"CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LA RED VIAL DE LA VEREDA EL CONCHAL, MUNICIPIO DE NUNCHÍA, DEPARTAMENTO DE CASANARE."

ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTECNIA



Solicitó:

MUNICIPIO DE NUNCHIA

Consultor:

GEOPROYECTAR S.A.S.

Nunchia, Octubre de 2025

ÍNDICE DE MODIFICACIONES

Número de revisión		No.	
Índice de Revisión	Sección Modificada	Fecha Modificación	Observaciones
1			
2			
3			
4			

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Versión		V.0
Responsable por elaboración:	Nombre	HUGO YEZID MOLANO SANABRIA Ing Geólogo – MsC. Geotecnia
	Firma	
Responsable por revisión:	Nombre	ABEL ELITH ALVARADO Ing. Civil Esp. Estructuras
	Firma	
Responsable por aprobación Director /Coordinador	Nombre	
	Firma	
	Fecha	Octubre de 2025

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

1 INTRODUCCIÓN 8

2 GENERALIDADES 9

2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 9
2.2 OBJETIVOS 10
2.2.1 Objetivo general 10
2.3 LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA 10
2.3.1 Estratigrafía 10
2.3.2 Geología estructural 12
2.4 GEOMORFOLOGÍA 12

3 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO 15

3.1 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO 15
3.2 CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO 15

4 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 17

4.1 EXPLORACIÓN DIRECTA A PARTIR DE SONDEOS 17
4.1.1 Toma de muestras y ensayos de laboratorio 18

5 ANÁLISIS DE RESULTADOS 19

5.1 DESCRIPCIÓN DEL SUELO 19
5.2 NIVEL FREÁTICO Y AGUAS SUPERFICIALES 20

6 DETERMINACIÓN PARÁMETROS DE RESISTENCIA 21

6.1 ANÁLISIS A PARTIR DE ENSAYOS DE LABORATORIO 21
6.2 CÁLCULO DE PARÁMETROS POR CORRELACIÓN SPT 22
6.3 CÁLCULO DE PARÁMETROS POR APROXIMACIÓN 25
6.4 PARÁMETROS BIBLIOGRAFÍA 28
6.5 PARÁMETROS DE RESISTENCIA PARA DISEÑO 30

7 ANÁLISIS GEOTÉCNICO 32

7.1 ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA PUENTE PROYECTADO 32
7.1.1 Capacidad de carga cimentación superficial 32
7.1.2 Recomendaciones de cimentación 34
7.1.3 Asentamientos 34
7.1.4 Interacción suelo – estructura 36
7.1.5 Coeficiente de Presión de Tierras Activo (Ka) y Pasivo (Kp) 37
7.1.6 Parámetros sísmicos de diseño 38
7.1.7 Coeficientes sísmicos para análisis de estabilidad 42
7.2 ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA EXCAVACIONES 43
7.2.1 Excavaciones y rellenos para la construcción de las estructuras 43
7.3 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS 47
7.3.1 Rellenos 47
7.4 PROCESO CONSTRUCTIVO 48
7.4.1 Excavación 48
7.4.2 Relleno de mejoramiento 49

7.4.3 Construcción cimentación 49
7.4.4 Construcción de rellenos en los estribos 50
7.4.5 Construcción estructura de pavimento 51
7.5 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MATERIALES 51
7.5.1 Rellenos 51
8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 54

ANEXOS

LISTA DE ILUSTRACIONES

Pág.

Ilustración 1 Localización general 9
Ilustración 2 Localización especifica 10
Ilustración 3 Localización geológica de la zona de estudio 12
Ilustración 4 Localización geomorfológica de la zona de estudio 13
Ilustración 5 Sección longitudinal puente proyectado 15
Ilustración 6 Planta estructuras de drenaje y obras complementarias 16
Ilustración 7 Vista isométrica estructuras de drenaje y obras complementarias 16
Ilustración 8 Localización de sondeos en la zona de estudio 17
Ilustración 9 Perfil promedio del suelo. Sondeo 1 – Margen Derecha 19
Ilustración 10 Perfil promedio del suelo. Sondeo 2 – Margen Izquierda 20
Ilustración 11 Modelo geológico geotécnico. 30
Ilustración 12 Implantación del puente proyectado 34
Ilustración 13 Comportamiento del ancho del cimiento vs Módulo de reacción del suelo 37
Ilustración 14 Comportamiento en longitud de la losa vs Módulo de reacción del suelo. 37
Ilustración 15 Mapa de valores GPA 39
Ilustración 16 Mapa de valores S_s 40
Ilustración 17 Mapa de valores S_1 41
Ilustración 18 Excavación y geometría proyectadas para construcción de cimentación 44
Ilustración 19 Análisis de estabilidad excavación talud 80°. Condición estática. F.S. mínimo obtenido = 2.03 44
Ilustración 20 Análisis de estabilidad excavación talud 80°. Condición pseudoestática. F.S. mínimo obtenido = 1.49 45
Ilustración 21 Análisis de estabilidad excavación talud 90°. Condición estática. F.S. mínimo obtenido = 1.75 45
Ilustración 22 Análisis de estabilidad excavación talud 90°. Condición pseudoestática. F.S. mínimo obtenido = 1.37 46
Ilustración 23 Rellenos proyectados 47
Ilustración 24 Excavación proyectada 48
Ilustración 25 Geotextil para relleno de mejoramiento 49
Ilustración 26 Instalación de relleno de mejoramiento 49
Ilustración 27 Construcción de la cimentación 50
Ilustración 28 Construcción de rellenos en los estribos 50
Ilustración 29 Instalación de geotextil y manto permanente 51
Ilustración 30 Construcción de estructura de pavimento 51

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1 Coordenadas de sondeos realizados 17
Tabla 2 Coordenadas de apiques realizados 17
Tabla 3 Resumen ensayos granulometría 21
Tabla 4 Resumen ensayos Límites de Atterberg 22
Tabla 5 Factor de correlación η 23
Tabla 6 Resumen ensayo SPT 24
Tabla 7 Resultado correlación SPT-Material 1 24
Tabla 8 Resultado correlación SPT-Material 2 24
Tabla 9 Resultado correlación SPT-Material 3 25
Tabla 10 Resultado correlación SPT-Material 4 25
Tabla 11 Aproximación inicial parámetros de resistencia – Sondeo 1 26
Tabla 12 Relación de valores para los parámetros de resistencia en suelos granulares 26
Tabla 13 Relación de valores para los parámetros de resistencia en suelos Cohesivos 26
Tabla 14 Segunda aproximación parámetros de resistencia – Sondeo 1 27
Tabla 15 Ponderación por granulometría de parámetros de resistencia – Sondeo 1 27
Tabla 16 Ponderación final de parámetros de resistencia – Sondeo 1 27
Tabla 17 Parámetros mecánicos del suelo-valor N del ensayo SPT suelos Granulares 28
Tabla 18 Parámetros mecánicos del suelo-valor N del ensayo SPT suelos Cohesivos 28
Tabla 19 Parámetros de resistencia-bibliografías 29
Tabla 20 Parámetros de resistencia-bibliografías 29
Tabla 21 Parámetros de resistencia de diseño 31
Tabla 22 Factor de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia 32
Tabla 23 Resumen de la capacidad de carga admisible por cada apoyo. 33
Tabla 24 Factores de forma (elasticidad y rigidez), EPRI (1983). 35
Tabla 25 Valores del módulo de Poisson 35
Tabla 26 Valores del Módulo de Reacción del Suelo para zapatas cuadradas y rectangulares 36
Tabla 27 Cálculo del coeficiente de presión de tierras (ka, kp). 38
Tabla 28 Valores de Ka y Kp 38
Tabla 29 Parámetros de movimientos sísmicos de diseño 42
Tabla 30 Valores de K_{ST}/A_{max} mínimos para análisis Pseudoestático de taludes 42
Tabla 31 Factores de seguridad mínimos requeridos para análisis de estabilidad 43
Tabla 32 Factores de seguridad obtenidos 46
Tabla 33 Requisitos de materiales de subbase 52

Tabla 34 Franjas granulométricas de materiales de subbase 52
Tabla 35 Requisitos de materiales de relleno para estructuras 53
Tabla 36 Franjas granulométricas de materiales de relleno para estructuras 53

1 INTRODUCCIÓN

El presente documento corresponde al informe técnico que contiene los detalles y resultados del estudio de suelos y geotecnia realizado para el proyecto que tiene por objeto: "**CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LA RED VIAL DE LA VEREDA EL CONCHAL, MUNICIPIO DE NUNCHÍA, DEPARTAMENTO DE CASANARE**".

El objeto del proyecto está orientado a la construcción de estructuras de drenaje y obras complementarias en el sector del paso sobre el caño Las Conchas en la vereda El Conchal del municipio de Nunchía.

El informe contiene la recopilación de información existente, la descripción de la campaña de exploración geotécnica del subsuelo a partir de exploración directa realizada mediante la ejecución de dos (02) exploraciones tipo sondeo manual y dos (02) apiques. Adicionalmente se realizaron ensayos de laboratorio con la finalidad de caracterizar física y mecánicamente los materiales explorados, a fin de obtener los parámetros de resistencia y propiedades necesarias en los análisis de estabilidad y deformación de las obras a ejecutar.

Los ensayos de campo y laboratorio son realizados cumpliendo con las normas definidas por la American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO, la American Society for Testing and Materials – ASTM y la normatividad INVIAS.

El informe presenta todos los detalles del estudio, memorias de los resultados de la investigación con base en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, la Norma Colombiana para el Diseño de Puentes CCP-14, las conclusiones y recomendaciones que deben tenerse en cuenta para el sistema de cimentación más adecuado, los parámetros sísmicos del perfil de suelo, lo mismo que los criterios para su diseño y construcción.

El estudio se realizó en octubre de 2025.

2 GENERALIDADES

2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se localiza en zona rural del municipio de Nunchía, en la vereda El Conchal, en el paso de la carretera local sobre el caño Las Conchas. La localización del área del proyecto referenciada en coordenadas Magna Sirgas con origen Este (EPSG 3117), se muestra a continuación:

Este: 887188.186	Norte: 1103659.971

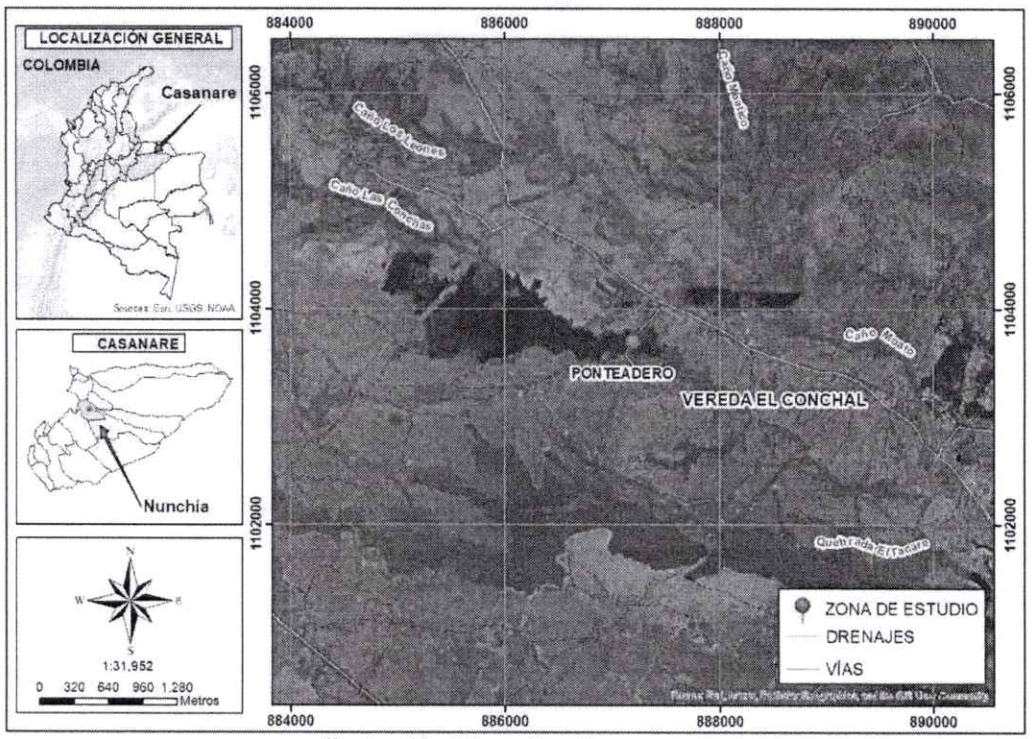


Ilustración 1 Localización general

Fuente: Consultor a partir de imagen satelital Maxar Technologies

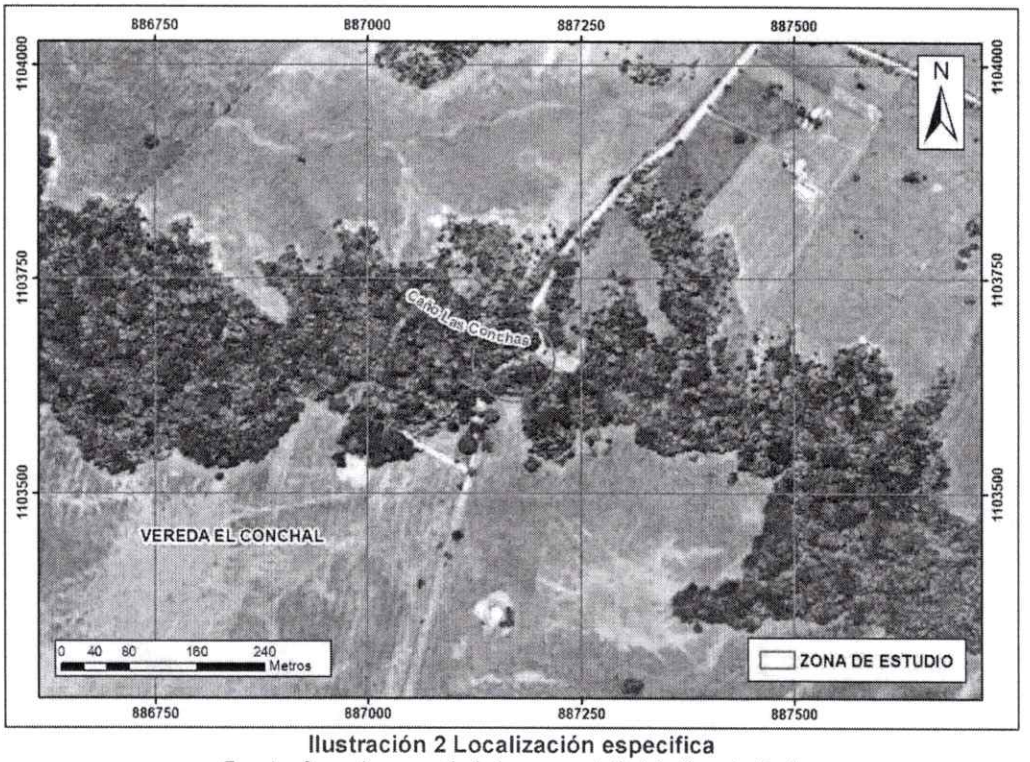


Ilustración 2 Localización especifica

Fuente: Consultor a partir de imagen satelital de Google Earth

2.2 OBJETIVOS

2.2.1 Objetivo general

Realizar la caracterización geotécnica del suelo de fundación para la estructura hidráulica proyectada, a partir de exploración directa del subsuelo, con el fin de determinar las condiciones que rigen la resistencia mecánica de estos materiales y con base en estos resultados, realizar el análisis y recomendaciones de diseño geotécnico.

2.3 LOCALIZACIÓN GEOLÓGICA

De acuerdo con la información de la exploración geológica realizada y la bibliografía existente del Servicio Geológico Colombiano, el área urbana del municipio de Nunchía se localiza sobre un depósito aluvial de edad Cuaternaria, unidad geológica que determina la expresión topográfica y características geomecánicas del terreno.

Los rasgos más importantes sobre las características geológicas regionales y locales de influencia en el área del proyecto se resumen en los siguientes aspectos:

2.3.1 Estratigrafía

La litología expresada como el tipo de roca o depósitos presentes en un área representa un papel considerable en el comportamiento dinámico de las laderas, taludes, terrazas, etc. La litología, edad, origen, características geomecánicas, estructurales y texturales, influyen en un alto porcentaje en la estabilidad de una ladera, de una estructura de cimentación o de contención, e igualmente en la resistencia a los procesos erosivos. A nivel local en el municipio de Nunchía afloran unidades del Cuaternario, las cuales pueden observarse en la Ilustración 3 y se describen a continuación:

- Depósitos aluviales reciente (Qal)

Asociada con la zona de influencia de los cauces activos de ríos principales y secundarios. Son depósitos recientes, contiguos a los ríos, que están sujetos a inundaciones. Están constituidos por cantos, bloques y gravas de composición arenosa, con una marcada presencia de areniscas de grano medio a fino. A medida que los ríos se alejan del piedemonte, la selección y redondez de los materiales mejora, y la granulometría se vuelve más fina, con la presencia de arenas, limos y arcillas.

- Cuaternario abanico coluvio aluvial (Qac)

Se ubica en la franja del piedemonte y su formación está ligada a la actividad tectónica y sísmica, así como a la dinámica fluvial. Estos depósitos son el resultado de la deglaciación, que aportó sedimentos fluvioglaciares, y de la sismicidad y el déficit hídrico, que contribuyeron con materiales coluviales. Los depósitos están mayormente conformados por materiales aluviales, con aportes coluviales en zonas específicas, y se caracterizan por una granulometría que disminuye de la parte apical hacia la base. Se pueden observar flujos de lodos y detritos que emergieron repentinamente de materiales represados en los valles intermontanos. A lo largo de la vía Marginal del Llano, estos depósitos están cubiertos por abanicos de material fino, con arcillas limosas y arenosas de colores rojizos.

- Cuaternario terraza planicie aluvial (Qtp)

Conocida como los Llanos del Casanare. Se caracteriza por amplias llanuras de inundación, formadas por el desborde de ríos como el Upía, Tua, y Cravo Sur. La creciente deformación del cinturón plegado ha orientado regionalmente estas llanuras hacia el río Meta. En la parte superior, el material es orgánico (0.2 a 2 m de espesor) y debajo se encuentra una capa de material fino arcilloso, que puede alcanzar 3 metros de espesor cerca del río Cravo Sur. Debajo de esta capa, se encuentra una secuencia de gravas. Hacia el piedemonte, esta unidad puede tener un espesor de 350-400 m, mientras que en la zona baja disminuye a 150-200 m.

