Localización de sondeos.



Fuente: Elaboración propia a partir de Google Earth ©

En la Tabla 3 , se presenta la ubicación y coordenadas de los sondeos ejecutados en el corredor.

Tabla 3 Localización de sondeos

SONDEO	LATITUD	LONGITUD	ABSCISA	PROFUNDIDAD
FACATATIVÁ PUENTE S1	4°47'56.55"N	74°19'59.43"O	K0+280	20,00m
FACATATIVÁ PUENTE S2	4°47'56.30"N	74°19'58.30"O	K0+310	25,00m

Fuente: Elaboración propia

Nota: Los sondeos presentados en el presente informe geotécnico se encuentran referenciados al abscisado definitivo correspondiente al eje del diseño geométrico del proyecto, con el fin de mantener coherencia con la información técnica empleada para el desarrollo de los análisis y recomendaciones. No obstante, es importante señalar que durante la etapa de campo las perforaciones fueron localizadas con base en un abscisado preliminar obtenido a partir de la información cartográfica generada en Google Earth mediante un archivo KMZ utilizado en la fase inicial de diagnóstico. En consecuencia, los formatos de campo y registros originales de perforación pueden presentar diferencias en la identificación del abscisado respecto al consignado en el presente informe, situación que obedece exclusivamente al ajuste posterior derivado del levantamiento topográfico y la definición del eje definitivo del proyecto, sin que ello implique modificación en la ubicación real de los sondeos ejecutados.

7.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA DEL SUBSUELO

Con el propósito de complementar la información obtenida mediante la exploración directa y lograr una caracterización continua de las condiciones geotécnicas del subsuelo a lo largo del corredor, se implementó un programa de exploración indirecta basado en métodos geofísicos no invasivos. Estos métodos permiten estimar la distribución espacial de las propiedades dinámicas y estratigráficas del terreno, proporcionando información sobre la geometría de las unidades geológicas, la profundidad del material competente y la variación lateral de las condiciones del subsuelo.

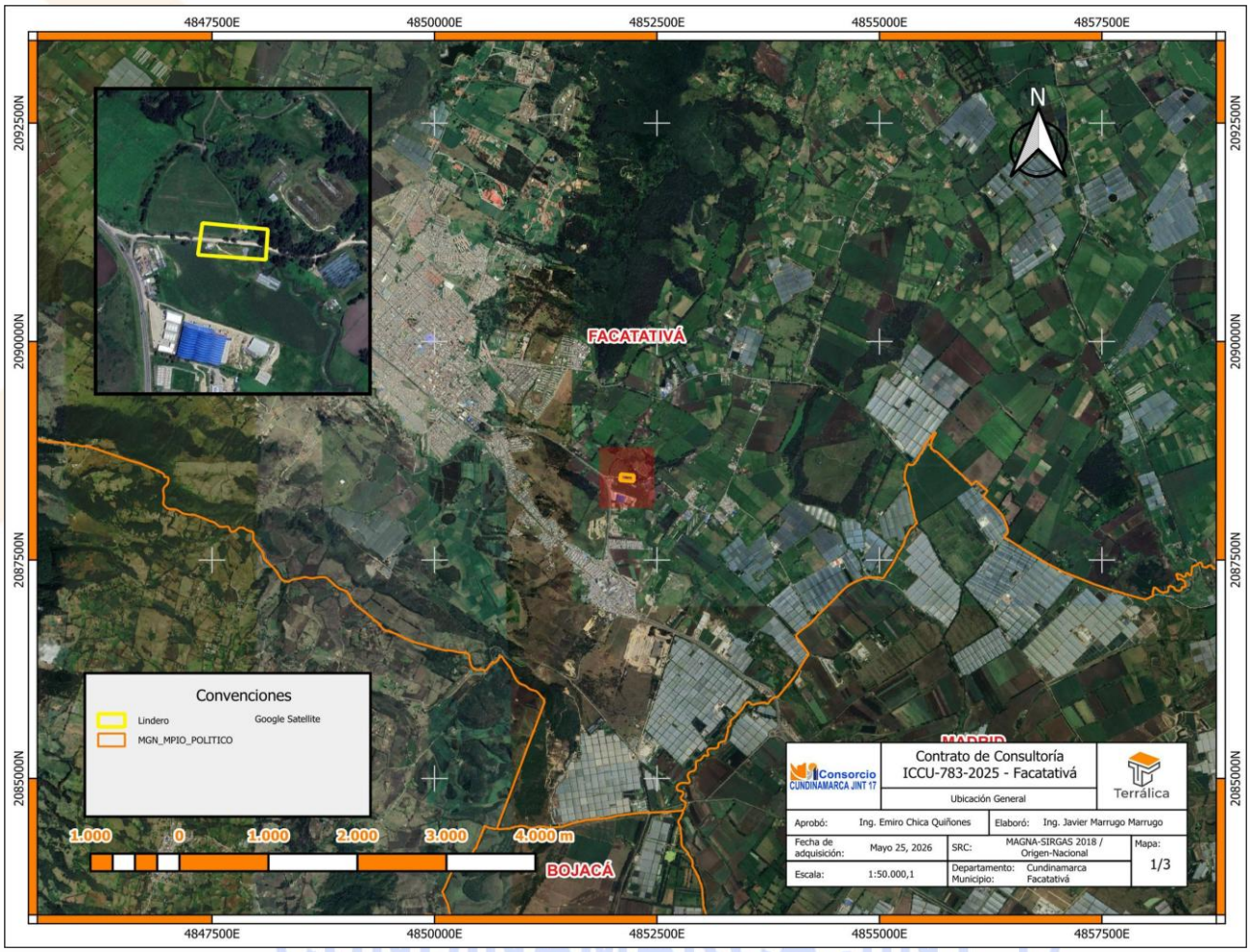
Para el presente estudio se emplearon los métodos de Tomografía de Refracción Sísmica (TRS) y Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW), técnicas ampliamente utilizadas en estudios geotécnicos por su capacidad para determinar la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno. La Tomografía de Refracción Sísmica permitió definir la distribución de velocidades de onda P (Vp), facilitando la identificación de interfaces geológicas, zonas meteorizadas y el espesor de los diferentes estratos. Por su parte, el método MASW permitió obtener los perfiles de velocidad de onda de corte (Vs), parámetro fundamental para la evaluación de la rigidez dinámica de los materiales, la clasificación sísmica del sitio y la determinación de parámetros geotécnicos de diseño.

El programa de exploración indirecta contempló la ejecución de 6 líneas geofísicas, distribuidas estratégicamente a lo largo del corredor en sectores representativos de las condiciones geológicas y geotécnicas identificadas durante la etapa de reconocimiento y exploración directa. La longitud y disposición de cada línea fueron definidas de acuerdo con las características del terreno y los objetivos específicos de la investigación.

Los resultados obtenidos mediante la interpretación conjunta de los métodos TRS y MASW fueron correlacionados con la información proveniente de los sondeos, ensayos de campo y resultados de laboratorio, permitiendo mejorar el modelo geotécnico del subsuelo y reducir la incertidumbre en la caracterización de las unidades presentes a lo largo del corredor.

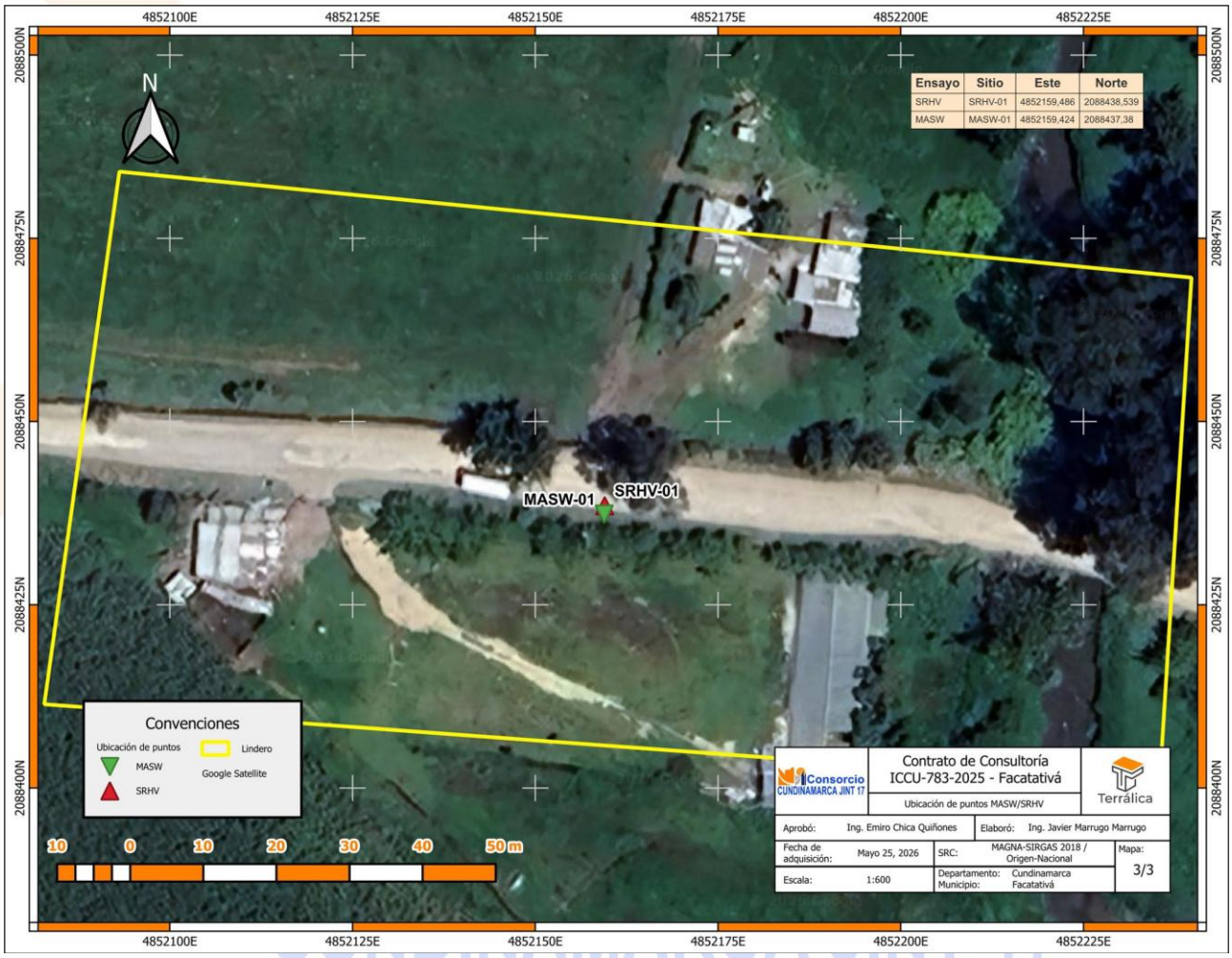
En la Ilustración 17 Localización de líneas geofísicas, se presenta la ubicación de las líneas de Tomografía de Refracción Sísmica (TRS) y Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) ejecutadas durante el desarrollo del estudio.

Ilustración 17 Ubicación líneas sísmicas.



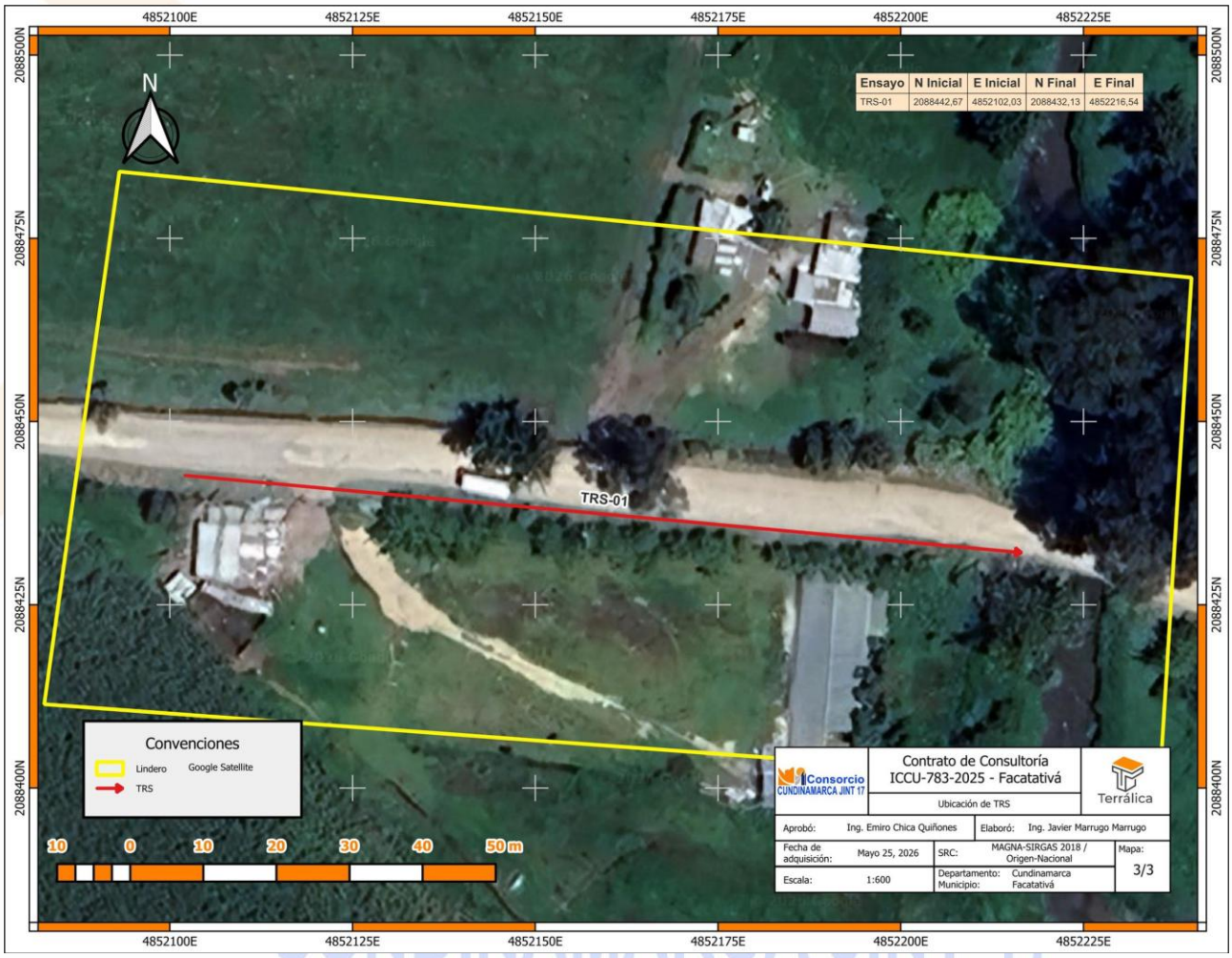
Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 18 Ubicación de TRS-01



Fuente: Informe Final de Geofísica

Ilustración 19 Ubicación de TRS-02.



Fuente: Informe Final de Geofísica

A continuación se presentan los resultados obtenidos de las líneas de exploración geofísica ejecutadas mediante los métodos de Tomografía de Refracción Sísmica (TRS) y Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW). Para cada línea se incluyen los principales productos derivados del procesamiento e interpretación de la información adquirida en campo, tales como las curvas de dispersión, los perfiles de velocidad de onda de corte (Vs), la estimación de parámetros geomecánicos, la clasificación del terreno a partir del parámetro Vs30, los resultados del análisis HVSR, así como la correlación con los ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados en los sondeos cercanos. La integración de estos resultados permitió validar la caracterización estratigráfica del subsuelo, identificar las variaciones laterales de las propiedades mecánicas de los materiales y complementar la información obtenida mediante la exploración directa, proporcionando un modelo geotécnico más representativo del corredor objeto de estudio.

Ilustración 20 Resultados del procesamiento e interpretación de la línea MASW-01.

ódulos Geotécnicos | Contrato Consultoría ICCU-783-2025, Facatativá, Cundinamarc — MASW-01

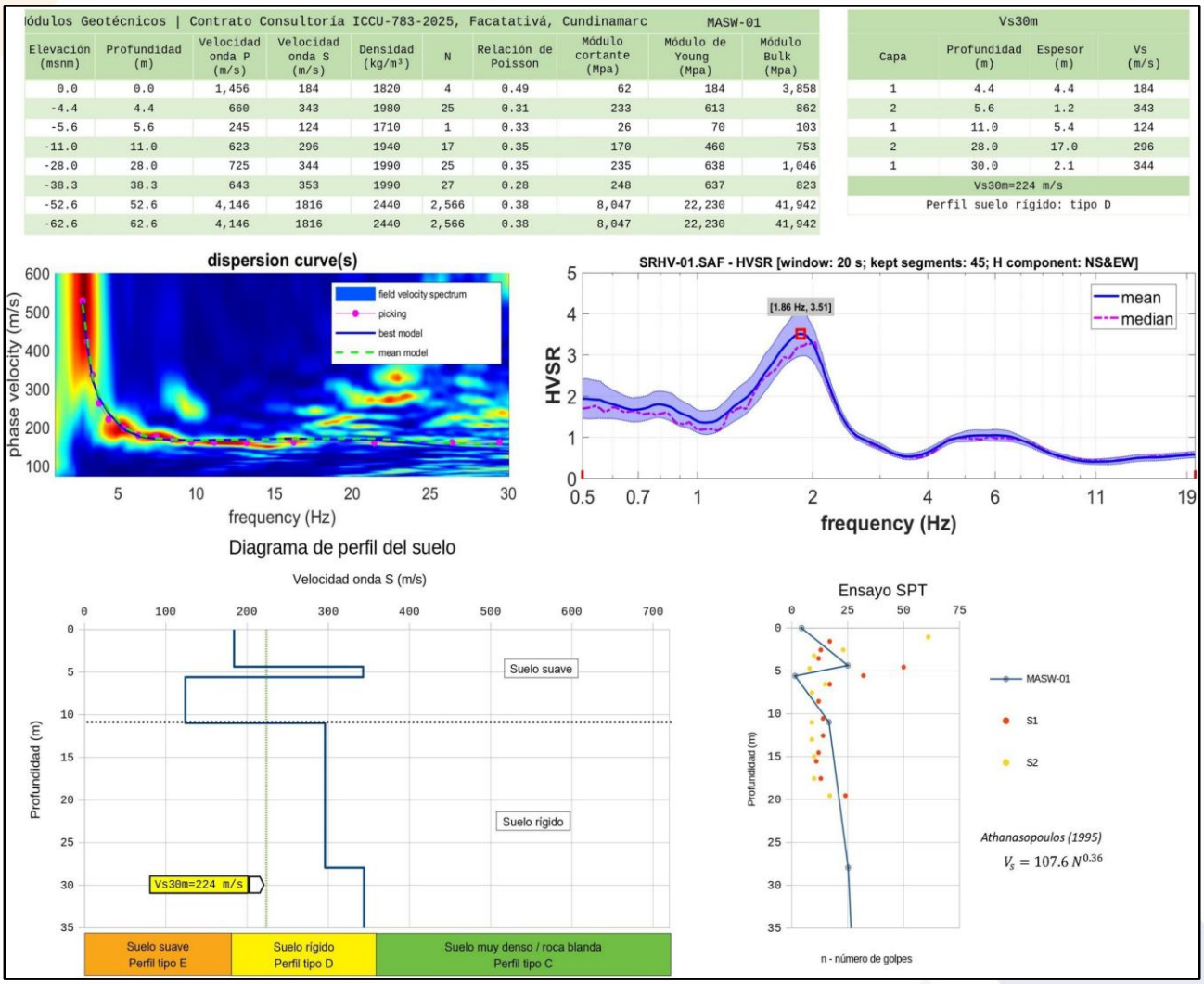
Elevación (msnm)	Profundidad (m)	Velocidad onda P (m/s)	Velocidad onda S (m/s)	Densidad (kg/m³)	N	Relación de Poisson	Módulo cortante (Mpa)	Módulo de Young (Mpa)	Módulo Bulk (Mpa)
0.0	0.0	1,456	184	1820	4	0.49	62	184	3,858
-4.4	4.4	660	343	1980	25	0.31	233	613	862
-5.6	5.6	245	124	1710	1	0.33	26	70	103
-11.0	11.0	623	296	1940	17	0.35	170	460	753
-28.0	28.0	725	344	1990	25	0.35	235	638	1,046
-38.3	38.3	643	353	1990	27	0.28	248	637	823
-52.6	52.6	4,146	1816	2440	2,566	0.38	8,047	22,230	41,942
-62.6	62.6	4,146	1816	2440	2,566	0.38	8,047	22,230	41,942

Vs30m

Capa	Profundidad (m)	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	4.4	4.4	184
2	5.6	1.2	343
1	11.0	5.4	124
2	28.0	17.0	296
1	30.0	2.1	344

Vs30m=224 m/s

Perfil suelo rígido: tipo D



Fuente: Informe Final de Geofísica

El procesamiento conjunto de MASW y SRHV permitió obtener una solución robusta y coherente, reduciendo el efecto de no unicidad implícita en la inversión de datos geofísicos, reduciendo la incertidumbre de los resultados obtenidos.

De acuerdo con el modelo de velocidades obtenido, el valor de Vs30m en el sitio 1 es de 224 m/s. Se recomienda clasificar el sitio como Perfil del Suelo Tipo D. La frecuencia fundamental del sitio es 1.86 Hz (T0 = 0.538 s).

En el ANEXO 1 REGISTROS DE PERFORACIÓN, se presentan resultados de la geofísica.

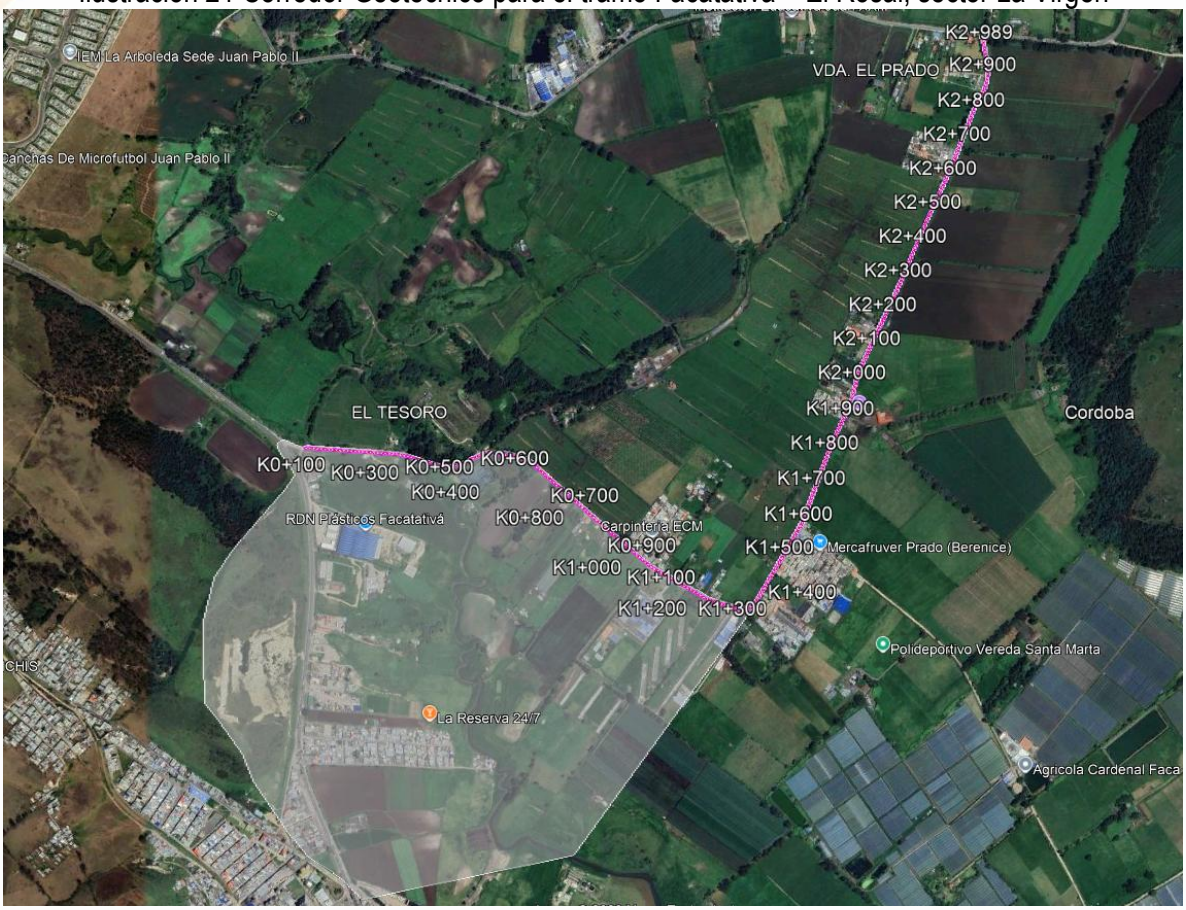
8. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO

8.1 CORREDOR GEOTÉCNICO

El Corredor Geotécnico para la vía Facatativá – El Rosal, sector La Virgen, se realizó con base en el Artículo 2 de la Resolución 2024304018375 del 30 de abril de 2024, emitida por el Ministerio de Transporte, la cual indica que "…el Corredor Geotécnico corresponde al área de referencia, en el territorio por donde discurre el corredor vial, que debe ser incorporada en el proceso de conocimiento del riesgo de un proyecto, y físicamente corresponde a la expansión de una ladera que alberga un tramo de carretera por encima y por debajo del nivel de la calzada, desde la divisoria superior, cota más alta, hasta la cota más baja, que por lo general corresponde a una zona plana al fondo de un río u otro curso natural de agua…".

El Corredor Geotécnico obtenido Facatativá – El Rosal, sector La Virgen, es el siguiente:

Ilustración 21 Corredor Geotécnico para el tramo Facatativá – El Rosal, sector La Virgen



Fuente: Elaboración propia a partir de imágenes de Google Earth (2026)

El área total del Corredor Geotécnico es de 1.18 km2.

8.2 DIAGNÓSTICO DEL CORREDOR

Según la visita de campo y reconocimiento al proyecto denominado "VÍA QUE CONECTA EL CRUCE CON EL CORREDOR BOGOTÁ – FONTIBÓN - FACATATIVÁ - LOS ALPES, SECTOR LA VIRGEN, HASTA LA VÍA FACATATIVÁ - EL ROSAL", se presentan los resultados de la inspección realizada en el corredor vial.

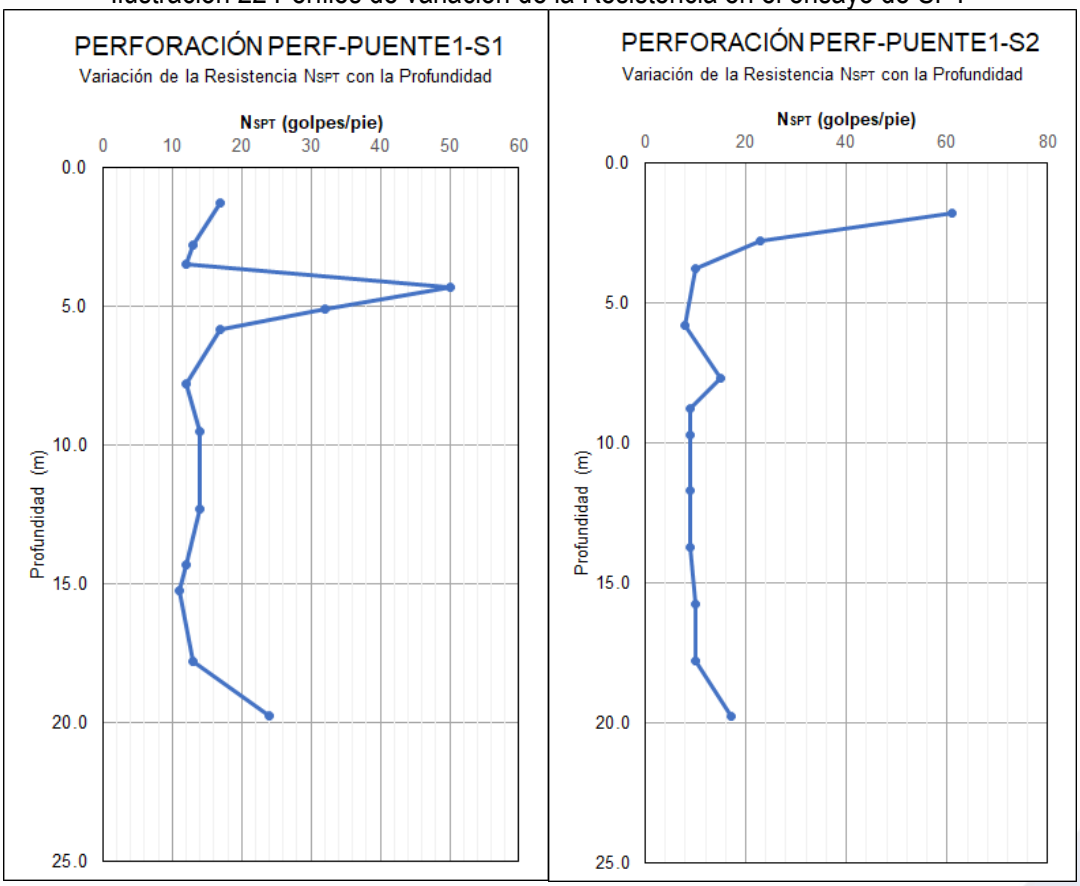
El propósito de la visita fue efectuar el reconocimiento geotécnico y geomorfológico del tramo, así como la verificación de sus condiciones actuales de estabilidad. Durante la inspección no se identificaron sitios críticos, procesos de inestabilidad activos ni afectaciones que comprometan la funcionalidad o seguridad de la vía. No obstante, se realizó la caracterización general de los materiales presentes, las condiciones geológicas y geomorfológicas del corredor, y se establecieron los parámetros que deberán ser considerados para el desarrollo de las investigaciones geotécnicas y los trabajos de campo, incluyendo la ubicación de los puntos de exploración, la cantidad y profundidad de perforaciones, los ensayos de laboratorio requeridos y las recomendaciones generales para el diseño y conservación de la infraestructura vial.

8.3 ENSAYOS DE CAMPO

Se realizaron pruebas de Resistencia a la Penetración Estándar (SPT) en casa uno de los sondeos efectuados en los materiales existentes, y siempre que los tamaños de partícula lo permitieron.

El perfil de variación de la resistencia con la profundidad en cada sondeo es el siguientes:

Ilustración 22 Perfiles de variación de la Resistencia en el ensayo de SPT



Esta información se emplea en la determinación de parámetros de resistencia y deformación.

8.4 NIVEL FREÁTICO

Con el fin de evaluar las condiciones hidrogeológicas del corredor vial objeto de estudio, se realizó el registro del nivel freático durante la ejecución de los sondeos geotécnicos distribuidos a lo largo del eje del proyecto. La medición del nivel de agua se efectuó durante las actividades de perforación, permitiendo identificar la profundidad a la cual se intercepta el agua subterránea en los diferentes puntos investigados. La Figura correspondiente presenta la variación de la profundidad del nivel freático en función del abscisado del eje vial, lo que permite reconocer tendencias espaciales en la presencia de agua subterránea y posibles sectores donde las condiciones hidráulicas del subsuelo pueden influir en el comportamiento geotécnico de los materiales que conforman la subrasante y las estructuras proyectadas.

Ilustración 23 Resultados nivel freático

SONDEO	ABSCISA	PROFUNDIDAD
FACATATIVÁ PUENTE S1	K4+870	3,00m
FACATATIVÁ PUENTE S2	K4+800	4,00m

Fuente: Elaboración propia

8.5 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

De acuerdo con los materiales y las resistencias halladas en cada una de las perforaciones, es posible establecer para cada una de ellas el Perfil Estratigráfico de campo para el terreno.

A continuación, se presenta el perfil estratigráfico de los sondeos realizados.