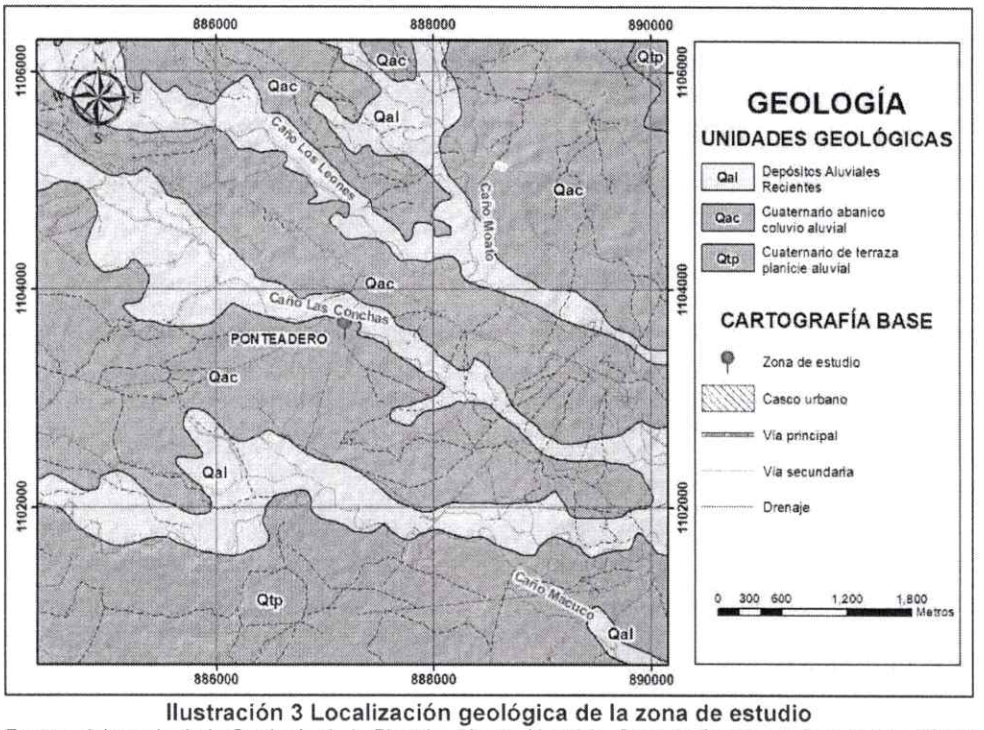


Ilustración 3 Localización geológica de la zona de estudio

Fuente: Adaptado de la Geología de la Plancha 194 de Nunchía. Servicio Geológico Colombiano (SGC)

La zona de estudio se asienta sobre depósitos cuaternarios aluviales (Qal) asociados al caño Las Conchas, los cuales, a su vez, se emplazan en la unidad geológica de Cuaternario abanico coluvio aluvial (Qac).

2.3.2 Geología estructural

Estructural y tectónicamente, el paisaje de llanura en el municipio de Nunchía representa una zona de transición de la Cordillera Oriental hacia la cuenca de antepaís de los Llanos Orientales. A diferencia de las estribaciones montañosas, que están fuertemente controladas por las fallas del borde llanero como la Falla de Yopal, la zona plana del municipio se halla en un ambiente de menor deformación. Las estructuras tectónicas relevantes se ubican en el límite occidental de esta llanura, donde marcan la transición del cinturón de pliegues y fallas de la cordillera a la planicie. Por lo tanto, el área de estudio en la zona plana se caracteriza por la ausencia de estructuras tectónicas, lo que le confiere una relativa estabilidad geológica.

2.4 GEOMORFOLOGÍA

La forma de la superficie terrestre la determinan los procesos geomórficos que actúan sobre las rocas y suelos preexistentes. El conocimiento y ubicación de estos procesos es importante, por cuanto permite planificar el tratamiento y uso adecuado de los suelos. Los procesos dinámicos y su configuración superficial determinan la distribución de las actividades humanas, las posibilidades de construcción de infraestructuras, el uso del suelo,

el trazado de una vía, la ubicación de los asentamientos humanos, el conocimiento y manejo de las cuencas hidrográficas, etc.

Las unidades geomorfológicas que pueden identificarse en el área de influencia del proyecto corresponden a unidades de origen fluvial, las cuales se describen a continuación:

- Pano o llanura de inundación (Fpi)

Se forma a través de la sedimentación de los ríos que provienen de la cordillera, con una dinámica de desborde y divagación que moldea el terreno. Los ríos en esta llanura tienen pendientes bajas, lo que causa que los cauces pasen de un patrón trenzado a uno meándrico. El material depositado es principalmente fino, como arcillas y limos, con la selección y redondez del material mejorando a medida que se aleja del piedemonte.

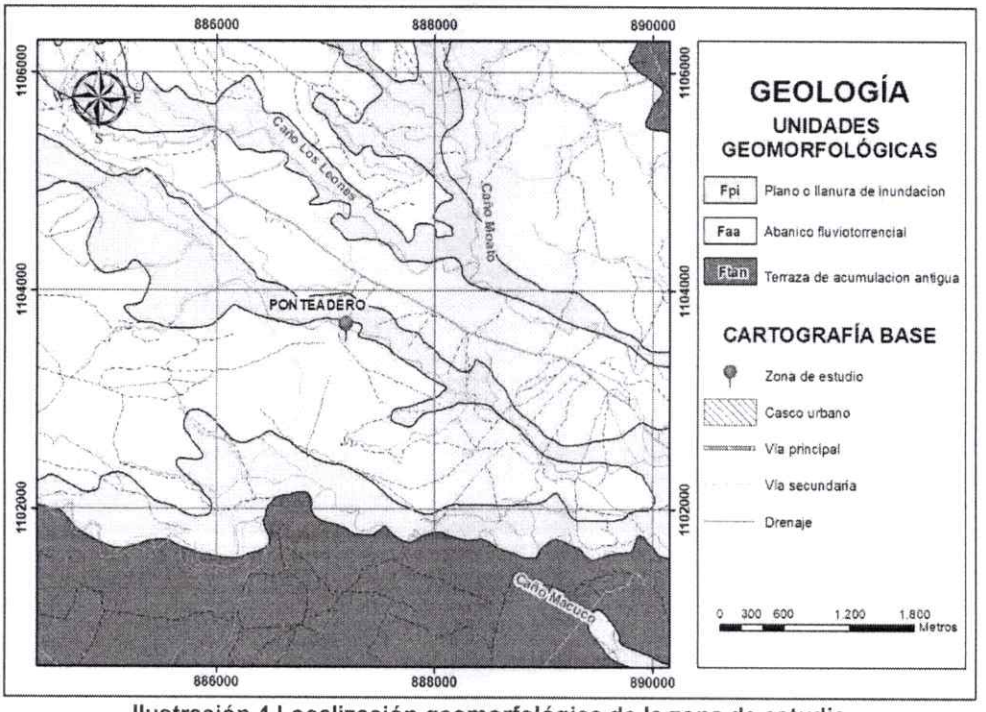


Ilustración 4 Localización geomorfológica de la zona de estudio

Fuente: Adaptado de la Geología de la Plancha 194 de San Luis. Servicio Geológico Colombiano (SGC)

- Abanico fluviotorrencial (Faa)

Se define por depósitos de origen mixto, tanto fluvial como coluvial, ubicados en la franja del piedemonte. Su formación está ligada a la actividad tectónica y sísmica, así como a la dinámica torrencial de los ríos. Estos depósitos se caracterizan por presentar un gradiente textural longitudinal, con materiales más gruesos y pesados en la parte apical y una disminución progresiva del tamaño de grano hacia la base. En afloramientos, pueden observarse flujos de lodos y detritos que se acumularon violentamente por la liberación súbita de material represado en barreras naturales de los valles intermontanos.

Litológicamente, están compuestos por cantos de areniscas cuarzosas con aportes de limolitas y fragmentos líticos.

- Terraza de acumulación antigua (Ftan)

Estas terrazas son depósitos fluviales que se originaron por la acumulación de materiales de ríos trenzados y abanicos aluviales. Lo que las distingue es que, posteriormente, han sido afectadas por procesos neotectónicos, que causaron su levantamiento, plegamiento y basculamiento. Esta deformación ha llevado a una intensa disección, creando amplias mesetas separadas por valles aluviales. El material es principalmente clastosoportado, compuesto por guijarros y gravas redondeadas de areniscas cuarzosas con una matriz arenosa o limosa de bajo porcentaje.

El área de estudio se localiza geomorfológicamente sobre un Plano o llanura de inundación (Fpi), el cual está asociado al caño Las Conchas y se compone de materiales sedimentados por este drenaje.

3 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

3.1 ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DEL ÁREA DE ESTUDIO

El área de ejecución del proyecto presenta una topografía predominantemente plana a suavemente ondulada en las márgenes del caño Las Conchas. No obstante, sobre el cauce, la morfología está marcadamente incisada en el terreno, generando un valle estrecho con forma de "V" y con taludes que alcanzan una altura promedio de dos (2) metros. Desde el punto de vista de movimientos en masa, las condiciones no son propicias dada la topografía suave y las características del material. Sin embargo, se debe advertir que la dinámica propia del caño, especialmente durante las épocas de alta precipitación, puede generar crecientes que resulten en eventos de inundación temporal en las áreas adyacentes.

Geotécnicamente, el subsuelo está compuesto por materiales arcillosos con alternancias de niveles arenosos. Esta composición garantiza un comportamiento aceptable para el soporte de estructuras, si bien la predominancia de arcillas implica que el terreno presentará una capacidad de drenaje naturalmente baja.

3.2 CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO

El proyecto contempla la construcción de estructuras de drenaje y obras complementarias sobre el caño El Conchal como solución para la comunicación terrestre de los habitantes de la vereda Las Conchas, en el municipio de Nunchía, departamento de Casanare. Actualmente, el cruce se realiza mediante una batea en concreto que presenta limitaciones estructurales y funcionales, restringiendo el tránsito vehicular y peatonal, especialmente durante las temporadas de lluvia, cuando el nivel del caño aumenta. Con la construcción de las estructuras de drenaje y obras complementarias se busca garantizar la conectividad permanente entre las márgenes del caño, mejorando las condiciones de movilidad, seguridad vial y acceso a bienes y servicios básicos para la población rural del sector.

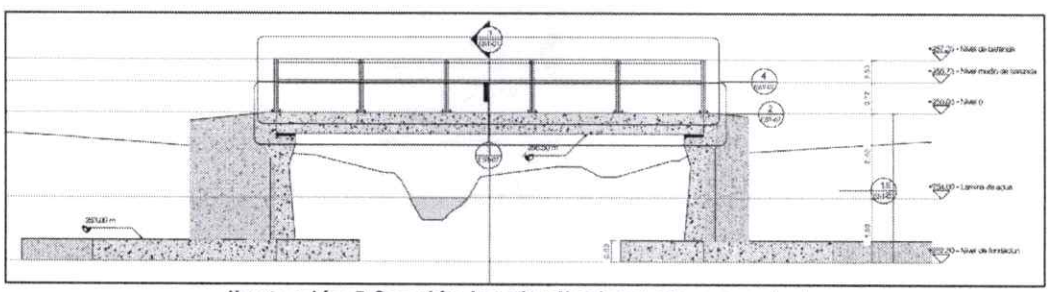


Ilustración 5 Sección longitudinal puente proyectado
Fuente: Diseños

El diseño estructural propuesto consiste en un puente de una luz de longitud aproximada de diez (10) metros, y un ancho total de calzada de cinco (5) metros, lo que permitirá el tránsito de vehículos. A cada costado se proyectan barandas metálicas de protección para garantizar la seguridad de peatones y delimitar el tránsito vehicular.

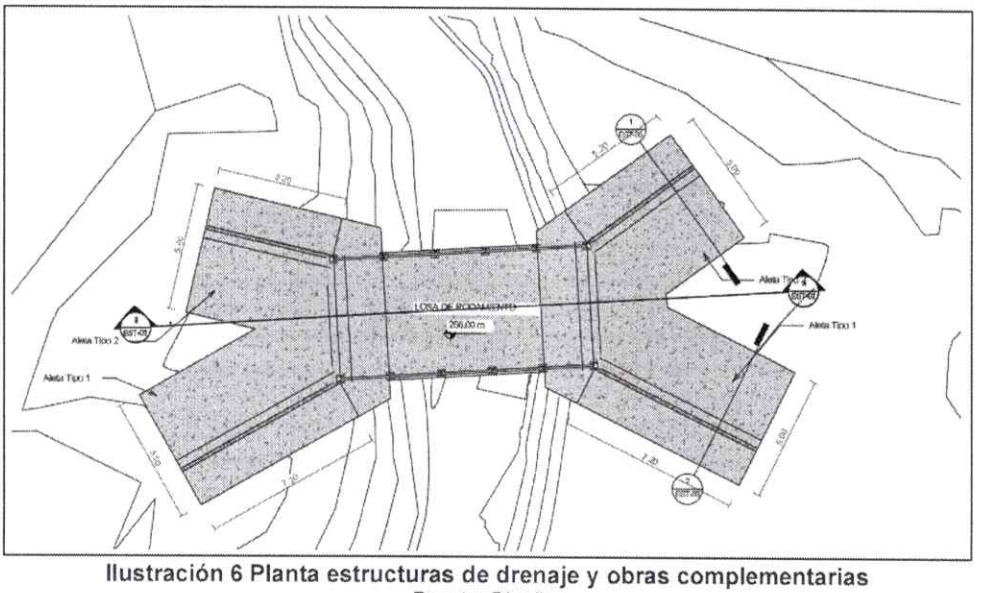


Ilustración 6 Planta estructuras de drenaje y obras complementarias
Fuente: Diseños

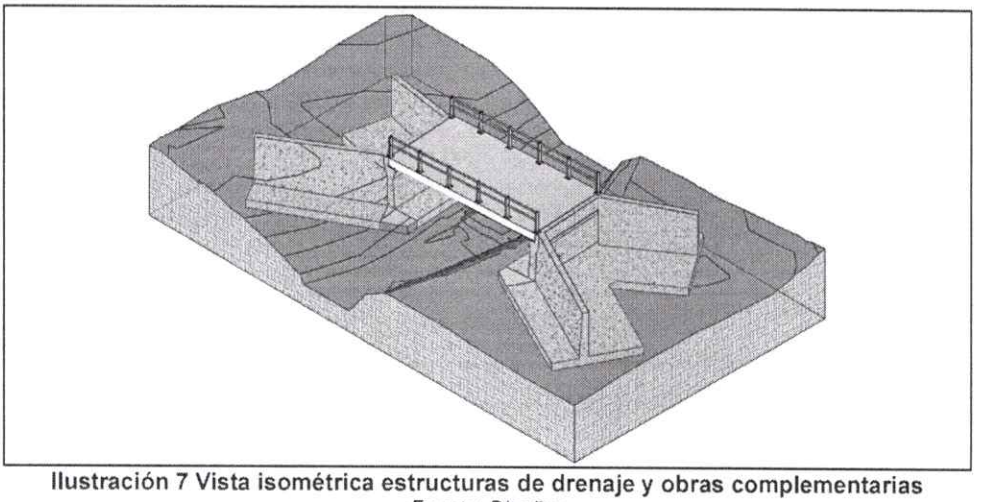


Ilustración 7 Vista isométrica estructuras de drenaje y obras complementarias
Fuente: Diseños

4 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

4.1 EXPLORACIÓN DIRECTA A PARTIR DE SONDEOS

Para la caracterización del subsuelo del área de ejecución del proyecto se realizó exploración directa mediante la ejecución de dos (2) sondeos, en los cuales se realizó caracterización y levantamiento geológico a diferentes niveles de la superficie, con el fin de conformar un perfil estratigráfico con alcance de 8 m de profundidad, y mediante dos (2) apiques para la caracterización de la subrasante. En la Ilustración 8 se observa la distribución de la exploración.

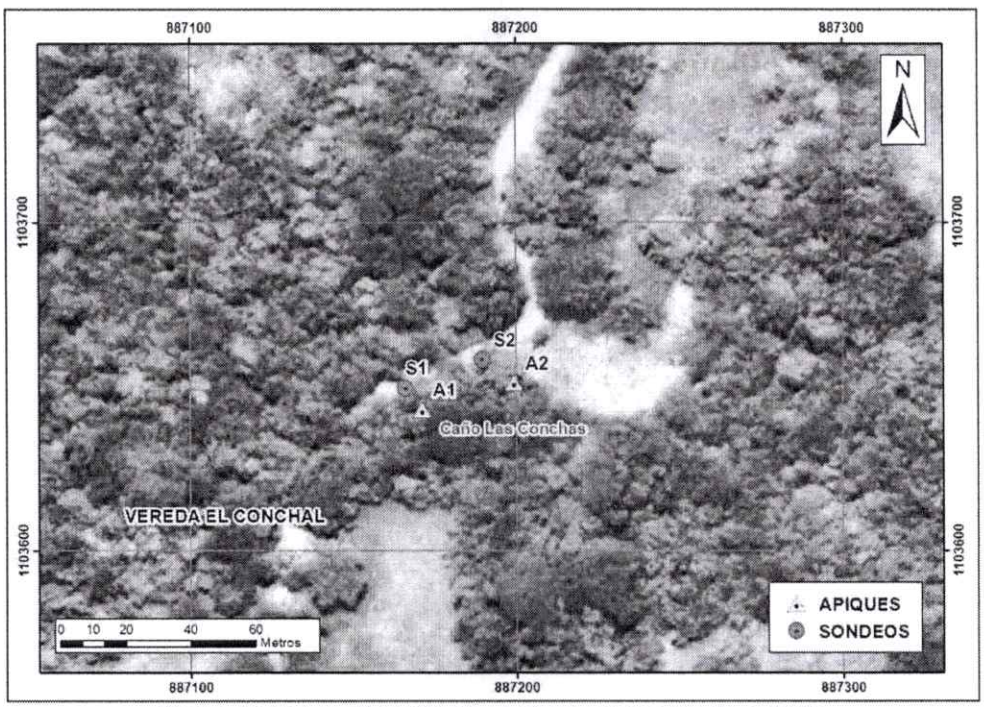


Ilustración 8 Localización de sondeos en la zona de estudio
Fuente: Adaptado de imagen satelital Google Earth

SONDEO	ESTE	NORTE
S1	887179.009	1103654.547
S2	887192.153	1000600.477

Tabla 1 Coordenadas de sondeos realizados
Fuente: Elaboración propia

APIQUE	ESTE	NORTE
A1	887179.720	1103652.518
A2	887193.054	1103657.286

Tabla 2 Coordenadas de apiques realizados
Fuente: Elaboración propia

4.1.1 Toma de muestras y ensayos de laboratorio

Se efectuó un muestreo representativo del perfil de suelo explorado en cada sondeo, tomando muestras por medio de la cuchara partida (split spoon) y muestras alteradas tipo bolsa; simultáneamente se tomaron datos de resistencia al corte in situ a partir del número de golpes N de la Prueba de Penetración con Cono (CPT).

Todas las muestras se identificaron visualmente en campo y en laboratorio, y sobre un número representativo de los diferentes estratos se realizó el siguiente programa de ensayos regulados por la respectiva norma INVÍAS y norma técnica NTC de Icontec:

- Determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad) de muestras de suelo, roca y mezclas de suelo – agregado. Norma I.N.V. E – 122. (NTC 1495).

- Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos. Norma I.N.V. E – 123. (NTC 1522).

- Peso unitario total y seco. Norma I.N.V. E – 128 – Determinación de la gravedad específica de las partículas sólidas de los suelos y del llenante mineral.

- Determinación del límite líquido de los suelos. Norma I.N.V. E – 125. (NTC 1494).

- Determinación del límite plástico e índice de plasticidad de los suelos. Norma I.N.V. E – 126. (NTC 1493).