Tabla 4 Perfil estratigráfico de campo puente Sondeo S-1

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
PUENTE S-2	M1	0	0.8	Material de recebo de color café claro con gravas gruesas
PUENTE S-2	M2	1.05	1.5	Recebo de color café oscuro
PUENTE S-2	M3	2.55	3	Limo arcilloso de color café
PUENTE S-2	M4	3.25	3.7	Limo arcilloso de color café
PUENTE S-2	M5	4	4.6	Limo arcilloso de color negro
PUENTE S-2	M6	4.7	5.5	Gravas medianas y limo arcilloso de color negro
PUENTE S-2	M-	5.13	6.55	Se toma Shelby pero no se recupera, muestra muy blanda
PUENTE S-2	M7	6.55	7	Arcilla limosa de color gris con negro con gravas
PUENTE S-2	M8	7.55	8	Arcilla limosa de color gris oscuro con negro
PUENTE S-2	M9	9	9.6	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M10	10	9	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M11	11	11.45	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M12	12	12.6	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M13	13	13.45	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M14	14	14.6	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M15	15	15.45	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M16	16	16.6	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M17	17.55	18	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M18	18.5	19.1	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE S-2	M19	19.55	20	Arcilla limosa de color gris oscura
PUENTE-S2	M21	23.50	25.00	Limolita de color verdoso y cambia a una arenisca a los 25.00 metro

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
PUENTE-S2	M22	25.00	26.00	Limolita de color verdoso
PUENTE-S2	M23	26.00	27.00	Limolita de color verdoso
PUENTE-S2	M24	27.00	28.00	Limolita de color verdoso
PUENTE-S2	M-	28.00	29.00	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5 Perfil estratigráfico de campo puente Sondeo S-2

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCIÓN
		DESDE	HASTA	
PUENTE - S1	M1	0	1	Recebo de color café con gravas gruesas
PUENTE - S1	M2	1.55	2	Limo arcilloso de color negro
PUENTE - S1	M3	2.55	3	Limo arcilloso de color negro
PUENTE - S1	M4	3.55	4	Limo arcilloso de color gris con arena fina
PUENTE - S1	M5	4.55	5	Arena de grano fino de color gris oscuro
PUENTE - S1	M6	5.55	6	Arena de grano medio de color café
PUENTE - S1	M7	6.55	7	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M8	7.4	8	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M9	8.55	9	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M10	9.4	10	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M11	10.55	11	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M12	11.4	12	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M13	12.55	13	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M14	13.4	14	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M15	14.55	15	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M16	15.55	16	Arcillolita de color gris claro
PUENTE - S1	M17	16.4	17	Arcillolita de color gris oscuro
PUENTE - S1	M18	17.55	18	Arcillolita de color gris oscuro
PUENTE - S1	M19	18.4	19	Arcillolita de color gris oscuro
PUENTE - S1	M20	19.55	20	Arcillolita de color gris oscuro

Fuente: Elaboración propia

En el ANEXO 1 REGISTROS DE PERFORACIÓN, se encuentran los perfiles de exploración geotécnica.

8.6 RESULTADOS DE LABORATORIO

Se realizaron ensayos de laboratorio orientados a la caracterización física y mecánica de los materiales interceptados en las perforaciones mecánicas, con el propósito de establecer sus propiedades índice y de resistencia. Los ensayos ejecutados incluyen:

- Determinación del contenido de humedad natural.
- Determinación de los límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico).
- Clasificación de suelos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Ensayo de penetración estándar (SPT) para la determinación del número de golpes NSPT.
- Ensayo de compresión inconfinada en suelos cohesivos.
- Ensayo de consolidación
- Ensayo de corte directo.

Con base en el programa de exploración geotécnica ejecutado, se consolidó la información correspondiente a los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras obtenidas en cada uno de los sondeos. En la siguiente tabla se presenta un resumen de los sondeos ejecutados, indicando los ensayos efectuados por muestra, con el fin de proporcionar una visión general de la cobertura y alcance de la caracterización geotécnica desarrollada.

Tabla 6 Resumen resultados de laboratorio

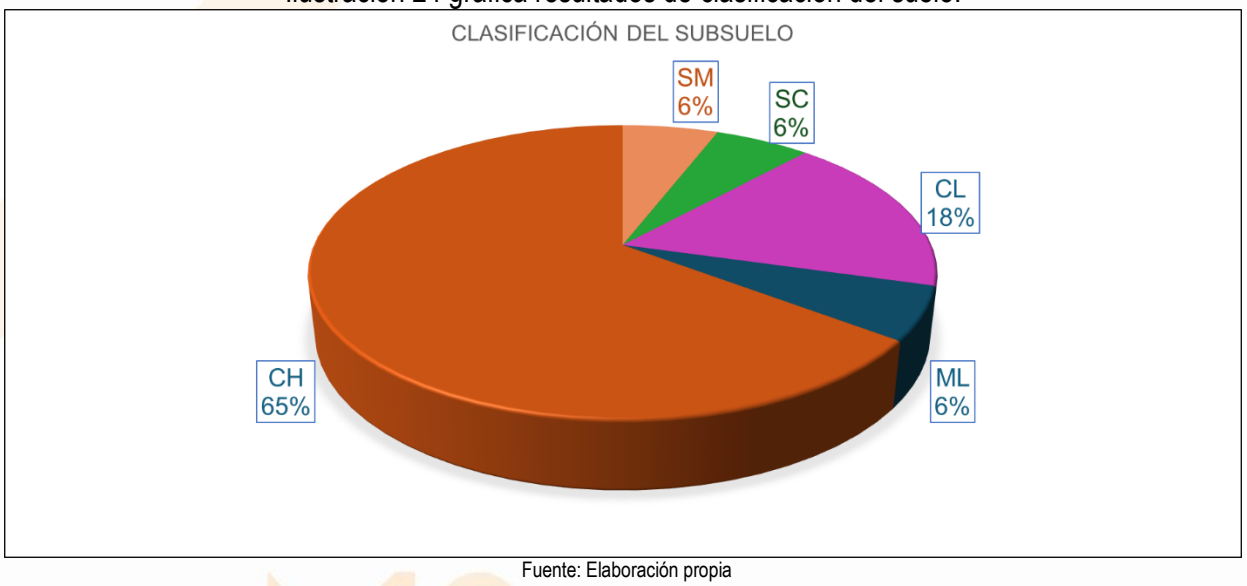
PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m³)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA qu (KPA)	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %				Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
FACATATIVA PUENTE S-1	M2	Limo arcilloso de color negro	1.55 - 2.00	A-6	CL	25	36	36	21	1	31	68								
FACATATIVA PUENTE S-1	M4	Limo arcilloso de color gris con arena fina	3.55 - 4.00												200.71					
FACATATIVA PUENTE S-1	M5	Arena de grano fino de color gris oscuro	4.55 - 5.00	A-2-4	SM	22	NL	0	NP	0	73	27								
FACATATIVA PUENTE S-1	M8	Arcillolita de color gris claro	7.40 - 8.00													17,2	46,96			
FACATATIVA PUENTE S-1	M9	Arcillolita de color gris claro	8.55 - 9.00	A-7-5	CH	86	142	142	36	0	14	86								
FACATATIVA PUENTE S-1	M10	Arcillolita de color gris claro	9.40 - 10.00												113.8			310	1362	0.136
FACATATIVA PUENTE S-1	M11	Arcillolita de color gris claro	10.55 - 11.00	A-7-5	CH	102	169	169	38	1	26	73								
FACATATIVA PUENTE S-1	M12	Arcillolita de color gris claro	11.40 - 12.00												172.82					
FACATATIVA PUENTE S-1	M14	Arcillolita de color gris claro	13.40 - 14.00												78.08					
FACATATIVA PUENTE S-1	M15	Arcillolita de color gris claro	14.55 - 15.00	A-7-5	CH	108	151	151	34	0	31	69								
FACATATIVA PUENTE S-1	M16	Arcillolita de color gris claro	15.55 - 16.00										13.68	6.11						
FACATATIVA PUENTE S-1	M17	Arcillolita de color gris oscuro	16.40 - 17.00													15,61	50,61			
FACATATIVA PUENTE S-1	M18	Arcillolita de color gris oscuro	17.55 - 18.00	A-7-6	CH	89	119	119	28	0	29	71								
FACATATIVA PUENTE S-1	M19	Arcillolita de color gris oscuro	18.40 - 19.00															520	1430	0.109
FACATATIVA PUENTE S-1	M20	Arcillolita de color gris oscuro	19.55 - 20.00	A-7-5	CH	90	131	131	34	17	26	57								
FACATATIVA PUENTE S-2	M2	Recebo de color café oscuro	1.05 - 1.50	A-6	CL	10	28	28	17	15	32	53								

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m³)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA qu (KPA)	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %				Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	σp (kPa)	Cc	Cr
FACATATIVA PUENTE S-2	M3	Limo arcilloso de color café	2.55 - 3.00										18.48	14.77						
FACATATIVA PUENTE S-2	M4	Limo arcilloso de color café	3.25 - 3.70	A-4	ML	28	24	24	21	0	33	67								
FACATATIVA PUENTE S-2	M5	Limo arcilloso de color negro	4.00 - 4.60													23,85	9,09	490	0.466	0.025
FACATATIVA PUENTE S-2	M6	Gravas medianas y limo arcilloso de color negro	4.70 - 5.50	A-6	SC	33	34	34	22	23	32	45								
FACATATIVA PUENTE S-2	M8	Arcilla limosa de color gris oscuro con negro	7.55 - 8.00	A-7-6	CL	34	47	47	22	0	28	72								
FACATATIVA PUENTE S-2	M10	Arcilla limosa de color gris oscura	10.00 - 9.00												37.9					
FACATATIVA PUENTE S-2	M11	Arcilla limosa de color gris oscura	11.00 - 11.45	A-7-5	CH	75	106	106	31	0	4	96								
FACATATIVA PUENTE S-2	M12	Arcilla limosa de color gris oscura	12.00 - 12.60												193.13			335	1694	0.201
FACATATIVA PUENTE S-2	M15	Arcilla limosa de color gris oscura	15.00 - 15.45	A-7-5	CH	102	NL	0	NP	0	23	77								
FACATATIVA PUENTE S-2	M16	Arcilla limosa de color gris oscura	16.00 - 16.60												91.22					
FACATATIVA PUENTE S-2	M17	Arcilla limosa de color gris oscura	17.55 - 18.00	A-7-5	CH	86	112	112	37	0	10	90								
FACATATIVA PUENTE S-2	M18	Arcilla limosa de color gris oscura	18.50 - 19.10													13,9	47,11			
FACATATIVA PUENTE S-2	M20	Arcilla limosa de color gris oscura	20.00 - 20.60												126.91					
FACATATIVA PUENTE S-2	M21	Arcilla limosa de color gris oscura	21.55 - 22.00	A-7-5	CH	89	126	126	41	0	15	85								
FACATATIVA PUENTE S-2	M24	Arcilla limosa de color gris oscura -	24.40 - 25.00												113.24					

PERFORACIÓN		DESCRIPCIÓN	PROFUNDIDAD(m)	CLASIFICACIÓN		ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			PESO UNITARIO SECO, γd (KN/m³)	PESO UNITARIO HÚMEDO, γt (KN/m3)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA qu (KPA)	CORTE DIRECTO		CONSOLIDACIÓN		
No	M #			AASHTO	USCS	Wn %	LL %	LP %	IP %	Gravas %	Arenas %	Finos %				Ángulo de Fricción f (°)	Cohesión (kPa)	op (kPa)	Cc	Cr
FACATATIVA PUENTE S-2	M25	Arcilla limosa de color gris oscura	25.00-26.00	A-7-5	CH	74	131	131	31	0	13	87								
FACATATIVA PUENTE S-2	M26	Arcilla limosa de color gris oscura	27.00-28.00												108.21	10,98	73,87			
FACATATIVA PUENTE S-2	M29	Arcilla limosa de color gris oscura	28.00-29.00	A-7-5	CH	77	113	113	32	0	8	92								

Con el propósito de analizar el comportamiento y las propiedades de los materiales evaluados, se elaboraron gráficas a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio. Estas gráficas permiten visualizar la variación de parámetros como contenido de humedad, límites de Atterberg y pesos unitarios, facilitando la interpretación de las características geotécnicas de los suelos y la identificación de tendencias a lo largo de los diferentes sondeos.

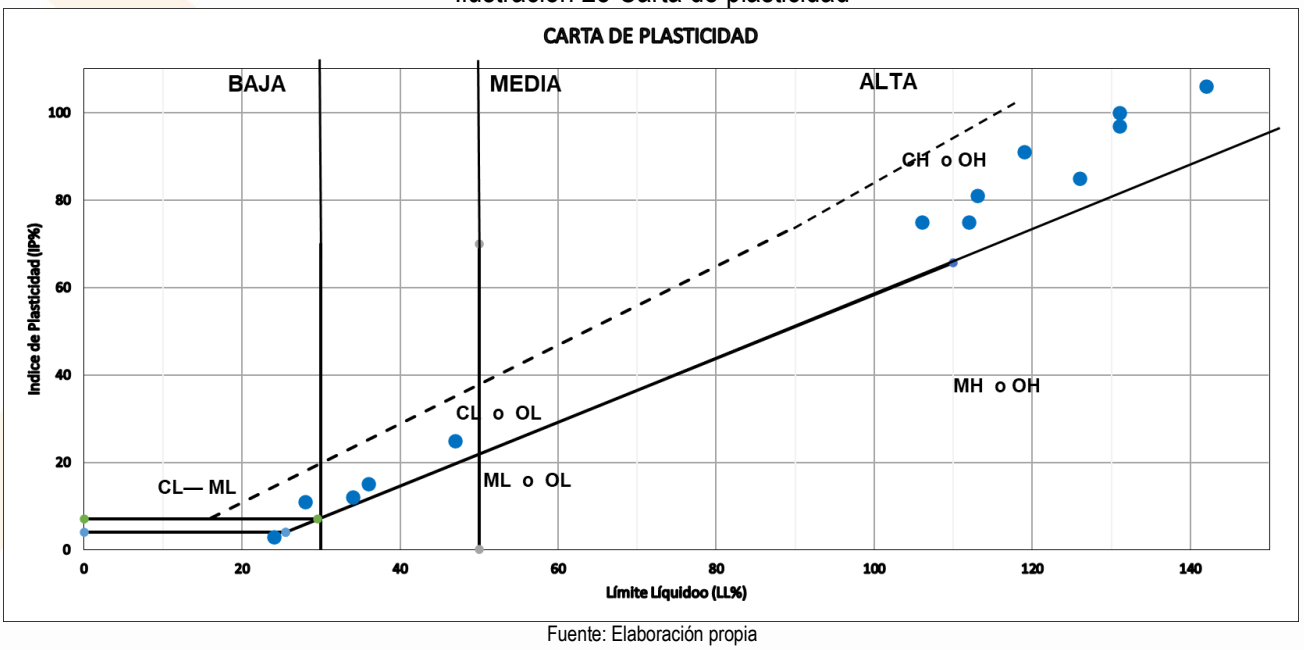
Ilustración 24 grafica resultados de clasificación del suelo.



Fuente: Elaboración propia

La distribución de los materiales indica un marcado predominio de suelos finos de comportamiento cohesivo, donde las arcillas de alta plasticidad (CH) constituyen el componente mayoritario con un 65% de la clasificación total, seguidas por arcillas de baja a media plasticidad (CL) con un 18%. Estos materiales finos, en conjunto con aportes menores de limos de baja plasticidad (ML - 6%), arenas arcillosas (SC - 6%) y arenas limosas (SM - 6. Es fundamental notar que, aunque la gráfica sintetiza la clasificación de suelos según el sistema USCS, la abrumadora presencia del grupo CH se correlaciona directamente con los sectores más críticos de la exploración, los cuales subyacen sobre el basamento rocoso de limolitas y areniscas detectado en las fases profundas de los sondeos.

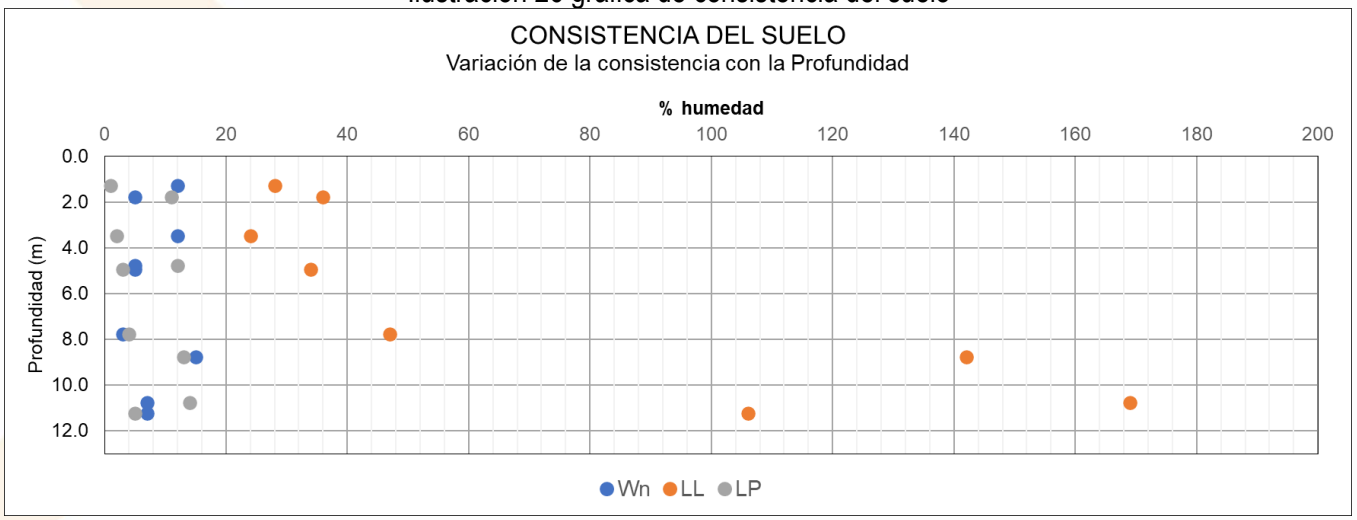
Ilustración 25 Carta de plasticidad



Fuente: Elaboración propia

La Carta de Plasticidad muestra una marcada dispersión de las muestras, con una presencia inicial en el rango de plasticidad baja a media y una concentración crítica y mayoritaria en la zona de alta plasticidad, situándose de manera contundente por encima de la "Línea A" en la región de las arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH). Los valores de Límite Líquido (LL) se extienden en un rango sumamente amplio desde un 24% hasta un máximo excepcional del 142%, evidenciando un drástico incremento en el potencial de expansión a medida que los sondeos profundizan. Este comportamiento es plenamente consistente con el perfil estratigráfico global del proyecto, donde la transición hacia las arcillas limosas grises y oscuras genera una matriz cohesiva con una altísima capacidad de retención de agua, disparando el Índice de Plasticidad (IP) desde valores mínimos del 3% en los niveles superiores de transición hasta picos críticos de 106% en los estratos arcillosos más profundos y densos

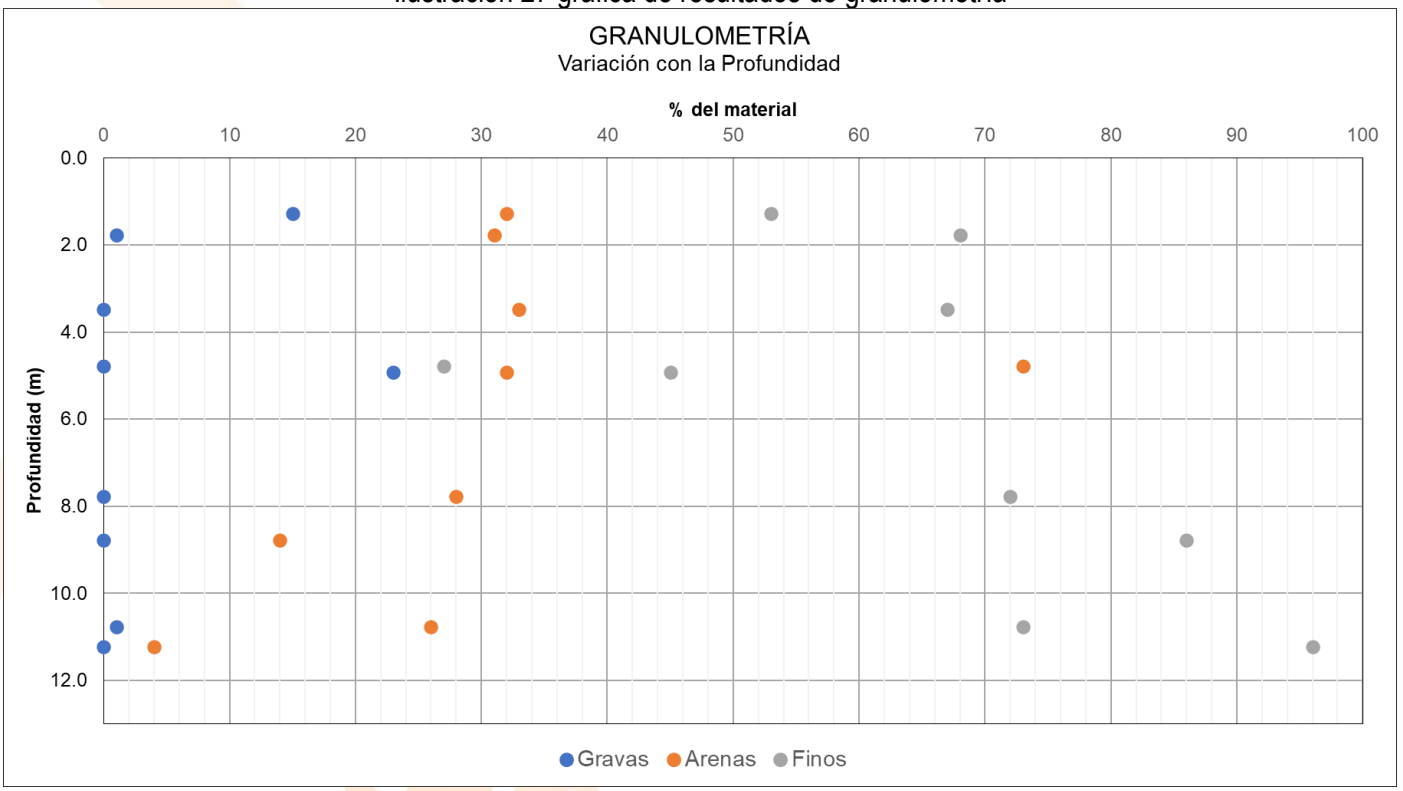
Ilustración 26 grafica de consistencia del suelo



Fuente: Elaboración propia

La gráfica de Variación de la Consistencia con la Profundidad refleja un comportamiento estratigráfico altamente diferenciado, donde la humedad natural (Wn) se mantiene constante en un rango bajo entre el 3% y el 15%, situándose de manera sistemática muy cerca o por debajo del Límite Plástico (LP). Esta brecha entre la humedad natural y el límite líquido potencial confirma que, aunque el suelo se encuentra actualmente en un estado de consistencia semisólida a dura en su condición inalterada, posee un potencial de sensibilidad, hidro-susceptibilidad y expansión extremadamente crítico si llega a experimentar procesos de saturación.

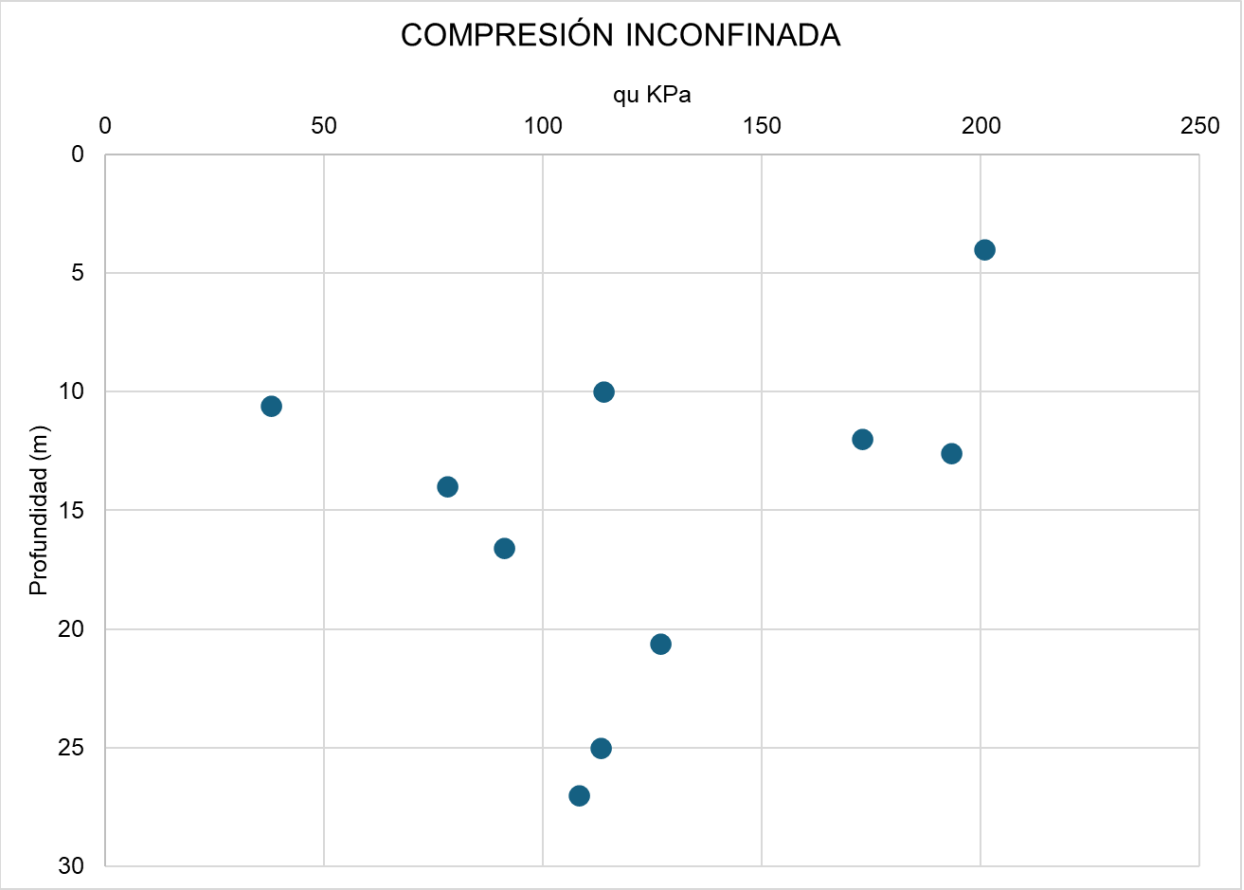
Ilustración 27 grafica de resultados de granulometría



Fuente: Elaboración propia

La gráfica de Variación de la Granulometría con la Profundidad confirma la naturaleza predominantemente fina y cohesiva del subsuelo, donde el contenido de Finos se sitúa de manera sostenida por encima del 53%, alcanzando concentraciones críticas de hasta un 96% en los niveles más profundos evaluados a los 11.20 metros. Esta hegemonía de la fracción fina se alinea perfectamente con la clasificación general de arcillas de alta plasticidad (CH), exhibiendo además un quiebre estratigráfico notable entre los 4.50 y 5.00 metros de profundidad, donde se registra el único pico significativo de Gravas (23%) y Arenas (32%) en detrimento de los finos, que caen puntualmente a un 45%. No obstante, una vez superado este horizonte intermedio de transición granular o aporte aluvial grueso, el perfil retoma una tendencia puramente arcillo-limosa, donde las arenas disminuyen drásticamente por debajo del 26% y las gravas prácticamente desaparecen (0% a 1%), ratificando la homogeneidad y el comportamiento altamente compresible del manto arcilloso profundo.

Ilustración 28 grafica de resultados de compresión inconfinada



Fuente: Elaboración propia

La gráfica de compresión inconfinada (qu) muestra una variabilidad moderada de la resistencia con la profundidad, con valores comprendidos aproximadamente entre 38 kPa y 201 kPa. No se observa una tendencia clara de incremento o disminución de la resistencia con la profundidad, lo que sugiere la presencia de estratos con diferentes condiciones de consistencia y grado de meteorización.

Los valores más altos de resistencia se registran en los niveles superficiales, donde se alcanza una resistencia cercana a 200 kPa a una profundidad aproximada de 4 m, indicando materiales de consistencia firme a muy firme. Entre los 10 m y 17 m de profundidad predominan resistencias entre 80 kPa y 175 kPa, correspondientes a materiales de consistencia media a firme.

En los niveles más profundos (20 m a 27 m) se evidencia una disminución de la resistencia, con valores cercanos a 100 kPa e incluso inferiores, lo que podría estar asociado a cambios litológicos, mayor contenido de humedad o zonas localmente más alteradas.

En el ANEXO 2 RESULTADOS DE LABORATORIO, se encuentran los resultados de laboratorio de las perforaciones.

8.7 PARÁMETROS DE RESISTENCIA

En el caso de los suelos finos es posible calcular el valor de la resistencia no drenada c_u mediante la expresión:

$$c_u\ (kN/m^2) = 4.4\ N_{campo} \qquad \text{(Stroud, 1974)}$$

Para el caso de los suelos granulares es posible calcular el valor del ángulo de fricción en condición no drenada ϕ' mediante la expresión:

$$\phi' = 17 + \sqrt{20 N_{corr}} \text{ (Hatanaka y Uchida, 1996)}$$

En este caso N_{corr} es el valor de la resistencia arrojada por la prueba de SPT en campo, corregida por confinamiento y por energía; el valor del factor de corrección por confinamiento se estima como:

$$Cn = \frac{9.78}{\sqrt{\sigma_v'}} \text{ (Liao \& Whitman,1986)}$$

El factor de corrección por energía es:

$$e = (e1 / e2) = (45 / 60) = 0.75$$

En la expresión anterior σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de ensayo; en este caso se asume que la energía de ensayo es del 45%.

Con esto, para cada profundidad de ensayo, se tiene:

$$N_{corr} = e \times Cn \times N_{campo} \qquad \text{(Bowles, 1988)}$$

Estos valores se emplearán en la determinación de parámetros.

8.8 PARÁMETROS DE DEFORMACIÓN

Para el caso de los suelos finos, el valor del módulo de elasticidad E_s se estima de acuerdo con la expresión (Das, 2001):

$$E_s = 500\ c_u$$

En el caso de los estratos granulares, el valor del módulo de elasticidad E_s puede estimarse mediante la expresión (Adaptado de Bowles, 1996):

$$E_s = 3{,}000\ N_{campo}$$

La variación de los parámetros de resistencia y deformación con la profundidad se presentan a continuación:

Ilustración 29 Perfil de resistencia puente S1.