5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 DESCRIPCIÓN DEL SUELO

Con referencia en los registros estratigráficos, ensayos en campo y laboratorio, se extracta el perfil promedio estratigráfico de cada sondeo realizado en el área de estudio, los cuales se describen a continuación:

TIPO EXPLORACIÓN: SONDEO 1			LOCALIZACION: Nunchia - Casanare Este: 887179.009 - Norte: 1103654.547	CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LA RED VIAL DE LA VEREDA EL CONCHAL, MUNICIPIO DE NUNCHÍA, DEPARTAMENTO DE CASANARE												FECHA: OCTUBRE - 2025		
PROF. (M)	LITOLOGÍA	NIVEL FREATICO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	USCS	W in (%)	LL (%)	LP (%)	PASA # 4 %	PASA 200 %	γ (KN / m³)	γd (KN / m³)	Cu KN / m²	qu KN / m²	MODULO ELÁSTICO KN / m²	ANGULO DE FRICCION φ (°)	No. DE GOLPES / PIE	MUESTRA
-																	
			RELLENO DE BOLOS DE D MAX DE 30 CM EN MATRIZ ARCILLOSA COLOR MARRON A CAFÉ	GM	9.6	NL	NP	47.47	30.25	18.6	17.0	-	-	-	-	R	M1
1.10																	
			ARCILLA MARRON A GRIS DE PLASTICIDAD ALTA	CH	23.7	64.0	30.3	100.00	93.29	17.4	14.1	43.0	-	9075.0	7.0	12	M2
1.70		1.9															
			ARENAS LIMOSAS DE GRANO MEDIO A GRUESO	SM	23.2	NL	NP	100.00	33.33	17.5	14.2	26.0	-	10963.0	25.0	15	M3
2.60																	
			ARENAS LIMOSAS DE GRANO GRUESO DE COLOR ROJIZO OSCURO	SM													
3.70					24.6	NL	NP	100.00	30.39	17.8	14.3	26.0	-	12310.0	27.0	17	M4
					27.9	34.8	19.3	99.11	80.55	17.1	13.6	68.0	-	15005.0	12.0	21	M5
6.00			ARCILLAS GRISES A MARRON CON ARENAS DE GRANO MEDIO A GRUESO	CL													
					28.0	32.0	16.2	98.96	78.95	17.3	13.5	60.0	-	17700.0	13.0	25	M6
8.00																	

ALTERADA
INALTERADA
RECHAZO R

OBSERVACIONES:

Fin de exploración 8.00 m.

Se encontró nivel freatico a 1.9 m durante la ejecución del sondeo.

Ilustración 9 Perfil promedio del suelo. Sondeo 1 – Margen Derecha

Fuente: Elaboración propia

TIPO EXPLORACIÓN: SONDEO 2			LOCALIZACION: Nunchia - Casanare Este: 887192.153 - Norte: 1000600.4765	CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LA RED VIAL DE LA VEREDA EL CONCHAL, MUNICIPIO DE NUNCHÍA, DEPARTAMENTO DE CASANARE													FECHA: OCTUBRE - 2025		
PROF. (M)	LITOLOGÍA	NIVEL FREATICO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	USCS	W n (%)	LL (%)	LP (%)	PASA # 4 %	PASA 200 %	γ (KN / m³)	γd (KN / m³)	Cu KN / m²	qu KN / m²	MODULO ELÁSTICO KN / m²	ANGULO DE FRICCION ϕ (°)	No. DE GOLPES / PIE	MUESTRA
			RELLENO DE BOLOS DE D MAX DE 30 CM EN MATRIZ ARCILLOSA COLOR MARRON A CAFÉ	GM	9.1	NL	NP	46.20	28.52	18.4	16.9	-	-	-	-	R	M1
0.80																	
			ARCILLA MARRON A GRIS DE PLASTICIDAD ALTA	CH	20.8	64.3	30.1	100.00	93.74	17.1	14.2	39.0	-	8446.0	7.0	11	M2
1.50																	
1.80		1.8			21.4	49.0	21.3	100.00	87.56	17.5	14.4	-	-	-	-		M3
			ARENAS LIMOSAS DE GRANO MEDIO A GRUESO	SM	23.6	NL	NP	100.00	31.88	17.7	14.3	23.0	-	10334.0	26.0	14	M4
2.70																	
			ARENAS LIMOSAS DE GRANO GRUESO DE COLOR ROJIZO OSCURO	SM	24.0	NL	NP	100.00	29.25	17.6	14.2	29.0	-	12984.0	27.0	18	M5
3.50																	
4.00					24.5	NL	NP	100.00	27.82	17.5	14.1	-	-	-	-		M6
			ARCILLAS GRISES A MARRON CON ARENAS DE GRANO MEDIO A GRUESO	CL													
					27.2	35.4	19.6	98.94	77.32	17.0	13.5	63.0	-	14331.0	13.0	20	M7
5.80																	
					27.3	36.0	19.3	98.89	77.91	16.9	13.4	76.0	-	17026.0	13.0	24	M8
8.00																	

ALTERADA
INALTERADA
RECHAZO R

OBSERVACIONES:

Fin de exploración 8.00 m.

Se encontró nivel freático a 1.8 m durante la ejecución del sondeo

Ilustración 10 Perfil promedio del suelo. Sondeo 2 – Margen Izquierda

Fuente: Elaboración propia

El subsuelo explorado corresponde a un depósito de origen aluvial modelado por la dinámica del caño Las Conchas, compuesto principalmente por materiales arcillosos y arenosos. La exploración permitió identificar una secuencia de niveles de arcillas arenosas y arenas limosas, lo cual es indicativo de la variabilidad en la capacidad de carga y energía del drenaje durante diferentes eventos de depositación. Los materiales son susceptibles a erosión pluvial y a la erosión hídrica ejercida por el propio caño Las Conchas, una amenaza que se aumenta en las superficies que se encuentran expuestas y carecen de cobertura vegetal.

5.2 NIVEL FREÁTICO Y AGUAS SUPERFICIALES

Durante la ejecución de los sondeos, el nivel freático fue detectado a una profundidad promedio de 1.9 m, lo que indica su proximidad al nivel del caño Las Conchas. Este fenómeno se debe a la naturaleza permeable de los depósitos aluviales arenosos que componen parte del perfil de suelo. El nivel freático está controlado por las fluctuaciones en el caudal del caño y las propiedades hidráulicas del medio sedimentario.

6 DETERMINACIÓN PARÁMETROS DE RESISTENCIA

6.1 ANÁLISIS A PARTIR DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de caracterizar el material presente en las capas representativas del perfil del suelo, se llevó a cabo una campaña de ensayos de laboratorio sobre las muestras obtenidas en el trabajo de exploración, en el cual se realizaron ensayos de caracterización. A continuación, en la Tabla 3, se presenta el resumen de los resultados detallados de dicha campaña que se encuentran en incluidos en los anexos.

Perforación	Muestra	Profundidad		Wn%	Granulometría %pasa						UCS
		Inicio	Fin		#4	#40	#200	Gravas	Arenas	Finos	
S1	1	0.50	1.10	9.6	47.47	35.49	30.25	52.5	17.2	30.3	GM
S1	2	1.10	1.70	23.7	100.00	97.18	93.29	0.0	6.7	93.3	CH
S1	3	1.70	2.60	23.2	100.00	85.94	33.33	0.0	66.7	33.3	SM
S1	4	2.60	3.70	24.6	100.00	85.34	30.39	0.0	69.6	30.4	SM
S1	5	3.70	6.00	27.9	99.11	93.92	80.55	0.9	18.6	80.6	CL
S1	6	6.00	8.00	28.0	98.96	93.47	78.95	1.0	20.0	79.0	CL
S2	1	0.00	0.80	9.1	46.20	34.28	28.52	53.8	17.7	28.5	GM
S2	2	0.80	1.50	20.8	100.00	97.07	93.74	0.0	6.3	93.7	CH
S2	3	1.50	1.80	21.4	100.00	90.77	87.56	0.0	12.4	87.6	CL
S2	4	1.80	2.70	23.6	100.00	86.20	31.88	0.0	68.1	31.9	SM
S2	5	2.70	3.50	24.2	100.00	85.10	29.25	0.0	70.8	29.3	SM
S2	6	3.50	4.00	24.5	100.00	84.70	27.82	0.0	72.2	27.8	SM
S2	7	4.00	5.80	27.2	98.94	92.86	77.32	1.1	21.6	77.3	CL
S2	8	5.80	8.00	27.3	98.99	93.14	77.91	1.0	21.1	77.9	CL

Tabla 3 Resumen ensayos granulometría

Fuente: Elaboración propia

PERFORACIÓN	MUESTRA	PROFUNDIDAD		LL%	LP%	IP%
		INICIO	FIN			
S1	1	0.50	1.10	NL	NP	-
S1	2	1.10	1.70	64.0%	30.3%	33.7%
S1	3	1.70	2.60	NL	NP	-
S1	4	2.60	3.70	NL	NP	-
S1	5	3.70	6.00	34.8%	19.3%	15.5%
S1	6	6.00	8.00	32.0%	16.2%	15.8%
S2	1	0.00	0.80	NL	NP	-
S2	2	0.80	1.50	64.3%	30.1%	34.2%
S2	3	1.50	1.80	49.0%	21.3%	27.7%
S2	4	1.80	2.70	NL	NP	-
S2	5	2.70	3.50	NL	NP	-
S2	6	3.50	4.00	NL	NP	-

PERFORACIÓN	MUESTRA	PROFUNDIDAD		LL%	LP%	IP%
		INICIO	FIN			
S2	7	4.00	5.80	35.4%	19.6%	15.8%
S2	8	5.80	8.00	36.0%	19.3%	16.7%

Tabla 4 Resumen ensayos Límites de Atterberg
Fuente: Elaboración propia

6.2 CÁLCULO DE PARÁMETROS POR CORRELACIÓN SPT

Se realiza la normalización del ensayo de penetración estándar, la corrección de los valores de campo obtenidos en el ensayo de SPT, según las metodologías usadas por los siguientes autores: Peck, Seed, Meyerhoff – Ishihara, Liao Whitman, Skempton, Seed – Idriss, Schmertmann, González, Kishida, JRB, Shiou & Fukui, JNR; igualmente se definen parámetros de resistencia del suelo presente, a partir de correlaciones con este ensayo.

La resistencia y propiedades de los materiales se determinaron mediante el ejercicio que integra el análisis de las correlaciones obtenidas del ensayo del SPT, laboratorio, bibliografía y experiencias anteriores.

Para el parámetro de fricción (φ') se realizó una primera aproximación a partir de la correlación con el ensayo SPT. Combinando las correcciones de energía y confinamiento el valor de N se expresa como N1e, se considera que para martillo anular e=45% y para martillo de seguridad e= 70% - 100%. Para Colombia se toma conservativamente e=45%. El valor de N de campo se corrige de la siguiente forma:

$$Ncrr = N * Cn * \eta1 * \eta2 * \eta3 * \eta4$$

Donde:

Ncrr: Valor de N corregido.
N: Valor de N de campo.
Cn: Factor de corrección por confinamiento efectivo.
η1: Factor de energía del martillo (0.45≤η1≤1).
η2: Factor de longitud de la varilla (0.75≤η2≤1).
η3: Factor por revestimiento interno de toma muestras (0.8≤η3≤1).
η4: Factor por diámetro de la perforación (>1 para D> 5", =1.15 para D=8").

Se calcula el promedio de las correcciones por confinamiento efectivo según las siguientes propuestas:

- Peck $$Cn = \frac{\log\left(\frac{20}{Rs}\right)}{\quad}$$
- Seed $$Cn = 1 - 1.25\log(Rs)$$

- Meyerhoff $$Cn = \frac{1.7}{0.7 + RS}$$
- Liao-Whitman $$Cn = \left(\frac{1}{Rs}\right)^{0.5}$$
- Skempton $$Cn = \frac{2}{1 + Rs}$$
- Seed-Idriss $$Cn = 1 - K * \log Rs$$
- Marcuson (K=1.41 para Rs<1; K=0.92 para Rs≥1)
- Schmertmann $$Cn = \frac{32.5}{10.2 + (20.3Rs)}$$
- González $$Cn = \log\left(\frac{10}{Rs}\right)$$

El valor del parámetro Rs se determina como el 10% del esfuerzo efectivo vertical, valor que se obtiene de la siguiente ecuación:

$$Rs = \frac{\sigma' v}{Pa}$$

Donde Pa= 1 atmosfera. Se estandariza a un esfuerzo vertical de referencia. Se determinan los factores de corrección η3 y η4 iguales a la unidad (1). Para η1=0.63 y para η2 como sigue:

PROFUNDIDAD MEDIA (m)	η2
<4.0	0.75
4.0≤ η2≤6.0	0.85
6.0≤ η2≤10.0	0.95
>10.0	1

Tabla 5 Factor de correlación η
Fuente: Elaboración propia

Finalmente se determina la correlación entre N y resistencia efectiva de los suelos por medio del criterio de Kishida, el cual es recomendado por aproximarse a los valores en suelos de nuestro país, mediante la siguiente expresión:

$$\varphi' eq = 15 + (12.5 * N1_{45})^{0.5}$$

$$C_u = K * N\ (Kpa)$$

Donde:

K: Constante (3.5 – 6.5 KPa)
N: Número de golpes obtenido en campo

El valor promedio sugerido de K es aproximadamente 4.4 KPa. Este criterio se ha observado es el que arroja los valores de cohesión más conservadores entre otros autores como Hunt (1984), Hara y otros (1971) y Terzaghi y Peck (1971); por consiguiente, este criterio se ajusta a los tipos de suelos encontrados en la zona.

Sondeo	Muestra	Profundidad Inicial (m.)	Profundidad Final (m.)	Profundidad Media (m.)	Golpes/pie			N_{CAMPO}
					1	2	3	
S1	2	0.00	1.80	0.90	3	6	6	12
S1	3	1.80	2.70	2.25	4	7	8	15
S1	4	2.70	4.00	3.35	5	8	9	17
S1	5	4.00	6.00	5.00	7	10	11	21
S1	6	6.00	8.00	7.00	11	12	13	25
S2	2	0.00	1.70	0.85	4	5	6	11
S2	4	1.70	2.60	2.15	5	7	7	14
S2	5	2.60	3.70	3.15	5	9	9	18
S2	7	3.70	5.80	4.75	7	10	10	20
S2	8	5.80	8.00	6.90	10	12	12	24

Tabla 6 Resumen ensayo SPT
Fuente: Elaboración propia

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	f (°) Promedio	s_v' (Ton/m²)	t (Ton/m²)
S1	0.90	28.4	1.56	0.84
S2	0.85	28.0	1.47	0.78

φ' (°)		Parámetros de Resistencia	
Valor Mínimo	28.0	c' prm (t/m²)	0.00
Valor Promedio	28.2	φ' prm (°)	28
Valor Máximo	28.4	φ' min (°)	28.0

Tabla 7 Resultado correlación SPT-Material 1
Fuente: Elaboración propia

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	f (°) Promedio	s_v' (Ton/m²)	t (Ton/m²)
S1	2.25	28.4	3.93	2.12
S2	2.15	28.4	3.76	2.03

φ' (°)		Parámetros de Resistencia	
Valor Mínimo	28.4	c' prm (t/m²)	0.0
Valor Promedio	28.4	φ' prm (°)	28
Valor Máximo	28.4	φ' min (°)	28.4

Tabla 8 Resultado correlación SPT-Material 2
Fuente: Elaboración propia

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	f (°) Promedio	s_v' (Ton/m²)	t (Ton/m²)
S1	3.35	28.4	5.90	3.18
S2	3.15	28.7	5.52	3.03

φ' (°)		Parámetros de Resistencia	
Valor Mínimo	28.4	c' prm (t/m²)	0.7
Valor Promedio	28.5	φ' prm (°)	23
Valor Máximo	28.7	φ' min (°)	28.4

Tabla 9 Resultado correlación SPT-Material 3

Fuente: Elaboración propia

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	f (°) Promedio	s_v' (Ton/m²)	t (Ton/m²)
S1	5.00	29.1	8.57	4.77
S1	7.00	29.5	12.06	6.82
S2	4.75	28.8	8.25	4.53
S2	6.90	29.4	11.93	6.73

φ' (°)		Parámetros de Resistencia	
Valor Mínimo	28.8	c' prm (t/m²)	0.0
Valor Promedio	29.2	φ' prm (°)	29
Valor Máximo	29.5	φ' min (°)	28.8

Tabla 10 Resultado correlación SPT-Material 4

Fuente: Elaboración propia

6.3 CÁLCULO DE PARÁMETROS POR APROXIMACIÓN

A continuación, se presenta un ejemplo para la determinación de los parámetros del sondeo 1, ya que este perfil representa el perfil promedio de suelo. Se aclara que para determinar los parámetros de resistencia del perfil correspondiente al sondeo 2 se utilizó la misma metodología.

- **Paso 1: Aproximación Inicial**

Según las ecuaciones de Schmertman 1970 se puede realizar una primera aproximación a los parámetros de resistencia a partir del número de golpes N:

- Parámetros de resistencia al corte

Para N > 25

$C = 0{,}22 * Ln(N_{SPT}) - 0{,}40$ Kg/cm²

$\Phi = 5{,}77 * Ln(0{,}1667 * N_{SPT}) + 24$

Para N < 25:

$C = 0{,}22 * Ln(N_{SPT}) - 0{,}40$ Kg/cm²

$\Phi = 5{,}35 * Ln(N_{SPT}) + 14{,}44$

- Módulo de Elasticidad E

$E = 766 * N_{SPT}$ *Schmertman (1970)* KN/m²

$E = 10 * [7{,}5 + (0{,}5 * N_{SPT})]$ *Bowles (1988)* Kg/cm²

Los valores para de los parámetros de resistencia para las muestras del sondeo 1 calculados a través de las ecuaciones de Schmertman 1970 son:

N (SPT)	C (KN/m²)	Φ (°)	E (KN/m²) Schmertman	E (KN/m²) Bowles
12	14	28	9192	13239
15	19	29	11490	14710
17	22	30	13022	15691
21	26	31	16086	17652
25	30	32	19150	19613

Tabla 11 Aproximación inicial parámetros de resistencia – Sondeo 1
Fuente: Elaboración propia

- **Paso 2: Relación de parámetros a partir de la Norma ASTM D 1586.**

Posteriormente se hace una segunda aproximación de acuerdo con la Norma ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586. En esta se presentan unas relaciones de los parámetros de resistencia del suelo a partir del número de golpes N del ensayo SPT:

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	φ
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

Tabla 12 Relación de valores para los parámetros de resistencia en suelos granulares
Fuente: Elaboración propia

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm2) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm2)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

Tabla 13 Relación de valores para los parámetros de resistencia en suelos Cohesivos
Fuente: Elaboración propia

Los valores para de los parámetros de resistencia para las muestras del sondeo 1 calculados a través de acuerdo con la Norma ASTM INTERNATIONAL son:

Muestra	N (SPT)	Pasa tamiz # 4 (%)	Pasa tamiz # 200 (%)	C (KN/m²) ASTM D 1586	Φ (°) ASTM D 1586	C (KN/m²) ASTM D 1586	Φ (°) ASTM D 1586	E (KN/m²) ASTM D 1586	C (KN/m²)	Φ (°)
M2 CH)	12	100.00%	93.29%	0	36	77	0	6935	72	2
M3 (SM)	15	100.00%	33.33%	0	36	98	0	8826	33	24
M4 (SM)	17	100.00%	30.39%	0	37	111	0	10264	34	26
M5 (CL)	21	99.11%	80.55%	0	38	137	0	13141	110	7
M6 (CL)	25	98.96%	78.95%	0	39	163	1	16018	129	8

Tabla 14 Segunda aproximación parámetros de resistencia – Sondeo 1
Fuente: Elaboración propia

Nota: Para valores de N (SPT) intermedios a los rangos que se muestran en las tablas anteriores, se realiza una interpolación a partir de los valores que indican dichas tablas.