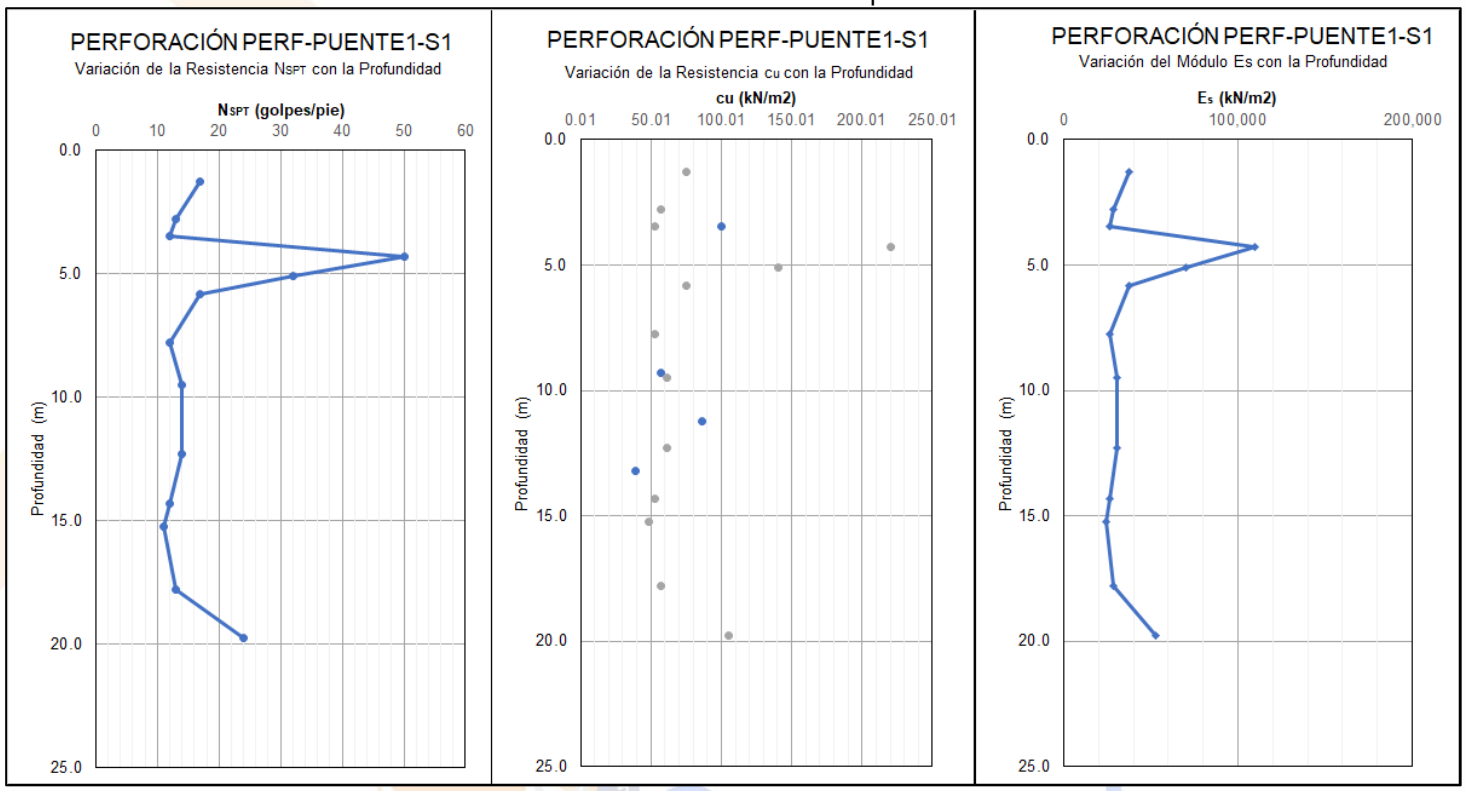
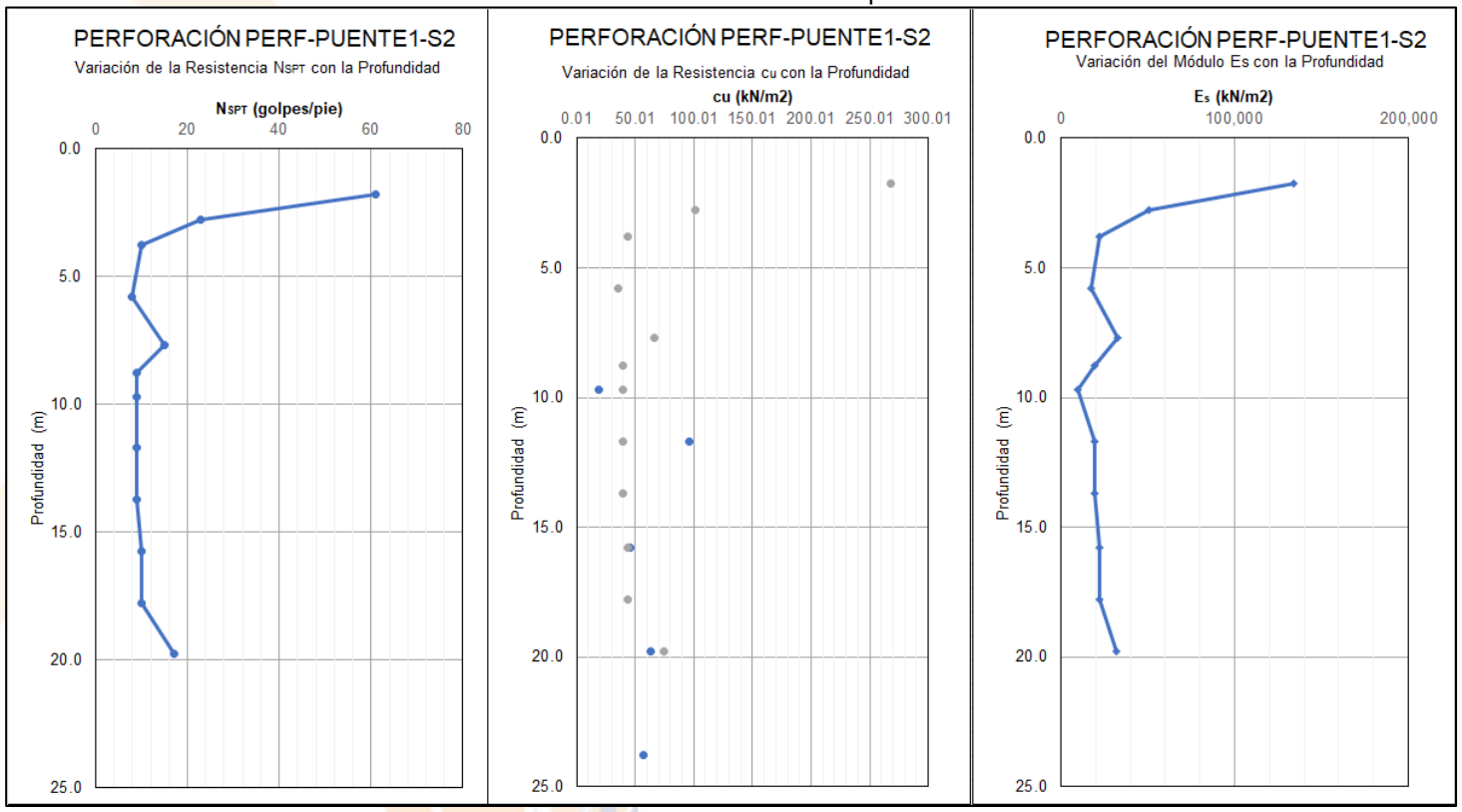


Ilustración 30 Perfil de resistencia puente S2.

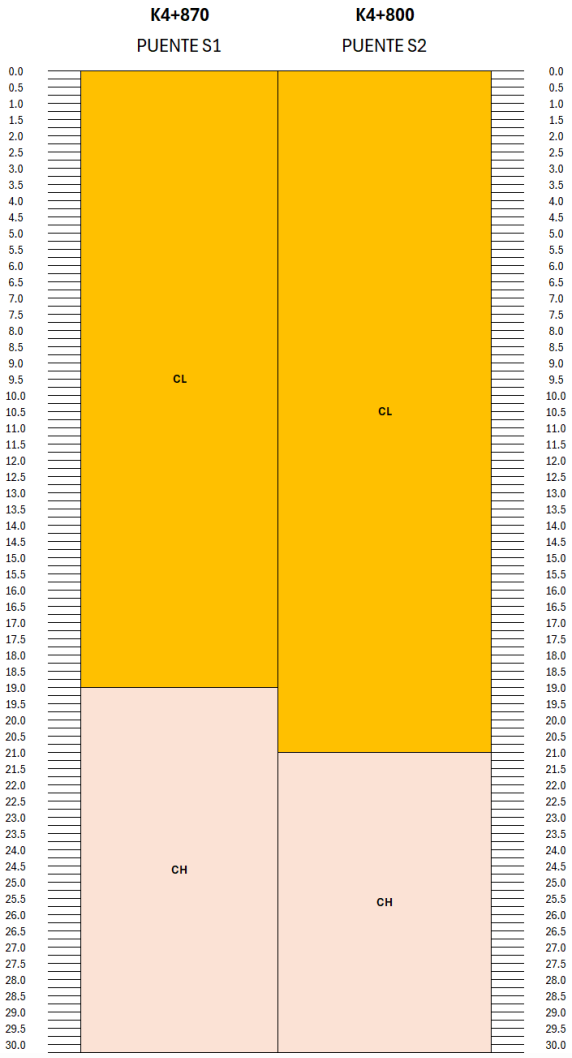


8.9 SECTORIZACIÓN

Esta actividad se hace considerando los perfiles estratigráficos encontrados en la exploración geotécnica directa, y la morfología del terreno a lo largo del corredor vial.

La variación de la estratigrafía del terreno a lo largo del corredor vial se ilustra a continuación:

Ilustración 31 Perfiles estratigráficos encontrados en la exploración geotécnica directa



Con base en la estratigrafía es posible definir los siguientes sectores:

Tabla 7 Sectores definidos según la estratigrafía

Sector	Abscisas
1	K0+00 - K2+988

Por otra parte, a lo largo del corredor se identifican tres sectores homogéneos desde el punto de vista de la morfología:

Tabla 8 Tipo de terreno según la morfología encontrada

Sector	Tipo de Terreno
K0+00 - K2+988	Plano / Ondulado

Con todo lo anterior se propone establecer la siguiente sectorización del tramo en estudio:

Tabla 9 Sectorización definitiva del corredor vial

SECTOR	Abscisa Inicial	Abscisa Final	Morfología (Tipo de Terreno)
1	K0+000	K2+988	Plano / Ondulado

8.10 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

El presente capítulo tiene como objetivo la definición de los parámetros geotécnicos requeridos para el desarrollo de los análisis y diseños contemplados en el proyecto. Estos parámetros se establecen a partir de la interpretación y correlación de la información obtenida en la campaña de exploración, incluyendo los ensayos de campo tipo SPT (Standard Penetration Test) y los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras recuperadas. Para el caso de los parámetros derivados del SPT, las correlaciones empleadas se presentan en los capítulos 8.5 Parámetros de Resistencia y 8.6 Parámetros de Deformación.

Los parámetros de resistencia y deformación para cada uno de los sectores que conforman la vía son los siguientes:

Tabla 10 Parámetros geotécnicos Sector 1

Profundidad (m)	Estrato / Material	N_{campo} (golpes/pie)	c' (KPa)	ϕ' (°)	c_u (KPa)	Es (kN/m2)
0.00 - 20.00	CL	9	4.561	25	45.61	22,805
20.00-30.00	CH	24	5.4	25	54	27,000

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, los parámetros geotécnicos para el cálculo de cimentaciones en uno de los sitios críticos examinados son los siguientes:

Tabla 11 Parámetros geotécnicos Puente S-1

Profundidad (m)	Estrato / Material	N_{campo} (golpes/pie)	c' (KPa)	ϕ' (°)	c_u (KPa)	Es (kN/m2)
0.00-19.00	CL	12	5.659	25	56.59	28,295
19.00 - 30.00	CH	24	8.8	25	88	44,000

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12 Parámetros geotécnicos Puente S-2

Profundidad (m)	Estrato / Material	N_{campo} (golpes/pie)	c' (KPa)	ϕ' (°)	c_u (KPa)	Es (kN/m2)
0.00 - 21.00	CL	9	4.561	25	45.61	22,805
21.00-30.00	CH	27	5.4	25	54	27,000

Fuente: Elaboración propia.

Estos resultados permiten establecer las siguientes características del comportamiento de los materiales examinados:

Los materiales identificados a lo largo del corredor corresponden principalmente a depósitos de origen aluvial y coluvial, conformados por suelos finos de consistencia variable, con intercalaciones locales de materiales granulares y estratos de mayor resistencia en profundidad.
La exploración geotécnica evidencia una variabilidad estratigráfica moderada entre los diferentes sectores evaluados; sin embargo, fue posible definir horizontes geotécnicos homogéneos y establecer parámetros representativos para el diseño de las cimentaciones.

Los resultados de los ensayos de clasificación muestran el predominio de suelos cohesivos de baja a media plasticidad, con contenidos de humedad natural inferiores a sus respectivos límites líquidos, condición que indica un comportamiento estable y una baja susceptibilidad a cambios volumétricos bajo las condiciones actuales del terreno.

Los contenidos de humedad y las características granulométricas indican que los materiales finos presentan permeabilidades bajas, por lo que el flujo de agua a través del macizo se desarrolla de manera lenta, favoreciendo el mantenimiento de las condiciones naturales de los depósitos.

Los pesos unitarios determinados en laboratorio indican que los materiales evaluados no presentan condiciones que permitan prever fenómenos de colapso en su estado natural.

9. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

El presente capítulo aborda el análisis geotécnico orientado a la evaluación de la capacidad portante del terreno como criterio de diseño para la cimentación de la estructura proyectada. Este análisis se desarrolla específicamente para el puente ubicado en la abscisa K0+300, donde se requiere verificar las condiciones de soporte del subsuelo y su aptitud para transmitir de manera segura las cargas generadas por la estructura hacia el terreno de fundación. Los resultados obtenidos constituyen la base para la definición de los parámetros de diseño y la selección de las soluciones de cimentación más adecuadas para las condiciones geotécnicas identificadas en el sitio.

9.1 PERFIL DEL SUELO

Se determinó el Perfil de Suelo y espectro sísmico para los puentes del estudio, esto siguiendo los lineamientos de la CCP-14 según las pruebas de SPT y la línea sísmica realizada; los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 13 Perfil de Suelos Sondeo 1

FACATATIVÁ PUENTE SONDEO S-1

DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE SUELOS - CON N (golpes/pie)

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)	N60 (golpes/pie)	di/N
	DESDE	HASTA			
1	0.00	4.00	4.0	10.5	0.38
2	4.00	6.00	2.0	30.75	0.07
3	6.00	19.00	13.0	9.75	1.33
4	19.00	30.00	24.0	64.5	0.37
				Σ	**2.15**
				ds	**43.0**
				N (golpes/pie)	**20**
				SUELO TIPO	**D**

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14 Perfil de Suelos Sondeo 2

FACATATIVÁ PUENTE SONDEO S-2

DETERMINACIÓN DEL PERFIL DE SUELOS - CON N (golpes/pie)

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m) DESDE	HASTA	ESPESOR (m)	N60 (golpes/pie)	di/N
1	0.00	3.00	3.0	45.75	0.07
2	3.00	7.00	4.0	12	0.33
3	7.00	16.00	9.0	7.5	1.20
4	16.00	22.00	6.0	13.5	0.44
5	22.00	30.00	24.0	21.75	1.10
				Σ	**3.15**
				ds	**46.0**
				N (golpes/pie)	**15**
				SUELO TIPO	**E o F**

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los valores promedio de resistencia a la penetración estándar corregida por energía N60 el Sondeo S-1 clasifica el sitio como Perfil Tipo D, mientras que el Sondeo S-2 presenta un valor de N60=15 golpes/pie, correspondiente a un Perfil Tipo E.

De manera complementaria, el procesamiento conjunto de los ensayos MASW y SRHV permitió determinar un valor de Vs30 = 224 m/s, el cual corresponde a un Perfil de Suelo Tipo D de acuerdo con la NSR-10. Dado que la velocidad promedio de onda de corte constituye una medición directa de las propiedades dinámicas del depósito e integra el comportamiento del subsuelo en los primeros 30 m de profundidad sobre una mayor extensión del terreno, se considera que este parámetro es más representativo del comportamiento global del sitio que los resultados puntuales obtenidos en un sondeo individual.

El resumen de resultados es el siguiente:

Tabla 15 Resumen resultados de perfil de suelo obtenidos.

Sondeo / Línea Sísmica	V_{s30} (m/s)	Suelo Tipo
S-1	-	D
S-2	-	E o F
TRS-01	224	D

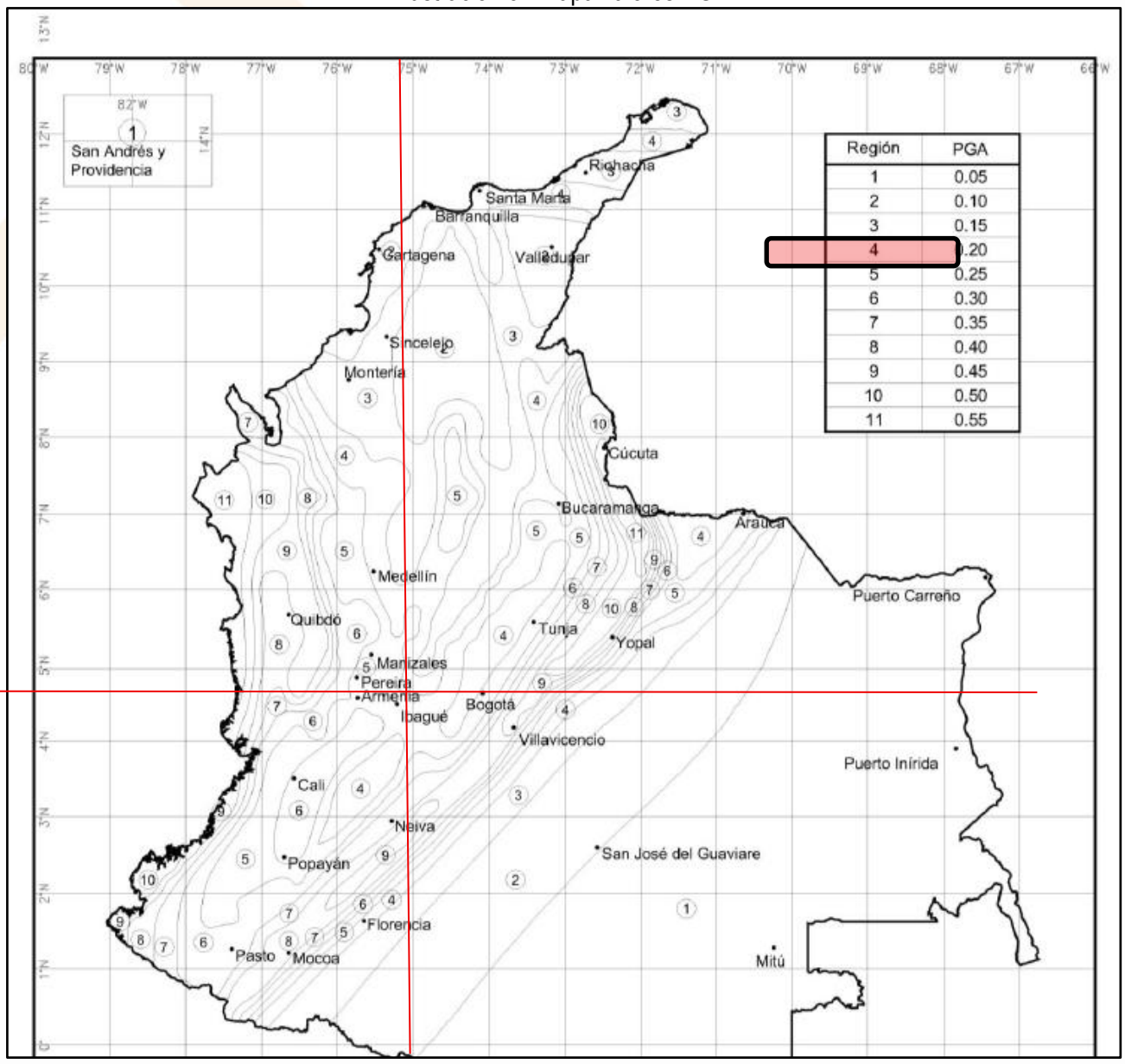
Fuente: Elaboración propia.