Para realizar la segunda aproximación de los parámetros de resistencia, se hace una ponderación de acuerdo con los resultados de laboratorio, teniendo en cuenta los porcentajes de la granulometría realizados a cada muestra. La ponderación consiste en asumir que la fracción fina (% que pasa el tamiz 200) se comporta como cohesiva, mientras que la fracción restante se comporta como friccionante.

Ponderación por granulometría	
C (KN/m²)	Φ (°)
77*0.9329 = 72	35.5*(1-0.9329) = 2
98*0.3333 = 33	36.25*(1-0.3333) = 24
111*0.3039 = 34	36.75*(1-0.3039) = 26
137*0.8055 = 110	37.75*(1-0.8055) = 7
163*0.7895 = 129	38.75*(1-0.7895) = 8

Tabla 15 Ponderación por granulometría de parámetros de resistencia – Sondeo 1
Fuente: Elaboración propia

- **Paso 3: Ponderación final de parámetros**

Finalmente, a partir de las dos aproximaciones y la experiencia profesional del geotecnista en este tipo de suelos y su comportamiento geotécnico, se determinan los parámetros finales. Para esto se tiene en cuenta tanto el promedio que se obtiene con las dos aproximaciones, como los parámetros sugeridos por la literatura existente y la experiencia del geotecnista en este tipo de depósitos.

Sondeo 1	Aproximación 1 (Inicial)			Aproximación 2 (Granulometría)			Parámetros finales		
Muestra	C (KN/m²)	Φ (°)	E (KN/m²)	C (KN/m²)	Φ (°)	E (KN/m²)	C (KN/m²)	Φ (°)	E (KN/m²)
M2 CH)	14	28	11215	72	2	6935	43	7	9075
M3 (SM)	19	29	13100	33	24	8826	26	25	10963
M4 (SM)	22	30	14356	34	26	10264	28	27	12310
M5 (CL)	26	31	16869	110	7	13141	68	12	15005
M6 (CL)	30	32	19382	129	8	16018	80	13	17700

Tabla 16 Ponderación final de parámetros de resistencia – Sondeo 1
Fuente: Elaboración propia

Nota: Se utilizó la misma metodología para determinar los parámetros de resistencia de los del perfil de suelo del sondeo 2.

6.4 PARÁMETROS BIBLIOGRAFÍA

A continuación, se definieron los rangos de valores típicos de parámetros geomecánicos, para los materiales que conforman el perfil estratigráfico de acuerdo con la siguiente bibliografía.

- **Relación de parámetros a partir de la Norma ASTM D 1586**

De acuerdo con la Norma ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586 y las correlaciones similares que propone Carlos Crespo Villalaz en "Mecánica de suelos y cimentaciones". En esta se presentan unas relaciones de los parámetros de resistencia del suelo a partir del número de golpes N del ensayo SPT:

a) Relación de valores para los parámetros de resistencia en suelos granulares:

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	φ
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

Tabla 17 Parámetros mecánicos del suelo-valor N del ensayo SPT suelos Granulares
Fuente: Peck, Hanson y Thornburn, Foundation Engineering (2 edition, 1974) y Joseph Bowles, Foundation analysis and design

b) Relación de valores para los parámetros de resistencia en suelos Cohesivos:

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm2) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm2)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

Tabla 18 Parámetros mecánicos del suelo-valor N del ensayo SPT suelos Cohesivos
Fuente: Peck, Hanson y Thornburn, Foundation Engineering (2 edition, 1974) y Joseph Bowles, Foundation analysis and design

TIPO DE SUELO	GRANULOMETRIA <0,06 mm	GRANULOMETRIA <2,0 mm	LÍMITES DE ATTERBERG (Fracción <0,04 mm)			PESO ESPECIFICO		HUMED. NATURAL	PROCTOR NORMAL		DEFORMABILIDAD (2)			RESISTENCIA AL CORTE			PERM.
	mm %	mm %	w_L %	w_p %	I_p %	γ t/m³	γ_{sum} t/m³	w %	D_{pr} t/m³	w_{pr} %	$E_s = E_e \left(\frac{\sigma}{\sigma_{ef}}\right)^a$ E_s 32 cm²		φ' (°)	c' t/m²	φ_r	K m/s	
Grava	<5	<60	—	—	—	1,60 1,90	0,95 1,05	5 2	1,70 1,90	8 5	400 900	0,60 0,40	34 42	— —	32 35	2.10^{-1} 1.10^{-2}	
Grava arenosa con pocos finos	<5	<60	—	—	—	2,10 2,30	1,15 1,35	7 3	2,00 2,25	7 4	400 1100	0,70 0,50	35 45	— —	32 35	1.10^{-2} 1.10^{-4}	
Grava arenosa con finos limosos o arcillosos que no alteran la estructura granular	8 15	<60	20 45	16 25	4 25	2,10 2,40	1,15 1,45	9 3	2,10 2,35	7 3	400 1200	0,70 0,50	35 43	1 0	32 35	1.10^{-3} 1.10^{-4}	
Mezcla de gravas y arenas envueltas por finos	20 40	<60	20 50	16 25	4 30	2,00 2,25	1,05 1,30	13 5	1,90 2,20	10 5	150 400	0,90 0,70	28 35	3 0,5	22 30	1.10^{-4} 1.10^{-11}	
Arena uniforme a) Fina	<5	100	—	—	—	1,60 1,90	0,95 1,10	22 8	1,60 1,75	15 10	150 300	0,75 0,60	32 40	— —	30 32	2.10^{-4} 1.10^{-5}	
Arena uniforme b) Gruesa	<5	100	—	—	—	1,60 1,90	0,95 1,10	16 6	1,60 1,75	13 8	250 700	0,70 0,55	34 42	— —	30 34	5.10^{-3} 2.10^{-4}	
Arena bien graduada y arena con grava	<5	60	—	—	—	1,80 2,10	1,00 1,20	11 5	1,90 2,15	10 6	200 600	0,70 0,55	33 41	— —	32 34	5.10^{-4} 2.10^{-5}	
Arena con finos que no alteran la estructura granular	8 15	>60	20 45	16 25	4 25	1,90 2,25	1,05 1,30	15 4	2,00 2,20	13 7	150 500	0,80 0,65	32 40	1 0	30 32	1.10^{-5} 1.10^{-7}	
Arena con finos que alteran la estructura granular	20 40	>60	20 50	16 30	4 30	1,80 2,15	0,90 1,10	20 8	1,70 2,00	18 12	50 250	0,90 0,75	25 32	5 1	22 30	1.10^{-7} 1.10^{-10}	
Limo poco plástico	>50	>80	25 35	20 28	4 11	1,75 2,10	0,95 1,10	28 15	1,60 1,80	22 15	40 110	0,80 0,60	28 35	2 0,5	25 30	1.10^{-5} 1.10^{-6}	
Limo de plasticidad media a alta	>80	>100	35 50	22 25	7 20	1,70 2,00	0,85 1,05	35 20	1,55 1,75	23 16	30 70	0,90 0,70	25 33	-3 1	22 29	2.10^{-6} 1.10^{-8}	
Arcilla de baja plasticidad	>80	100	25 35	15 22	7 16	1,90 2,20	0,95 1,20	28 14	1,65 1,85	20 14	20 50	1,00 0,90	24 32	6 1,5	20 28	1.10^{-7} 2.10^{-9}	
Arcilla de plasticidad media	>90	100	40 50	18 25	16 28	1,80 2,10	0,85 1,10	38 18	1,55 1,75	23 17	10 30	1,00 0,95	20 30	8 2	10 20	5.10^{-9} 1.10^{-10}	
Arcilla de alta plasticidad	100	100	60 85	20 35	33 55	1,65 2,00	0,70 1,00	55 20	1,45 1,65	27 20	6 20	1,00 1,00	17 27	10 2	6 15	1.10^{-9} 1.10^{-11}	
Limo o arcilla orgánicos	>80	100	45 70	30 45	10 30	1,55 1,90	0,55 0,90	60 30	1,45 1,70	27 18	5 20	1,00 0,85	20 26	3 2	15 22	1.10^{-7} 1.10^{-11}	
Turba	—	—	—	—	—	1,04 1,30	0,04 0,30	800 100	—	—	3 8	1,00 1,00	25 30	1,5 0,5	—	1.10^{-7} 1.10^{-9}	
Fango	—	—	100 250	30 80	50 170	1,25 1,60	0,25 0,60	200 50	—	—	4 15	1,00 0,90	22 28	2 0,5	—	1.10^{-7} 1.10^{-9}	

Tabla 19 Parámetros de resistencia-bibliografías

Fuente: Grundbau-Taschenbuch. 3ª ed. 1ª Parte. 1980

c) Cohesión última

En la Tabla 20 se presenta la correlación clásica entre el valor N y la cohesión no drenada (Cu), para suelos cohesivos.

CONSISTENCIA	NSPT	cu kN/m2
Muy suave	< 2	< 12
Suave	2 – 4	12--25
Media	4 – 8	25--50
Rígido	8 – 15	50--100
Muy rígido	15 – 30	100--200
Duro	> 30	> 200

Tabla 20 Parámetros de resistencia-bibliografías

Fuente: Grundbau-Taschenbuch. 3ª ed. 1ª Parte. 1980

6.5 PARÁMETROS DE RESISTENCIA PARA DISEÑO

De acuerdo con la exploración geotécnica realizada, los horizontes de suelo identificados y las características geológicas reconocidas en campo, así como las propiedades obtenidas a partir de los ensayos de laboratorio, se establece el modelo geológico-geotécnico correspondiente al área del eje del puente proyectado. En este modelo se definen los parámetros de resistencia al corte y compresibilidad considerados para el diseño, los cuales se asignaron de manera representativa para cada capa, con base en la similitud de los materiales identificados en los dos sondeos efectuados.

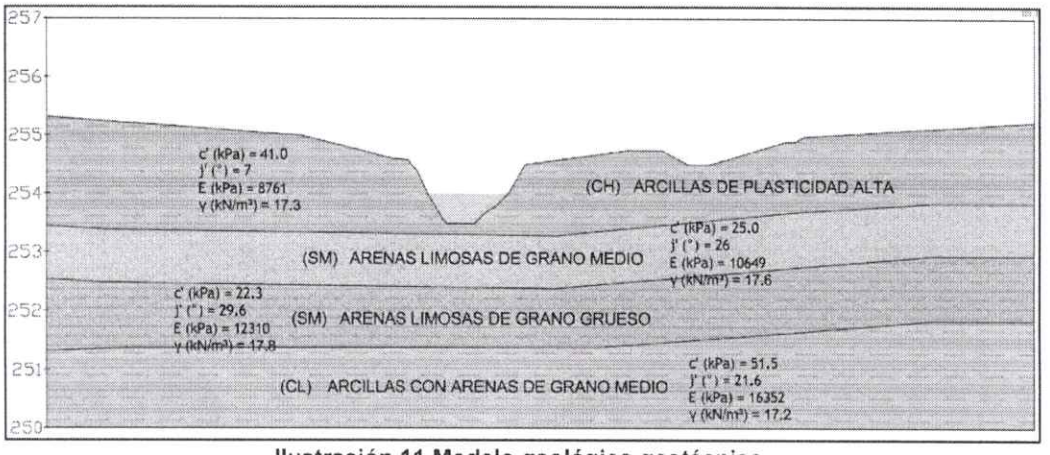


Ilustración 11 Modelo geológico geotécnico.
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta el resumen de los parámetros de diseño, definidos a partir de exploración geotécnica directa, resultados de laboratorios, correlación y bibliografía empleadas para cada uno de los materiales.

Estrato	Parámetro	Laboratorio	Bibliografía	Correlación/SPT	Diseño
a. (0.95-1.75m) Arcillas de plasticidad alta	c' (kPa)	-	20-80	41	41
	φ' (°)	-	17-27	7	7
	E (kPa)	-	20000-40000	8760.5	8761
	v	-	0,30-0,35	-	0.3
	γ (kN/m³)	17.3	18,00-21,00	-	17.30
	qu (kN/m2)	-	50-100	-	82.0
	Su (kN/m2)	-	25-50	-	41.0
	N prom	11.5	-	-	12.0
b. (1.90-2.65m) Arenas de grano medio	c' (kPa)	-	5-15	24.5	25
	φ' (°)	-	30-40	25.5	26
	E (kPa)	-	15000-50000	10648.5	10649
	v	-	0,20-0,40	-	0.35
	γ (kN/m³)	17.6	16,00-21,00	-	17.60

Estrato	Parámetro	Laboratorio	Bibliografía	Correlación/SPT	Diseño
	qu (kN/m2)	-	50-100	-	50.0
	Su (kN/m2)	-	25-50	-	25.0
	N prom	14.5	-	-	15.0
c. (2.65-3.85m) Arenas limosas de grano grueso	c' (kPa)	-	5-15	28.5	22.3
	φ' (°)	-	30-40	27	29.6
	E (kPa)	-	15000-50000	12310	12310
	v	-	0,20-0,40	-	0.4
	γ (kN/m³)	17.8	16,00-21,00	-	17.8
	qu (kN/m2)	-	50-100	-	44.6
	Su (kN/m2)	-	25-50	-	22.3
	N prom	17.0	-	-	17.0
d. (3.85-8.00m) Arcillas con arenas de grano medio	c' (kPa)	-	20-80	71.5	51.5
	φ' (°)	-	17-27	12.5	21.6
	E (kPa)	-	20000-40000	16352	16352
	v	-	0,30-0,35	-	0.35
	γ (kN/m³)	17.1	18,00-21,00	-	17.20
	qu (kN/m2)	-	50-100	-	103.0
	Su (kN/m2)	-	25-50	-	51.5
	N prom	22.5	-	-	23.0

Tabla 21 Parámetros de resistencia de diseño

Fuente: Elaboración propia

7 ANÁLISIS GEOTÉCNICO

7.1 ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA PUENTE PROYECTADO

En el paso sobre el caño Las Conchas, ubicado en la vereda El Conchal, zona rural del municipio de Nunchía (Casanare), se proyecta la construcción de un puente con una luz aproximada de 10 metros, cimentado de forma superficial, el cual se constituye como una solución definitiva de movilidad y conectividad vial para la comunidad de la región. A continuación, se presenta el análisis de capacidad de carga y asentamientos con base en la Norma Colombiana para el Diseño de Puentes CCP-14 y la definición de otros parámetros de interacción suelo-estructura.

7.1.1 Capacidad de carga cimentación superficial

Se presenta el análisis de capacidad de carga para cimentación superficial tipo zapatas de acuerdo con la metodología establecida en la Norma Colombiana para el de Diseño de Puentes CCP-14, teniendo en cuenta que la cimentación será sobre suelo no cohesivo y que se encuentra sobre o adyacente a terreno inclinado.

Método/Suelo/Condición		Factor de Resistencia
Capacidad de carga, φ_b	Suelos No cohesivos. Método teórico (Munfakh et al., 2001) Método semi empírico (Meyerhof, 1957)	**0,45**

Tabla 22 Factor de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia.

Fuente: Tomado de Tabla 10.5.5.2.2-1 – Factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia. CCP-14.

La capacidad de carga se determina de acuerdo con la metodología establecida en el numeral 10.6.3.1.1 del CCP-14, la capacidad de carga mayorada q_R, en el estado límite de resistencia debe tomarse como:

$$q_R = \varphi_b q_n$$

Donde:

φ_b = factor de resistencia
q_n = capacidad de carga nominal (MPa)

La capacidad de carga nominal se calcula como:

$$q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0{,}5\gamma B N_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

Donde:

$N_{cm} = N_c s_c i_c$
$N_{qm} = N_q s_q c_q d_q i_q$
$N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma c_\gamma i_\gamma$

Donde:

c = cohesión, tomada como la resistencia al corte no drenado (MPa)
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga
γ = peso unitario total (húmedo) (N/mm^3)
D_f =profundidad de empotramiento de la zapata (mm)
B = ancho de la zapata (mm)
$C_{wq}, C_{w\gamma}$ = factores de corrección para tener en cuenta la ubicación del nivel freático
s_c, s_γ, s_q = factores de corrección de forma de la zapata
d_q = factor de corrección para tener en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla que pasa a través del material no cohesivo por encima de la cota de elevación del punto de apoyo.
i_c, i_q, i_γ = factores de corrección por inclinación de la carga

En el Anexo 4 se presenta la memoria de cálculo de la capacidad de carga nominal para cimientos superficiales para los estribos del puente proyectado.

Teniendo en cuenta la naturaleza predominante de los materiales del suelo de fundación, como se muestra en el Modelo geológico geotécnico de la Ilustración 11, suelos se pueden definir como No cohesivos.

La capacidad de carga nominal para cimiento superficial en suelo no cohesivo, calculado según la metodología del CCP-14 es:

$$q_n = 2{,}2095\ MPa = \mathbf{2209{,}5\ KN/m^2}$$

La capacidad de carga mayorada q_R en el estado límite de resistencia es:

$$q_R = \varphi_b q_n$$
$$q_R = 0{,}45\ x\ 2209{,}5 \frac{KN}{m^2} = 994{,}3\ \mathbf{KN/m^2}$$

Resumen capacidad de carga admisible:

	DIMENSIONES			CAPACIDAD DE CARGA CCP-14		CARGA A SOPORTAR	CUMPLE
	B (m)	L (m)	Df (m)	KN/m^2	KN	KN	
Ambos estribos	2,7	4,0	2,5	994,3	10738,24	1143	**SI**

Tabla 23 Resumen de la capacidad de carga admisible por cada apoyo.
Fuente: Elaboración propia

Nota: Se tienen en cuenta las siguientes cargas preliminares a soportar por cada estribo:
Peso propio (DC) = 65 Ton
Carga Muerta (DW) = 110 Ton
Carga viva (LL) = 46 Ton.
Sobrecarga viva (LL) = 46 Ton.

Total carga =114.3 Ton (1143 kN)

7.1.2 Recomendaciones de cimentación

Teniendo en cuenta las condiciones geotécnicas del terreno, se recomienda adoptar una cota de cimentación mínima de 252.5 m s. n. m., apoyada sobre un relleno de mejoramiento conformado con material tipo subbase granular (T_{max} = 2½"), con un espesor aproximado de 0.8 m. Este estrato de mejoramiento tiene como propósito optimizar las propiedades geotécnicas del suelo de fundación, incrementar su capacidad portante y proporcionar una superficie de apoyo estable, uniforme y de adecuada rigidez, garantizando un comportamiento estructural compatible con las condiciones de servicio de las obras proyectadas.

La capa de mejoramiento deberá extenderse bajo toda el área de cimentación de la estructura y ser ejecutada siguiendo procedimientos de control de calidad que aseguren su adecuada compactación y densidad. Previo a su colocación, se debe disponer un geotextil tejido tipo T3000 en la interfaz entre el suelo natural y el material de mejoramiento, con el fin de evitar la migración de finos, garantizar la separación de materiales y mejorar el confinamiento del relleno, contribuyendo así a la estabilidad y durabilidad del sistema de cimentación.

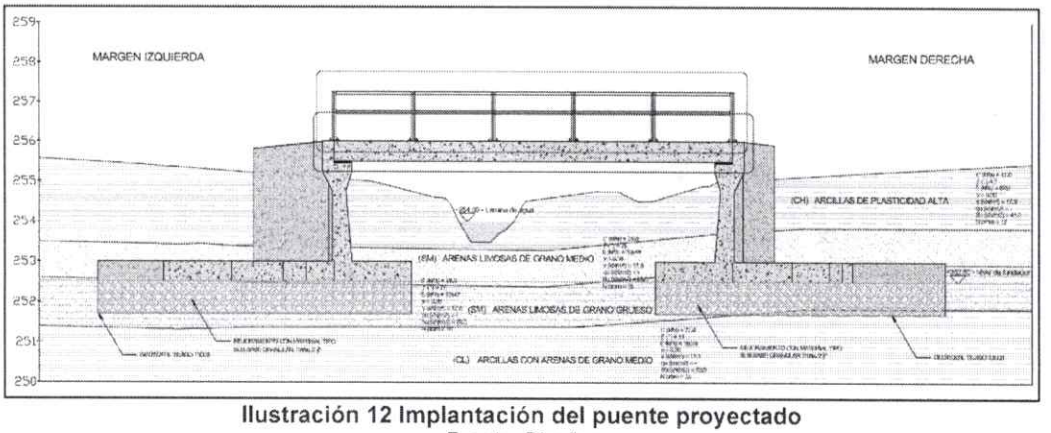


Ilustración 12 Implantación del puente proyectado
Fuente: Diseños

7.1.3 Asentamientos

Asentamientos en suelos no cohesivos:

De acuerdo con lo dispuesto en el CCP-14, los asentamientos de zapatas en suelos no cohesivos deben estimarse utilizando la teoría elástica o procedimientos empíricos.

Teniendo en cuenta las características del suelo de fundación y las características de la cimentación, se adopta el método del semiespacio elástico, el cual asume que la zapata es flexible y se apoya en un suelo homogéneo de profundidad infinita.

De esta manera, el asentamiento elástico de zapatas, en mm, se estima como:

$$S_e = \frac{[q_0\,(1-\nu^2)\sqrt{A'}]}{E_s \beta_Z}$$

Donde:

q_0 = esfuerzo vertical aplicado (MPa)
A' = área efectiva de la zapata (mm^2)
E_s = módulo de elasticidad del suelo (MPa)
β_Z = factor de forma
ν = relación de Poisson

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

Tabla 24 Factores de forma (elasticidad y rigidez), EPRI (1983).
Fuente: Tabla 10.6.2.4.2-1 CCP-14

Módulo de Poisson aproximado:	
Material	**Poisson**
Arcilla húmeda	0.10 - 0.30
Arcilla arenosa	0.20 - 0.35
Arcilla saturada	0.45 - 0.50
Limo	0.30 - 0.35
Limo saturado	0.45 - 0.50
Arena suelta	0.20 - 0.35
Arena densa	0.30 - 0.40
Arena fina	0.25
Arena gruesa	0.15
Rocas	0.15 - 0.25
Loess	0.10 - 0.30
Concreto	0.15 - 0.25
Acero	0.28 - 0.31

Tabla 25 Valores del módulo de Poisson.

Una vez hechos los reemplazos correspondientes en la ecuación anterior, se obtienen los asentamientos así:

L/B	1,5	
q_0	0,297	MPa
A'	1,08E+07	mm^2
E_s	24,8	MPa
βz	1,090	
ν	0,37	

$$S_e = 31,11\ mm$$

El valor de asentamiento estimado de acuerdo con la metodología sugerida en el CCP-14, es de 31,11 mm (3,11 cm). Este asentamiento es permisible y se considera que no incidirá desfavorablemente en la cimentación de la estructura proyectada.

7.1.4 Interacción suelo – estructura

Módulo de Balasto

La consideración de la interacción suelo–estructura en el diseño de fundaciones permite establecer la respuesta del suelo de fundación ante la presencia de las estructuras de cimentación. El Módulo de Reacción del suelo es un parámetro que permite calcular los esfuerzos y deformaciones en la interacción suelo–estructura.

El coeficiente de balasto es un coeficiente estático de interacción suelo-estructura, que puede obtenerse a partir del ensayo de placa de carga, con unas dimensiones habituales de placa cuadrada de 30x30cm, a partir del cual se obtiene el coeficiente K30; aunque en la práctica es poco común la realización de este ensayo debido a restricciones por disponibilidad del equipo requerido para tal fin y a los costos que esto representa. Por lo anterior, es común emplear correlaciones existentes en la literatura, mediante las cuales se pueden dar valores orientativos que se obtendrían de ensayos de placa de carga en función del tipo de suelo de cimentación y su respectivo ajuste para las dimensiones del cimiento.

b: ancho equiv. (m)	l: longitud o lado mayor (m)	Granulares	
		Ks (kN/m^3) cuadrada	Ks (kN/m^3) rectangular
1,00	2,00	16900	14083
1,50	3,00	14400	12000
2,00	4,00	13225	11021
2,50	5,00	12544	10453
3,00	6,00	12100	10083
3,50	7,00	11788	9823
4,00	8,00	11556	9630
4,50	9,00	11378	9481
5,00	10,00	11236	9363

Tabla 26 Valores del Módulo de Reacción del Suelo para zapatas cuadradas y rectangulares.
Fuente: Elaboración propia

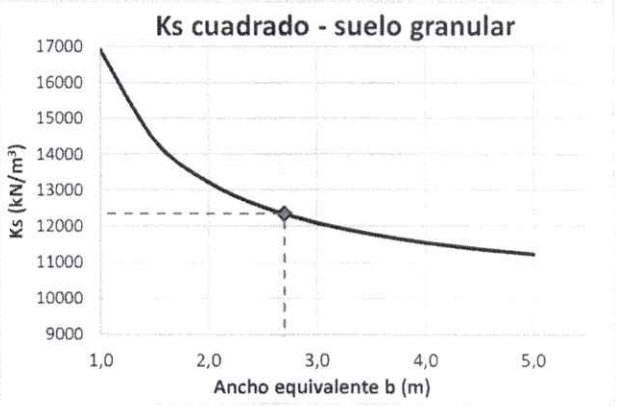


Ilustración 13 Comportamiento del ancho del cimiento vs Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaboración propia

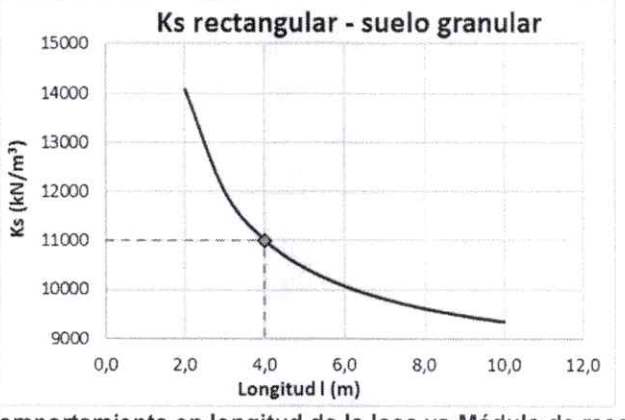


Ilustración 14 Comportamiento en longitud de la losa vs Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaboración propia

Para la zapata rectangular proyectada de ancho B = 2.7m y longitud L = 4.0m, se estima un valor de módulo de reacción del suelo de **Ks = 14.083 kN/m^3**.

7.1.5 Coeficiente de Presión de Tierras Activo (Ka) y Pasivo (Kp).

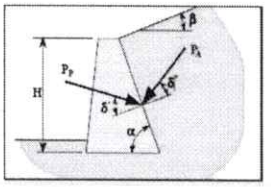
Descripcion	Estado Activo	Estado Pasivo
Coulomb Estatico $\alpha=\pi/2$ $\delta'=\beta=0$	$ka = 1-sen\phi/1+sen\phi$ $ka = \tan^2(\pi/4-\phi/2)$	$kp = 1+sen\phi/1-sen\phi$ $kp = \tan2\ (\pi/4+\phi/2)$
Mononobe-Okabe Analisis pseudo-estatico	$ka = (1-a_v)sen^2(\alpha+\phi-\psi)/D_A cos\phi sen^2\alpha sen(\alpha-\delta'-\psi)$ $D_A = (1+\ sen(\phi+\delta')sen(\phi-\beta-\psi)/sen(\alpha-\delta')sen(\alpha+\beta))$	$kp = sen^2(\alpha-\phi)/D_P sen^2\alpha sen(\alpha+\delta')$ $D_P = (1-\ sen(\phi+\delta')sen(\phi+\beta)/sen(\alpha+\delta')sen(\alpha+\beta))^2$
Donde $\psi = \tan^{-1}(a_h/1-a_v)$ β = angulo del terreno con la horizontal α = angulo de la cara del muro con la horizontal δ' = angulo de las fuerzas con la cara normal a la cara del muro a_h = aceleracion horizontal del terreno, debida a sismo a_v = aceleracion vertical del terreno, debida a sismo		

Tabla 27 Cálculo del coeficiente de presión de tierras (ka, kp).
Fuente: Elaboración propia

Los coeficientes de tierras activo y pasivo calculados según Coulomb y Mononobe – Okabe se presentan en la Tabla 28.

Ø	COULOMB		Mononobe-Okabe	
	ka	kp	ka	kp
24,72	0,41	2,44	0,61	2,44
23,24	0,43	2,30	0,63	2,30
35	0,27	3,69	0,47	3,69

Tabla 28 Valores de Ka y Kp.
Fuente: Elaboración propia

7.1.6 Parámetros sísmicos de diseño

Con base en los resultados obtenidos de los trabajos de investigación del subsuelo y de acuerdo con la Norma Colombiana para el Diseño de Puentes CCP-14, ubican el área de estudio en una Zona de Desempeño Sísmico IV.

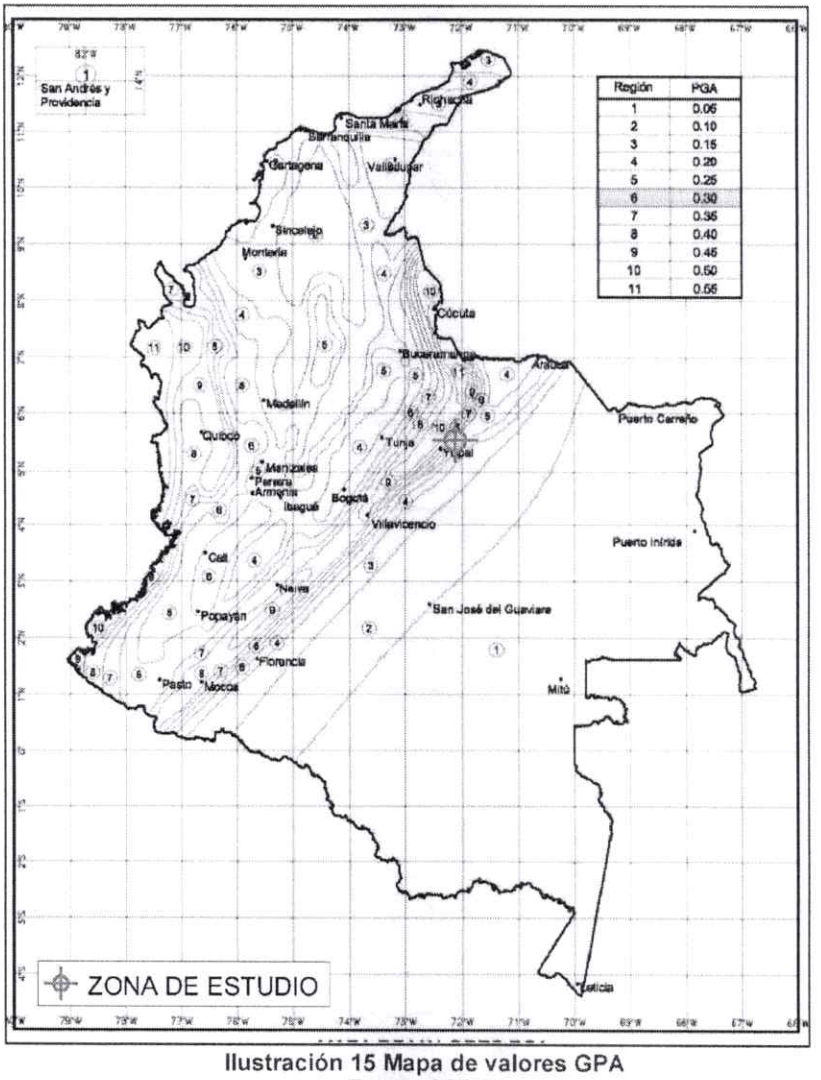


Ilustración 15 Mapa de valores GPA

Fuente: CCP-14

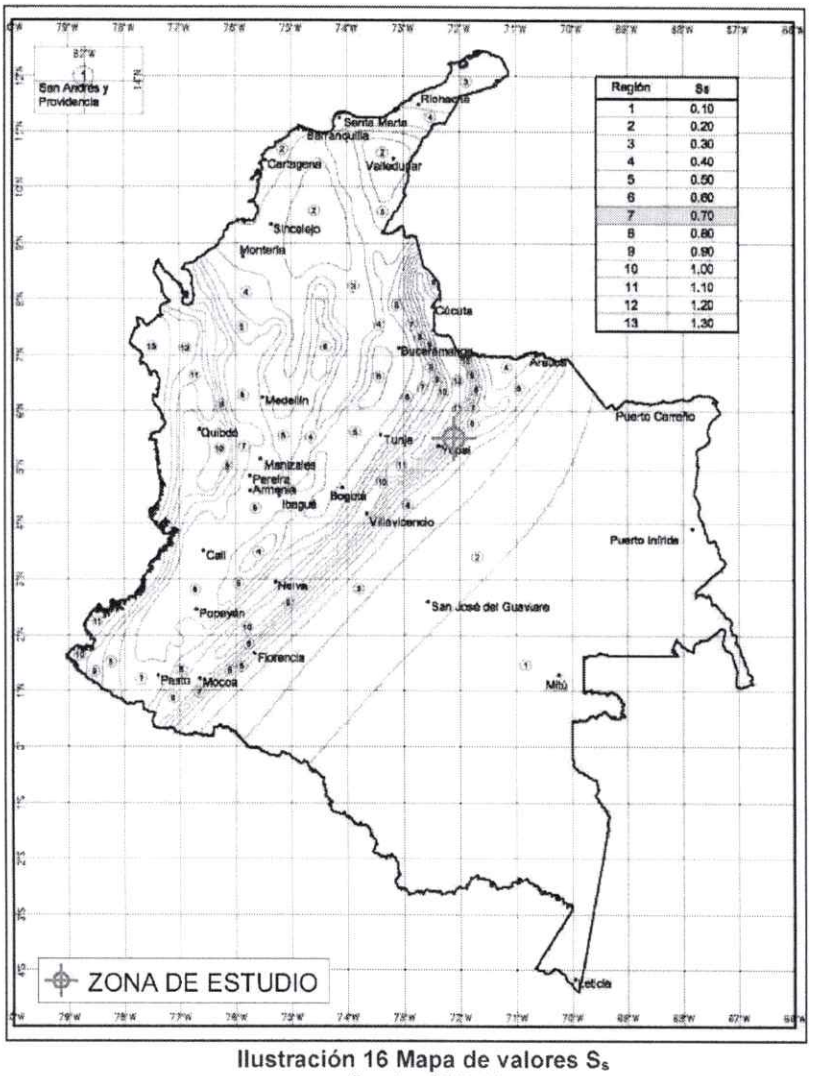


Ilustración 16 Mapa de valores S_s

Fuente: CCP-14

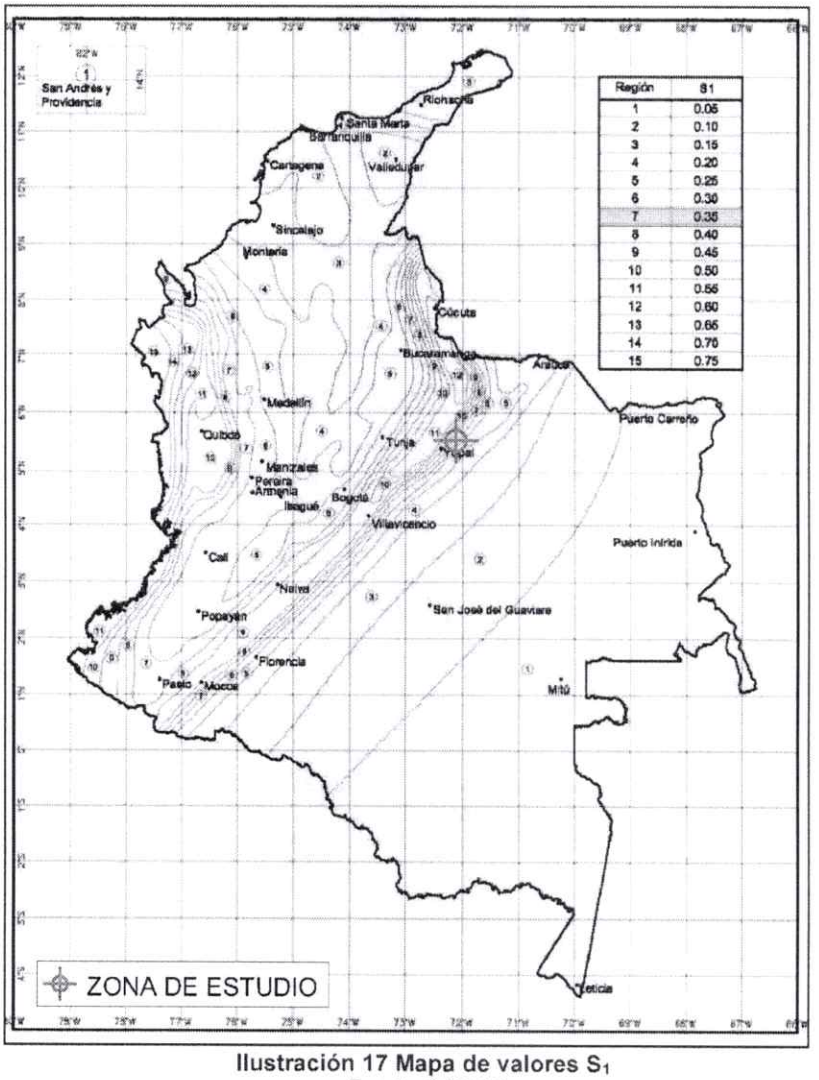


Ilustración 17 Mapa de valores S_1
Fuente: CCP-14

PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO	VALOR
Perfil Tipo de Suelo.	D
Factor de Sitio (F_{pga}).	1,20
Aceleración Pico Horizontal del Terreno (PGA).	0,30
Factor de Sitio en el intervalo de periodos de vibración cortos del espectro de aceleraciones (F_a).	1,24
Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un periodo de vibración de 0,2 segundos (S_S).	0,70
Factor de Sitio (F_V).	1,70
S_{D1}	0,60

PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO	VALOR
S_{DS}	0,87
Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un periodo de vibración de 1,0 segundos (S_1).	0,35
Periodo de vibración del modo de vibración m (Tm).	0,69
Coeficiente Elástico de Respuesta Sísmica (C_{sm}).	0,87
Zona de Desempeño Sísmico.	**4**

Tabla 29 Parámetros de movimientos sísmicos de diseño
Fuente: Elaboración propia

7.1.7 Coeficientes sísmicos para análisis de estabilidad

- **Componente Horizontal para análisis seudo estático de taludes**

El coeficiente sísmico para estabilidad de laderas se calcula teniendo en cuenta lo indicado por la NSR-10, específicamente en la Tabla H.5.2-1 Valores de K_{ST}/A_{max} mínimos para análisis seudo estático de taludes.