En consecuencia, considerando la concordancia entre la clasificación obtenida mediante el ensayo geofísico y el Sondeo S-1, así como la variabilidad local evidenciada por el Sondeo S-2, para efectos del análisis y diseño sísmico del proyecto se adopta un Perfil de Suelo Tipo E.

9.2 AMENAZA SÍSMICA

Para el análisis de sismicidad en la zona del proyecto, se toman los valores PGA a partir del mapa de la CCP-14.

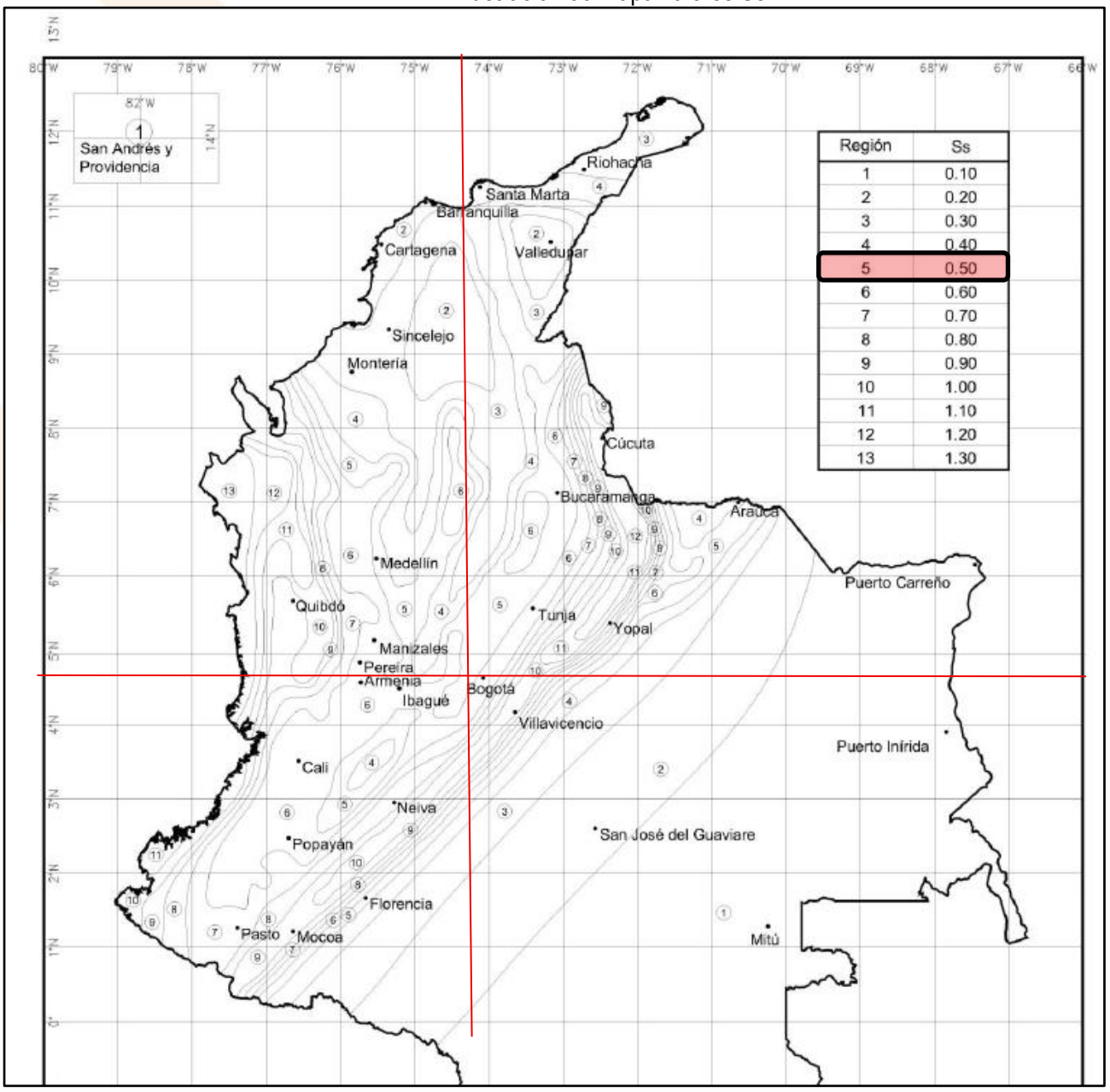
Ilustración 32 Mapa valores PGA



Región	PGA
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
10	0.50
11	0.55

Fuente: CCP-14

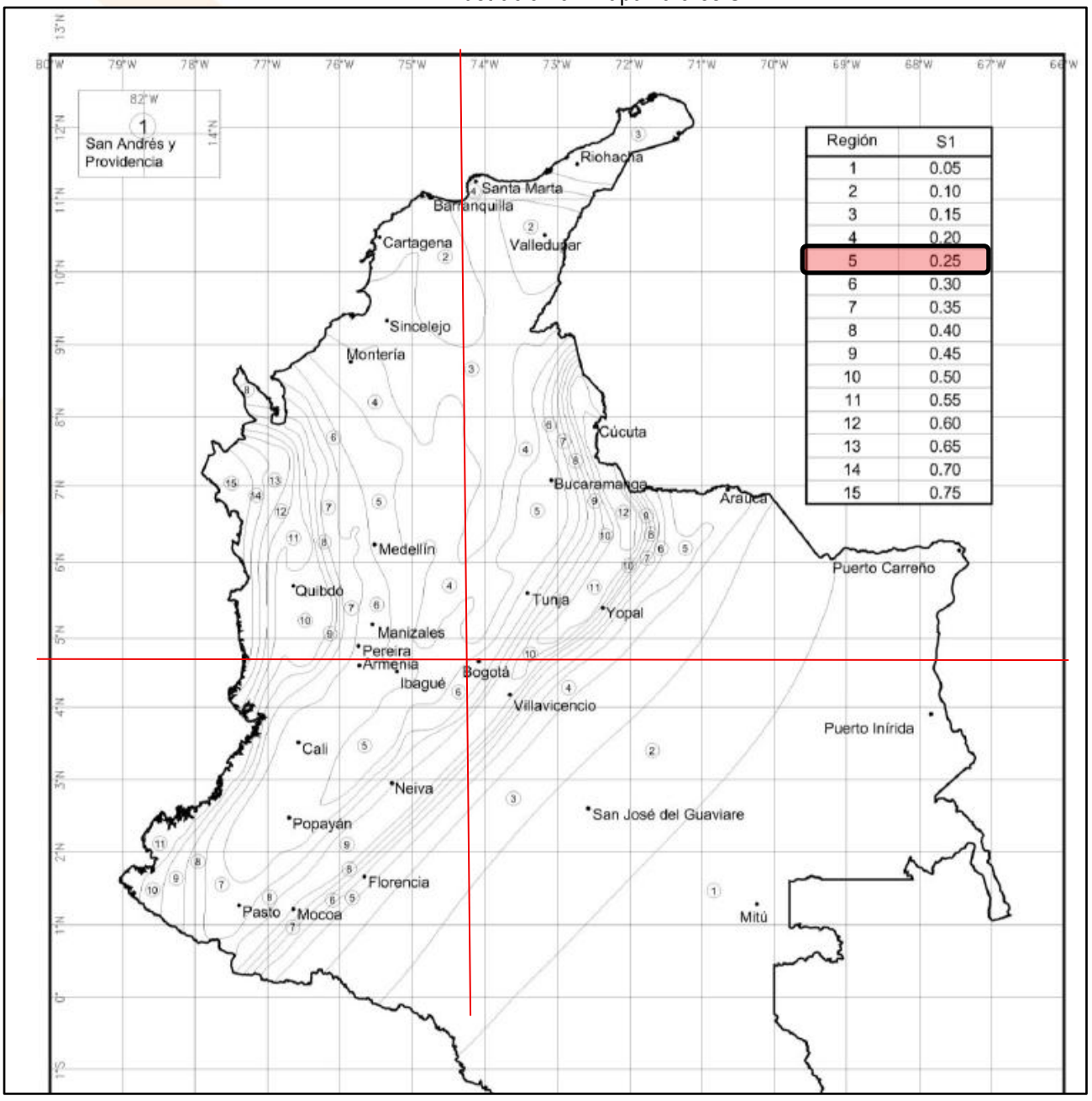
Ilustración 33 Mapa valores Ss



Región	Ss
1	0.10
2	0.20
3	0.30
4	0.40
5	0.50
6	0.60
7	0.70
8	0.80
9	0.90
10	1.00
11	1.10
12	1.20
13	1.30

Fuente: CCP-14

Ilustración 34 Mapa valores S1



Región	S1
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
10	0.50
11	0.55
12	0.60
13	0.65
14	0.70
15	0.75

Fuente: CCP-14

De acuerdo con los parámetros de amenaza sísmica definidos para el proyecto y la clasificación del suelo como Tipo D, se determinan los coeficientes de amplificación de sitio mediante la aplicación de las Tablas 3.10.3.2-2 y 3.10.3.2-3. A continuación, se detallan los valores obtenidos para los coeficientes de aceleración de periodos cortos (Ss), periodos largos (S1) y la aceleración pico efectiva (PGA).

Con base en la Tabla 3.10.3.2-2, y considerando un perfil de suelo tipo D, se obtiene el factor de sitio Fpga:

Tabla 16 factor de sitio segun Tabla 3.10.3.2-2

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Fuente: CCP-14

Con base en la Tabla 3.10.3.2-3, y considerando un perfil de suelo tipo D , se obtiene el factor Fa:

Tabla 17 factor Fa segun Tabla 3.10.3.2-3

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de $0.2s$ (Véase la Nota 1)				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Fuente: CCP-14

Con base en la tabla correspondiente para la determinación del factor de amplificación de la aceleración pico del terreno (PGA), y considerando un perfil de suelo tipo D, se obtiene el factor de sitio correspondiente.

Tabla 18 factor Fv segun Tabla 3.10.3.2-3

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de $1.0s$ (Véase la Nota 1)				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Fuente: CCP-14

Tabla 19 Resumen factores obtenidos

PERFIL DE SUELO	D
Fa	1.40
PGA	0.20
Ss	0.50
S1	0.25
Fpga	1.20
Fv	1.90

Fuente: Elaboración propia.

9.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS

En el presente capítulo se describe la metodología empleada para la evaluación de la capacidad portante de pilotes, considerados como alternativa de cimentación para el puente proyectado en la abscisa K0+300. El análisis se fundamenta en la información geotécnica obtenida en el sondeo ejecutado en el sitio de emplazamiento de la estructura, el cual permitió definir las condiciones estratigráficas y los parámetros geomecánicos del subsuelo que controlan el comportamiento de la cimentación.

Con base en esta información, se evalúa la capacidad de los elementos de cimentación profunda considerando los mecanismos de resistencia desarrollados por punta y por fuste. Para la estructura se definieron las características geométricas de los elementos de cimentación, tales como el diámetro y la longitud o profundidad de desplante, así como las cargas transmitidas bajo los diferentes estados límite considerados en el diseño.

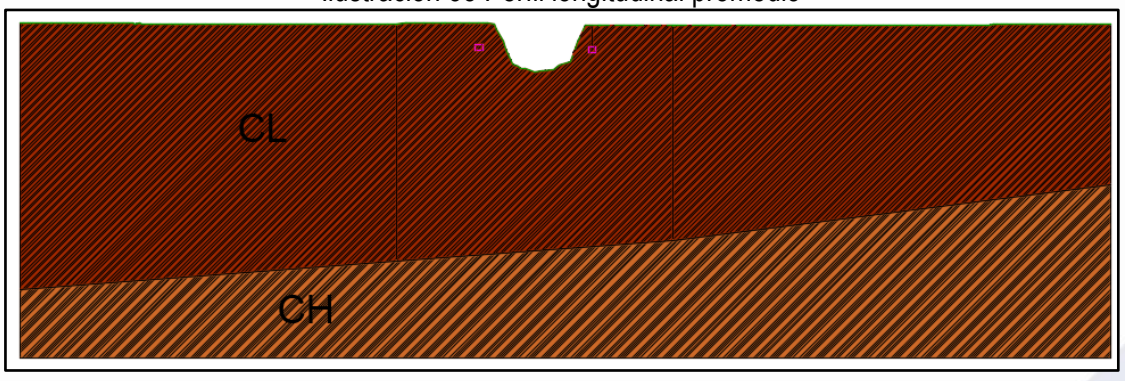
Los valores de capacidad obtenidos para las diferentes geometrías y profundidades de cimentación fueron determinados mediante la metodología de cálculo presentada en los numerales posteriores. Como resultado de dichos análisis, se elaboraron ábacos de capacidad portante para los diferentes diámetros y profundidades evaluados, a partir de los cuales se establecieron los valores de capacidad empleados en la verificación de la cimentación proyectada. Los cálculos detallados y los ábacos correspondientes se presentan en los anexos del presente informe.

Puente K0+300

El puente proyectado en la abscisa K0+300 corresponde a una estructura de una sola luz de 10,00 m. La transmisión de las cargas de la superestructura hacia el terreno se realiza mediante cimentaciones profundas conformadas por pilotes de 1,00 m de diámetro.

En la Figura se presenta el perfil longitudinal promedio del puente, en el cual se muestra la estratigrafía identificada a partir de la exploración geotécnica realizada, permitiendo visualizar la distribución y espesor de los diferentes estratos que conforman el subsuelo en el sector de la estructura.

Ilustración 35 Perfil longitudinal promedio



Para la verificación de la capacidad portante de la cimentación se considera una solución mediante pilotes preexcavados de 1,00 m de diámetro, con una profundidad de 20,00 m para el Eje 1 y 26,00 m para el Eje 2. Las cargas de diseño consideradas para la verificación de la capacidad portante corresponden a los Estados Límite de Servicio (ELS), Resistencia (ELR) y Evento Extremo (ELEE), las cuales fueron contrastadas con las capacidades obtenidas a partir de los análisis geotécnicos.

Tabla 20 verifiación de la capacidad portante.

Eje de apoyo	Diámetro del pilote (m)	Profundidad del pilote (m)	Estado límite	Carga aplicada (kN/pilote)	Capacidad portante (kN/pilote)	Asentamientos en pilotes (cm)
Eje 1	1,00	20,00	ELS	676,66	2436.4	2.60
			ELR	1029,70	1065.3	1.13
			ELEE	1019,89	2436.4	2.60
Eje 2	1,00	26,00	ELS	676,66	2345.6	4.04
			ELR	1029,70	1036.4	1.78
			ELEE	1019,89	2345.6	4.04

Los resultados obtenidos permiten verificar la capacidad de los pilotes proyectados frente a las cargas transmitidas por la estructura. Las capacidades presentadas corresponden a los valores seleccionados a partir de los ábacos generados mediante la aplicación de la metodología de cálculo descrita en los numerales siguientes, considerando las condiciones geotécnicas identificadas en el sector de implantación del puente.