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

Tabla 30 Valores de K_{ST}/A_{max} mínimos para análisis Pseudoestático de taludes
Fuente: Tabla H.5.2-1 Valores de K_{ST}/A_{max} mínimos para análisis seudo estático de taludes, NSR-10

Aceleración máxima en superficie (Aceleración Pico Horizontal del Terreno PGA, de acuerdo con el CCP-14) = 0,30 g

A_{max} = 0,30 g
K_{ST}/A_{max} = 0,80

K_{ST} = 0,24 g

Coeficiente sísmico horizontal de diseño para análisis Pseudoestático de taludes= 0,24 g.

- **Componente vertical para análisis seudo estático de taludes**

De acuerdo con lo establecido en el numeral A.2.8.1 del título A de la NSR-10, se toma como componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño, las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales.

K_{ST}*2/3 = 0,16 g

Coeficiente sísmico vertical de diseño para análisis pseudoestático de taludes = 0,16 g

Nota: Para el caso de excavaciones temporales, se tiene en cuenta que corresponde a una etapa de construcción y los parámetros sísmicos seudo estáticos serán el 50% de los de diseño, como se especifica en la Tabla H.2.4.-1 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos, NSR-10. Es decir, que el coeficiente sísmico horizontal en la etapa de construcción puede tomarse como 0,15 g y el componente vertical como 0,08 g.

7.2 ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA EXCAVACIONES

Teniendo en cuenta que se requiere realizar cortes del terreno para la construcción de las obras de drenaje y para las obras complementarias como la cimentación del puente, se realizan a continuación las recomendaciones pertinentes para garantizar desde el punto de vista geotécnico, la estabilidad de los taludes de excavación y de la cimentación del puente, así como la protección de los taludes en el área de intervención. Finalmente se realiza un análisis de estabilidad para verificar a nivel de estabilidad general que se cumpla con los factores de seguridad mínimos requeridos según la NSR-10, que para el caso de etapa de diseño corresponden a 1.5 para análisis en condición estática y 1.05 en condición seudo estática.

Para el caso de situaciones temporales como las excavaciones para la construcción de la cimentación del puente, se consideran los factores de seguridad mínimos para la etapa constructiva, según la NSR-10, que para condición seudo estática es de 1.00 y para análisis en condición estática es de 1.25.

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Tabla 31 Factores de seguridad mínimos requeridos para análisis de estabilidad

Fuente: Tabla H.2.4.-1 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos, NSR-10.

7.2.1 Excavaciones y rellenos para la construcción de las estructuras

En función de la topografía del terreno, las cotas de diseño del puente, las obras de drenaje y el área total a intervenir, se requiere la ejecución de cortes y la conformación de rellenos para el desarrollo de las actividades constructivas. Considerando las características geotécnicas de los materiales que conforman el subsuelo, se recomienda que los cortes necesarios para la cimentación del puente, especialmente en la zona posterior a los estribos, se realicen con taludes inclinados a una pendiente aproximada de 80°, lo cual garantiza la estabilidad del terreno durante la etapa constructiva. En la zona interna correspondiente al cauce del caño, los cortes podrán proyectarse de forma vertical (90°),

con el fin de minimizar la intervención sobre la geometría natural del canal y preservar su sección hidráulica. Las áreas de excavación proyectadas se observan en la Ilustración 18.

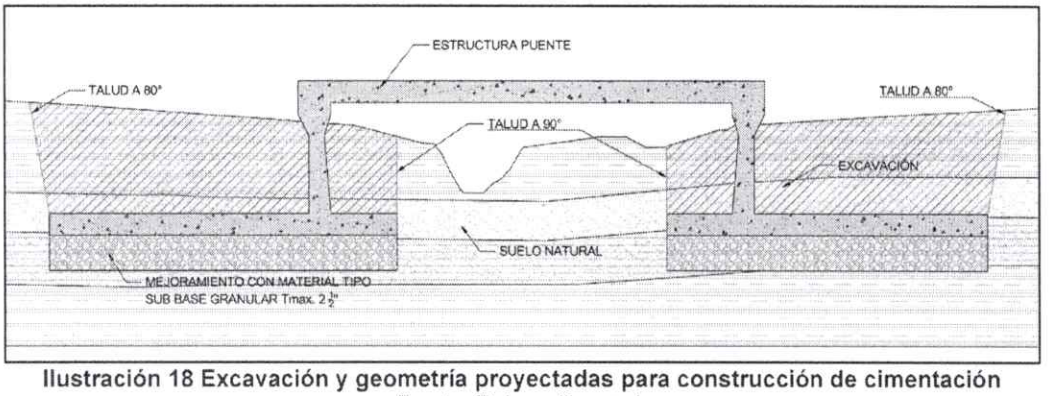


Ilustración 18 Excavación y geometría proyectadas para construcción de cimentación
Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presenta el análisis de estabilidad general con el propósito de verificar que la geometría de los cortes proyectados resulte estable durante la etapa constructiva, tanto en los taludes posteriores a los estribos como en los cortes internos del área del puente. En el análisis se evaluaron todas las secciones de taludes previstas en la zona de intervención; sin embargo, en el presente informe se muestran los resultados correspondientes al talud posterior y al talud interno, los cuales presentan los valores de factor de seguridad más bajos obtenidos, con el fin de adoptar un criterio conservador en la evaluación de la estabilidad global del proyecto.

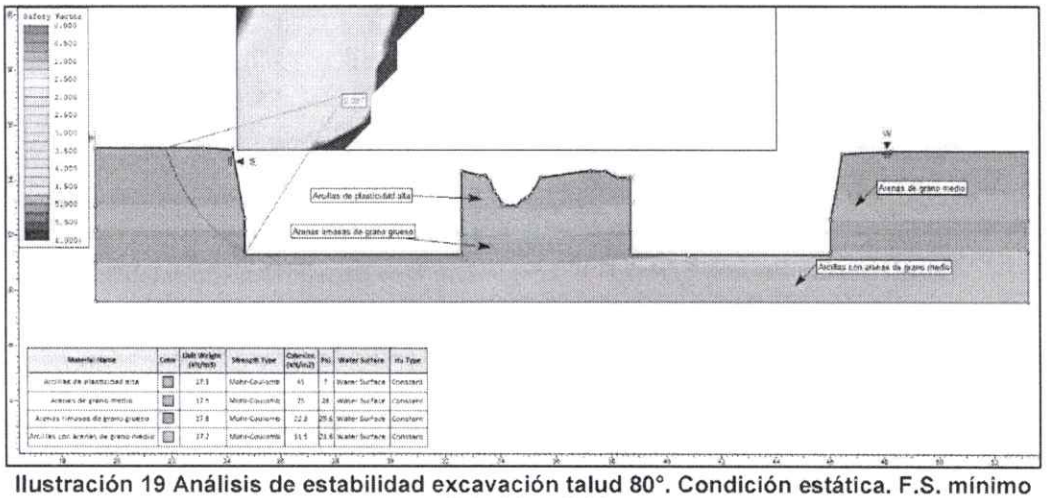


Ilustración 19 Análisis de estabilidad excavación talud 80°. Condición estática. F.S. mínimo obtenido = 2.03
Fuente: Elaboración propia

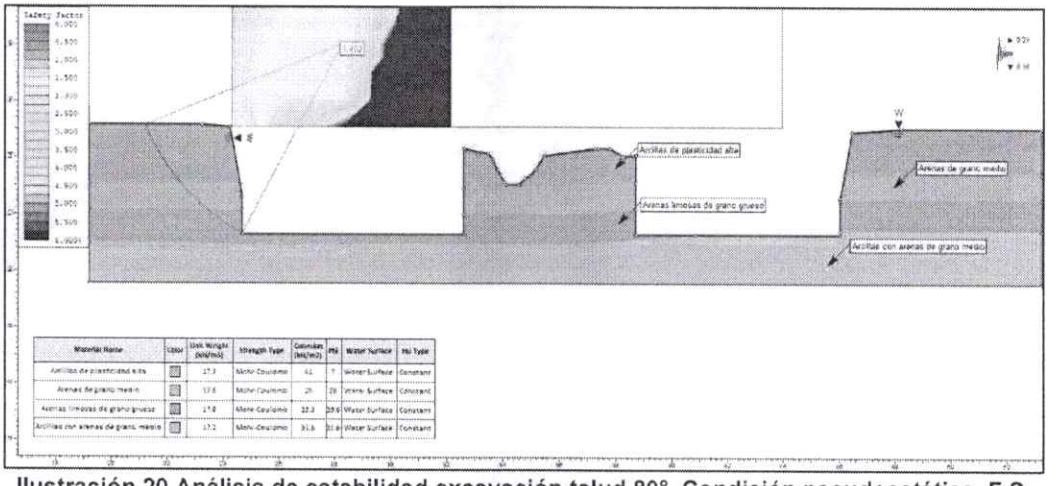


Ilustración 20 Análisis de estabilidad excavación talud 80°. Condición pseudoestática. F.S. mínimo obtenido = 1.49

Fuente: Elaboración propia

Para los taludes proyectados con una inclinación de 80°, se obtuvieron factores de seguridad de FS = 2.03 en condición estática y FS = 1.49 en condición pseudoestática. De acuerdo con los criterios establecidos en la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (ver Tabla 31), estos valores cumplen con los factores mínimos exigidos, por lo que la geometría planteada se considera estable y adecuada para su implementación durante la etapa constructiva.

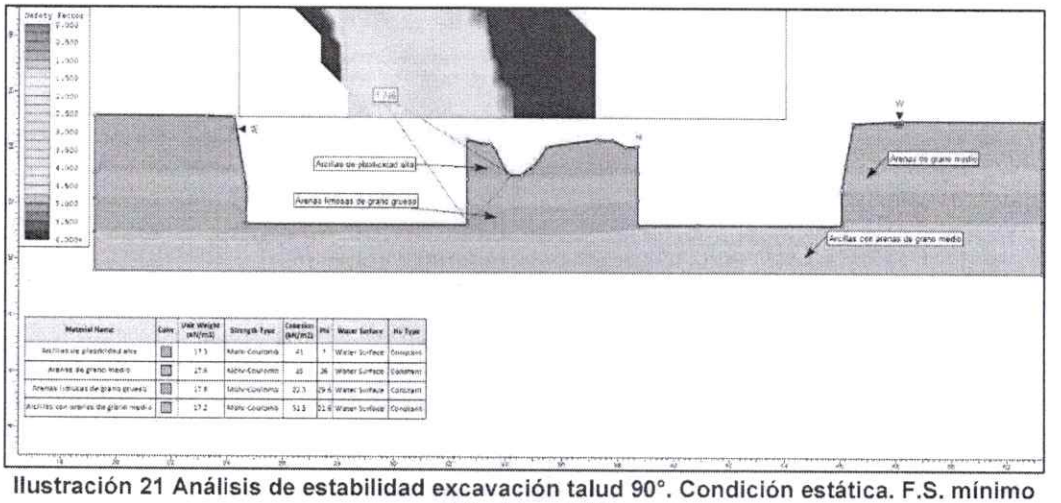


Ilustración 21 Análisis de estabilidad excavación talud 90°. Condición estática. F.S. mínimo obtenido = 1.75

Fuente: Elaboración propia

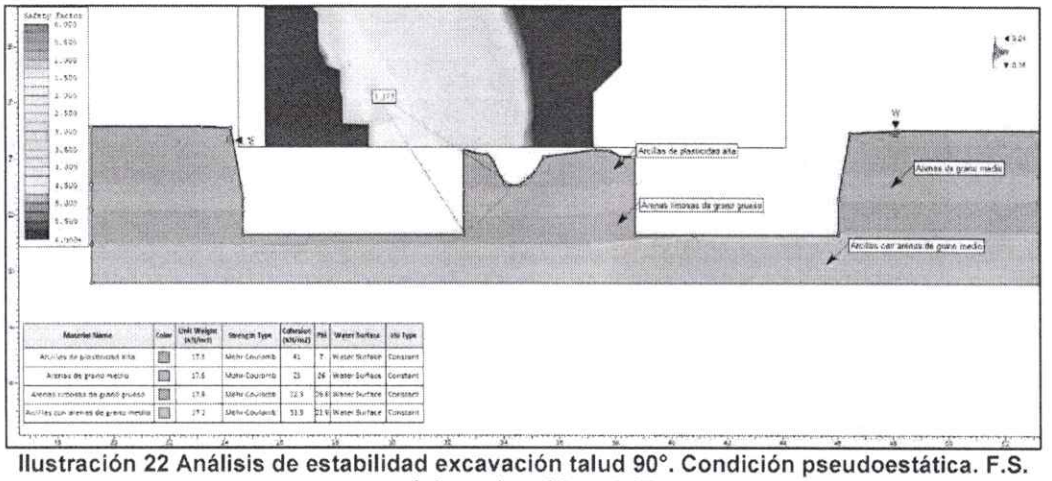


Ilustración 22 Análisis de estabilidad excavación talud 90°. Condición pseudoestática. F.S. mínimo obtenido = 1.37

Fuente: Elaboración propia

Para los taludes proyectados con una inclinación vertical (90°), se obtuvieron factores de seguridad de FS = 1.75 en condición estática y FS = 1.37 en condición pseudoestática. De acuerdo con los criterios establecidos en la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (ver Tabla 31), estos valores cumplen con los factores mínimos exigidos, por lo que la geometría planteada se considera estable y adecuada para su implementación durante la etapa constructiva.

A manera de resumen de estos valores de factor de seguridad obtenidos en el análisis general realizado en la Tabla 32 se presentan los resultados:

Geometría Talud	Factor de seguridad		Factor de seguridad según NSR-10
	Estático	Pseudoestático	
80°	2.03	1.49	Cumple
90°	1.75	1.37	Cumple

Tabla 32 Factores de seguridad obtenidos

Fuente: Elaboración propia

Una vez ejecutados los cortes conforme a las geometrías proyectadas, se procede con la construcción de la cimentación del puente y posteriormente con la conformación de los rellenos asociados, tanto para el confinamiento de la cimentación como para la adecuación del canal y los accesos, de acuerdo con las cotas de diseño establecidas.

Previo a la construcción de la cimentación, y una vez realizada la excavación con la geometría recomendada, se debe disponer un relleno de mejoramiento con un espesor aproximado de 0.8 m, conformado por material tipo subbase granular (T_{max} = 2½"), colocado sobre un geotextil tejido tipo T3000 dispuesto en la interfaz entre el suelo natural y el material de mejoramiento. Este estrato tiene como propósito mejorar las condiciones geotécnicas del terreno de fundación, evitando la migración de finos, aumentando la

capacidad portante y garantizando una superficie de apoyo uniforme y estable para la cimentación de la estructura.

Una vez construida la cimentación del puente, se proyecta la conformación de dos rellenos principales. El primero corresponde al relleno interno, ubicado en la zona comprendida entre los estribos y el cauce del caño. Este relleno puede conformarse con material seleccionado proveniente de la excavación, siempre que cumpla con las condiciones de aptitud, granulometría y compactación definidas por la supervisión técnica o la interventoría. Dicho relleno deberá colocarse directamente sobre el suelo natural y compactarse en capas controladas, buscando restituir la topografía original del terreno y minimizar la alteración de las condiciones hidráulicas y geomorfológicas del cauce. Sobre la superficie de este relleno se deberá instalar un manto permanente de protección contra erosión, el cual se extenderá al menos un (1) metro sobre el terreno natural adyacente, garantizando la protección del talud y de los materiales del relleno frente a la acción del flujo del caño durante los eventos de crecida.

El segundo corresponde al relleno posterior o externo de los estribos, el cual se conformará con material tipo "relleno para estructuras" según las especificaciones del INVIAS, garantizando que los materiales dispuestos sean capaces de soportar las cargas de servicio transmitidas por el tránsito vehicular a través de la estructura de pavimento. Entre este relleno y la estructura de pavimento se deberá instalar un geotextil tejido tipo T3000, con el objetivo de confinar adecuadamente los materiales y prevenir la migración de finos hacia las capas granulares del pavimento, asegurando la estabilidad y durabilidad del conjunto estructural.

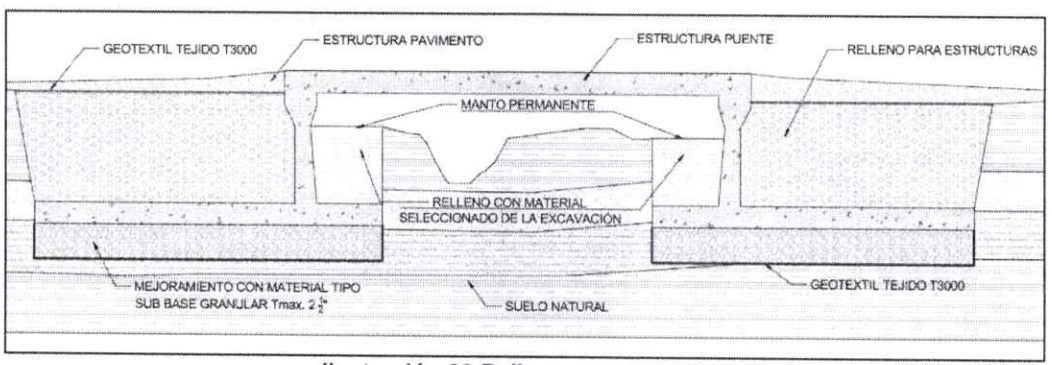


Ilustración 23 Rellenos proyectados
Fuente: Elaboración propia

7.3 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

7.3.1 Rellenos

En los sectores donde se requiera la disposición de rellenos y la superficie natural del terreno presente irregularidades, se proceda previamente a regularizar y nivelar el terreno, buscando obtener una base homogénea y estable que garantice un adecuado comportamiento geotécnico del material a colocar. Sobre esta superficie, y de acuerdo con las cotas de diseño establecidas, se deberá conformar el relleno compactado en capas de

espesor controlado, con el fin de proporcionar una superficie firme y uniforme que permita la correcta ejecución de las obras estructurales e hidráulicas.

Los rellenos asociados a las zonas adyacentes de los estribos deberán construirse empleando los materiales recomendados (subbase granular para el mejoramiento de cimentación, relleno para estructuras tipo INVIAS para las zonas exteriores a los estribos, y material seleccionado de la excavación para las zonas internas respecto de los estribos). Dichos materiales (exceptuando el material seleccionado de la excavación) deberán cumplir con los requisitos establecidos en el Artículo 610-22 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVIAS (2022), asegurando un adecuado comportamiento mecánico y drenante.

Durante la ejecución, el material de relleno deberá colocarse en capas sucesivas de espesor no mayor a 15 cm, compactadas hasta alcanzar una densidad no inferior al 95% de la máxima determinada por el ensayo Proctor Modificado (INV E-142) y con contenido de humedad cercano a la humedad óptima. Este control es indispensable para garantizar la estabilidad y uniformidad del relleno, así como su adecuada interacción con las estructuras proyectadas.

Una vez concluida la conformación de los rellenos de la zona exterior de los estribos y alcanzadas las cotas de diseño, se recomienda realizar el perfilado final del terreno y los cortes complementarios necesarios para la construcción de la estructura de pavimento. Para garantizar la integración geométrica del relleno de la parte interna de los estribos con los taludes de los márgenes del cauce natural del caño El Conchal, se deberá instalar un manto permanente de protección contra erosión, extendido al menos un metro más allá del límite del relleno, con el fin de evitar procesos de socavación, erosión superficial y pérdida de material fino.

7.4 PROCESO CONSTRUCTIVO

7.4.1 Excavación

Las excavaciones para la cimentación de las obras deben llevarse a cabo siguiendo la cota de cimentación establecidas y la profundidad del relleno de mejoramiento, así como la geometría de los taludes recomendada en el numeral 7.2.1., esta actividad puede ser realizada por medios mecánicos y manuales.

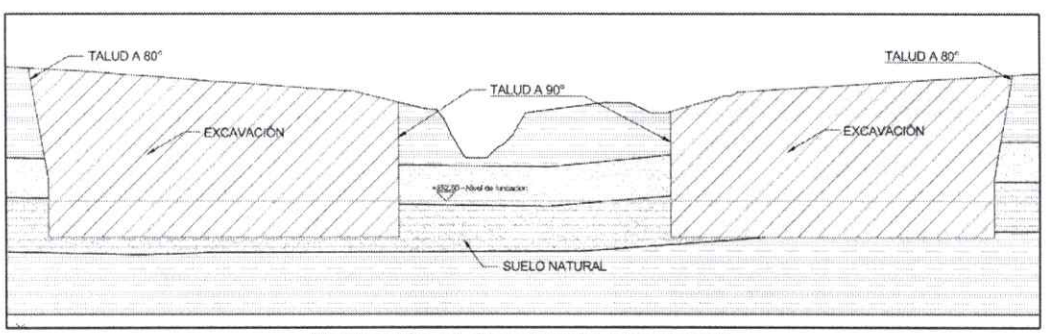


Ilustración 24 Excavación proyectada

Fuente: Elaboración propia

7.4.2 Relleno de mejoramiento

Se debe colocar el geotextil tejido T3000 en la interfaz entre el relleno de mejoramiento y el suelo natural.

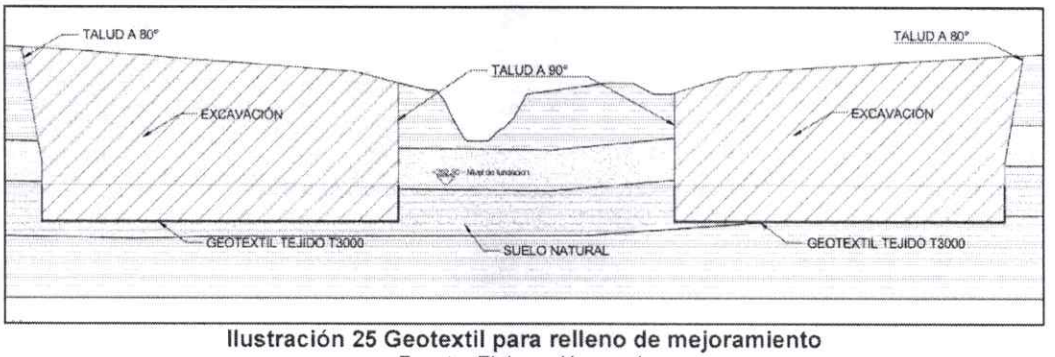


Ilustración 25 Geotextil para relleno de mejoramiento
Fuente: Elaboración propia

Una vez dispuesto el geotextil, se deberá proceder con la construcción del relleno de mejoramiento, utilizando los materiales especificados en el numeral 7.5.1 y siguiendo las recomendaciones constructivas establecidas en el numeral 7.3.1, garantizando el cumplimiento de las condiciones de calidad y compactación requeridas.



Ilustración 26 Instalación de relleno de mejoramiento
Fuente: Elaboración propia

7.4.3 Construcción cimentación

Se debe construir la cimentación del puente proyectado de acuerdo con los lineamientos y cotas del diseño estructural.



Ilustración 27 Construcción de la cimentación
Fuente: Elaboración propia

7.4.4 Construcción de rellenos en los estribos

Luego de la construcción de la cimentación de la estructura del puente, se deben instalar los rellenos para los estribos. El relleno para la zona exterior de los estribos debe ser de material tipo relleno para estructuras, utilizando los materiales especificados en el numeral 7.5.1 y siguiendo las recomendaciones constructivas establecidas en el numeral 7.3.1, garantizando el cumplimiento de las condiciones de calidad y compactación requeridas. Para el relleno de la zona interna de los estribos se puede realizar con material seleccionado proveniente de la excavación, procurando una compactación optima.

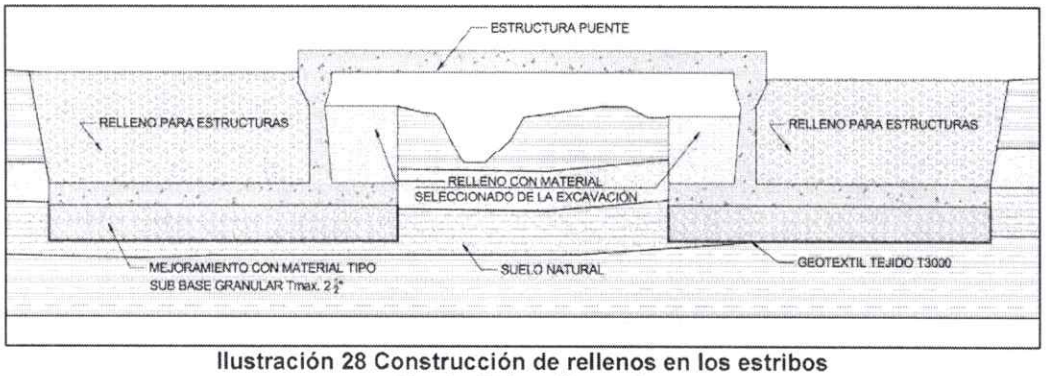


Ilustración 28 Construcción de rellenos en los estribos
Fuente: Elaboración propia

Tras la instalación de los rellenos y su correcta compactación se debe colocar geotextil tejido T3000 sobre el relleno para estructuras, como barrera de confinamiento entre este y la estructura de pavimento. A su vez sobre el relleno de material seleccionado de la excavación se debe instalar un manto permanente que se sobre extienda por lo menos un metro sobre el suelo natural.

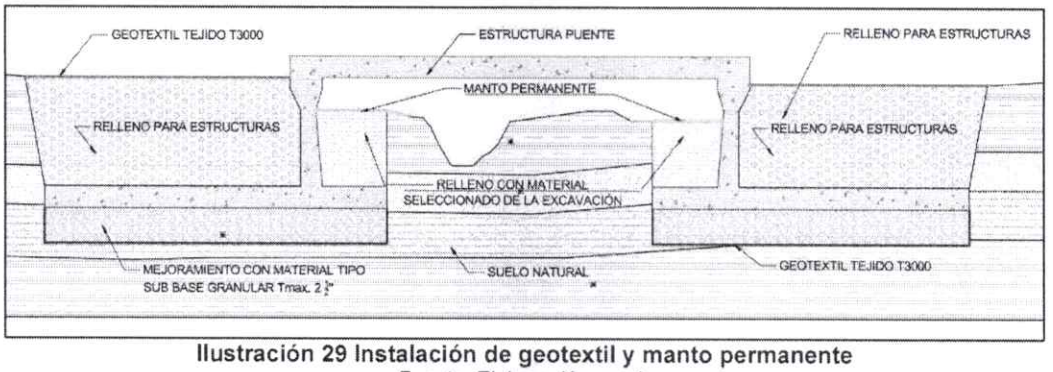


Ilustración 29 Instalación de geotextil y manto permanente
Fuente: Elaboración propia

7.4.5 Construcción estructura de pavimento

Tras la instalación de los rellenos para estructuras proyectados para los estribos del puente y la colocación del geotextil, se puede proceder entonces a la construcción de la estructura de pavimento de acuerdo a los lineamientos y materiales definidos en su diseño.

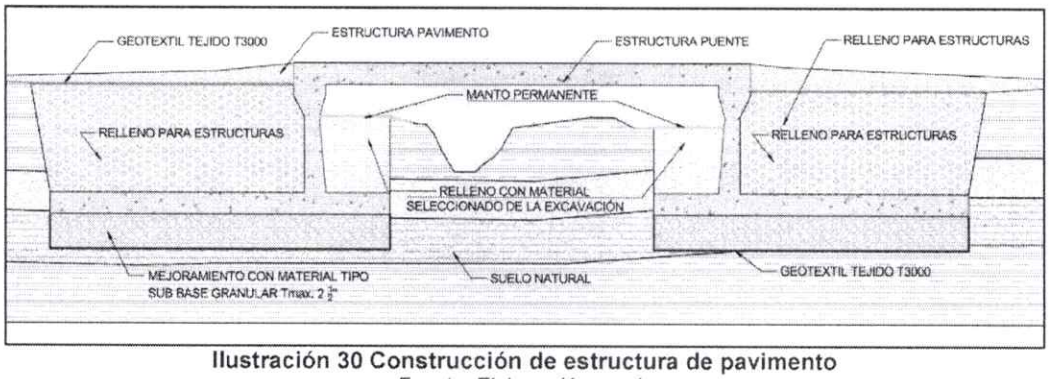


Ilustración 30 Construcción de estructura de pavimento
Fuente: Elaboración propia

7.5 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MATERIALES

7.5.1 Rellenos

Los materiales a emplear como rellenos, deberán cumplir con las especificaciones técnicas y requisitos mínimos consignados en las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVIAS, 2022 según corresponda. Adicionalmente se recomienda que los materiales de relleno sean compactados en capas no mayores a 15 cm de espesor, hasta alcanzar la densidad seca máxima con un grado de compactación individual mayor o igual al 95% del Proctor modificado.

- **Subbase granular**

Para el caso de material granular tipo SBG, este deberá cumplir con los requisitos de calidad y franjas granulométricas que se muestran a continuación, además de las recomendaciones

adicionales consignadas en el Artículo 610 Rellenos para estructuras de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras 2022 del INVIAS.

Característica	Norma de ensayo INV	Requisito	
		Tipo SBG	Tipo BG
Dureza (O)			
Desgaste en la máquina de los Ángeles (Gradación A), máximo (%) - Quinientas (500) revoluciones	E-218	50	40
Durabilidad (O)			
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, máximo (%) (Nota) - Sulfato de sodio - Sulfato de magnesio	E-220	12 18	12 18
Limpieza (F)			
Límite líquido, máximo (%)	E-125	25	25
Índice de plasticidad, máximo (%)	E-125 y E-126	6	3
Equivalente de arena, mínimo (%)	E-133	25	30
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznables, máximo (%)	E-211	2	2
Geometría de las Partículas (F)			
Índices de alargamiento y aplanamiento, máximo (%)	E-230	-	35
Caras fracturadas (una cara), mínimo (%)	E-227	-	50

Nota: se puede validar el requisito de durabilidad, empleando cualquiera de los dos (2) sulfatos indicados.

Tabla 33 Requisitos de materiales de subbase

Fuente: Tabla 610 – 1 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S. *Standard*)									
	50,0	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75	2,00	0,425	0,075
	2 Pulgadas	1 ½ Pulgadas	1 Pulgada	¾ Pulgada	½ Pulgada	3/8 Pulgada	Nro. 4	Nro. 10	Nro. 40	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)									
SGB-50	100	70 – 95	60 – 90	-	45 – 75	40 – 70	25 – 55	15 – 40	6 – 25	2 – 15
SGB-38	-	100	75 – 95	-	55 – 85	45 – 75	30 – 60	20 – 45	8 – 30	2 – 15
SGB-20	-	-	-	100	60 – 87	50 – 80	35 – 65	24 – 49	8 – 30	2 – 15
BG-38	-	100	70 – 100	-	60 – 90	45 – 75	30 – 60	20 – 45	10 – 30	5 – 15
BG-25	-	-	100	-	70 – 100	50 – 80	35 – 65	20 – 45	10 – 30	5 – 15
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	0 %	7 %					6 %			3 %

Tabla 34 Franjas granulométricas de materiales de subbase

Fuente: Tabla 610 – 1 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

- **Relleno para estructuras**

Los materiales a emplearse material tipo relleno para estructuras, deberán cumplir con las especificaciones del Artículo 610 Rellenos para estructuras de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras 2022 del INVIAS.

Característica	Norma de ensayo	Requisito	
		Recebo tipo 1	Recebo tipo 2
Dureza (O)			
Desgaste en la máquina de los Ángeles (Gradación A), máximo (%) - Quinientas (500) revoluciones (%)	INV E-218	50	65
Limpieza (F)			
Límite líquido, máximo (%)	INV E-125	45	45
Índice de plasticidad, máximo (%)	INV E-125 e INV E-126	10	12
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	INV E-121 / UNE 103204	1,0	1,0
Expansión en prueba CBR, máximo (%) (Nota)	INV E-148	2,0	2,0
Resistencia del material (F)			
CBR de laboratorio, mínimo (%) (Nota)	INV E-148	10	10
Expansión en prueba CBR, máximo (%) (Nota)	INV E-148	2,0	2,0

Nota: los valores de CBR y expansión indicados en estos requisitos están asociados al grado de compactación mínimo especificado (numeral 610.5.2.2.1); el CBR y la expansión se deben medir sobre muestras sometidas previamente a cuatro días (4 d) de inmersión.

Tabla 35 Requisitos de materiales de relleno para estructuras

Fuente: Tabla 610 – 1 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S *Standard*)				
	75	38	25,0	4,75	0,075
	3 Pulgadas	1 ½ Pulgadas	1 Pulgada	Nro. 4	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)				
RE-75	100	-	70 – 100	30 – 75	5 – 30
RE-38	-	100	70 – 100	30 – 75	5 – 30
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	7 %			6 %	3 %

Tabla 36 Franjas granulométricas de materiales de relleno para estructuras

Fuente: Tabla 610 – 1 Art. 610-22 Rellenos para estructuras. INVIAS.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- A nivel regional, el área de estudio se encuentra geológicamente sobre depósitos cuaternarios aluviales (Qal) asociados al caño Las Conchas, los cuales a su vez se emplazan dentro de la unidad geológica del Cuaternario abanico coluvio-aluvial (Qac). Los materiales que conforman el perfil del suelo corresponden principalmente a arcillas y arenas de origen aluvial, depositadas por los procesos de sedimentación propios del caño.

- Geomorfológicamente, el área de estudio se localiza sobre una llanura de inundación (Fpi) asociada al caño Las Conchas, la cual corresponde a una superficie semiplana formada por los procesos de depositación fluvial recurrentes del drenaje. Esta unidad geomorfológica está constituida principalmente por materiales finos que evidencian la acción de desbordes periódicos y sedimentación en condiciones de baja energía.

- Para efectos de diseño estructural del puente proyectado, se recomienda tener en cuenta los cálculos de capacidad de carga para cimentación superficial presentados en el numeral 5.1.1, para el estado límite de resistencia, de acuerdo con la metodología establecida en el Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-14. Adicionalmente se recomienda asumir un perfil sísmico del suelo Tipo D.

- El asentamiento estimado para la implantación del puente de acuerdo con la metodología CCP-14 es de 3.11 cm; este valor de asentamiento estimado se considera permisible y por lo tanto, se deduce que no incidirá desfavorablemente en la estabilidad de la estructura a implantar.

- Los análisis de estabilidad realizados para la excavación necesaria para la cimentación del puente, arrojan factores de seguridad superiores a los mínimos requeridos por la NSR-10, por lo tanto, puede adoptarse la geometría propuesta para la excavación ya que resulta estable.

- Para la ejecución de las obras proyectadas se recomienda tener en cuenta las recomendaciones constructivas que se describen en el numeral 7.3, el cual se complementa con el detalle del proceso constructivo mostrado en el numeral 7.4 proceso constructivo.

- Los materiales a emplear como rellenos (subbase granular y relleno para estructuras), deberán cumplir con las especificaciones técnicas y requisitos mínimos consignados en el Artículo 610-22 Rellenos para estructuras, de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVIAS, 2022. Adicionalmente se recomienda que los materiales de relleno sean compactados en capas no mayores a 15 cm de espesor, hasta alcanzar la densidad seca máxima con un grado de compactación individual mayor o igual al 95% del Proctor modificado.

- Los resultados obtenidos en este estudio, lo mismo que las recomendaciones dadas, están basadas en la caracterización geotécnica del terreno en el área de interés y de la subrasante natural, así como las condiciones topográficas del sector y las

características de diseño de las obras proyectadas. Cualquier modificación posterior en las características de diseño del proyecto con relación a las consideradas en el presente informe, implicarán nuevas condiciones de estabilidad y deformación que deben ser analizadas.

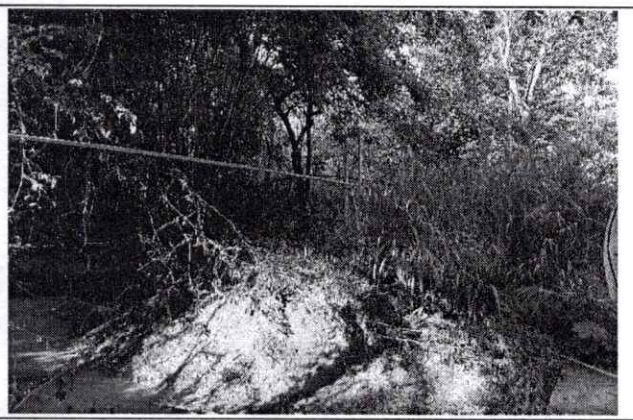
HUGO YEZID MOLANO SANABRIA
Ing. Geólogo – MsC. Geotecnia
M.P. 15223-086858 BYC

ANEXO 1.

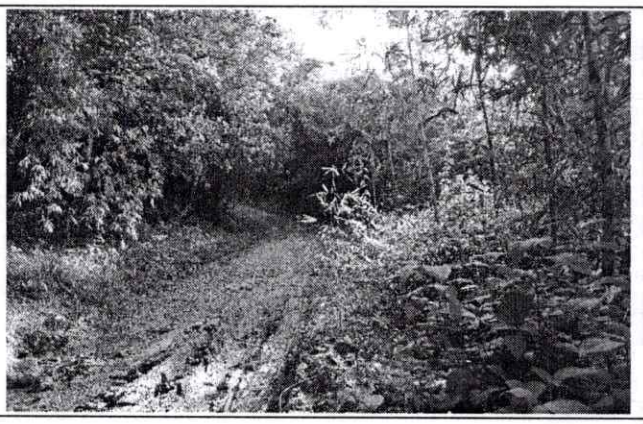
REGISTRO FOTOGRÁFICO

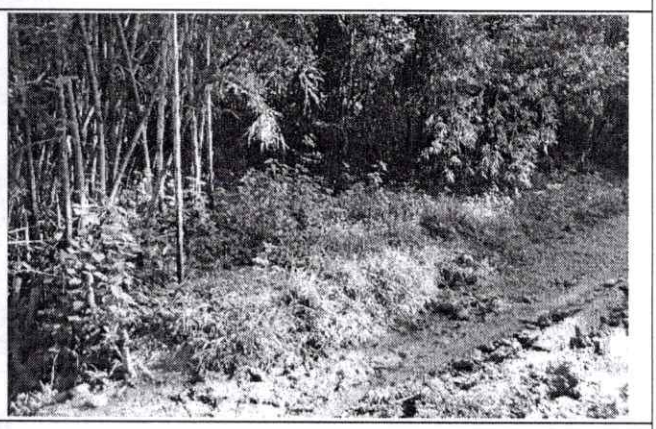
REGISTRO FOTOGRÁFICO





Fotos 1 y 2. Panorámicas caño Las Conchas.





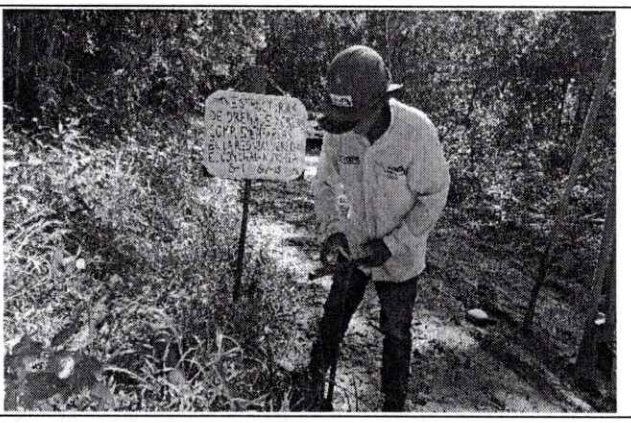
Fotos 3 y 4. Panorámicas vía de acceso caño Las Conchas.



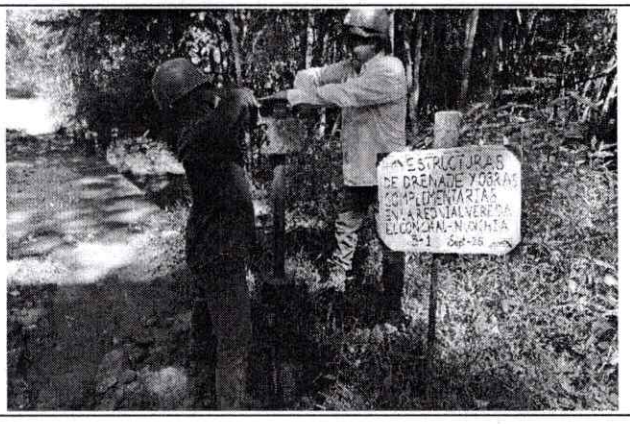


Fotos 5 y 6. Panorámicas batea existente caño Las Conchas.



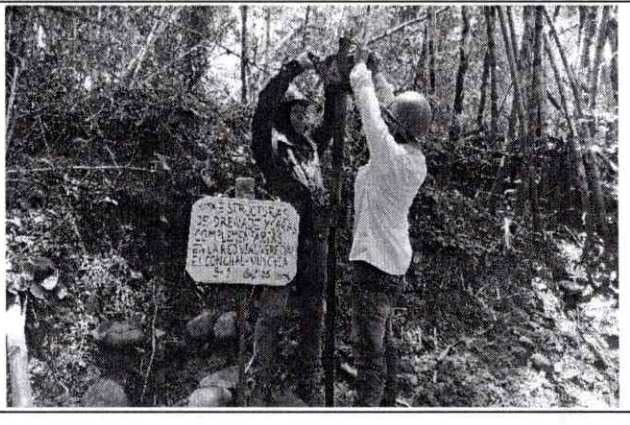


Fotos 7 y 8. Excavación manual con barra y hoyadora, y excavación con barreno manual. Sondeo 1.





Fotos 9 y 10. Ejecución de prueba SPT y excavación con barreno manual. Sondeo 1.



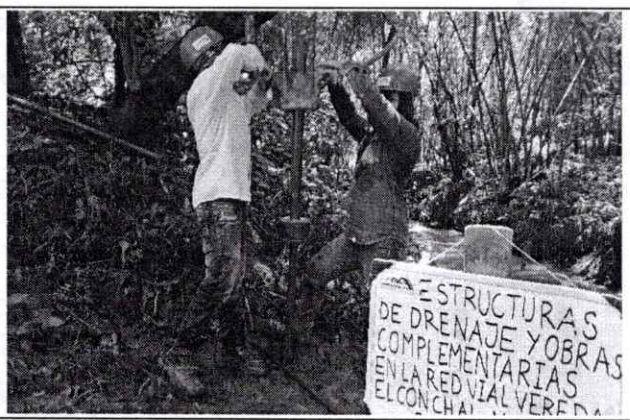


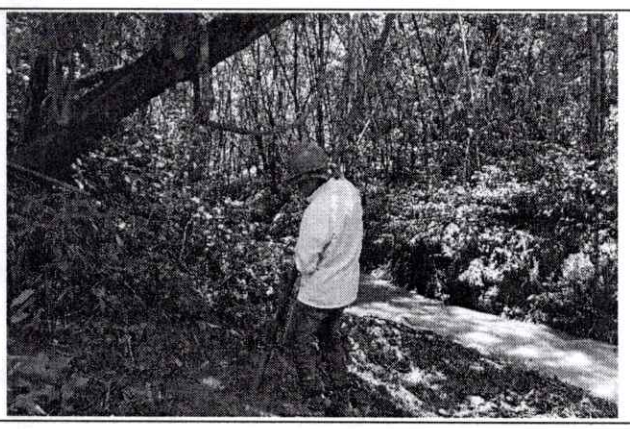
Fotos 11 y 12. Ejecución de prueba SPT para medición de resistencia del suelo. Sondeo 1.



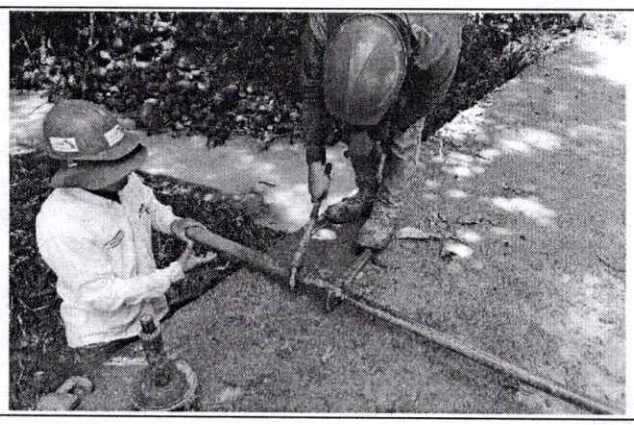


Fotos 13 y 14. Excavación con barreno manual y ejecución de prueba SPT. Sondeo 2.





Fotos 15 y 16. Ejecución de prueba SPT y extracción de tubería. Sondeo 2.





Fotos 17 y 18. Desarme muestreador tipo Split-spoon y muestra obtenida. Sondeo 2.



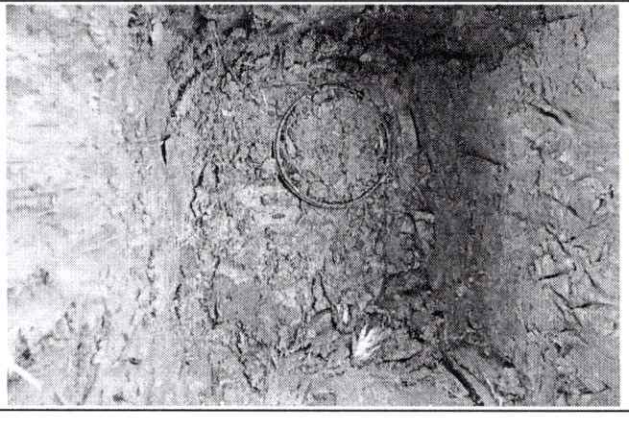


Fotos 19 y 20. Excavación manual y extracción de muestra tipo CBR. Apique 1.





Fotos 21 y 22. Muestra CBR obtenida en Apique 1, y excavación manual Apique 2.

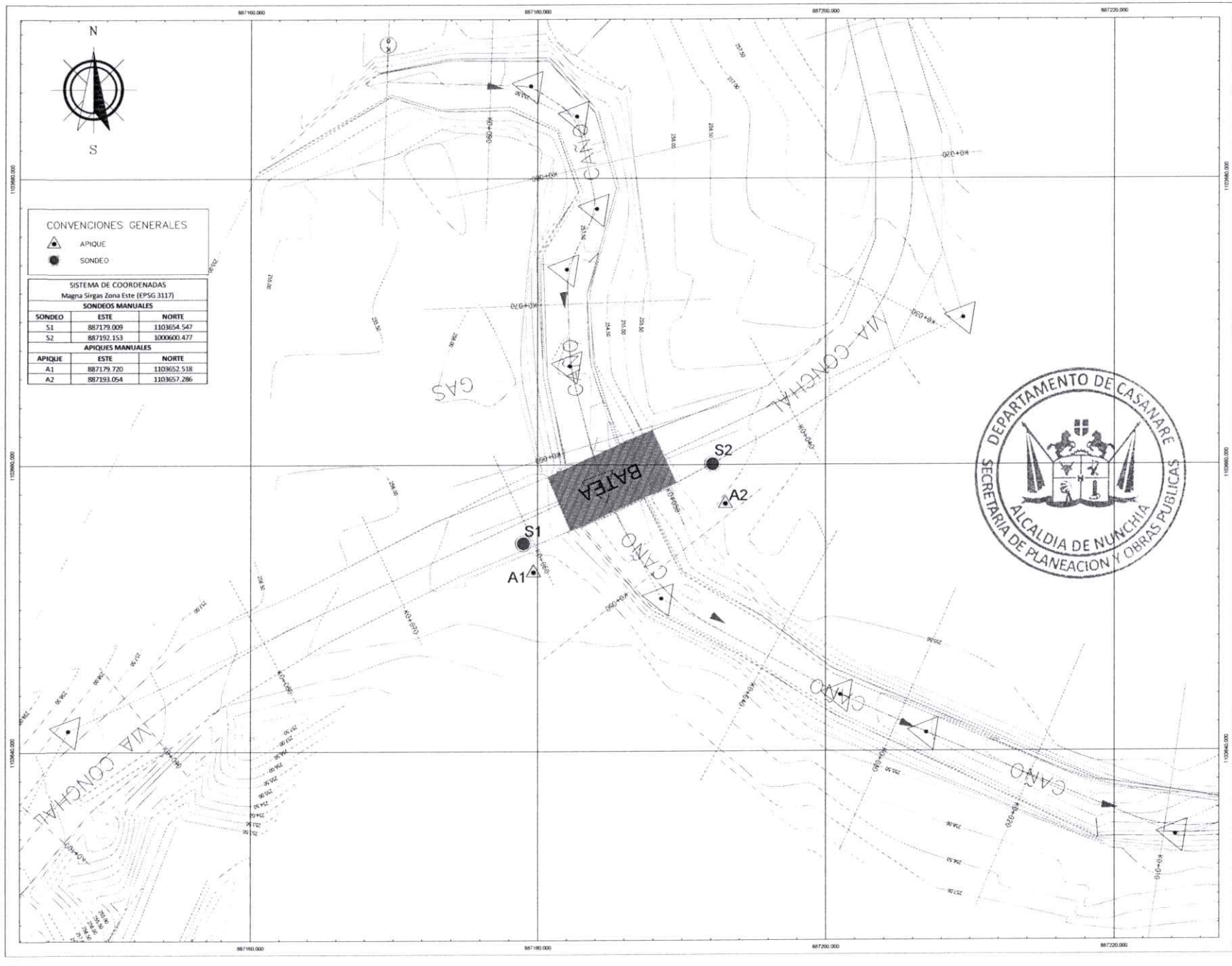




Fotos 23 y 24. Detalle toma de muestra CBR y muestra obtenida tipo CBR. Apique 2.

ANEXO 2.
ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO 3.
PLANO DE LOCALIZACIÓN DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA



SISTEMA DE COORDENADAS Magna Sirgas Zona Este (EPSG 3117)		
SONDEOS MANUALES		
SONDEO	**ESTE**	**NORTE**
S1	887179.009	1103654.547
S2	887192.153	1000600.477
APIQUES MANUALES		
APIQUE	**ESTE**	**NORTE**
A1	887179.720	1103652.518
A2	887193.054	1103657.286

DEPARTAMENTO DE CASANARE
ALCALDIA DE NUNCHIA
SECRETARIA DE PLANEACION Y OBRAS PUBLICAS

MUNICIPIO DE NUNCHÍA

CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LA RED VIAL DE LA VEREDA EL CONCHAL, MUNICIPIO DE NUNCHÍA, DEPARTAMENTO DE CASANARE

Consultor
GEOPROYECTAR S.A.S.

Revisó
ABEL ELITH ALVARADO
Ing. Civil Esp. Estructuras

Aprobó

Nº	Descripción	Fecha

COMPONENTE

PLANO DE LOCALIZACIÓN DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Número de proyecto D-EG-886-25
Fecha OCTUBRE 2025
Responsable del Diseño HUGO YEZID MOLANO S.
Firma
Dibujado por JUAN DAVID MEDINA C.
Revisado por HYMS
Número de Plano G-01 De G-01
Escala 1 : 100

ANEXO 4.
MEMORIAS DE CÁLCULO

GEOPROYECTAR S.A.S.

CAPACIDAD DE CARGA CIMENTACIONES SUPERFICIALES - SECCION 10 CCP-14

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LA RED VIAL DE LA VEREDA EL CONCHAL, MUNICIPIO DE NUNCHÍA, DEPARTAMENTO DE CASANARE."

LOCALIZACION: VEREDA EL CONCHAL, CAÑO LAS CONCHAS

Estimación de la capacidad de carga nominal de cimentaciones superficiales en suelos No cohesivos

Estimación teórica según Munfakh et al. (2001)

1. INFORMACION GENERAL

Tipo	Zapata	
Ancho B	2,7	m
Longitud L	4,0	
Df	2,5	m
Nivel freático	1,8	m

2. TERRENO DE FUNDACIÓN

c	46,65	KPa
	0,04665	MPa
ϕ	24,72	°
γ	18	KN/m³
	1,80E-05	N/mm³
q_{ef}	45	KN/m²

0,0000207

20,7

2. CÁLCULOS

N_c	20,7	S_c	1,34
N_q	10,4	S_q	1,31
N_γ	10,5	S_γ	0,73
C_{wq}	1	Df/B	1
$C_{w\gamma}$	1	d_q	1,2
$C_\gamma = C_q$	1,000		
N_{cm}	27,69		
N_{qm}	16,28		
$N_{\gamma m}$	7,63		

***No aplican factores de inclinación de carga**

q_n	2209,5	KN/m²
ϕ_b	0,45	
q_R	994,3	KN/m²

NUMERAL 10.6.3.1.2 (CCP-14)

$$q_n = cN_{cm} + \gamma D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma B N_{\gamma m} C_{w\gamma} \qquad (10.6.3.1.2a\text{-}1)$$

$$N_{cm} = N_c s_c i_c$$

$$N_{qm} = N_q s_q d_q i_q$$

$$N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

donde:

- c = cohesión, tomada como la resistencia al corte del suelo no drenado (MPa)
- N_c = factor de capacidad carga especificado en la tabla 10.6.3.1.2a-1 para el término que corresponde a la cohesión (carga en suelo no drenado) (adim)
- N_q = factor de capacidad carga especificado en la tabla 10.6.3.1.2a-1 para el término que corresponde a la sobrecarga (empotramiento) (carga en suelo drenado o no drenado) (adim)
- N_γ = factor de capacidad carga especificado en la tabla 10.6.3.1.2a-1 para el término que corresponde al peso unitario (ancho de zapata) (carga en suelo drenado) (adim)
- γ = peso unitario total (húmedo) del suelo por encima o por debajo de la profundidad de apoyo de la zapata (N/mm³)
- D_f = profundidad de empotramiento de la zapata (mm)
- B = Ancho de la zapata (mm)
- C_{wq}, $C_{w\gamma}$ = factores de corrección para tener en cuenta la ubicación del nivel freático especificados en la Tabla 10.6.3.1.2a-2 (adim)
- s_c, s_γ, s_q = factores de corrección de forma de la zapata, especificados en la Tabla 10.6.3.1.2a-3 (adim)
- d_q = factor de corrección para tener en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla que pasa a través de material no cohesivo por encima de la cota de elevación del punto de apoyo, especificado en la Tabla 10.6.3.1.2a-4 (adim)
- i_c, i_γ, i_q = factores de inclinación de la carga determinados mediante las ecuaciones 10.6.3.1.2a-5 o 10.6.3.1.2a-6, y 10.6.3.1.2a-7 y 10.6.3.1.2a-8 (adim)

Tabla 10.6.3.1.2a-1 — Factores de capacidad de carga N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reissner, 1924), y N_γ (Vesic, 1975)

ϕ_f	N_c	N_q	N_γ	ϕ_f	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26.0
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Tabla 10.6.3.1.2a-2 — Coeficientes C_{wq} y $C_{w\gamma}$ para distintas profundidades del nivel freático

D_w	C_{wq}	$C_{w\gamma}$
0,0	0.5	0.5
D_f	1.0	0.5
$>1.5B+D_f$	1.0	1.0

Tabla 10.6.3.1.2a-4 — Factores de corrección de profundidad d_q

Ángulo de fricción, ϕ_f (grados)	D_f/B	d_q
32	1	1.20
	2	1.30
	4	1.35
	8	1.40
37	1	1.20
	2	1.25
	4	1.30
	8	1.35
42	1	1.15
	2	1.20
	4	1.25
	8	1.30

Tabla 10.6.3.1.2a-3 — Factores de corrección de forma s_c, s_γ, s_q

Factor	Angulo de fricción	Término que corresponde a la cohesión (s_c)	Término que corresponde al peso unitario (s_γ)	Término que corresponde a la sobrecarga (s_q)
Factores de forma s_c, s_γ, s_q	$\phi_f = 0$	$1+\left(\frac{B}{5L}\right)$	1.0	1.0
	$\phi_f > 0$	$1+\left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1-0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	$1-\left(\frac{B}{L}\tan\phi_f\right)$

By Hugo Yezid Molano S.

GEOPROYECTAR S.A.S.

ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES - SECCION 10 CCP-14

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN LA RED VIAL DE LA VEREDA EL CONCHAL, MUNICIPIO DE NUNCHÍA, DEPARTAMENTO DE CASANARE."

LOCALIZACION: VEREDA EL CONCHAL, CAÑO LAS CONCHAS

Estimación del Asentamiento de zapatas en suelos No cohesivos

Numeral 10.6.2.4.2 CCP-14

1. INFORMACION GENERAL

Tipo	Zapata	
Ancho B	2,7	m
Longitud L	4	
Df	2,5	m
Nivel freático	1,8	m

2. TERRENO DE FUNDACIÓN

c	46,65	KPa
	0,04665	MPa
ϕ	24,72	°
γ	18,00	KN/m^3
	0,018	N/mm^3
N_{SPT}		

2. CÁLCULOS

L/B	1,5	
q_0	0,297	MPa
A'	1,08E+07	mm^2
E_s	24,8	MPa
βz	1,090	
ν	0,37	

S_e	31,11	mm

$$S_e = \frac{\left[q_o\left(1-\nu^2\right)\sqrt{A'}\right]}{E_s \beta_z} \qquad (10.6.2.4.2\text{-}1)$$

donde:

q_o = esfuerzo vertical aplicado (MPa)
A' = área efectiva de la zapata (mm^2)
E_s = módulo de elasticidad del suelo tomado como se especifica en el artículo 10.4.6.3 si no hay disponibilidad de mediciones directas de E_s a partir de resultados de pruebas in situ o en laboratorio (Mpa)
β_z = factor de forma especificado en la tabla 10.6.2.4.2-1 (adim)
ν = relación de Poisson, tomada como se especifica en el artículo 10.4.6.3 si no hay disponibilidad de mediciones directas de ν a partir de resultados de pruebas in situ o en el laboratorio (adim)

Tabla 10.6.2.4.2-1 — Factores de forma (elasticidad y rigidez), EPRI (1983)

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

By Hugo Yezid Molano S.