9.3.1 CAPACIDAD PORTANTE

A continuación, se presentan los Factores de Resistencia que deben emplearse, de acuerdo con la CCP-14, dentro de los cuales se encuentran los que se emplean en el cálculo de Capacidad Portante a Compresión y por Levantamiento para los pilotes de los Puentes:

Tabla 21 Factores de Resistencia para Pilotes Excavados (Fuente: CCP-14)

Método	Suelo	Condición	Factor de Resistencia
Resistencia Nominal a la Compresión Axial de Pilotes Perforados Individuales	Resistencia por Fuste en Arcillas	Método α – O´Neill & Reese (1999)	0.45
	Resistencia por Punta en Arcilla	Esfuerzo Total - O´Neill & Reese (1999)	0.40
	Resistencia por Fuste en Arena	Método β - O´Neill & Reese (1999)	0.55
	Resistencia por Punta en Arena	O´Neill & Reese (1999)	0.50
	Resistencia por Fuste en IGM´s	O´Neill & Reese (1999)	0.60
	Resistencia por Punta en IGM´s	O´Neill & Reese (1999)	0.55
	Resistencia por Fuste en Roca	Horvath and Kenney (1979)	0.55
	Resistencia por Punta en Roca	O´Neill & Reese (1999)	0.50

Método	Suelo	Condición	Factor de Resistencia
Resistencia al Levantamiento de Pilotes Perforados Individuales	Arcilla	Método α – O´Neill & Reese (1999)	0.35
	Arena	Método β - O´Neill & Reese (1999)	0.45
	Roca	Horvath and Kenney (1979)	0.40
Resistencia Geotécnica Horizontal del Pilote Individual	Todos los Materiales		1.0

Fuente.CCP-14

Considerando lo anterior y según Numeral 10.8.3.5.2b – Resistencia Lateral, para tramos de pilote embebidos en suelos granulares, la resistencia por fuste se calcula mediante:

$$P_{f\ granular} = \pi D \sum_{i=1}^{A} \beta_i \sigma'_{vi} (\Delta L_i)$$

En esta expresión, A es el número de subtramos de pilote dentro de estratos granulares. El valor b_i se limita a un valor máximo de 190 kPa, y el valor de b_i se obtiene como:

$$\beta_i = \left(\frac{N_{60}}{15}\right)\left(1.5 - 0.0077\sqrt{z}\right) \ para\ N_{60} < 15$$

$$\beta_i = \left(1.5 - 0.0077\sqrt{z}\right) \ para\ N_{60} \geq 15$$

Para tramos de pilote embebidos en suelos finos, siguiendo lo indicado en el Numeral 10.8.3.5.1b – Resistencia Lateral, la resistencia por fuste se calcula en función de la resistencia no drenada c_{ui} mediante:

$$P_{f\ fino} = \pi D \sum_{i=1}^{F} \alpha_i c_{ui} (\Delta L_i)$$

En esta expresión, F es el número de subtramos de pilote dentro de estratos de suelo fino. El valor de a_i se obtiene como:

$$\alpha_i = 0.55 \ para \frac{c_{ui}}{p_a} \leq 1.5$$

$$\alpha_i = 0.55 - 0.1\left(\frac{c_{ui}}{p_a} - 1.5\right) \ para \frac{c_{ui}}{p_a} \geq 1.5$$

Por otra parte, la resistencia por punta en suelos no cohesivos debe calcularse, según el Numeral 10.8.3.5.2c – Resistencia de Punta, con los siguientes criterios:

Si N_{60} < 50 golpes/pie:

$$q_p = 58.64\ N_{60}$$

Si N_{60} > 50 golpes/pie:

$$q_p = 0.59\left[N_{60}\left(\frac{p_a}{\sigma_v'}\right)\right]^{0.80}\sigma_v'$$

En este caso, p_a es la presión atmosférica, con un valor de 101.3 kPa. El valor de N_{60} no debe adoptarse como mayor a 100.

Para el caso de los suelos finos, el valor de la resistencia por punta debe calcularse como:

$$q_p = c_u\ N_c$$

El valor de factor de capacidad portante N_c se calcula, según el Numeral 10.8.3.5.1c– Resistencia de Punta, como:

$$Nc = 6\left[1 + 0.20\left(\frac{Z}{D}\right)\right] \leq 9$$

Aquí, Z es la penetración del pilote y D su diámetro.

Finalmente, para estratos de roca, y con base en lo establecido en el Numeral 10.8.3.5.4b – Resistencia Lateral, de la CCP-14, la resistencia por fuste en materiales rocosos debe calcularse como:

$$P_f = 0.65\alpha_E \pi D p_a \sum_{i=1}^{G}\sqrt{\frac{q_{ui}}{p_a}}(\Delta L_i)$$

Aquí, α_E es un factor de adhesión que depende de la relación E_m/E_r, D es el diámetro del pilote, p_a es la presión atmosférica, G es el número de subtramos de pilote dentro de estratos rocosos, q_{ui} es la resistencia a la compresión del material rocoso en cada subtramo de roca, y ΔL_i es la longitud de cada subtramo.

Para efectos de análisis, en este caso se adopta un valor de α_E de 0.45, que de acuerdo con la Tabla 10.8.3.5.4b-1 de la CCP corresponde a una relación E_m/E_r de 0.05, esto considerando que se trata de rocas blandas con valores bajos de RQD.

La resistencia máxima por punta se estima como:

$$P_p = 2.5 q_u A_p$$

La Capacidad Portante Mayorada de Pilotes se calcula, como:

$$P_R = j_{qs} P_f + j_{qp} P_p$$

En la expresión anterior j_{qs} es el Factor de Resistencia por Fuste, y j_{qp} es el Factor de Resistencia por Punta, de acuerdo con la Tabla 10.5.5.2.4-1 de la CCP-14.

El cálculo de los valores de capacidad portante se presenta en el ANEXO 3 MEMORIAS DE CALCULO.

9.3.2 ASENTAMIENTOS

En este caso, el acortamiento elástico S_e de los pilotes se calcula como:

$$S_e = P_{adm} \sum_{i=1}^{N} \frac{\Delta L_i}{A_p E_p}$$

En esta expresión P_{adm} es la capacidad portante admisible del pilote ΔL_i es la longitud de cada subtramo de pilote, A_p es la sección transversal del pilote, y E_p es el módulo de elasticidad del concreto.

El asentamiento por transferencia de carga del pilote al terreno natural puede calcularse como (Bowles, 1996):

$$S_{tr} = F_E F_R \left(\frac{P_{adm}}{A_p} \right) D \frac{\left(1 - \upsilon^2\right)}{E_s}$$

Aquí, F_E es un factor de empotramiento, con un valor máximo de 0.55, F_R es un factor de reducción para considerar el aporte de la carga por fuste, con un valor máximo de 0.75, ν es la relación de Poisson del suelo, y E_s corresponde al módulo de elasticidad del terreno en el que se apoya la punta del pilote.

Los asentamientos totales en los pilotes se calculan finalmente como:

$$S_T = S_e + S_{tr}$$

Los asentamientos esperados para las longitudes de pilote consideradas en los análisis se presentan en el ANEXO 3 MEMORIAS DE CALCULO.

9.3.3 EVALUACIÓN DE LA DISTORSIÓN ANGULAR

Con el propósito de evaluar los efectos asociados a los asentamientos diferenciales entre los apoyos del puente, se realizó el análisis de la distorsión angular entre los ejes de cimentación. La distorsión angular corresponde a la relación entre el asentamiento diferencial de dos puntos de una estructura y la distancia horizontal que los separa. Este parámetro permite evaluar la deformación relativa generada por asentamientos no uniformes y establecer si las diferencias de asentamiento pueden producir inclinaciones o deformaciones significativas en la estructura.

La distorsión angular se determina mediante la siguiente expresión:

$$\beta = \Delta s / L$$

Donde:
β = Distorsión angular.
Δs = Asentamiento diferencial entre los puntos evaluados.
L = Distancia horizontal entre los puntos evaluados.

El asentamiento diferencial se obtiene como la diferencia absoluta entre los asentamientos calculados en cada uno de los ejes:

$$\Delta s = |S_1 - S_2|$$

Para el puente objeto de análisis, la distancia entre los ejes de apoyo corresponde a:

$$L = 10{,}00 \text{ m} = 1.000 \text{ cm}$$

Los asentamientos calculados para cada uno de los ejes son:

- Eje 1: $S_1 = 2{,}60$ cm
- Eje 2: $S_2 = 4{,}04$ cm

Por lo tanto, el asentamiento diferencial corresponde a:

$$\Delta s = |2{,}60 - 4{,}04|$$
$$\Delta s = 1{,}44 \text{ cm}$$

En consecuencia, la distorsión angular se calcula como:

$$\beta = 1{,}44 / 1.000$$
$$\beta = 0{,}00144$$

Por lo tanto, la distorsión angular obtenida entre los dos ejes de apoyo es:

$$\boldsymbol{\beta = 1{,}44 \times 10^{-3}}$$

Este valor también puede expresarse como una relación aproximada de:

$$\boldsymbol{\beta \approx 1/694}$$

El resultado obtenido evidencia una diferencia de asentamientos de **1,44 cm** entre los ejes de cimentación. Considerando una distancia horizontal de **10,00 m** entre los apoyos, se obtiene una distorsión angular de **1,44 × 10⁻³**, equivalente aproximadamente a **1/694**. Este valor deberá ser considerado en la evaluación del comportamiento global de la estructura, particularmente frente a los efectos que puedan generar los asentamientos diferenciales entre los apoyos.

9.3.4 CAPACIDAD PORTANTE A TRACCIÓN DE CIMIENTOS PROFUNDOS

De acuerdo con la CCP-14, se prevé que el cálculo de la Capacidad a Tracción se base en los mismos principios que se emplean para el cálculo a Compresión en cuanto a resistencia por fuste.

Para tramos de pilote embebidos en suelos granulares, la resistencia por fuste se calcula mediante:

$$P_{f\,granular} = \pi D \sum_{i=1}^{A} \beta_i \sigma'_{vi} (\Delta L_i)$$

En esta expresión, A es el número de subtramos de pilote dentro de estratos granulares. El valor de $\beta i\ \sigma'_{vi}$ se limita a un valor máximo de 190 kPa, y el valor de β_i se obtiene como:

$$\beta_i = \left(\frac{N_{60}}{15}\right)\left(1.5 - 0.0077\sqrt{z}\right) \qquad para\ N_{60} < 15$$

$$\beta_i = \left(1.5 - 0.0077\sqrt{z}\right) \qquad para\ N_{60} \geq 15$$

Para tramos de pilote embebidos en suelos finos, la resistencia por fuste se calcula en función de la resistencia no drenada c_{ui} mediante:

$$P_{f\,fino} = \pi D \sum_{i=1}^{F} \alpha_i c_{ui} (\Delta L_i)$$

En esta expresión, F es el número de subtramos de pilote dentro de estratos de suelo fino. El valor de α_i se obtiene como:

$$\alpha_i = 0.55 \qquad para\ \frac{c_{ui}}{p_a} \leq 1.5$$

$$\alpha_i = 0.55 - 0.1\left(\frac{c_{ui}}{p_a} - 1.5\right) \qquad para\ \frac{c_{ui}}{p_a} \geq 1.5$$

Finalmente, para estratos de roca, y con base en lo establecido en el Numeral 10.8.3.5.4b – Resistencia Lateral, de la CCP-14, la resistencia por fuste en materiales rocosos debe calcularse como:

$$P_f = 0.65 \alpha_E \pi D p_a \sum_{i=1}^{G} \sqrt{\frac{q_{ui}}{p_a}} (\Delta L_i)$$

La Capacidad Portante Mayorada a Tracción es, en consecuencia:

$$P_T = \varphi_{up\ granular} P_{f\,granular} + \varphi_{up\ fino} P_{f\,fino} + \varphi_{up\ roca} P_{f\,roca} + W_{pilote}$$

En la expresión anterior $\varphi_{up\ granular}$ es el Factor de Resistencia contra Levantamiento por Fuste en granulares, y $\varphi_{up\ fino}$ es el Factor de Resistencia contra Levantamiento por Fuste en suelos finos y $\varphi_{up\ roca}$ es el Factor de Resistencia contra Levantamiento por Fuste en suelos de roca , de acuerdo con la Tabla 10.5.5.2.4-1 de la CCP-14.

El cálculo de los valores de capacidad portante y asentamientos se presenta en el ANEXO 3 MEMORIAS DE CALCULO.

9.3.5 MÓDULOS DE REACCIÓN

El valor del Módulo de Reacción Vertical Kv planteada por Vesic se estima como:

$$K_V = \frac{E_s}{(1-\upsilon^2)B}$$

En esta expresión, B es el diámetro del pilote; los valores del módulo de reacción vertical estimados son los siguientes:

El valor del Módulo de Reacción Horizontal Kh del terreno, de acuerdo con la expresión planteada por Vesic (1961):

$$K_h = \left(\frac{0.65}{B}\right)\sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}}\,\frac{E_s}{1-\nu^2}$$

En la expresión anterior n es la relación de Poisson y B es el diámetro de un pilote.

Los valores del Módulo de Reacción Vertical Kv y Horizontal Kh, en función del diámetro B de pilote, de acuerdo con lo expuesto.

Todos los cálculos realizados, se presentan en el ANEXO 3 MEMORIAS DE CALCUL

10. POTENCIAL EXPANSIVO

Teniendo en cuenta los valores de los límites líquidos, los suelos del proyecto tienen potenciales de expansión variables entre muy altos y bajos, esto según la Tabla H.9.1-1 de la NSR-10.

Tabla 9 1. Clasificación de suelos expansivos

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

Fuente: NSR-10

Tabla 9 2. Determinación del potencial de suelos expansivos

Perforación		Profundidad (m)				Indices de Consistencia			NSR-10	NSR-10
No.	M #	Desde	Hasta	Media	USCS	LL %	LP %	IP %	Potencial de expansión (LL)	Potencial de expansión (IP)
FACATATIVA PUENTE S-2	M2	1.05	1.5	1.275	CL	28	17	11	BAJO	BAJO
FACATATIVA PUENTE S-2	M4	3.25	3.7	3.475	ML	24	21	3	BAJO	BAJO
FACATATIVA PUENTE S-2	M6	4.7	5.15	4.925	SC	34	22	12	BAJO	BAJO
FACATATIVA PUENTE S-2	M8	7.55	8	7.775	CL	47	22	25	MEDIO	MEDIO
FACATATIVA PUENTE S-2	M11	11	11.45	11.225	CH	106	31	75	MUY ALTO	MUY ALTO
FACATATIVA PUENTE S-2	M15	15	15.45	15.225	CH				BAJO	BAJO
FACATATIVA PUENTE S-2	M17	17.55	18	17.775	CH	112	37	75	MUY ALTO	MUY ALTO
FACATATIVA PUENTE S-2	M21	21.55	22	21.775	CH	126	41	85	MUY ALTO	MUY ALTO
FACATATIVA PUENTE S-2	M25	25.55	26	25.775	CH	131	31	100	MUY ALTO	MUY ALTO
FACATATIVA PUENTE S-2	M29	29.55	30	29.775	CH	113	32	81	MUY ALTO	MUY ALTO
FACATATIVA PUENTE S-1	M2	1.55	2	1.775	CL	36	21	15	BAJO	BAJO
FACATATIVA PUENTE S-1	M5	4.55	5	4.775	SM				BAJO	BAJO
FACATATIVA PUENTE S-1	M9	8.55	9	8.775	CH	142	36	106	MUY ALTO	MUY ALTO
FACATATIVA PUENTE S-1	M11	10.55	11	10.775	CH	169	38	131	MUY ALTO	MUY ALTO
FACATATIVA PUENTE S-1	M15	14.55	15	14.775	CH	151	34	117	MUY ALTO	MUY ALTO
FACATATIVA PUENTE S-1	M18	17.55	18	17.775	CH	119	28	91	MUY ALTO	MUY ALTO
FACATATIVA PUENTE S-1	M20	19.55	20	19.775	CH	131	34	97	MUY ALTO	MUY ALTO

Fuente: Elaboración propia

La evaluación del potencial de expansión a partir de los límites de Atterberg evidencia una clara diferenciación entre los materiales superficiales y los estratos profundos del subsuelo. En los primeros metros predominan

suelos clasificados como CL, ML, SM y SC, los cuales presentan potencial de expansión bajo, indicando una susceptibilidad reducida a cambios volumétricos asociados a variaciones en el contenido de humedad.

No obstante, a partir de profundidades cercanas a los 8 m se identifican arcillas de alta plasticidad (CH) con límites líquidos superiores al 100 % e índices de plasticidad que alcanzan valores de hasta 131 %, clasificadas en su mayoría con potencial de expansión muy alto según los criterios de la NSR-10. Esta condición se presenta de manera consistente en ambos sondeos, evidenciando la presencia de un estrato arcilloso expansivo de considerable espesor y continuidad lateral en el sitio del puente.

Aunque los estratos superficiales presentan un comportamiento expansivo bajo, la presencia de depósitos profundos de arcillas altamente expansivas constituye una condición geotécnica relevante, debido a la posibilidad de generar deformaciones volumétricas, levantamientos diferenciales y pérdida de capacidad de soporte ante cambios en el régimen de humedad. Por lo tanto, el diseño de las cimentaciones deberá considerar la influencia de estos materiales, así como la implementación de medidas que minimicen las variaciones de humedad en el subsuelo y reduzcan el impacto de los fenómenos de expansión y contracción sobre la estructura.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Desde el punto de vista geológico, el corredor vial se localiza en la Sabana de Occidente del departamento de Cundinamarca, en jurisdicción del municipio de Facatativá, en el extremo noroccidental de la Sabana de Bogotá. El trazado se desarrolla íntegramente sobre unidades cuaternarias correspondientes a la Terraza Alta (Qta) y la Llanura Aluvial (Qlla), asociadas a la cuenca del río Botello. En los flancos de la planicie afloran las Formaciones del Grupo Guadalupe (Labor y Tierna, Plaeners, Arenisca Dura) y la Formación Guaduas. El principal rasgo estructural en la zona es la Falla Facatativá, con rumbo NW-SE, cuya influencia se manifiesta en la dinámica geomorfológica regional.
- El diagnóstico preliminar evidencia que el corredor presenta un ancho promedio de calzada de 6.30 m y un ancho entre cercas de 9.50 m. En el tramo entre K0+000 y K1+950, el pavimento se encuentra en estado deficiente, con presencia de piel de cocodrilo y fisuras longitudinales y transversales. Como única obra de drenaje se identificó un box culvert de 3.50 × 3.50 m en la abscisa K2+650. No se encontraron muros de contención ni sitios críticos de inestabilidad en el tramo.
- La campaña de exploración directa del subsuelo se ejecutó mediante dos sondeos geotécnicos (S-1 y S-2) localizados en el sitio de emplazamiento del puente proyectado en la abscisa K0+280 – K0+310. Las profundidades de investigación alcanzaron 20.0 m (S-1) y 25.0 m (S-2), suficientes para caracterizar el subsuelo de fundación de la estructura. En ambos sondeos se identificó la presencia de nivel freático, localizado entre 3.00 y 4.00 m de profundidad, lo que constituye una condición hidráulica relevante para el diseño de las cimentaciones y la estabilidad de las excavaciones.
- El perfil estratigráfico del subsuelo en el sitio del puente muestra una secuencia bien definida. En los primeros metros se presentan materiales de recebo con gravas gruesas, seguidos de limos arcillosos de coloración café a negro entre 1.0 y 6.0 m. A partir de los 6.5 m y hasta profundidades superiores a los 20.0 m predominan arcillolitas y arcillas limosas de color gris claro a gris oscuro, con comportamiento mecánico similar al de un suelo cohesivo dada su avanzada meteorización.
- La clasificación SUCS de los materiales indica un marcado predominio de arcillas de alta plasticidad (CH) con un 65% del total de muestras clasificadas, seguidas de arcillas de baja a media plasticidad (CL) con un 18%, y participaciones menores de limos de baja plasticidad (ML), arenas arcillosas (SC) y arenas limosas (SM). Los ensayos de compresión inconfinada arrojaron valores de resistencia entre 38 kPa y 201 kPa, sin una tendencia clara de incremento con la profundidad, reflejando heterogeneidad en el estado de meteorización y consistencia de los materiales.
- El nivel freático fue detectado en ambas perforaciones a profundidades de 3.00 m en S-1 y 4.00 m en S-2. Esta condición deberá tenerse en cuenta en el diseño de las excavaciones para cimentación, siendo necesario el bombeo permanente durante la construcción para mantener el fondo de excavación en condición seca.
- Con base en los ensayos SPT realizados y siguiendo los lineamientos del Código Colombiano de Puentes CCP-14, el sondeo S-1 clasifica como Suelo Tipo D. El área se encuentra en zona de amenaza sísmica intermedia, con valores de PGA = 0.20 g, Ss = 0.50 y S1 = 0.25. Los factores de amplificación de sitio obtenidos para perfil Tipo D son: Fa = 1.40, Fpga = 1.20 y Fv = 1.90
- La evaluación del potencial de expansión conforme a los criterios de la NSR-10 evidencia una clara diferenciación estratigráfica. Los materiales superficiales (CL, ML, SC, SM) presentan potencial de expansión bajo, con límites líquidos inferiores al 39% e índices de plasticidad menores de 20%. Sin embargo, a partir de profundidades cercanas a los 8.0 m, los estratos de arcillas de alta plasticidad (CH) presentan límites líquidos entre 106% y 169% e índices de plasticidad de hasta 131%, clasificados con potencial de expansión muy alto según la NSR-10. Esta condición es consistente en ambos

sondeos, confirmando la existencia de un depósito arcilloso expansivo de considerable espesor y continuidad lateral en el sitio del puente.

- Dadas las condiciones geotécnicas identificadas Se recomienda el uso de cimentaciones profundas tipo pilotes o caissons pre-excavados, los cuales deberán transmitir las cargas estructurales a los estratos de mayor resistencia. Los parámetros geotécnicos de diseño para pilotes, incluyendo capacidad portante por fuste y por punta, módulos de reacción vertical Kv y horizontal Kh, así como los asentamientos esperados, se presentan en detalle en el Anexo 3 – Memorias de Cálculo

11.1 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTOS SUPERFICIALES

En el fondo de la excavación debe extenderse una capa de al menos 5,0 cm de Concreto de Limpieza que permita evitar la contaminación del concreto; esta capa debe ser nivelada topográficamente.

Cuando se presenten condiciones de inundación por nivel freático alto en las excavaciones es necesario efectuar trabajos de bombeo que permitan mantener las obras en condición seca; las aguas deberán ser conducidas a drenajes naturales.

Para el caso de las excavaciones requeridas, se recomienda adoptar las siguientes recomendaciones:

- Inclinación Máxima de Talud: 0,50H:1,0V, para alturas no mayores de 3 metros.
- Protección de Taludes Temporales con Malla y Mortero

Dejar un espacio de al menos 0,25 m entre la pata del talud de corte y la cara externa del muro para facilitar la conformación y compactación del relleno; el grado de compactación de dicho relleno, que debe cumplir con lo establecido en el Artículo 610 – Relleno para Estructuras del INV, debe ser de al menos el 95% del Proctor Modificado.

11.2 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTOS PROFUNDOS

Los caisson deberán excavarse de forma manual, habida cuenta de los diámetros de excavación requeridos y de la presencia de bloques de roca de gran tamaño dentro de los depósitos aluviales o aluvionales, que deben ser atravesados por estos cimientos.

Una vez se haya realizado el replanteo de la cimentación, se procederá a realizar una excavación cilíndrica manual, bien sea con herramienta menor o, si se encuentran bloques de gran tamaño o el macizo rocoso, con martillo neumático o con explosivos. El avance de esta excavación deberá ser de 1.0 m en profundidad, y deberá ser protegida por un anillo de concreto reforzado fundido en sitio, siguiendo las indicaciones del diseño estructural previsto para esos elementos.

El proceso deberá repetirse con cada avance de 1.0 m en profundidad, hasta alcanzar la cota de cimentación de la base del caisson; es caso de que las condiciones así lo impongan, las excavaciones deberán mantenerse bombeadas para trabajar en las condiciones más secas posibles.

Durante todo el proceso de excavación deberá verificarse la verticalidad de la excavación de cada caisson.

Finalmente, y una vez se haya completado el anillo de concreto más profundo, podrá procederse a la instalación del refuerzo del caisson y al vertimiento del concreto del elemento, esto de acuerdo con las indicaciones del diseño estructural del puente.

Para la ejecución de los cimientos pre-excavados deberá seguirse las recomendaciones de las Especificaciones Técnicas de INVIAS, Articulo 621-22, Caisson Pre-excavados.

11.3 RECOMENDACIONES DE DRENAJE

El objetivo principal del drenaje es mejorar la estabilidad de los taludes proyectados y prolongar la vida útil de las obras de estabilización, se recomienda implementar un sistema integral de drenaje superficial y subsuperficial que permita controlar las aguas de escorrentía y reducir la infiltración en el macizo.

taludes donde se realizarán cortes, se recomienda construir cunetas de coronación con el propósito de interceptar las aguas provenientes de la parte alta de la ladera e impedir que estas circulen sobre la superficie del talud. Asimismo, deberán disponerse cunetas longitudinales en el pie de los taludes para recolectar y conducir las aguas de escorrentía hacia estructuras de evacuación.

En aquellos sectores donde la altura del talud lo requiera, se deberán implementar canales o bajantes revestidos que permitan transportar el agua desde la coronación hasta el pie del talud de manera controlada, evitando procesos de erosión superficial. Igualmente, las descargas deberán conectarse a alcantarillas, canales naturales o estructuras hidráulicas existentes, incorporando disipadores de energía cuando las pendientes sean elevadas.

En los sectores donde se evidencien filtraciones, presencia de nivel freático o saturación del terreno, se recomienda complementar el sistema mediante drenes horizontales profundos, zanjas drenantes o drenes franceses, utilizando materiales granulares y geotextiles que garanticen un adecuado funcionamiento del sistema de drenaje.

Finalmente, se recomienda implementar medidas de protección contra la erosión, tales como revegetación, hidrosiembra, geomantas o enrocados, dependiendo de las condiciones de cada sector.

11.4 RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PARA LAS TUBERÍAS

Se recomiendan el uso de los siguientes tipos de cimentación para la tubería según el estado del suelo:

Tipo I y Tipo II (Suelos de baja capacidad portante)

- **Tipo I** direccionado para los lugares que presenten suelos limosos (MH Y ML) dado a que estos materiales presentan teóricamente baja cohesión y comportamiento deformable ante cargas externas, condiciones que justifican el uso de una cama de apoyo en arena compactada al 90% del Proctor normal, con el fin de generar una distribución uniforme de cargas y reduciendo el riesgo de asentamientos diferenciales bajo la tubería.

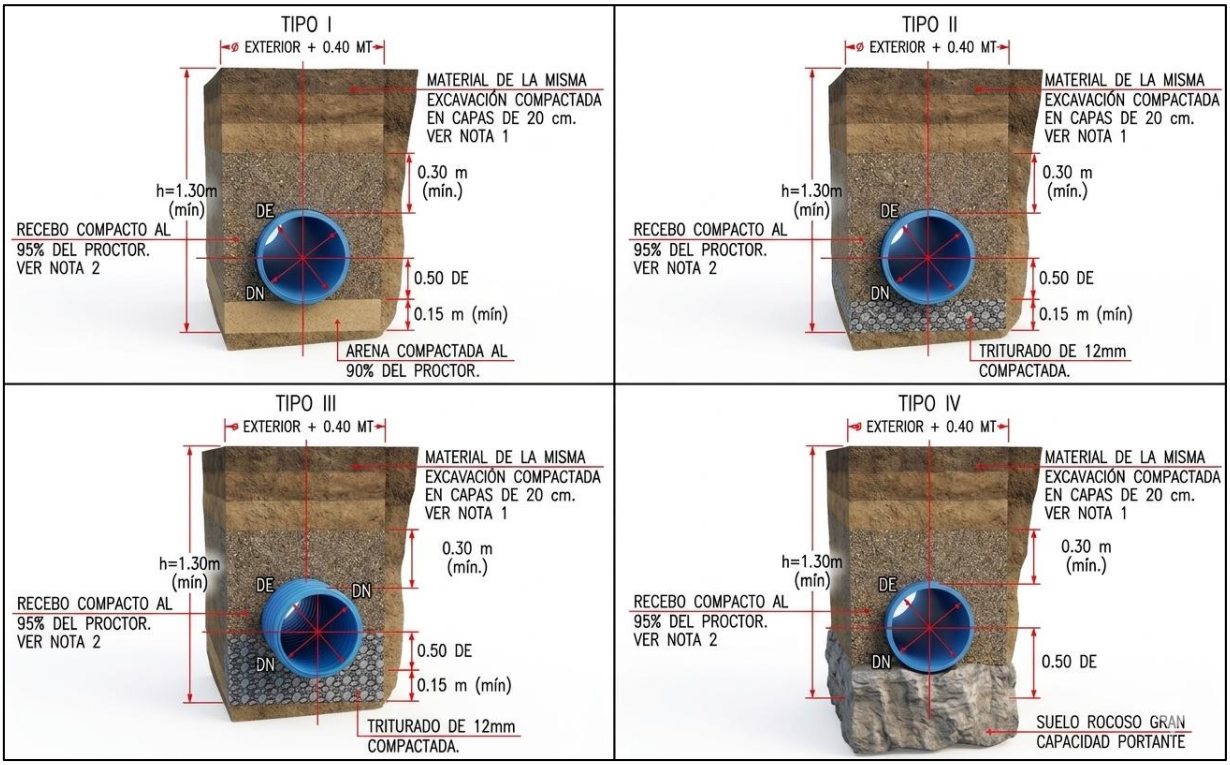
- **Tipo II** se prescribe para los suelos tipo CH (arcillas de alta plasticidad), caracterizados por su alto índice de plasticidad, elevada compresibilidad y marcada sensibilidad a los cambios de humedad, estos suelos presentan las condiciones geotécnicas más desfavorables, es por ello que se recomienda el uso de un encamado de triturado compactado, cumple una función tanto estructural como drenante, evitando la acumulación de humedad en la interfaz suelo-tubería y reduciendo el potencial de hinchamiento del material arcilloso.

- **Tipo III** (Suelos con presencia de nivel freático)
  Tipo III aplica en aquellos tramos donde se ha evidenciado escorrentía superficial o donde, dadas las condiciones estratigráficas y la naturaleza de los suelos identificados, existe la posibilidad de presencia

de nivel freático durante la ejecución de las obras o en condiciones de operación, su ocurrencia debe considerarse como un escenario probable en los sectores asociados a suelos finos de alta deformabilidad.

- **Tipo IV** (Suelo rocoso)

  Tipo IV aplica para aquellos metros del proyecto donde se ha identificado la presencia de material rocoso con alta capacidad portante. En estos tramos, se recomienda que, previo a la instalación de la tubería, se realice el perfilado y nivelación del fondo de la excavación en roca. En los casos en que la irregularidad de la superficie no pueda ser corregida satisfactoriamente mediante perfilado, se deberá disponer una capa de material granular fino que garantice un contacto uniforme entre la tubería y el sustrato rocoso. El relleno lateral y superior se ejecutará con material de la excavación compactado en capas de 20 cm, respetando las dimensiones mínimas de zanja establecidas, con el fin de proporcionar confinamiento lateral adecuado a la tubería y protegerla de cargas concentradas provenientes de fragmentos rocosos de gran tamaño.



Nota 1: El Material Seleccionado debe ser bien compactado en capas de 20 cm.

Nota 2: Relleno Inicial: Material escogido libre de piedras (No debe usarse tierra vegetal) apisonado en capas de 10 cm de espesor, hasta 30 cm por encima del tubo. Relleno final: Material no escogido, pero de aceptable calidad, libre de piedras grandes.

12. LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones del presente informe están basadas en los resultados de la investigación del subsuelo y en las características de las estructuras a implantar en el proyecto; cabe anotar que los análisis serán contrastados y de ser del caso ajustados con la información que arrojen los resultados de laboratorio.

Si durante la construcción, se encuentran condiciones del subsuelo, diferentes a las consideradas en el presente estudio, o se introducen cambios al proyecto que afecten al sistema de cimentación, se deberá informar al Ingeniero de Suelos, para estudiar las modificaciones o adiciones que sean necesarias.

Es recomendable que el Ingeniero supervise las etapas de excavación y apruebe el nivel de cimentación.

13. REFERENCIAS TÉCNICAS

- INVIAS. (1996). Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras de dos carriles.
- AIS. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá: AIS.
- Instituto Nacional de Vías (INVIAS). (2014). Código Colombiano de Puentes (CCP-14). Bogotá, Colombia.
- Servicio Geológico Colombiano. (07 de junio de 2016). Zonas de Amenaza Sísmica NSR-10. Obtenido de http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Amenaza_Sismica/
- SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO. (2015). Mapa Geológico de Colombia 2015
- González, A. (1999). Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. Bogotá D.C: X JORNADAS GEOTECNICAS DE LA INGENIERÍA COLOMBIANA.
- ASTM International. (2021). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens (ASTM D2938-21) (Stroud, 1974)
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between soil liquefaction and in-situ penetration resistance
- Liao, S. S. C., & Whitman, R. V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. Journal of Geotechnical Engineering
- Bowles, J. E. (1988). Foundation analysis and design (4th ed.). New York, NY: McGraw-Hill.
- Vesic, A. S. (1961). Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering