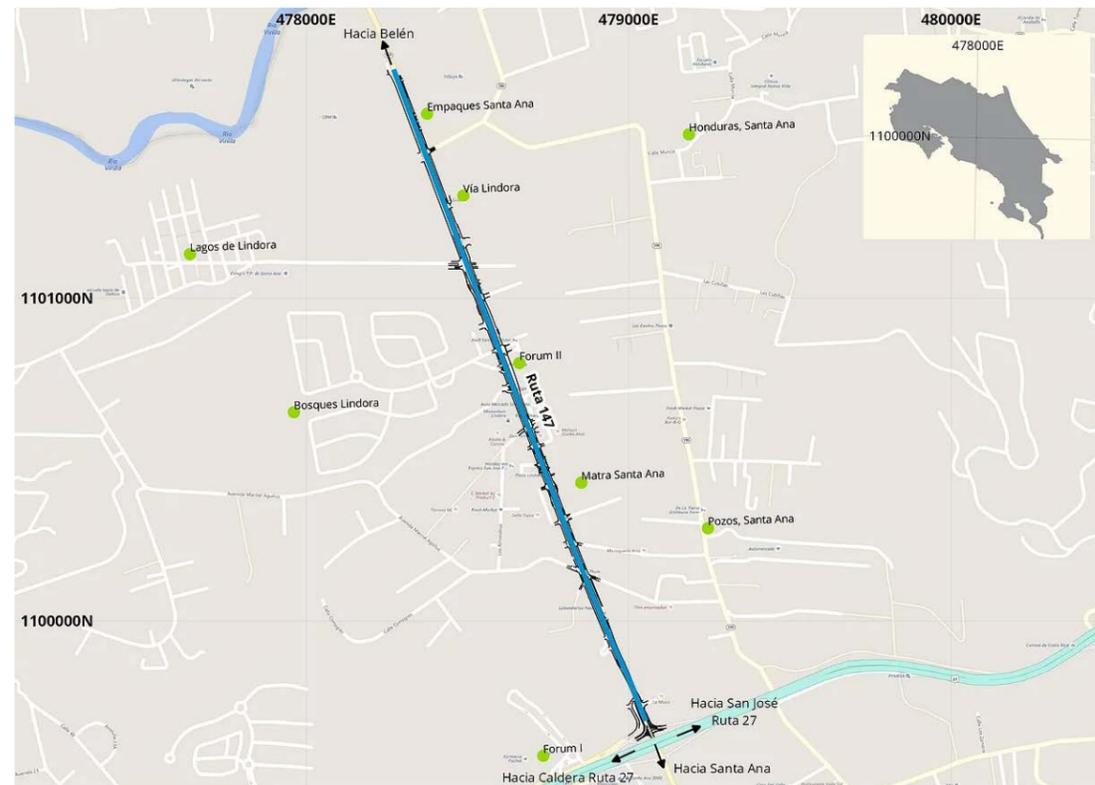




GOBIERNO DE COSTA RICA  
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE  
CONSEJO NACIONAL DE VIALIDAD



Adecuación de diseño para la ampliación vial de la Ruta Nacional No.147 (Radial Lindora) y obras conexas entre el puente sobre el río Corrogres incluyendo las transiciones en ambas márgenes y el puente sobre el río Virilla, así como el acompañamiento técnico durante la construcción de las obras.

Anexo No.2 Geología



PÁGINA DEJADA EN BLANCO INTENCIONALMENTE

---

ANEXO No.2 GEOLOGÍA

---

## ÍNDICE

1	Introducción.....	2	6.1.3	Parámetros de empuje lateral del terreno.....	20
2	Descripción del proyecto.....	3	6.1.4	Condiciones de excavación.....	21
3	Trabajo realizado.....	5	6.1.5	Aspectos constructivos.....	21
3.1	Trabajo de campo.....	5	6.2	Estación 0+130 a 0+310 – Corte.....	22
3.1.1	Visitas de reconocimiento.....	5	6.2.1	Estratigrafía del sitio.....	23
3.1.2	Perforaciones con SPT y Rotación.....	5	6.2.2	Propuesta de estabilización de taludes.....	24
3.1.3	Ensayos con CPT.....	7	6.2.3	Verificación y condiciones de servicio de la pantalla de pilotes.....	25
3.1.4	Ensayos con presiómetro TEXAM.....	7	6.2.4	Aspectos de drenaje.....	25
3.1.5	Estudios de geofísica.....	7	6.2.5	Aspectos constructivos generales.....	25
3.1.6	Auscultación del pavimento.....	8	6.3	Estación 0+610 – Quebrada Sin Nombre.....	26
3.2	Trabajo de laboratorio.....	9	6.3.1	Estratigrafía del sitio.....	26
3.3	Análisis de gabinete.....	9	6.3.2	Consideraciones geotécnicas iniciales.....	27
4	Geología de la zona.....	9	6.3.3	Cimentación de la alcantarilla.....	28
5	Descripción de los distintos tipos de materiales.....	10	6.3.4	Asentamientos de la alcantarilla de cuadro.....	28
5.1	Capa 1 – Relleno.....	11	6.3.5	Empuje lateral del terreno.....	29
5.2	Capa 2 – Arcilla plástica.....	11	6.3.6	Aspectos constructivos.....	29
5.3	Capa 3 – Limo arcilloso o arcilla limosa.....	14	6.4	Estación 0+820 – Quebrada Rodríguez.....	30
5.4	Capa 4 – Arena limosa o limo arcilloso con arena.....	14	6.4.1	Estratigrafía del sitio.....	31
5.5	Capa 5 – Toba alterada.....	15	6.4.2	Cimentación de la alcantarilla.....	32
5.6	Capa 6 – Ignimbrita.....	15	6.4.3	Empuje lateral del terreno.....	32
5.6.1	Capa 6a – Ignimbrita muy alterada a alterada.....	16	6.4.4	Aspectos constructivos.....	33
5.6.2	Capa 6b – Ignimbrita ligeramente alterada a sana.....	17	6.5	Estación 1+670 a 1+730 – Corte.....	34
6	Análisis ingenieril y recomendaciones geotécnicas.....	17	6.5.1	Estratigrafía del sitio.....	34
6.1	Estación 0+080 a 0+120 – Río Corrogres.....	17	6.5.2	Propuestas para la estabilización del corte.....	34
6.1.1	Estratigrafía del sitio.....	18	6.5.3	Aspectos constructivos y especificaciones técnicas.....	35
6.1.1.1	Resultados de la geofísica (sísmica de refracción).....	18	6.6	Estación 1+770 a 1+810 – Quebrada Pilas.....	35
6.1.1.2	Resultados de las perforaciones.....	18	6.6.1	Estratigrafía del sitio.....	35
6.1.2	Recomendaciones de cimentación.....	19	6.6.2	Cimentación de los arcos prefabricados.....	36
6.1.2.1	Sistema de cimentación.....	19	6.6.3	Empuje lateral del terreno.....	37
6.1.2.2	Nivel de desplante.....	19	6.6.4	Aspectos constructivos.....	37
6.1.2.3	Capacidad de soporte.....	20	6.7	Estación 2+070 a 2+090 – Corte.....	39
6.1.2.4	Asentamientos.....	20	6.7.1	Estratigrafía del sitio.....	39
6.1.2.5	Tipo de sitio.....	20	6.7.2	Análisis de estabilidad de taludes.....	39
			6.8	Estación 2+170 a 2+190 – Corte.....	40
			6.9	Muros de cerramiento.....	40

6.9.1	Muros cerramiento – río Corrogres .....	40
6.9.2	Muros cerramiento – quebrada Sin Nombre.....	40
6.9.3	Muros cerramiento – quebrada Rodríguez .....	41
6.9.4	Muros cerramiento – quebrada Pilas .....	41
6.10	Auscultación del pavimento .....	42
6.11	Materiales de construcción.....	43
7	Conclusiones.....	44
8	Bibliografía .....	44
9	Anexos.....	45

## 1 Introducción

Se presenta el estudio geotécnico del **Proyecto Ampliación Vial de la Ruta Nacional 147 (Radial Lindora)**. El Proyecto contempla la ampliación de la vía a cuatro carriles (dos por sentido) más las obras conexas. Evidentemente las condiciones geotécnicas del tramo son de interés y deben ser conocidas para proceder con los trabajos de diseño y construcción que permitan la ampliación de la vía.

Considerando lo anterior, se procedió a realizar la investigación geotécnica en función de los requerimientos propios del proyecto y de las obras principales incluidas en el tramo de intervención. Esta investigación se ajustó a los términos de referencia de la contratación de servicios de consultoría. El objetivo principal del estudio fue determinar las condiciones geotécnicas a lo largo del tramo de interés, los parámetros geotécnicos pertinentes requeridos para el diseño y realizar los diseños geotécnicos correspondientes de las distintas obras del Proyecto. Para cumplir con este objetivo general fue necesario definir los siguientes objetivos específicos:

- Analizar la información geotécnica existente
- Integrar la información geológica – geotécnica disponible
- Determinar, de forma general, las condiciones geológicas de la zona donde se desarrollará el Proyecto
- Determinar las características físicas y mecánicas de los materiales (suelos y rocas) que se detectan en los distintos puntos de interés de la Ruta Nacional 147
- Determinar las propiedades dinámicas de los materiales que aparecen en el sitio del puente sobre el río Corrogres, donde se realizaron los ensayos de refracción sísmica
- Determinar las características del material de subrasante a todo lo largo del tramo de intervención
- Elaborar modelos geotécnicos de los distintos sitios de interés para proceder a analizar las condiciones geotécnicas existentes. Estos modelos se presentarán de forma gráfica para los distintos sitios e integrará la información topográfica que está disponible.
- Con base en los modelos elaborados, evaluar los aspectos geotécnicos y brindar las recomendaciones pertinentes para definir la cimentación de estructuras, construcción de rellenos, conformación de cortes, etc.
- Realizar los análisis de estabilidad de los cortes proyectados y realizar el diseño de obras de retención para los sectores que así lo requieren

Para poder alcanzar los objetivos planteados anteriormente, se ejecutaron ensayos de campo y laboratorio que estuvieron bajo la coordinación de los ingenieros José P. Rodríguez Calderón y José A. Rodríguez Barquero, ambos especialistas en geotecnia. Cabe destacar que la investigación y el estudio en general se realizaron siguiendo las normas aceptadas actualmente en ingeniería geotécnica.

Desde el punto de vista de la normativa se cumplen los lineamientos indicados en el *Código de cimentaciones de Costa Rica (2ª Edición)*, en el *Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica*, y en el *Código sísmico de Costa Rica 2010*. En estos documentos se definen los parámetros que se deben cumplir a nivel nacional para los distintos aspectos geotécnicos del Proyecto. Asimismo, se atienden los lineamientos indicados en el *Manual para el diseño de la infraestructura del transporte* elaborado por UNOPS. Adicional a las normas y lineamientos anteriores, los ensayos ejecutados durante la investigación se ejecutaron siguiendo procedimientos que se encuentran estandarizados por la organización ASTM.

El presente estudio geotécnico incluye el diseño detallado de las obras de retención de los sitios que ameritan el uso de este tipo de obras. Estas soluciones de retención se revisaron en conjunto con los aspectos geométricos del Proyecto para proceder con el diseño final correspondiente. La base para hacer el diseño evidentemente fue la información geotécnica consignada en el presente informe.

En el presente estudio geotécnico también se brindan recomendaciones de cimentación y parámetros geotécnicos a considerar en aquellos sitios donde existen cuerpos de agua que atraviesan la Ruta Nacional 147. Esto con el objetivo de que el diseñador estructural proceda con el diseño definitivo de las obras y con las verificaciones

correspondientes. Se aclara que estas verificaciones y diseños no se incluyen en el presente estudio geotécnico sino se presentan específicamente en la memoria de cálculo de cada una de las obras. Aun así, se hace la aclaración que las memorias de cálculos fueron revisadas por el diseñador geotécnico a cargo y que se dio un trabajo interdisciplinario entre la parte estructura y geotécnica. Cabe destacar, sin embargo, en el presente apartado se realizan verificaciones que resultan importantes desde el punto de vista geotécnico, específicamente el análisis de asentamientos.

Este informe técnico se ha estructurado en varios capítulos donde se incluyen los resultados y/o recomendaciones asociadas al estudio geotécnico realizado. Este primer capítulo es de tipo introductorio e incluye, entre otras cosas, los objetivos planteados como parte de la investigación, el alcance del estudio y el contenido de cada una de las secciones del informe.

El Capítulo 2 corresponde con una breve descripción del Proyecto donde se describen aspectos generales tales como ubicación y las características del Proyecto. También se describen las obras principales y donde se concentró el estudio geotécnico. En el Capítulo 3 se presenta una descripción del trabajo ejecutado como parte de este estudio.

Con base en la ejecución de la revisión geotécnica se pudo hacer la caracterización geológica y geotécnica del terreno que se presenta en los Capítulos 4 y 5. Dicha caracterización incluye una descripción de las condiciones geológicas de la zona (Capítulo 4). Una vez presentado el marco geológico del Proyecto se detallan las características físicas y mecánicas de los distintos materiales que se detectan en las distintas zonas de la Ruta Nacional 147 (Capítulo 5).

Los resultados geotécnicos principales del estudio ejecutado por INSUMA se presentan en el Capítulo 6. Estos resultados se brindan para cada uno de los sitios de interés y donde se han realizado las investigaciones (e.g. puente sobre el río Corrogres, tramos de corte y relleno, etc). Para cada uno de los tramos estudiados se presenta la descripción del perfil estratigráfico del terreno, el modelo geotécnico correspondiente, se realizan los análisis geotécnicos pertinentes y se presentan las recomendaciones geotécnicas que corresponden (recomendaciones de cimentación, capacidad de soporte, nivel de desplante, parámetros de empuje lateral del terreno, etc). Se presentan representaciones gráficas de cada uno de los sitios de interés investigados; sin embargo, se aclara que no se presenta un perfil longitudinal completo de todo el tramo puesto que no se dispone de información suficiente para realizar esta labor. Adicionalmente, a lo largo del tramo existen tramos con rellenos antrópicos que aparecen hacia algún lado de la vía (este u oeste) pero no a lo largo de la calzada actual de la carretera.

Las conclusiones del estudio geotécnico ejecutado se presentan en el Capítulo 7 de este reporte. Las referencias bibliográficas consultadas para la ejecución del trabajo se listan en el Capítulo 8 y en el Capítulo 9 se presentan los anexos correspondientes. Estos anexos corresponden específicamente con lo siguiente: A) Ubicación de ensayos de campo, B) Registros de perforación, C) Registros de sondeos CPT, D) Resultados de los ensayos con presiómetro, E) Perfiles geofísicos con MASW, F) Memoria de cálculo.

## 2 Descripción del proyecto

La Ruta Nacional 147 posee un alineamiento norte-sur y comunica la localidad de Santa Ana con la Ruta Nacional 122, que a su vez conecta con los poblados de San Antonio de Belén y San Rafael de Alajuela. La vía atraviesa el sector de Lindora donde converge un importante desarrollo comercial, residencial e industrial. El Proyecto está inmerso en un ambiente totalmente urbano y por consiguiente el derecho de vía del Proyecto está estrictamente limitado.

La mayoría de la Ruta Nacional 147 posee únicamente dos carriles (uno por sentido) con algunos tramos donde existen hasta tres carriles (uno por sentido y otro de giro). Según el Anuario de tránsito del MOPT del año 2017, el tránsito promedio diario a través de la ruta es de casi 40.000 vehículos. Estas condiciones de un alto tránsito y una

poca capacidad de la vía hacen que la ruta tenga uno de los mayores problemas de tránsito de la Gran Área Metropolitana.

El **Proyecto Ampliación Vial de la Ruta Nacional 147 (Radial Lindora)** consiste, como su nombre lo indica, en la ampliación de la ruta nacional de tres carriles a cinco carriles en el eje principal y de generar dos ejes alternos conocidos como calles marginales (ver Figura 2-1). Adicionalmente, como parte del Proyecto se deberán desarrollar un conjunto de obras conexas entre las que se encuentran la ampliación de tres pasos transversales, obras de arte, estabilización de taludes, habilitación del sistema de drenajes de la vía, entre otros.

La longitud de la intervención (ampliación) será de aproximadamente 2.28 km y la misma se extenderá desde el puente sobre el río Corrogres (estación 0+000) hasta el puente sobre el río Virilla (estación 2+280). Así pues, desde el punto de vista político-administrativo, el Proyecto se desarrollará enteramente en la provincia 1ª San José, cantón 9º Santa Ana, distrito 3º Pozos. En la Figura 2-2 se presenta una fotografía aérea donde se detalla la extensión de la intervención.

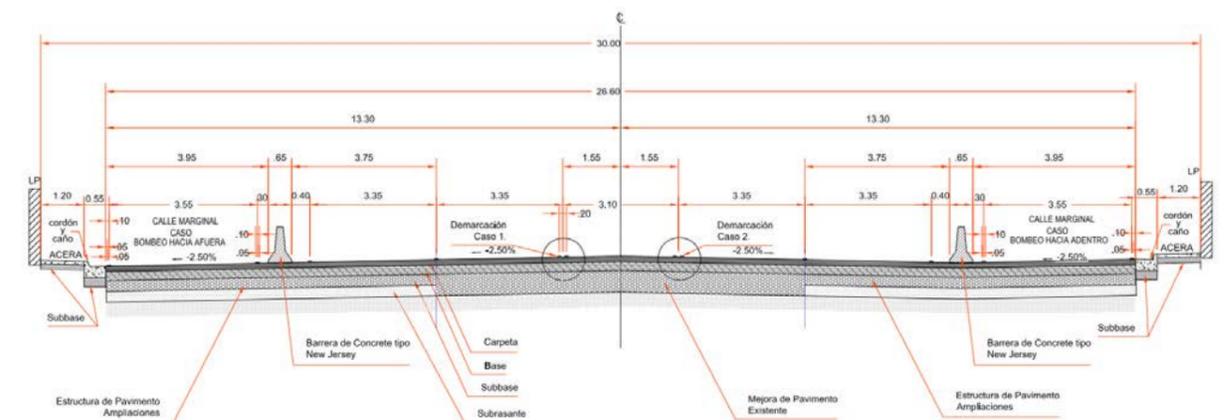


Figura 2-1: Sección transversal típica propuesta para la ampliación de la RN 147 (Radial Lindora)



Figura 2-2: Fotografía aérea donde se ilustra la extensión del Proyecto de Ampliación Vial de la Ruta No. 147

Desde el punto de vista geográfico, el inicio del Proyecto se ubica, según el sistema de Proyección Lambert Costa Rica Norte, en las coordenadas 515.375 E y 214.342 N. El final del tramo de la ampliación se ubica en las coordenadas 514.550 E y 216.473 N. Estas coordenadas se pueden ubicar en la hoja cartográfica Abra, escala 1:50.000, del Instituto Geográfico Nacional. En la Figura 2-3 se presenta un extracto de dicha hoja con la ubicación del Proyecto.

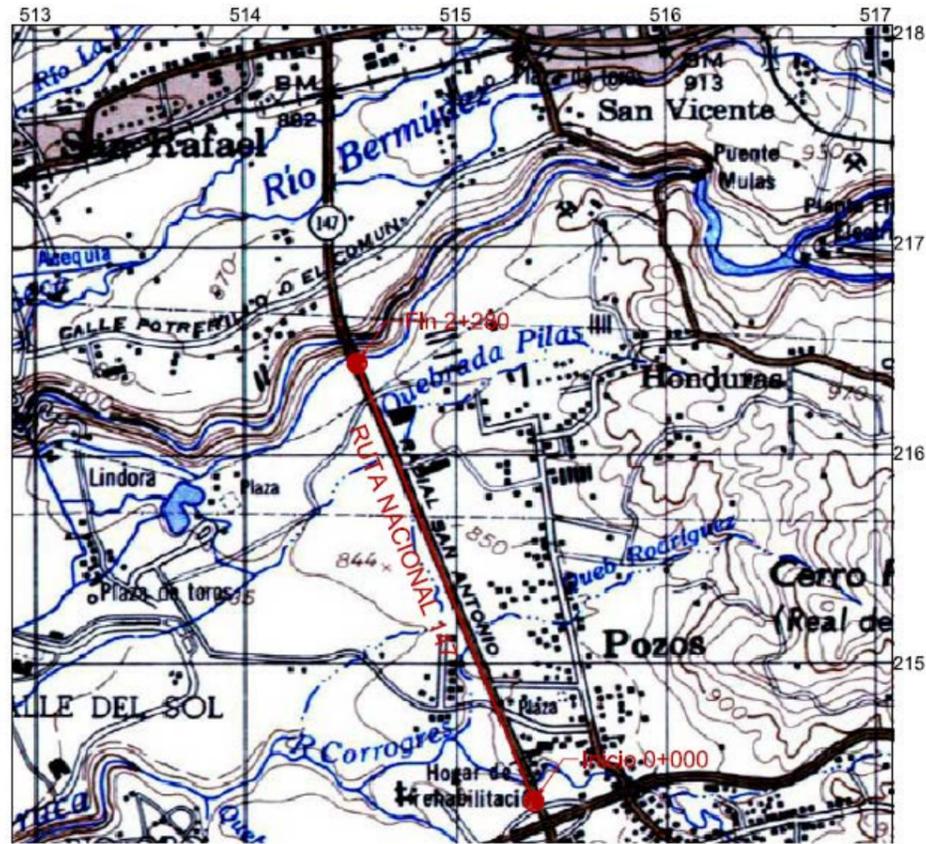


Figura 2-3: Extracto de la hoja cartográfica Abra, escala 1:50.000, con la ubicación del Proyecto de Ampliación

El trazado actual de la Ruta Nacional 147 posee una topografía relativamente plana. Existen cortes al inicio del tramo, entre la estación 0+100 y 0+280, y hacia el final del trazado, entre las estaciones 2+040 a 2+160. En el primer tramo la altura del corte es de 5 – 7 m, mientras que en el segundo es de entre 2 – 3 m.

Adicional a los cortes indicados, el tramo es atravesado por varios ríos y quebradas. El primero corresponde con el Río Corrogres donde actualmente existe un puente que deberá ser ampliado como parte del Proyecto. Posteriormente, en las estaciones 0+580 y 0+790 se ubica respectivamente una quebrada sin nombre y la Quebrada Rodríguez. En ambos casos el paso actual de la vía se hace mediante alcantarillas de cuadro. Lo mismo sucede con la Quebrada Pilas, que se ubica entre la estación 1+740 a 1+780 y cuya solución actual también corresponde con una alcantarilla de cuadro.

Para lograr el Proyecto de ampliación se deberán realizar, entre otras cosas, las siguientes actividades: conformación de cortes y rellenos, construcción de nuevos pasos o ampliación de los existentes en las zonas donde existen quebradas, construcción de la nueva estructura del puente sobre el río Corrogres y readecuación o construcción de la estructura de pavimento de la vía.

A pesar de que la longitud total de la intervención es de aproximadamente 2.28 km, las obras más importantes están distribuidas en varios puntos a lo largo del trazado. En cada uno de estos puntos fue donde se concentró la

investigación geotécnica realizada como parte del presente estudio geotécnico. En el Cuadro 2-1 se presentado el listado y la descripción de cada uno de estos puntos de interés.

Cuadro 2-1: Listado y descripción de los puntos donde de interés del Proyecto Ampliación Ruta 147

Estación	Obra	Descripción
0+080 a 0+120	Puente sobre el río Corrogres	Corresponde con el puente sobre el río Corrogres. Actualmente consiste en una estructura de 2 carriles, por lo que se requiere su duplicación. Está prevista la construcción de la nueva obra en el lado aguas abajo de la estructura actual
0+130 a 0+310	Talud de corte	Actualmente existe un corte de entre 5 – 7 m de altura en la margen derecha. Como parte de la ampliación se requiere ampliar el corte para lograr el espacio suficiente para los nuevos carriles. La altura de los nuevos cortes será similar.
0+610	Alcantarilla quebrada sin nombre	Actualmente el paso de la quebrada se hace mediante una alcantarilla de cuadro. Esta estructura deberá ser ampliada y se deberá colocar el relleno correspondiente.
0+820	Alcantarilla Quebrada Rodríguez	Actualmente el paso de la quebrada se hace mediante una alcantarilla de cuadro. Esta estructura deberá ser ampliada y se deberá colocar el relleno correspondiente.
1+670 a 1+730	Talud de corte	Se deberá realizar un corte de entre 1 y 1.5 m en la margen izquierda de la vía. El espacio en este sector es ajustado por lo que se requiere determinar si es necesaria la construcción de una obra de retención.
1+770 a 1+810	Alcantarilla Quebrada Pilas y relleno	Actualmente el paso de la quebrada se hace mediante una alcantarilla de cuadro. Esta estructura deberá ser ampliada y se deberá colocar el relleno correspondiente.
2+070 a 2+090	Talud de corte	Se tiene previsto un corte de 2 – 3 m de altura en la margen derecha de la vía y que será conformado enteramente en roca.
2+170 a 2+190	Talud de corte	Se tiene previsto un corte de 2 – 3 m de altura en la margen derecha de la vía y que será conformado enteramente en roca.

En cada uno de los estacionamientos indicados en el Cuadro 2-1 se realizó una investigación geotécnica. El detalle de los trabajos realizados como parte de la investigación se presentan en el siguiente capítulo del informe.

Como parte de esta investigación geotécnica, también se ejecutaron ensayos a lo largo de la calzada actual de la vía. Los ensayos realizados fueron pruebas para determinar los espesores del pavimento, ensayos de CBR in situ

con el DCP y muestro de material de subrasante. La ubicación de cada uno de los puntos de muestreo se incluye en el siguiente capítulo.

### 3 Trabajo realizado

La investigación se dividió en tres fases a saber:

**Trabajos de campo:** Se realizaron todos aquellos trabajos necesarios para obtener las muestras y las características geotécnicas del sitio, incluyendo las visitas al sitio por parte de los profesionales y la ejecución de las perforaciones.

**Trabajos de laboratorio:** Esta fase de la investigación consistió en la realización de ensayos a distintas muestras de suelo, con el fin de obtener sus propiedades físicas y mecánicas.

**Análisis de Gabinete e Interpretación:** Una vez recopilada la información de campo y laboratorio, se elaboró el modelo geotécnico de los distintos sitios y se analizó la información para brindar las recomendaciones geotécnicas pertinentes.

A continuación, se presentan las actividades que se desarrollaron en cada una de las fases descritas.

#### 3.1 Trabajo de campo

Los trabajos de campo ejecutados como parte de la investigación fueron los siguientes: 1) visitas de reconocimiento por parte de los profesionales de INSUMA, 2) ejecución de perforaciones con SPT y rotación, 3) ejecución de sondeos con el método CPT, 4) ejecución de ensayos con presiómetro TEXAM, 5) ejecución de ensayos de geofísica (perfiles MASW) y 6) auscultación del pavimento.

A continuación, se presenta la descripción detallada de cada una de estas actividades.

##### 3.1.1 Visitas de reconocimiento

La primera actividad de los trabajos de campo consistió en visitas al sitio por parte de los ingenieros geotecnistas José P. Rodríguez Calderón y José A. Rodríguez Barquero. El objetivo de estas visitas fue recolectar la información básica de las condiciones geológicas y geotécnicas de los distintos puntos de interés del Proyecto.

Durante estas visitas se analizaron las condiciones actuales de los distintos sitios. En el caso de los taludes existentes, por ejemplo, se hizo un levantamiento geológico preliminar de los distintos tipos de material que conforman el corte. En los casos donde la roca aflora se hizo una evaluación preliminar de las condiciones del macizo rocoso.

Las visitas de reconocimiento al Proyecto también se aprovecharon para coordinar aspectos logísticos para la ejecución del resto de los trabajos de campo. Estos aspectos incluyen, entre otras cosas, la selección de los puntos de perforación en función de las condiciones de acceso, topografía y disponibilidad de agua.

Para realizar esta labor, durante las visitas se tomó en consideración el alcance de los trabajos de campo que estaba definido en los términos de referencia suministrados. La propuesta original de la investigación se resume en el Cuadro 3-1.

Cabe destacar que todos los trabajos de campo listados en el cuadro fueron realizados en su totalidad con excepción de los sondeos R5 y R6. En el caso de la perforación R5 se hizo la propuesta a UNOPS para eliminar el sondeo considerando que en el sitio, la altura del talud de corte es de apenas 2 – 3 m y que en el sitio aflora una roca (ignimbrita) de muy buenas características mecánicas. Esta roca posee una continuidad tanto vertical como horizontal, tal y como se puede observar en el mismo talud de corte del tramo bajo análisis, así como en los cortes

realizados como parte de la construcción del nuevo puente sobre el río Virilla. Dada esta condición la información que se puede obtener del sondeo resulta poco provechosa pues las características del material rocoso se conocen y además se pueden determinar mediante la inspección visual del corte actual.

En el caso de la perforación R6 se dio la instrucción de no realizar este sondeo pues el corte que estaba previsto para la ampliación ya fue realizado como parte de los trabajos asociados a la construcción del nuevo puente sobre el río Virilla. Estos trabajos están siendo ejecutados por parte de la empresa COPISA.

Cuadro 3-1: Trabajo de campo propuesto en los puntos de interés del Proyecto Ampliación Ruta 147

Tramo	Obra	Investigación realizada
0+080 a 0+120	Puente sobre el río Corrogres	2 perforaciones con el método de rotación (R1 y R2) 100 m de geofísica con el método de refracción sísmica (PS-1)
0+130 a 0+310	Talud de corte de hasta 7 m de altura, margen derecha	2 perforaciones con los métodos SPT y rotación (R3 y R4) 2 sondeos con el método CPTu (CPT1 y CPT2)
0+610	Cauce de agua/alcantarilla	2 perforaciones con el método SPT (P6 y P7) 2 sondeos con presiómetro TEXAM (PMT5 y PMT6)
0+820	Cauce de agua/alcantarilla	2 perforaciones con el método SPT (P4 y P5) 2 sondeos con presiómetro TEXAM (PMT3 y PMT4)
1+670 a 1+730	Talud de corte de entre 1 – 1.5 m de altura, margen izquierda	1 perforación con el método SPT (P3)
1+770 a 1+810	Talud de relleno de hasta 5 m de espesor y alcantarilla	2 perforaciones con el método SPT (P1 y P2) 2 sondeos con presiómetro TEXAM (PMT1 y PMT2)
2+070 a 2+090	Talud de corte de hasta 2 – 3 m de altura	1 perforación con el método de rotación (R5)
2+170 a 2+190	Talud de corte de hasta 2 – 3 m de altura	1 perforación con el método de rotación (R6)

##### 3.1.2 Perforaciones con SPT y Rotación

La segunda actividad de los trabajos de campo consistió en la ejecución de 11 perforaciones que se distribuyeron adecuadamente en los puntos de interés de la Ruta Nacional 147. Cuatro de estas perforaciones se ejecutaron con los métodos SPT y rotación con broca de diamante y alcanzaron profundidades de entre 10 m y 15 m. Los sondeos más profundos se concentraron en la obra del nuevo puente sobre el río Corrogres.

Las restantes siete perforaciones se ejecutaron con el método SPT y se profundizaron hasta el rebote del equipo de percusión. Estas perforaciones se concentraron en las zonas donde se tiene prevista la construcción/ampliación de las alcantarillas y rellenos y en todos los casos se trató de realizar una en cada margen y tanto en los sectores aguas arriba como aguas abajo de las estructuras existentes.

La ubicación de cada una de las perforaciones, el método utilizado y la profundidad alcanzada se indica en el Cuadro 3-2. En el Anexo A se presenta la planta del Proyecto con la ubicación de cada uno de los sondeos.

Cuadro 3-2: Ubicación y profundidad de las perforaciones ejecutadas – Proyecto Ampliación Ruta 147

Perforación No.	Método de Perforación	Coordenadas CRTM05		Metros perforados		Profundidad Total [m]
		Longitud	Latitud	SPT	Rotación	
R1	Rotación	479004	1099771	-	15.0	15.0
R2	Rotación	478993	1099807	-	15.0	15.0
R3	SPT y Rotación	478983	1099889	3.30	6.70	10.0
R4	SPT y Rotación	478957	1099956	4.20	5.80	10.0
P1	SPT	478364	1101413	9.3	-	9.3
P2	SPT	478397	1101395	12.0	-	12.0
P3	SPT	478422	1101264	2.0	-	2.0
P4	SPT	478760	1100470	6.0	-	6.0
P5	SPT	478738	1100437	2.1	-	2.1
P6	SPT	478801	1100263	8.1	-	8.1
P7	SPT	478813	1100266	9.3	-	9.3

(\*): Datos obtenidos con GPS

Para la ejecución de las perforaciones y tal y como se indica en el Cuadro 3-2 se han utilizado dos métodos de perforación: ASTM D-1586, que corresponde con el método de penetración estándar SPT, y ASTM D-2113, que corresponde con el método de rotación con broca de diamante. En ambos casos se utilizó muestreo continuo, por lo que se pudo determinar el perfil estratigráfico hasta la profundidad investigada.

El método de penetración estándar SPT es exclusivo para suelos, por lo tanto, cuando se alcanzan materiales de consistencia muy dura (e.g. bloques de roca o macizos rocosos) es necesario cambiar a la técnica de perforación con rotación. Como se indicó, ambos métodos permiten muestreo continuo, por lo que las muestras recuperadas pueden ser trasladadas al laboratorio para ser ensayadas. El equipo de perforación utilizado en esta fase de trabajos de campo corresponde con una perforadora multipropósito de la marca TMG que se muestra en la Foto 3-1, así como un trípode de perforación para los ensayos SPT que se muestra en la Foto 3-2.



Foto 3-1: Equipo de perforación utilizado para la ejecución de las perforaciones a rotación.



Foto 3-2: Equipo de perforación utilizado para la ejecución de las perforaciones con SPT

A continuación, se presenta una breve descripción de cada uno de estos procedimientos de perforación.

**Método SPT (ASTM D-1586):** Las perforaciones en suelo se realizaron utilizando el método de penetración estándar SPT (por sus siglas en inglés), que es ampliamente utilizado a nivel nacional e internacional para este tipo de investigaciones. El método SPT permite la toma de muestras en forma continua, por lo que es posible realizar la descripción del perfil de suelos del terreno. El esquema del método se presenta en la Figura 3-1. Tanto el equipo como el procedimiento de ejecución siguen estrictamente la norma indicada anteriormente. El mazo utilizado para el ensayo es el de seguridad (safety hammer) con el peso que especifica la norma.

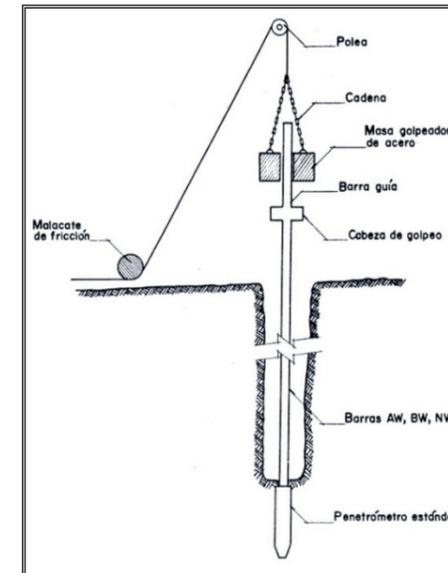


Figura 3-1: Esquema del método de penetración estándar SPT (ASTM D-1586)

A diferencia de otros países, es común en Costa Rica que el método SPT se realice de forma continua hasta alcanzar el rebote del equipo de percusión. Esto permite tener un registro continuo de valores SPT a lo largo de todos los tramos de suelo, por lo que es posible disponer de una buena correlación con los parámetros de resistencia de los materiales. Esto por cuanto se dispone de un registro continuo a lo largo de todo el estrato y no de ensayos puntuales en algunas profundidades.

El método SPT permite correlacionar la consistencia del suelo con el valor  $N_{SPT}$ , que corresponde al número de golpes necesarios para que un muestreador estándar penetre 0.3 m.

**Método de perforación a rotación (ASTM D-2113):** Debido a la presencia de estratos blocosos y rocosos y para alcanzar mayor profundidad en las perforaciones ha sido necesario utilizar el método de rotación con broca de diamante. Se utilizó muestreo continuo, por lo que se pudo determinar el perfil estratigráfico hasta la profundidad investigada. Las perforaciones a rotación se realizaron con barras de acero endurecido de 1.5 y 3.0 m de longitud, en un diámetro conocido como NQ. El barril muestreador usado es del tipo “doble” con recuperación del alma a través del sistema “wire line”.

En el extremo del tubo se coloca una broca con diamante industrial en su parte inferior. Durante el sondeo la barra de perforación y la broca giran y al mismo tiempo se inyecta agua a alta presión a través de la barra hacia el interior de la broca. Los detritos de suelo molidos como polvo, son arrastrados por el agua y sacados del agujero. La muestra de roca se introduce en otro tubo que no gira para lograr muestras de mejor calidad. La razón entre la longitud de muestra obtenida y la longitud perforada se conoce como recuperación de muestra o razón de recuperación y se expresa como un porcentaje.

Las muestras de suelo extraídas de las perforaciones fueron colocadas en bolsas plásticas para protegerlas de las pérdidas de humedad. Las muestras de roca fueron colocadas en cajas de madera. Posteriormente, las muestras fueron trasladadas al laboratorio de INSUMA para el respectivo almacenamiento y análisis. En el Anexo B se presentan los registros de perforación y las fotos de las cajas de perforación correspondientes.

3.1.3 Ensayos con CPT

Como parte de los trabajos de campo se ejecutaron dos sondeos siguiendo el procedimiento del piezocono eléctrico (CPTu) que se encuentra estandarizado en la norma ASTM D-5778 (Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils). Ambos sondeos fueron ejecutados en el talud de corte que se tiene previsto conformar entre las estaciones 0+100 a 0+280. En el Cuadro 3-3 se indica la ubicación exacta de estas dos pruebas.

Cuadro 3-3: Ubicación y profundidad de los sondeos CPTu – Proyecto Ampliación Ruta No. 147

Perforación No.	Método de Perforación	Coordenadas CRTM05		Profundidad [m]
		Longitud	Latitud	
CPT1	CPTu	478994	1099884	1.7
CPT2	CPTu	478975	1099912	2.3

(\*): Datos obtenidos con GPS

Esta técnica de investigación permite identificar las condiciones del subsuelo a través de la medición de la resistencia en la punta ( $q_c$ ), fricción en el fuste del cono ( $f_s$ ) y la presión de poros inducida por la ejecución de la prueba ( $u_2$ ). Estas mediciones se realizan a cada 5 cm y por lo tanto es posible extraer un registró continuo hasta la profundidad investigada.

Los sondeos fueron ejecutados con un piezocono de la marca Vertek de 10 cm<sup>2</sup> y que fue hincado con un equipo hidráulico de 20 t de capacidad. El cono fue hincado a una velocidad entre 2 – 3 cm/s, tal y como lo exige la norma. Utilizando un sistema de adquisición de datos se midieron los valores de capacidad de punta, fricción en el fuste y la presión de poros. Los registros de campo obtenidos se presentan en el Anexo C del presente informe.

Con este método de investigación no es posible extraer muestras; sin embargo, a través de los resultados se correlaciona el tipo de comportamiento del suelo (SBT, por sus siglas en inglés). Este comportamiento del suelo se complementó con la información que se conoce de la zona producto de investigaciones realizadas por INSUMA y asociadas con el presente Proyecto.

Las dimensiones del cono utilizado se presentan en la Figura 3-2. El parámetro “a” del cono es de 0.8. Las barras utilizadas son de 1 m de longitud cada una y las mismas disponen de reductores de fricción a cada 2.5 m. En la Foto 3-3 se muestra el equipo utilizado para el hincado del CPT.

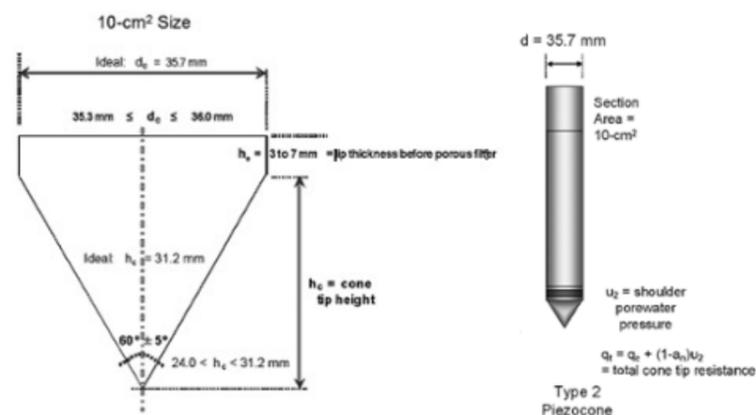


Figura 3-2: Dimensiones del cono utilizado en las pruebas con CPTu



Foto 3-3: Equipo utilizado para las pruebas CPTu

3.1.4 Ensayos con presiómetro TEXAM

Como parte de la fase de trabajos de campo, se ejecutaron pruebas con presiómetro TEXAM. El ensayo se realizó siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM D-4719. En el Cuadro 3-4 se presenta el detalle de la prueba.

Cuadro 3-4: Detalle de los ensayos con presiómetro TEXAM

Ensayo No.	Ubicación	Profundidad [m]
PMT1	P-1	2.00
PMT2	P-2	6.00
PMT3	P-4	2.00
PMT4	P-4	4.00
PMT5	P-6	3.75
PMT6	P-7	4.50

La prueba de presiómetro consiste en un ensayo de campo que se realiza dentro de la perforación. Se coloca una probeta cilíndrica dentro de la perforación y la misma se expande para ejercer una presión horizontal sobre el suelo/roca. A través de la prueba se obtienen la presión,  $p$ , en el suelo/roca y el incremento relativo del radio de la cavidad,  $\Delta R_c/R_c$ . Esto permite determinar una curva esfuerzo-deformación *in situ* del material que está siendo ensayado. Estos resultados posteriormente se correlacionan con los parámetros de resistencia de los materiales. Los resultados del ensayo con presiómetro se incluyen en el Anexo D.

3.1.5 Estudios de geofísica

Como parte de los trabajos de campo también se realizaron los ensayos de geofísica correspondientes. Se ejecutó 1 perfil de refracción sísmica con una separación entre geófonos de 2 m y un offset también de 2 m. Este perfil tuvo una longitud total de 100 m y a través de los ensayos fue posible determinar los valores de velocidad de onda primaria de los distintos materiales. Esto también permitió elaborar un perfil estratigráfico en función de las velocidades de onda en el terreno. La ubicación de cada uno de los perfiles se presenta en el Anexo A y los resultados se incluyen en el Anexo E.

En la Figura 3-3 se presenta un esquema general del arreglo para llevar a cabo las pruebas.

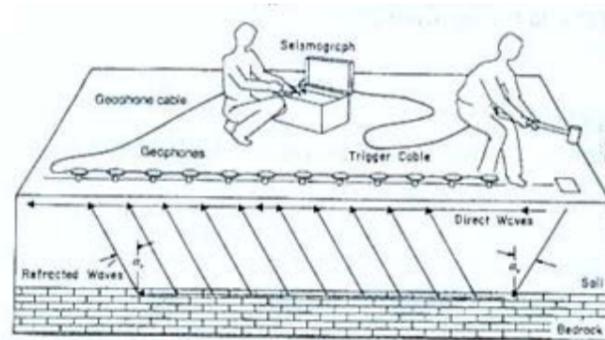


Figura 3-3: Esquema del método utilizado para la ejecución del perfil de refracción sísmica

Para el procesamiento de los datos se utilizó el método de Hagiwara. Este análisis permite obtener la profundidad de “n” interfaces bajo cada geófono. El sismógrafo utilizado es marca Geode de la casa Geometrics con un sistema de registro sísmico de 24 canales y con geófonos separados a cada 5 m. El Geode se utiliza conectado a una laptop que registra y procesa los datos obtenidos.

En refracción sísmica, las fuentes de error posibles incluyen además de los errores topográficos, la lectura de los tiempos de arribo ( $\pm 2$  ms) y el cálculo de las velocidades y profundidades de las interfaces. Este último punto, significa que para estratos profundos el error es acumulativo dependiendo del contraste de la impedancia acústica. En síntesis, se estima que para las primeras capas el error puede ser de hasta un 10%. Para capas profundas el error puede alcanzar hasta 15% sobre la profundidad total.

### 3.1.6 Auscultación del pavimento

Como parte de los trabajos de campo se ha hecho también la auscultación de la estructura del pavimento existente. Esta auscultación incluye la determinación de espesores de la estructura actual, el muestreo de material de subrasante y la ejecución de ensayos con DCP. En el Cuadro 3-5 se presenta la ubicación de los puntos de muestreo/auscultación y el trabajo realizado en cada punto. La ubicación en planta también se indica en el Anexo A.

Cuadro 3-5: Detalle de la auscultación del pavimento – Proyecto Ampliación Ruta No. 147

Punto No.	Estación Aproximada	Coordenadas CRTM05		Investigación realizada
		Longitud	Latitud	
S1	0+320	478933	1100001	Medición de espesores Muestreo de subrasante
S2	0+510	478837	1100171	Medición de espesores Ensayo con DCP
S3	0+650	478806	1100302	Medición de espesores Ensayo con DCP
S4	0+840	478736	1100473	Medición de espesores Muestreo de subrasante
S5	1+020	478676	1100642	Medición de espesores Ensayo con DCP
S6	1+190	478621	1100802	Medición de espesores Muestreo de subrasante
S7	1+550	478490	1101145	Medición de espesores Ensayo con DCP
S8	1+710	478425	1101285	Medición de espesores

Punto No.	Estación Aproximada	Coordenadas CRTM05		Investigación realizada
		Longitud	Latitud	
S9	1+920	478348	1101479	Muestreo de subrasante Medición de espesores Ensayo con DCP
S10	2+070	478295	1101620	Medición de espesores Muestreo de subrasante

Para la ejecución de la auscultación, específicamente la excavación de las trincheras y el muestreo correspondiente, se utilizó un retroexcavadora tipo “back hoe”. En la Foto 3-4 se ilustran las condiciones del sitio durante la excavación de las trincheras.



Foto 3-4: Condiciones del sitio durante los trabajos de auscultación del pavimento y retroexcavadora tipo back-hoe utilizada para las excavaciones y muestreo

Los ensayos de CBR in situ se realizaron con el método del cono de penetración dinámico (DCP) y se utilizó el equipo DCP K-100. Este ensayo se realizó siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM D-6951. El ensayo consiste en hincar una punta cónica mediante golpes de un martillo que posee un peso de 8 kg. La profundidad de penetración asociada a la caída del martillo se mide y se registra para determinar la tasa de penetración. Posteriormente, esta tasa de penetración por golpe se utiliza para correlacionar el porcentaje de CBR in situ. En la Figura 3-4 se presenta un esquema del DCP utilizado en la ejecución de las pruebas.

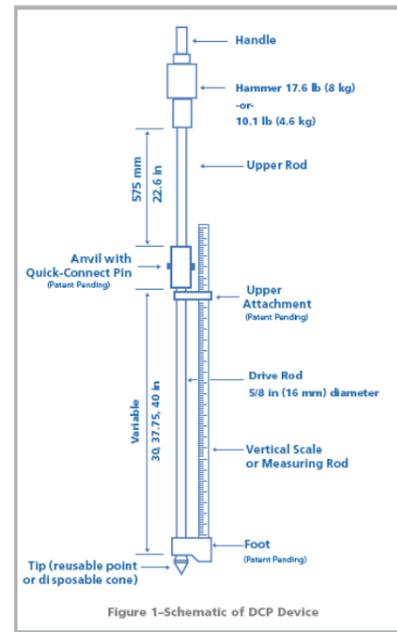


Figura 3-4: Vista esquemática del equipo DCP utilizado en la ejecución de las pruebas

Los resultados de estos ensayos de CBR in situ permitieron obtener las características básicas sobre el material de subrasante. Estas propiedades son un parámetro requerido para el diseño de la estructura de los pavimentos de los accesos.

Cabe destacar que para los ensayos con DCP se realizó una excavación para eliminar la carpeta asfáltica y los materiales granulares que conforman el pavimento. Así pues, el ensayo con DCP inicia en el material de subrasante y por lo tanto, las características que se determinan son las de dicho estrato.

### 3.2 Trabajo de laboratorio

Las muestras de suelo extraídas de las perforaciones se colocaron en bolsas plásticas y fueron trasladadas al laboratorio de INSUMA donde se realizó una descripción detallada según la práctica común. La descripción de las muestras se complementó con la ejecución de ensayos de laboratorio que permitieron obtener las características principales de los materiales presentes en el sitio. Para las muestras de suelo se realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometría vía seca (ASTM D-6913 o ASTM C-136)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)
- Contenido de humedad (ASTM D-2216)
- Porcentaje pasando la malla #200 (ASTM D-1140 o ASTM C-117)

Las muestras de material de subrasante recolectadas, aparte de ser clasificadas mediante los ensayos anteriores, también se les ejecutaron las siguientes pruebas:

- Ensayos de compactación Proctor (ASTM D-698)
- Ensayo de capacidad relativa de soporte CBR (ASTM D-1883)

En el caso de las muestras de roca, también se hizo una descripción detallada de los materiales que incluyó el grado de alteración de la roca, el tipo de juntas y de los materiales en estas juntas. Adicionalmente se determinó el porcentaje de recuperación y se midió el índice de calidad de la roca (RQD, por sus siglas en inglés) (ASTM D-6032). Se seleccionaron algunas de estas muestras para realizar ensayos de compresión simple y determinar la resistencia de la roca intacta (ASTM D-7012). Estos ensayos también permitieron determinar el peso unitario de la roca.

Tal y como se indica anteriormente, todos los ensayos se realizaron siguiendo los procedimientos descritos por las normas establecidas por la organización ASTM. Los resultados obtenidos de los ensayos permitieron, entre otras cosas, clasificar los suelos analizados según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y obtener las características físicas y mecánicas de los materiales.

Como referencia, los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados a las muestras de suelo se resumen en el Anexo B del informe. En estos resultados se indica también el número de muestra, la perforación de la cual se obtuvo y la profundidad correspondiente.

### 3.3 Análisis de gabinete

Una vez que se dispuso de toda la información de los trabajos de campo y de laboratorio, la misma se integró para proceder con el análisis e interpretación de los resultados. Entre otras cosas se llevaron a cabo las siguientes labores: se obtuvieron los perfiles estratigráficos de los distintos sectores investigados y se elaboró un modelo geotécnico correspondiente para cada uno de los sitios. Este modelo se complementó con la experiencia de INSUMA y con la información adquirida de otros estudios realizados en zonas aledañas.

Con base en este modelo fue posible obtener la información asociada al comportamiento ingenieril de los materiales, lo que permitió plantear las recomendaciones generales para la cimentación de las estructuras del Proyecto. Estos modelos se ilustran gráficamente en los capítulos posteriores y para cada uno de los sitios de interés.

Estos mismos modelos, complementados con la topografía del sitio, permitieron realizar análisis de estabilidad de taludes. Estos análisis de estabilidad fueron ejecutados con el método de equilibrio límite y utilizando el software Slide de la casa RocScience. Los análisis de estabilidad fueron realizados para los casos estático y pseudo-estático. En análisis pseudo-estático, que simula las condiciones de sismo, fue realizado considerando un coeficiente de aceleración de 0.15 g, que es el que recomienda el *Código geotécnico de estabilidad de taludes y laderas de Costa Rica* para la zona en que se encuentra el Proyecto (Zona III) y para el tipo de sitio detectado (S<sub>1</sub>). La justificación del tipo de sitio se presenta posteriormente con más detalle.

Con relación a los modelos cabe destacar que en el capítulo de la descripción de los materiales (Capítulo 5) se obtuvieron propiedades físicas y mecánicas promedio para los distintos tipos de suelos y rocas que aparecen a lo largo del trazado del Proyecto. Cabe destacar, sin embargo, que para las recomendaciones geotécnicas se ejecutaron modelos específicos que toman en cuenta las condiciones particulares de cada uno de los sitios de interés. Así pues, el diseño de las distintas estructuras se basa en las propiedades específicas de la zona y no en los valores promedio y generales.

Cabe destacar que como parte de los análisis se hizo una revisión detallada de la interacción suelo-estructura por lo que evidentemente también se dio una interacción entre los diseñadores estructurales y geotécnicos del Proyecto. La información obtenida de las investigaciones geotécnicas se utilizó para generar recomendaciones que fueron tomadas en consideración por la parte estructural. Una vez que se dispuso de los diseños para las distintas obras se procedió a realizar un análisis y una revisión geotécnica de dichas soluciones de manera que se pudiera comprobar un adecuado comportamiento de las obras. Este proceso se mantuvo hasta converger en una solución óptima que cumple tanto lineamientos geotécnicos como de diseño estructural.

## 4 Geología de la zona

En esta sección se presenta una breve descripción de las condiciones geológicas que predominan en la zona del Proyecto. Esto se hace con el objetivo de tener un mejor entendimiento de los materiales que se detectan.

Desde el punto de vista geológico, a lo largo de la longitud de intervención de la Ruta Nacional 147 convergen las siguientes formaciones geológicas: 1) *Formación Depósitos aluviales y coluviales (Qv)*, 2) *Formación Depósitos de*

avalancha ardiente (Qv3) y 3) Formación Lavas Intracañón (Qv4). Estas condiciones se ilustran más claramente en el mapa geológico de la hoja Abra, escala 1:50.000, cuyo extracto se presenta en la Figura 4-1.

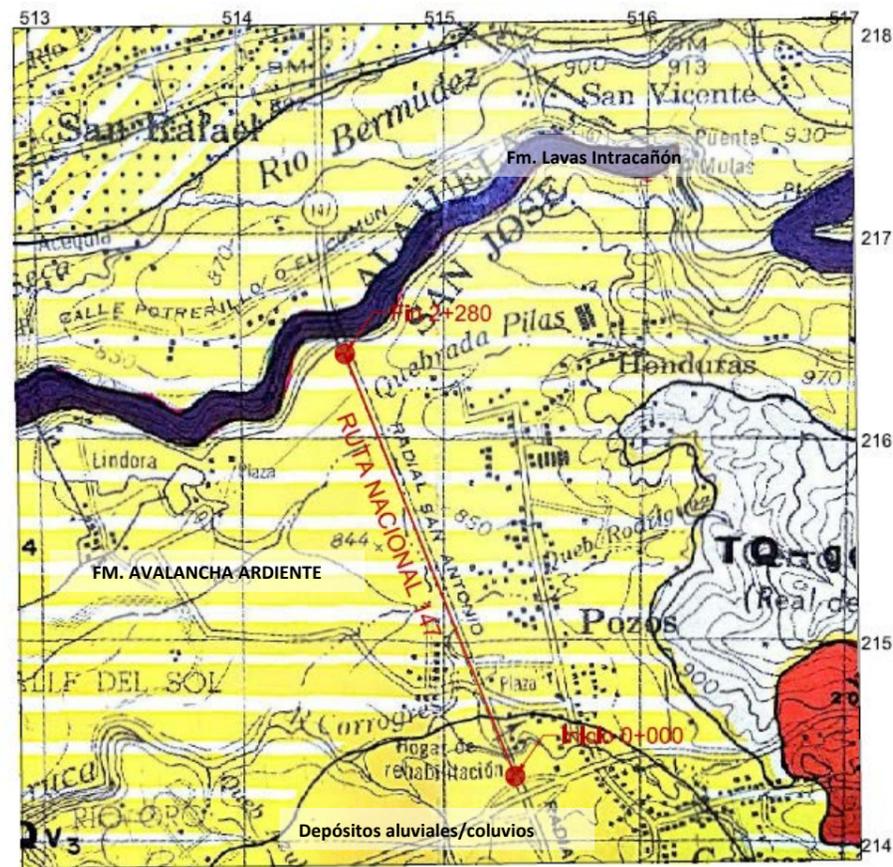


Figura 4-1: Extracto del mapa geológico de la hoja Abra, escala 1:50.000, con la ubicación del Proyecto

Con base en el mapa anterior, se puede observar que el inicio de la zona a intervenir, aproximadamente los primeros 100 – 200 del trazado se ubica dentro de la formación *Depósitos aluviales y coluviales*. Los tipos de materiales asociados con esta formación corresponden con suelos de textura arcillosa/limosa que se han depositado por la acción de la gravedad o por la acción del agua. Esta formación predomina hacia la zona de Santa Ana y apenas logra abarcar los primeros 100 – 200 m de la zona de interés. Cabe destacar que producto de las obras de infraestructura que existen, en esos 100 – 200 m existen zonas de corte y afloramientos rocosos, como es el caso del paso a desnivel por debajo de la Ruta 27 y del puente sobre el río Corrogres.

A partir de la estación 0+200 y hasta el puente sobre el río Virilla, la formación geológica que predomina es *Depósitos de Avalancha Ardiente*. El tipo de roca predominante de esta formación es una ignimbrita de color gris y con características de resistencia aceptables a buenas. Este tipo de roca presenta distintos grados de alteración y puede estar más meteorizada cerca de la superficie. La ignimbrita aflora en varios de los cortes del tramo bajo estudio, en particular aquellos que están más cercanos al puente sobre el río Virilla.

A nivel superficial la ignimbrita puede estar sobrecubierta por suelos muy arcillosos, por limos de color café o bien por rellenos antrópicos que en algún momento se colocaron como parte de la construcción de obras de infraestructura que se han realizado en la zona. Los espesores de estos estratos de suelo son variables.

En el caso de las arcillas es conocido que se trata de suelos problemáticos con un alto potencial de expansión, por lo que para efectos del presente informe se han tomado las medidas correspondientes para garantizar que su comportamiento no afectará las obras del Proyecto. Es muy importante destacar que si bien estas arcillas son típicas

de la zona, las mismas no predominan en el trazado principal del Proyecto, aspecto que obedece a que el material fue removido como parte de la construcción de la calle actual. Dada esta situación, las arcillas expansivas y problemáticas predominan principalmente en los terrenos vírgenes que se ubican hacia el este y oeste de la Carretera, y que están por fuera del derecho de vía. En el derecho de vía del Proyecto esta arcilla aparece de forma localizada y su presencia se delimita en cada uno de los sitios de interés y donde se realizó la investigación geotécnica. En los apartados posteriores se trata con más detalle el comportamiento de la arcilla y las medidas adoptadas para cada una de las obras.

Hacia el final del tramo previsto para la ampliación se ubica la formación *Lavas Intracañón*. Estas rocas corresponden con andesitas que afloran en el cañón del río Virilla. Este tipo de rocas no se detecta a lo largo del trazado de la Ruta Nacional 147 que será ampliado.

Desde el punto de vista geomorfológico, el área del Proyecto se ubica en las formas de origen volcánico. Específicamente, la unidad donde se localiza se denomina *Relleno volcánico del Valle Central*.

Desde el punto de vista sísmológico y con base en el Mapa sísmológico y neotectónico de la Gran Área Metropolitana, escala 1:200.000, en la zona existe algunos lineamientos moderados sugestivos de ser fallas recientes. En el Atlas Tectónico de Costa Rica, escala 1:500.000, no existen fallas activas plenamente identificadas a lo largo de la zona a intervenir; sin embargo, existen fallas que están ubicadas unos cuantos kilómetros hacia el este y que tiene un alineamiento NW-SE. Estas condiciones son tomadas en cuenta en el diseño sísmo-resistente de las estructuras y a través de las recomendaciones que realiza el *Código Sísmico de Costa Rica 2010*, el *Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición* y el *Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica*.

Según el *Código Sísmico de Costa Rica 2010*, el área del Proyecto se ubica dentro de la Zona III, donde dependiendo del tipo de suelo se esperan aceleraciones entre 0.30 y 0.36 g. Cabe señalar que estas aceleraciones no corresponden con los mismos coeficientes sísmicos que se consideran en los análisis de estabilidad pseudo-estáticos. Para seleccionar estos coeficientes sísmicos se siguen las recomendaciones del *Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica*.

## 5 Descripción de los distintos tipos de materiales

Con base en los resultados obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio, se determina que los tipos de materiales que se detectan a lo largo del trazado de la Ruta Nacional 147 son consistentes con la geología descrita en la sección anterior. El perfil estratigráfico del terreno está compuesto por suelos de textura arcillosa y limosa que están subyacentes por rocas tipo tobas/ignimbritas con distintos grados de alteración. También se detecta la presencia de rellenos que probablemente fueron conformados como parte de la construcción de alguna de las obras de infraestructura que existen en los alrededores.

Los tipos de materiales que se detectan a lo largo del Proyecto son los siguientes: 1) rellenos heterogéneos compuestos por arenas arcillosas o arcillas arenosas de compactación suelta a media, 2) arcilla plástica de color gris y café grisáceo de consistencia muy blanda a blanda, 3) arcilla limosa o limo arcilloso de color café, café amarillento y café grisáceo de consistencia blanda a media, 4) arena limosa o limo arcilloso color café y café grisáceo, de compactación densa a muy densa, 5) toba muy alterada de color café y 6) ignimbrita de color gris. Esta capa de ignimbrita se puede subdividir en función de su grado de alteración.

Cabe destacar que los estratos descritos anteriormente no aparecen en todas las perforaciones ejecutadas y que su espesor es variable dependiendo de su ubicación. Sus características físicas y mecánicas también pueden variar dependiendo del sitio donde se ejecutaron los sondeos. Debido a la heterogeneidad descrita anteriormente con respecto a la distribución de los materiales resulta complejo y poco práctico elaborar un perfil representativo a todo lo largo del tramo donde se llevará a cabo la ampliación de la Ruta Nacional 147; sin embargo, es posible determinar

los tipos de materiales que aparecen y hacer una representación y un modelo específico de los sitios donde aparecen estos materiales.

A continuación, se presenta una descripción más detallada de las características físicas y mecánicas de cada uno de los materiales. Se debe tener en cuenta que la descripción aquí presentada es general y corresponde con los valores promedio. Posteriormente, y para cada sitio de interés, se presenta un modelo específico donde se presentan las propiedades específicas de cada punto.

5.1 Capa 1 – Relleno

Esta primera capa se detecta principalmente en las zonas donde existen pasos de agua, específicamente en los sectores del puente sobre el río Corrogres y las tres quebradas (sin nombre, Rodríguez y Pilas). No se detecta en la zona donde se tiene previsto conformar cortes. El espesor de este estrato varía entre 1 y 4 m.

Los rellenos son bastante heterogéneos en su constitución y están conformados por mezclas de arenas, bloques y arcillas y que se han depositado sin ningún control en las zonas investigadas. Los colores de estos suelos varían entre gris, café grisáceo y café oscuro. La fracción fina de los materiales de relleno está en el orden del 30%. Esta fracción fina posee una plasticidad media a alta y el contenido de humedad es en promedio de 41%.

Con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) el material clasifica como una arena arcillosa (SC) o como una arena limosa (SM). Las características físicas promedio de este material se listan en el Cuadro 5-1.

Cuadro 5-1: Propiedades físicas promedio de la Capa 1

Propiedad	Resultado Promedio
Peso unitario total [kN/m <sup>3</sup> ]	19
% Pasando malla ¾ [%]	94
% Pasando malla ¾ [%]	86
% Pasando malla 4 [%]	76
% Pasando malla 10 [%]	67
% Pasando malla 40 [%]	50
% Pasando malla 200 [%]	33
Humedad natural [%]	41
Límite líquido [%]	49
Límite plástico [%]	26
Índice de plasticidad [%]	23
Clasificación SUCS	SC o SM

Desde el punto de vista mecánico este estrato posee una compacidad suelta a media. Los valores N<sub>SPT</sub> registrados en las perforaciones varían entre 4 y 40 con un promedio de 12. Utilizando la correlación propuesta por Peck, Hanson y Thornburn entre los valores N<sub>SPT</sub> y el ángulo de fricción, se determina que el ángulo de fricción promedio de esta capa de relleno es ligeramente superior a 30° (ver Figura 5-1).

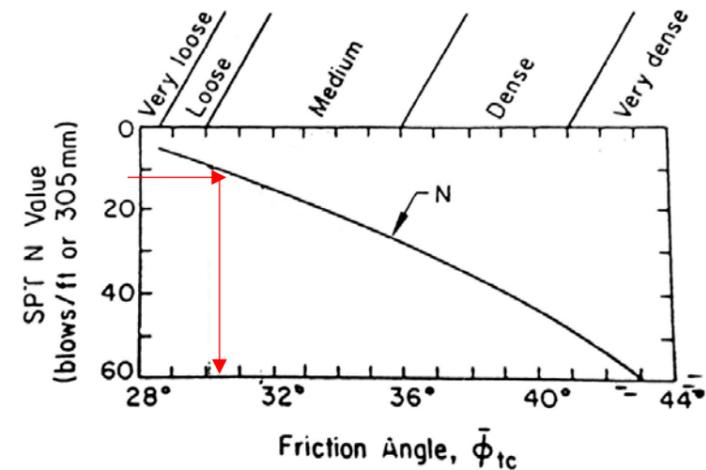


Figura 5-1: Correlación propuesta por Peck, Hanson y Thornburn para determinar el ángulo de fricción efectiva

En esta capa de relleno se realizaron también ensayos con el presiómetro TEXAM. Los ensayos ejecutados fueron el PMT3 y PMT-5. Los resultados obtenidos de las pruebas se resumen en el Cuadro 5-2.

Cuadro 5-2: Resumen de resultados de los ensayos con presiómetro realizados en la Capa 1

Ensayo No.	Perforación No.	Profundidad [m]	Presión Fluencia p <sub>y</sub> [kPa]	Presión Última p <sub>L</sub> [kPa]	Módulo E <sub>0</sub> [kPa]
PMT-3	P-4	2.00	101	164	1012
PMT-5	P-6	3.75	83	226	991

Con base en los resultados anteriores se presentan los siguientes comentarios:

- Se determina que se obtiene presiones últimas que son relativamente bajas y que denotan una compacidad suelta del material.
- El módulo de deformación obtenido es relativamente bajo y es consistente con los resultados de resistencia que se están obteniendo.
- Los ensayos se realizaron a profundidades donde los valores N<sub>SPT</sub> varían entre 4 y 6 que denota una compacidad suelta. Así pues, la compacidad determinada por ambos métodos es consistente.
- Si se determina de forma preliminar la capacidad de soporte admisible a través del método directo con el presiómetro se obtiene que a esa profundidad dicha capacidad de soporte varía entre 4.5 y 6 t/m<sup>2</sup>. Este resultado es el mismo que se obtiene si la capacidad de soporte se determina a través de los resultados de las pruebas N<sub>SPT</sub>. Se debe tener en cuenta que esto evidentemente es válido para la profundidad donde se realiza el ensayo y que se trata de un cálculo muy preliminar que no toma en cuenta geometría, factores de profundidad y forma, etc.

5.2 Capa 2 – Arcilla plástica

El segundo tipo de material se detecta en algunos de los sondeos ejecutados. El material es típico de esta zona y consiste en una arcilla de color gris y café grisáceo. Como se indicó en el apartado de geología, el material predomina principalmente fuera del derecho de vía, en los terrenos vírgenes ubicados hacia este y oeste, pero ha sido eliminado en el trazado actual de la Carretera y probablemente como parte del proceso de construcción de la misma.

## RQ Ingeniería de Tránsito

Esta capa posee un espesor que varía entre 0.5 y 1.75 m, aunque hay sectores donde puede ser de hasta 5.5 – 7.5 m, como es el caso de los sondeos P1 y P2. Estos espesores mayores obedecen a que se trata de rellenos o botaderos que fueron conformados con esta arcilla.

Desde el punto de vista del SUCS, este suelo clasifica como una arcilla o limo de alta compresibilidad (CH o MH). Las características físicas promedio son las que se indican en el Cuadro 5-3.

Cuadro 5-3: Propiedades físicas promedio de la Capa 2

Propiedad	Resultado Promedio
Peso unitario total [kN/m <sup>3</sup> ]	18
% Pasando malla ¾ [%]	98
% Pasando malla ¾ [%]	96
% Pasando malla 4 [%]	95
% Pasando malla 10 [%]	91
% Pasando malla 40 [%]	79
% Pasando malla 200 [%]	68
Humedad natural [%]	41
Límite líquido [%]	74
Límite plástico [%]	38
Índice de plasticidad [%]	36
Clasificación SUCS	CH o MH

Esta arcilla tiene la particularidad que posee una plasticidad alta o muy alta. Esto hace que el material tenga un potencial de expansión elevado, lo que significa que se pueden presentar cambios de volumen importantes (expansiones o contracciones) cuando se presentan cambios de humedad en el material. Estos cambios de volumen, junto con las presiones de hinchamiento que se generan, pueden provocar problemas en las estructuras livianas como pavimentos y pisos.

Debido a las características anteriores, esta arcilla tiene la particularidad que durante los meses secos, el material se contrae, por lo que se produce un agrietamiento a nivel superficial. Adicionalmente durante estos meses el suelo arcilloso posee una consistencia mayor; sin embargo, esto es un efecto de que el material está en una condición más seca.

Durante la época lluviosa, sucede totalmente lo contrario. Producto del incremento en la humedad asociado con las lluvias, el material se expande. Adicionalmente, al tener una humedad mayor la resistencia al corte disminuye considerablemente. Debido a la plasticidad del material, la expansión que se da durante la época lluviosa se puede clasificar como alta o muy alta.

Para definir el potencial de expansión no se ejecutaron ensayos específicos de potencial de expansión; sin embargo, dicha propiedad se evaluó a través de una serie de metodologías que se utilizan para este fin. Para el presente estudio se utilizaron específicamente los métodos propuestos por Chen, Seed y Vijayvergiya y Ghalazzy modificado por Cuellar. El detalle de cada uno de estos métodos se presenta a continuación:

**Método de Chen:** Con base en este método se determina el grado de expansión de la arcilla en función de su granulometría y su plasticidad. Adicionalmente, se puede determinar el grado de expansión probable utilizando la fórmula indicada en la Ecuación 5-1.

$$h(\%) = 0,2558 * e^{0,0838*IP} \quad \text{Ecuación 5-1}$$

Donde IP es el índice de plasticidad del material.

Los criterios utilizados por este método son los indicados en el Cuadro 5-4.

Cuadro 5-4: Clasificación de expansividad según criterio de Chen (1975)

% Pasando #200	Límite Líquido	Expansión probable (%)	Grado de Expansión
< 30	< 30	< 1	Bajo
30 - 60	30 - 40	1 - 5	Medio
60 - 95	40 - 60	3 - 10	Alto
95	> 60	> 10	Muy alto

Con base en las características para esta arcilla, presentadas en el Cuadro 5-3 se determina que el porcentaje pasando la malla #200 es de 68% y que el límite líquido es de 74%. Adicionalmente, la expansión probable se puede determinar sustituyendo el valor del índice de plasticidad obtenido de los ensayos de laboratorio (36%) en la  $h(\%) = 0,2558 * e^{0,0838*IP}$  Ecuación 5-1 y se obtiene que la expansión probable será de 5.22%.

$$h(\%) = 0,2558 * e^{0,0838*IP} = 0,2558 * e^{0,0838*36} = 5.22\%$$

Con base en estas propiedades de la arcilla, se obtiene que el grado de expansión del material es alto o muy alto.

**Método de Seed:** Este criterio hace una relación directa entre el grado de expansión de la arcilla y su índice de plasticidad. El criterio establecido es el mostrado en el Cuadro 5-5.

Cuadro 5-5: Clasificación de expansión según Seed

Índice de plasticidad	Potencial de expansión (%)
10	0,4 - 1,5
20	2,2 - 3,8
30	5,7 - 12,2
40	11,8 - 25,0
50	20,1 - 42,6

Considerando que el índice de plasticidad de las arcillas es de 36% y aplicando el criterio del cuadro anterior, se determina que el potencial de expansión del material está entre 5.7 - 12.2%. Nótese que este valor coincide con la expansión probable de 5.2% que se calculó con el otro método. Para esta condición, el potencial de expansión del material también se considera alto.

**Método de Vijayvergiya y Ghalazzy modificado por Cuellar:** Este método permite determinar el potencial de hinchamiento de una arcilla utilizando la información presentada en la Figura

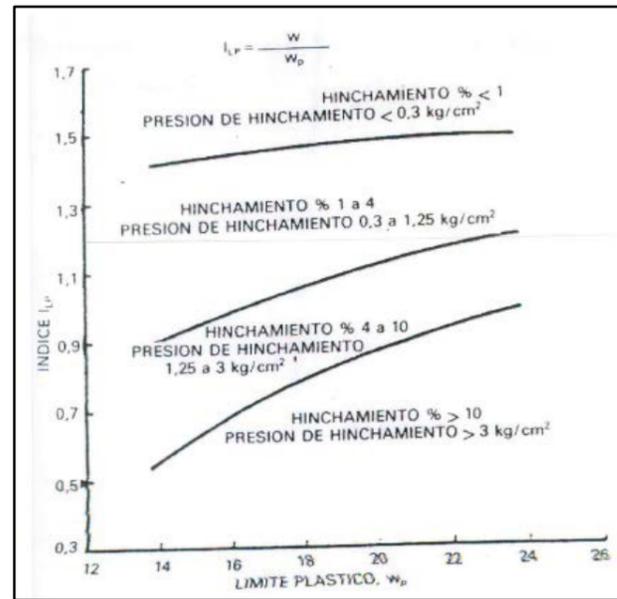


Figura 5-2: Expansión y presión de hinchamiento generada por un material arcilloso

Para utilizar el gráfico anterior es necesario antes determinar el parámetro definido en la  $I_{WP} = \frac{w_0}{LP}$   
Ecuación 5-2.

$$I_{WP} = \frac{w_0}{LP} \quad \text{Ecuación 5-2}$$

Donde  $w_0$  es el contenido de humedad natural y  $LP$  es el límite plástico de la arcilla.

Para esta arcilla el contenido de humedad natural es 41% y el límite plástico promedio es de 38%, por lo que el valor  $I_{WP} = 1.1$ .

Con base en estos resultados se determina que la arcilla puede tener porcentajes de expansión de 4 a 10%, es decir, un valor consistente al aplicar los otros métodos. Adicionalmente, se estima que la presión de hinchamiento que puede generar el material está en un rango de 1.25 kg/cm<sup>2</sup> a 3 kg/cm<sup>2</sup>.

Desde el punto de vista mecánico es conocida la baja resistencia al corte que posee esta arcilla plástica. Esto es consistente con los valores  $N_{SPT}$  registrados en las perforaciones, donde se registra un valor promedio de 7 y una variación entre 2 y 21. Estos resultados denotan una consistencia muy blanda a blanda del material. La resistencia al corte no drenada  $s_u$  que se obtiene para esta capa en función de los valores  $N_{SPT}$  es de 39 kPa.

Para determinar esta cohesión se utilizaron las correlaciones con el valor  $N_{SPT}$  propuestas por Terzaghi-Peck, Bowles y Stroud y se obtuvo el promedio de cohesión no drenada. Estas correlaciones se ilustran respectivamente en la Ecuación 5-3, Ecuación 5-4 y Ecuación 5-5 y fueron utilizadas para los otros distintos materiales que se describen en este informe.

$$s_u = 6,4 \times N_{SPT} = 6,4 \times 7 = 45kPa \quad \text{Ecuación 5-3}$$

$$s_u = 6,0 \times N_{SPT} = 6,0 \times 7 = 42kPa \quad \text{Ecuación 5-4}$$

$$s_u = 4,4 \times N_{SPT} = 4,4 \times 7 = 31kPa \quad \text{Ecuación 5-5}$$

En este estrato se ejecutaron los sondeos con presiómetro identificados como PMT1, PMT2 y PMT6. En el Cuadro 5-6 se resumen los resultados obtenidos.

Cuadro 5-6: Resumen de resultados de los ensayos con presiómetro realizados en la Capa 2

Ensayo No.	Perforación No.	Profundidad [m]	Presión Fluencia $p_f$ [kPa]	Presión Última $p_L$ [kPa]	Módulo $E_0$ [kPa]
PMT-1	P-1	2.00	183	375	2191.0
PMT-2	P-2	6.00	224	396	3090.0
PMT-6	P-7	4.5	95	159	453.0

Con base en los resultados del Cuadro 5-4 se presentan los siguientes comentarios:

- La presión última obtenida de los ensayos denota que los suelos ensayados poseen una consistencia blanda a media, es decir, se obtienen resultados similares a los determinados mediante las pruebas SPT.
- Los ensayos con PMT en este estrato se realizaron en tramos de las perforaciones donde los valores  $N_{SPT}$  varían entre 2 y 9, por lo que se determina que la resistencia al corte no drenada de estos suelos está entre 11 y 50 kPa. La resistencia al corte no drenada obtenida directamente del presiómetro varía entre 24 y 53 kPa. Al comparar los resultados de ambos tipos de prueba (presiómetro y  $N_{SPT}$ ) existen una buena concordancia en los resultados.

En esta segunda capa de suelo también se realizaron ensayos con CPTu, en el tramo entre las estaciones 0+130 y 0+310. A través de las correlaciones que existen con los resultados del CPTu se pueden obtener características físicas y mecánicas para esta capa. Estos parámetros se describen a continuación.

- Se determina que el peso unitario total del material es de 18.4 kN/m<sup>3</sup>.
- El valor  $N_{SPT}$  promedio correlacionado con los resultados CPTu es de 7, es decir, prácticamente el mismo valor que se midió mediante las pruebas en campo.
- La resistencia al corte no drenado promedio obtenido de los ensayos con CPTu es de 110 kPa. Mediante las pruebas SPT se determina que la resistencia al corte no drenado en el sector de los sondeos R3 y R4 (que son los más cercanos) es 50 kPa, es decir, prácticamente la mitad de lo determinado con el CPTu.
- La razón de sobre consolidación obtenida para esta capa disminuye con la profundidad. El valor de OCR promedio está por encima de 5. Se debe tener en consideración que este suelo está a una profundidad muy somera y está muy expuesto a los cambios de humedad, lo que hace que pueda ser una capa disecada y de ahí los resultados obtenidos.
- El módulo de deformación volumétrica  $M$  obtenido a través de los ensayos ejecutados (CPT-1 y CPT-2) es en promedio de 34 MPa.

Con base en las características de resistencia y al potencial de expansión descritos anteriormente, resulta evidente que desde el punto de vista geotécnico las características de la arcilla no son favorables el desarrollo de obras de infraestructura. Este tipo de suelo es claramente problemático, de ahí las recomendaciones que se presentan posteriormente de no cimentar sobre este tipo de materiales si es posible o bien de realizar sustituciones parciales o totales en caso de ser necesario para que las obras sean seguras. Se aclara que la presencia de esta capa se ha tomado en cuenta en todo momento para proceder con las recomendaciones pertinentes.

Nuevamente y como se indica en el capítulo de geología, si bien se trata de un suelo problemático el estrato se detecta en zonas localizadas del Proyecto. No se detecta, por ejemplo, directamente por debajo del pavimento existente y hasta una profundidad de 1.5 m, tal y como se pudo determinar de las distintas trincheras realizadas como parte de la auscultación (ver apartado 6.9). Tampoco se detecta en las zonas de cortes hacia el inicio y final del trazado. En los casos en que aparece el material, se ha tomado en cuenta su presencia para proceder con los diseños.

5.3 Capa 3 – Limo arcilloso o arcilla limosa

El tercer tipo de material que se detectó en las perforaciones corresponde con un limo arcilloso o una arcilla limosa de color café y café grisáceo con pintas amarillentas, blancas y rojizas. Este suelo se detecta principalmente en los sondeos ejecutados en las zonas de las tres quebradas y su espesor varía entre 2 y 4.5 m. Este suelo se caracteriza por tener una plasticidad media a alta, una humedad natural alrededor de un 40% y por estar mezclado con una fracción de partículas tamaño arena fina.

Con base en el SUCS, el suelo clasifica como una arcilla de baja compresibilidad (CL) o como un limo de alta compresibilidad (MH). Las características físicas promedio se detallan en el Cuadro 5-7.

Cuadro 5-7: Propiedades físicas promedio de la Capa 3

Propiedad	Resultado Promedio
Peso unitario total [kN/m <sup>3</sup> ]	18.5
% Pasando malla ¾ [%]	99
% Pasando malla ¾ [%]	96
% Pasando malla 4 [%]	94
% Pasando malla 10 [%]	89
% Pasando malla 40 [%]	79
% Pasando malla 200 [%]	65
Humedad natural [%]	39
Límite líquido [%]	51
Límite plástico [%]	31
Índice de plasticidad [%]	20
Clasificación SUCS	CL o MH

Desde el punto de vista mecánico este limo arcilloso o arcilla limosa posee una consistencia blanda a media con valores N<sub>SPT</sub> que varían entre 4 y 23 y con un promedio de 9. La resistencia a la corte no drenada obtenida de la correlación con las pruebas SPT es de 50 kPa. Se utilizaron las correlaciones expresadas anteriormente para la determinación de este valor.

En esta capa de suelo se ejecutó el sondeo identificado como PMT4. En el Cuadro 5-8 se resumen los resultados obtenidos.

Cuadro 5-8: Resumen de resultados de los ensayos con presiómetro realizados en la Capa 3

Ensayo No.	Perforación No.	Profundidad [m]	Presión Fluencia p <sub>y</sub> [kPa]	Presión Última p <sub>L</sub> [kPa]	Módulo E <sub>0</sub> [kPa]
PMT-4	P-4	4.00	93	196	1378.0

Los resultados obtenidos del ensayo anterior no resultan tan satisfactorios. Esta prueba se realizó a una profundidad donde los valores N<sub>SPT</sub> medidos son de entre 20 y 23, lo que denota una consistencia rígida del material y donde la cohesión no drenada esperada debería ser superior a los 100 kPa. Los resultados obtenidos con el presiómetro, sin embargo, denotan una consistencia muy blanda del suelo. La resistencia al corte no drenado obtenido para este estrato es de apenas 35 kPa, es decir, considerablemente menor a los resultados obtenidos con SPT. Se considera que durante la ejecución de las pruebas se pudo haber presentado un remoldeo importante del terreno natural o algún problema con el equipo y por lo tanto no se obtienen resultados satisfactorios.

Dadas estas condiciones, se ha tomado como base para la caracterización de los materiales los resultados de los ensayos N<sub>SPT</sub>. Adicionalmente, es importante tener en consideración que se han tomado las condiciones específicas de cada uno de los sitios investigados y se ha comparado con las perforaciones aledañas ejecutadas.

5.4 Capa 4 – Arena limosa o limo arcilloso con arena

El cuarto tipo de material detectado en las perforaciones ejecutadas corresponde con una arena arcillosa o un limo arcilloso mezclado con arena que posee un color café grisáceo o gris. Este estrato corresponde con una transición hacia los estratos rocosos del sitio y se detecta hacia el final de los sondeos en prácticamente todas las perforaciones ejecutadas. El espesor de esta capa es relativamente pequeño y varía entre 1 y 3 m.

Este suelo se encuentra mezclado con una fracción fina que posee una plasticidad nula a media. El contenido de humedad natural del suelo es cercano al 30%, es decir, menor a la humedad detectada en las capas que la sobreyacen. Con base en el SUCS, el suelo clasifica como una arena arcillosa o arena limosa (SC o SM). En algunos casos, si la cantidad de finos es mayor, también puede considerarse como un limo de alta compresibilidad (MH).

Las características físicas promedio del material se listan en el Cuadro 5-9.

Cuadro 5-9: Propiedades físicas promedio de la Capa 4

Propiedad	Resultado Promedio
Peso unitario total [kN/m <sup>3</sup> ]	19.5
% Pasando malla ¾ [%]	95
% Pasando malla ¾ [%]	89
% Pasando malla 4 [%]	86
% Pasando malla 10 [%]	78
% Pasando malla 40 [%]	64
% Pasando malla 200 [%]	48
Humedad natural [%]	27
Límite líquido [%]	47
Límite plástico [%]	30
Índice de plasticidad [%]	17
Clasificación SUCS	SM o SC

Desde el punto de vista mecánico este suelo posee una compacidad firme a densa con valores N<sub>SPT</sub> que varían entre 10 y 69 y cuyo promedio es de 33. Por tratarse de un material granular, la resistencia al corte se determina mediante el ángulo de fricción, cuyo valor correlacionado es de 37°. Para la determinación de este valor se utilizó también el criterio mostrado en la Figura 5-1. Se debe tener en consideración que existen bastantes tramos que son de naturaleza cohesiva, en cuyo caso la resistencia al corte no drenado promedio sería de 185 kPa. Para determinar este valor se utilizó la correlación indicada entre s<sub>u</sub> y N<sub>SPT</sub> y que se detalló en las Ecuaciones 5-3 a 5-5.

En esta capa de suelo también se realizaron ensayos con CPTu, específicamente en el tramo entre las estaciones 0+130 y 0+310. A través de las correlaciones que existen con los resultados del CPTu se pueden obtener características físicas y mecánicas para esta capa. Estos parámetros se describen a continuación.

- Con base en el tipo de comportamiento de suelo (SBT), se determina que este estrato posee un comportamiento drenado y asociado con una arena arcillosa rígida o muy rígida o con arena.
- Se determina que el peso unitario total del material es de 20 kN/m<sup>3</sup>.
- La resistencia normalizada de la punta (q<sub>p</sub>/p<sub>a</sub>) tiene un valor promedio de 81 lo que denota una compacidad relativa media a densa o bien una consistencia muy dura. Esto es consiste con la clasificación que se hace con los valores obtenidos del SPT.
- Con base en los resultados con el cono se determina que el ángulo de fricción de este suelo varía entre 36° y 44°. Para efectos del presente estudio este suelo se caracterizará con un ángulo de fricción de 37° que corresponde con un valor promedio obtenido tanto de los ensayos con CPT como con SPT.
- El módulo de deformación volumétrica M obtenido a través de los ensayos ejecutados (CPT-1 y CPT-2) es en promedio de 93 MPa, es decir casi 3 veces más que el módulo obtenido para la arcilla de la Capa 2.

5.5 Capa 5 – Toba alterada

Este quinto tipo de material se detecta únicamente en las perforaciones R3 y R4, realizadas en el talud del tramo entre las estaciones 0+100 y 0+280. El espesor de esta capa varía entre 1 y 2 m. Consiste en una toba muy alterada de color café mezclada con bloques más duros. Esta toba posiblemente es la ignimbrita de la Capa 6 pero en una condición mucho más alterada. En la Foto 5-1 se ilustran las condiciones de la toba.



Foto 5-1: Caja de perforación del sondeo R3 donde se ilustra la toba de la Capa 5

Desde el punto de vista de resistencia y debido a la presencia de bloques de roca esta capa no puede ser perforada con el método SPT y por lo tanto debe ser atravesado con el método de rotación. La resistencia a la compresión simple de esta toba en su condición muy alterada está en el orden de los 30 – 40 kg/cm<sup>2</sup>.

El porcentaje de recuperación de material durante el proceso de perforación varía entre 20 y 65%. El peso unitario del material es de 19 kN/m<sup>3</sup>.

Para definir los parámetros de resistencia efectivos (modelo de Mohr-Coulomb) en este material se utilizaron las propiedades de la capa y se aplicó el criterio de Hoek y Brown. Una vez aplicado este criterio los resultados se compararon contra valores recomendados por la literatura y que han sido utilizados para diseño de distinto tipo de obras.

Para facilitar la aplicación del criterio indicado anteriormente se utilizó el programa RocLab. Los datos de entrada requeridos para el criterio son: 1) resistencia a la compresión simple  $\sigma_{ci}$ , 2) el índice de resistencia geológica (GSI, por sus siglas en inglés), 3) el parámetro de resistencia  $m_i$  que depende del tipo de roca y 4) el factor de alteración asociado con la excavación  $D$ .

Los rangos de valores considerados en el análisis se detallan en el Cuadro 5-10.

Cuadro 5-10: Parámetros considerados para la toba en la aplicación del método Hoek-Brown

Parámetro	Valores considerados	Justificación
$\sigma_{ci}$	3 MPa – 4 MPa	Obtenido de pruebas de laboratorio (Ver Anexo B)
GSI	30 – 38	Se considera que se trata de un macizo blocoso, alterado, con algunas vetas. Se considera que la condición de la superficie es entre pobre y aceptable.
$m_i$	8 – 18	Se trata de una roca ígnea tipo toba
$D$	0	Se considera que se realizarán excavaciones mecánicas de buena calidad

Utilizando los valores mínimos indicados en el cuadro anterior, es decir, una resistencia a la compresión simple de 3 MPa, un GSI de 30 y un  $m_i$  de 8 se obtiene que los parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb son un ángulo de fricción efectivo de 33° y una cohesión efectiva de 41 kPa. Si los valores utilizados son los máximos del rango especificado (es decir  $\sigma_{ci}$  = 4 MPa, GSI = 38 y  $m_i$  = 18, se obtiene que el ángulo de fricción y la cohesión efectiva son respectivamente de 45° y 67 kPa.

Se procedió a comparar los resultados anteriores con los valores presentados en la literatura. Específicamente se utilizó la recomendación de Lourenço et al (2009) que presenta parámetros de resistencia de macizos rocosos volcánicos y que se incluye en la Figura 5-3.

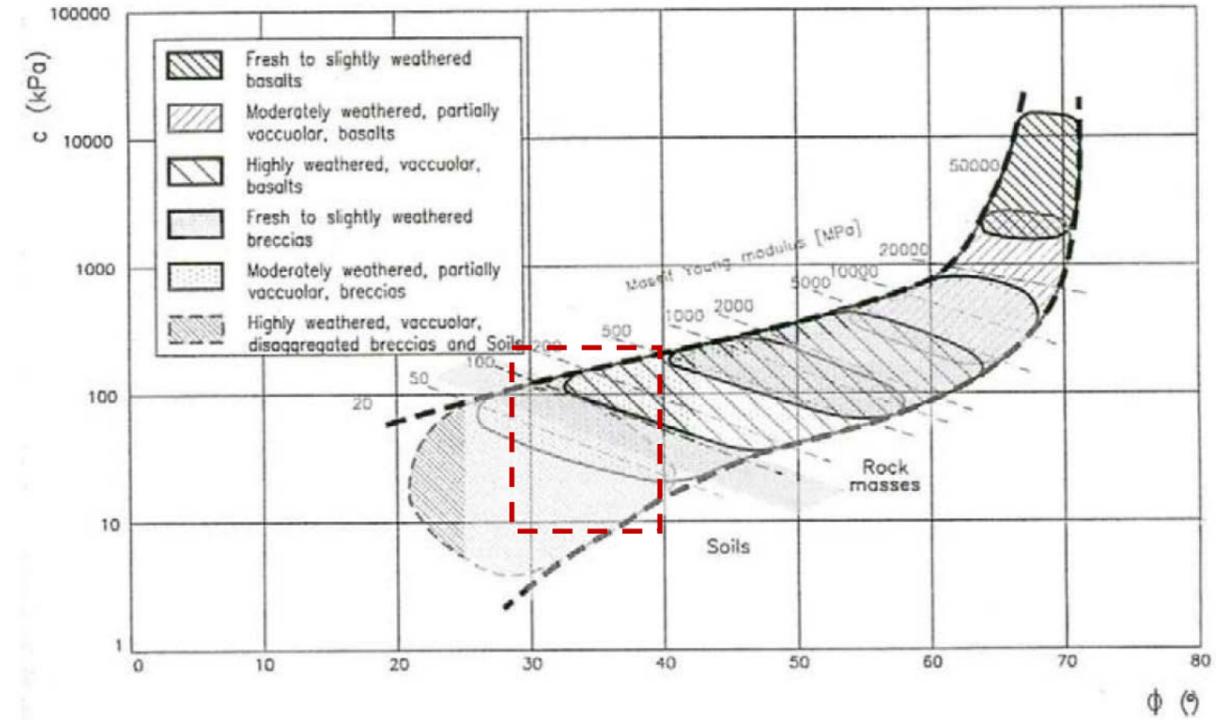


Figura 5-3: Parámetros de resistencia de macizos rocosos en ambientes volcánicos (Lourenço et al 2009)

Con base en la figura anterior se puede observar que para rocas tipo brechas con una alteración moderada (ver recuadro en rojo), es decir similar a las tobas de la Capa 5, los ángulos de fricción pueden estar entre 30° y 40°. En el caso de la cohesión efectiva del macizo, estos valores están entre 10 kPa y 100 kPa.

Con base en los resultados anteriores, los parámetros de resistencia asignados al macizo rocoso son un ángulo de fricción de  $\phi = 37^\circ$  y una cohesión efectiva de  $c' = 50$  kPa.

5.6 Capa 6 – Ignimbrita

El sexto tipo de material detectado en las perforaciones es la roca del sitio que corresponde con una ignimbrita de color gris. Esta ignimbrita posee distintos grados de alteración y de fracturamiento, por lo que es posible dividir el estrato en dos subcapas. La primera subcapa se detecta a nivel más superficial y se encuentra en una condición muy alterada a alterada. Esta se ha designado como Capa 6a. La segunda subcapa es la misma ignimbrita pero en una condición ligeramente alterada o sana y se ha identificado como Capa 6b. Debido a las diferencias en la alteración de los materiales la roca presenta características distintas (resistencia, compresibilidad, etc).

En las Foto 5-2 se presenta la caja de perforación del sondeo R2. En esta caja es posible observar las diferencias en el grado de alteración de la muestra y como la alteración va disminuyendo con la profundidad.

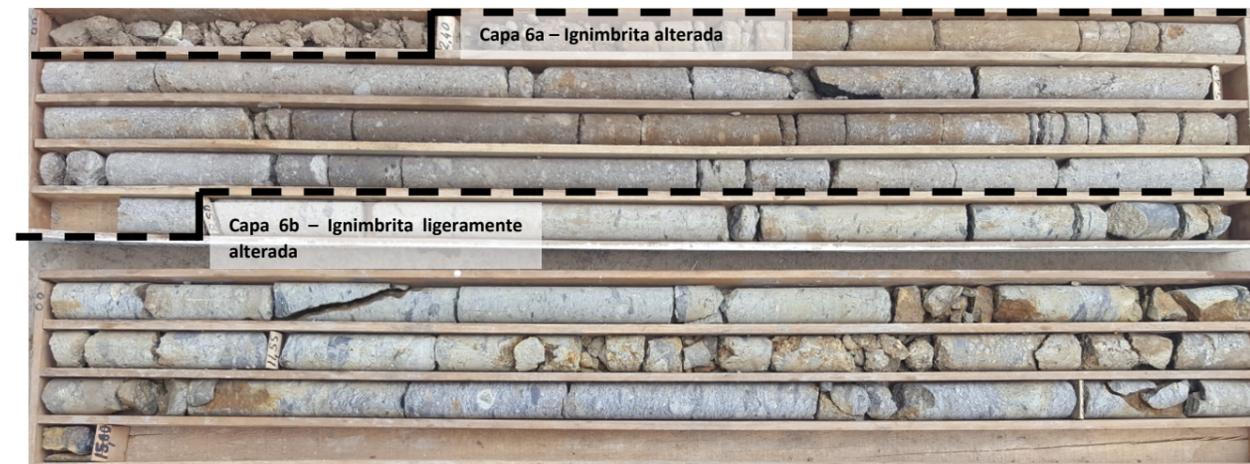


Foto 5-2: Caja de perforación del sondeo R2 donde se puede ilustrar las diferencias en la alteración de la ignimbrita.

A continuación, se presenta la descripción de las características principales de cada una de las subcapas.

### 5.6.1 Capa 6a – Ignimbrita muy alterada a alterada

Esta subcapa se detecta en los sondeos R1 a R4. Corresponde con una ignimbrita de color gris claro con presencia de fiames y pequeños bloques. En la Foto 5-3 se presentan núcleos de roca extraídos de las cajas de perforación.

La alteración de la roca es mayor más cerca de la superficie y disminuye con la profundidad. En la perforación R3 la roca se encuentra en una condición muy alterada lo que provoca que el material se lave durante el proceso de perforación; por consiguiente, la recuperación es baja y de aproximadamente 20%. En los sondeos R1, R2 y R4 la ignimbrita se encuentra en una condición alterada por lo que se logra una recuperación de entre 60 y 100%.

El peso unitario total registrado para esta roca alterada es de 18 kN/m<sup>3</sup>. Este resultado denota una roca bastante liviana.

Esta ignimbrita muy alterada o alterada se encuentra en una condición muy fracturada o fracturada. Los valores de índice de calidad de la roca (RQD, por sus siglas en inglés) varían entre 0 y 20% para los tramos muy alterados y entre 30 y 70% para los tramos menos alterados. Las fracturas que se observan tienden a ser horizontales y las juntas son limpias y rugosas.



Foto 5-3: Muestras de mano de la ignimbrita en condición alterada extraída de las cajas de perforación R1 y R2

Se procedió a realizar ensayos de compresión simple para determinar la resistencia de la roca intacta. Los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro 5-11.

Cuadro 5-11: Resultados de ensayos de compresión simple en la subcapa 6a

Muestra No.	Perforación No.	Profundidad [m]	q <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	R1	3.00	69
2	R1	7.25	92
3	R1	9.00	120
5	R2	4.00	69
6	R2	6.50	115
9	R3	9.50	40
10	R4	9.00	69

Con base en los resultados del cuadro anterior se puede observar que la resistencia a la compresión simple de la ignimbrita alterada varía entre 40 kg/cm<sup>2</sup> y 120 kg/cm<sup>2</sup>. En las perforaciones R1 y R2, donde se realizaron ensayos a distintas profundidades, se puede observar como la resistencia a la compresión simple aumenta con la profundidad, resultado que obedece a que la roca va disminuyendo su grado de alteración. En el caso de los resultados de las perforaciones R3 y R4, la profundidad a la que se obtuvo la muestra fue de aproximadamente 9 m y se obtienen valores de resistencia más bajo; sin embargo, los sondeos R3 y R4 fueron ejecutados a una mayor elevación que los sondeos R1 y R2.

Con base en la sísmica de refracción realizada, la velocidad de onda primaria que se registra en la ignimbrita alterada es de 1.600 m/s.

Al igual que para la toba, para la ignimbrita alterada se aplicó el criterio de Hoek y Brown para determinar los parámetros de resistencia del macizo rocoso. Estos parámetros fueron utilizados posteriormente en los diseños geotécnicos pertinentes. Los parámetros de entrada considerados para la capa 6a se detallan en el Cuadro 5-12.

Cuadro 5-12: Parámetros considerados para la ignimbrita alterada en el método de Hoek y Brown

Parámetro	Valores considerados	Justificación
$\phi_{ci}$	5 MPa – 12 MPa	Obtenido de pruebas de laboratorio (ver Anexo B y Cuadro 5-11)
GSI	38 – 46	Se considera que se trata de un macizo blocoso, alterado, con algunas vetas. Se considera que la condición de la superficie es entre aceptable y buena .
$m_i$	8 – 18	Se trata de una roca ígnea de grano fino tipo toba o ignimbrita
D	0	Se considera que se realizarán excavaciones mecánicas de buena calidad

Se procedió a realizar el mismo ejercicio de determinar los parámetros de resistencia considerando los valores mínimos y máximos indicados en el cuadro anterior. Se determinó que el ángulo de fricción puede variar entre 38° y 55°. Por otra parte se determinó que la cohesión efectiva del macizo rocoso está entre 54 kPa y 117 kPa. Nótese que estos valores son consistentes para las brechas algo alteradas mostradas en la Figura 5-3.

Considerando los datos anteriores, para la ignimbrita de la capa 6a se seleccionó un ángulo fricción efectivo de 38°, mismo que está en el rango inferior de los resultados obtenidos, y una cohesión efectiva de 100 kPa.

#### 5.6.2 Capa 6b – Ignimbrita ligeramente alterada a sana

Por debajo de la ignimbrita alterada aparece la misma ignimbrita pero en una condición ligeramente alterada o sana. Esta diferencia en el grado de alteración hace que la roca sea más resistente y posea mejores características mecánicas. En este caso la ignimbrita posee un color gris o gris oscuro y presenta fiames alargados y de color negro. En la Foto 5-4 se presentan muestras de mano de esta roca menos alterada.



Foto 5-4: Muestras de mano de la ignimbrita en condición ligeramente alterada a sana extraídas de las cajas de perforación R1 y R2

En esta capa ligeramente alterada o sana el porcentaje de recuperación que se obtiene en las perforaciones es mayor y varía entre 65 y 100%. El peso unitario que posee la roca también es mayor y es en promedio de 21.5 kN/m<sup>3</sup>.

Si bien la roca está en una condición más sana, el macizo rocoso se encuentra en una condición de fracturamiento similar. Los valores RQD medidos en este estrato menos alterado varían entre 25 y 65%. Nótese que estos valores son muy similares a los medidos en la Capa 6a. En este caso las fracturas son a 45°, presentan algo de óxido y son también rugosas.

Aún y cuando la fracturación del macizo rocoso es similar, el hecho que la roca está en una condición ligeramente alterada o sana hace que se obtengan mejores características de resistencia. Se seleccionaron muestras para realizar ensayos de compresión simple cuyos resultados se presentan en el Cuadro 5-13.

Cuadro 5-13: Resultados de ensayos de compresión simple en la subcapa 6b

Muestra No.	Perforación No.	Profundidad [m]	q <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]
4	R1	14.00	275
7	R2	9.50	155
8	R2	14.50	407

Nótese en el cuadro anterior como la resistencia a la compresión simple varía entre 155 y 275 kg/cm<sup>2</sup>. Estos valores son prácticamente más del doble de los resultados obtenidos para la ignimbrita en condición alterada.

La mejor resistencia descrita anteriormente también se traduce en los resultados obtenidos en el perfil de refracción sísmica. La velocidad de onda primaria obtenida para esta capa de ignimbritas sanas es de 3.200 m/s, es decir el doble de lo registrado para las ignimbritas en su condición alterada.

## 6 Análisis ingenieril y recomendaciones geotécnicas

Con base en las condiciones geológicas descritas en el Capítulo 4 y con base en las características de los materiales detalladas en el Capítulo 5 se procede a dar las recomendaciones geotécnicas para cada una de las obras de interés de Proyecto Ampliación Vial Ruta Nacional 147. Se destaca que en el capítulo anterior se presentaron las características promedio de cada uno de los materiales. En este capítulo, las recomendaciones se basan en los resultados específicos obtenidos de cada sitio específico que está siendo analizado.

### 6.1 Estación 0+080 a 0+120 – Río Corrogres

En este sitio se tiene prevista la construcción de una nueva estructura que estará compuesta por arcos prefabricados que estará cimentados de manera directa y que tendrán un relleno que es por donde se realizará el paso de los vehículos. Se procederá a sustituir la estructura del puente actual. En la Figura 6-1 se presenta una vista en planta de la estructura que sustituirá el puente existente. En la Figura 6-2 se presenta el corte del sector aguas abajo de esta obra.

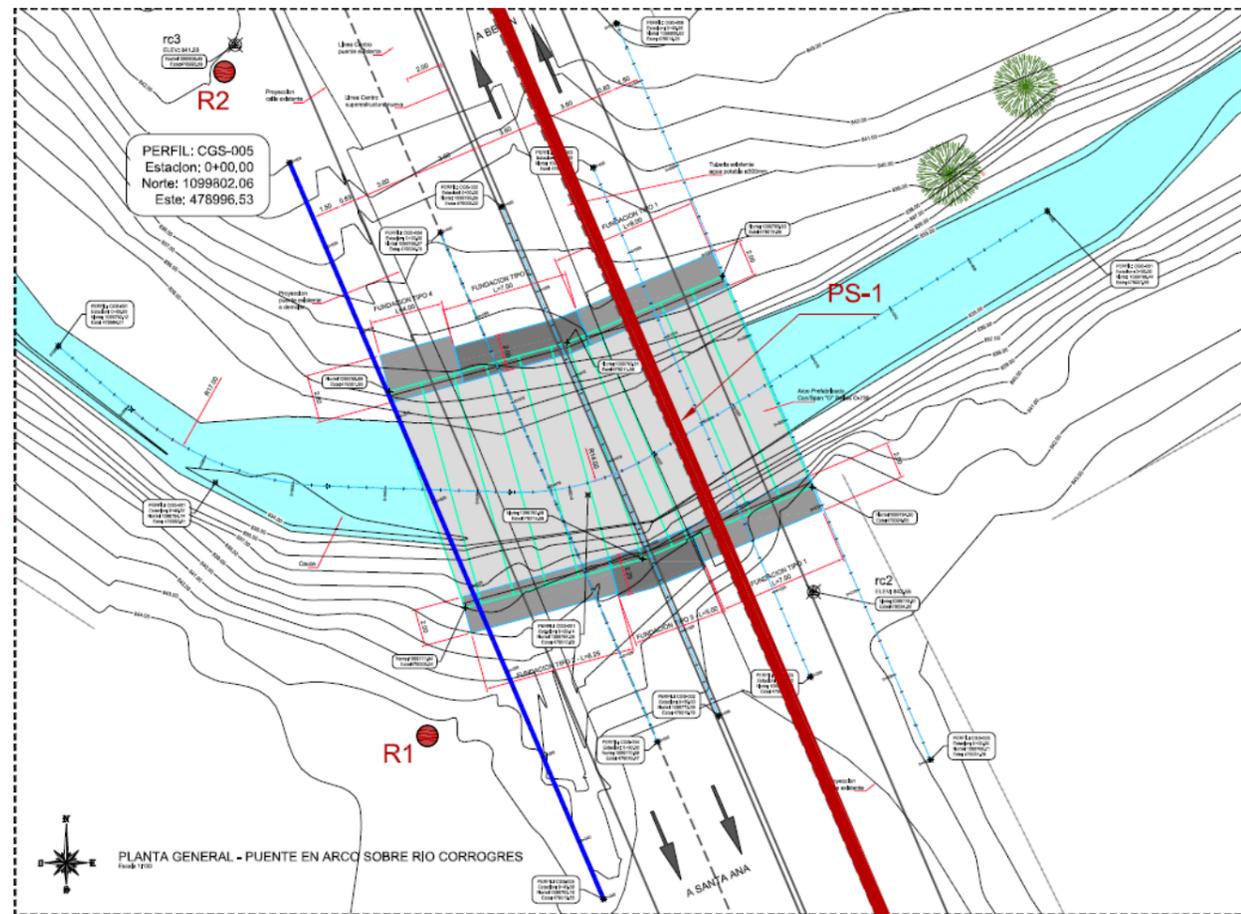


Figura 6-1: Vista en planta del nuevo puente sobre el río Corrogres. Se indica la ubicación de las perforaciones R1 y R2, el perfil de geofísica PS-1 y la sección del modelo geotécnico (CGS-005).

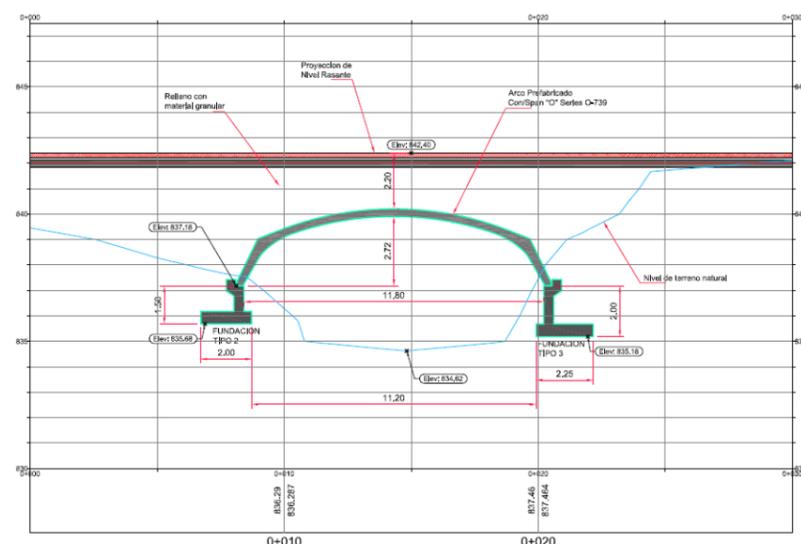


Figura 6-2: Sección típica de la nueva obra sobre el río Corrogres a través de la línea centro (CGS-002)

Las condiciones geotécnicas se detectaron mediante la ejecución de dos perforaciones con rotación (R1 y R2) y mediante la ejecución de un perfil de refracción sísmica, cuya ubicación se indica en la Figura 6-1 así como en el

Anexo A de este informe. A continuación, se presenta el detalle de las condiciones geotécnicas y las condiciones geotécnicas que han sido consideradas en el diseño de las estructuras.

### 6.1.1 Estratigrafía del sitio

La estratigrafía del sitio se determinó mediante los ensayos de campo ejecutados. En ambos casos (sísmica y perforaciones) los resultados fueron bastante similares entre sí. A continuación, se presentan dichos resultados.

#### 6.1.1.1 Resultados de la geofísica (sísmica de refracción)

Se ejecutó un perfil de refracción sísmica de 100 m de longitud. Con base en este sondeo y en función de las características dinámicas de los materiales se correlaciona la presencia de 3 capas de material. Estas capas se han identificado de la siguiente forma: 1) suelos/rellenos/tobas meteorizadas, 2) materiales tobáceos compactos y 3) ignimbritas. Las características de cada uno de estos materiales se resumen en el Cuadro 6-1.

Cuadro 6-1: Resumen de las propiedades de cada uno de los estratos

Capa No.	Vp (km/s)	Espesor (m)	Posible correlación geológica
Capa A	0,5	0 – 4	Suelos/rellenos/tobas meteorizadas
Capa B	1,6	0 – 6	Materiales tobáceos compactos
Capa C	3,2	-	Ignimbritas

Los resultados de la geofísica se complementan con la topografía del sitio para elaborar un perfil de refracción sísmica a lo largo del eje longitudinal del puente. Este perfil se presenta en la Figura 6-3.

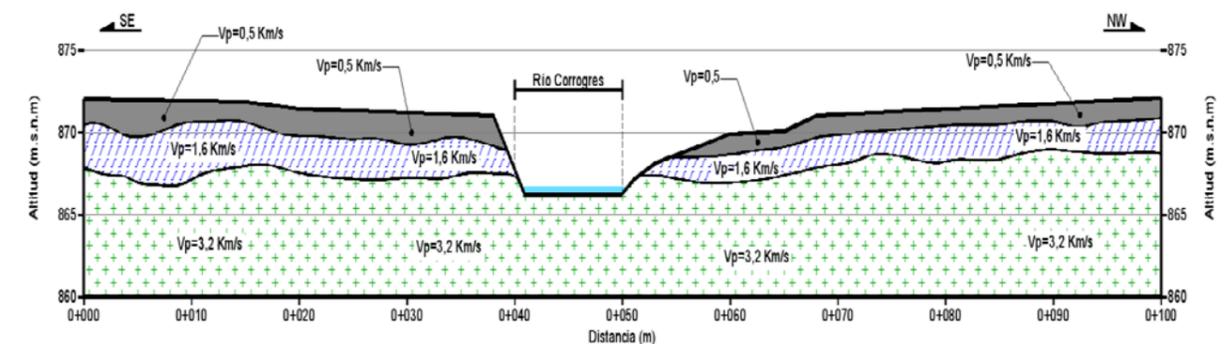


Figura 6-3: Perfil de refracción sísmica realizado para el sitio del puente sobre el río Corrogres

Es posible correlacionar las capas interpretadas mediante la refracción sísmica con cada uno de los estratos descritos en la Sección 5. La Capa A, por ejemplo, está relacionada con los rellenos descritos como Capa 1. La Capa B corresponde con el estrato 6a, es decir la ignimbrita en una condición alterada, y la Capa C está asociada con las ignimbritas en una condición sana o ligeramente alteradas descritas como Capa 6b.

Los resultados del perfil de refracción sísmica y que se resumen en el cuadro y la figura anterior son acordes a los resultados obtenidos en las perforaciones, que son medidas directas. Estos resultados se presentan a continuación.

#### 6.1.1.2 Resultados de las perforaciones

Como se indicó anteriormente se realizaron dos perforaciones con el método de rotación que fueron identificadas como R1 (margen izquierda) y R2 (margen derecha). El perfil estratigráfico que se detecta en estos sondeos está compuesto por los siguientes estratos: Capa 1) material de relleno de compacidad suelta a firme y con un espesor

de aproximadamente 2.70 m, Capa 6a) ignimbrita en una condición alterada y que se profundiza hasta los 11.5 m en la margen izquierda y hasta los 8.5 m en la margen derecha y Capa 6b) ignimbrita sana o ligeramente alterada que se prolonga hasta la profundidad alcanzada en los sondeos (i.e. 15 m). Esta ignimbrita, en condición sana, es la que se observa en el cauce del río. Las propiedades mecánicas de cada uno de los estratos, así como el respaldo de cómo se obtuvieron, se especifican en el Capítulo 5.

En la Figura 6-4 se presenta la idealización del perfil estratigráfico detectado.

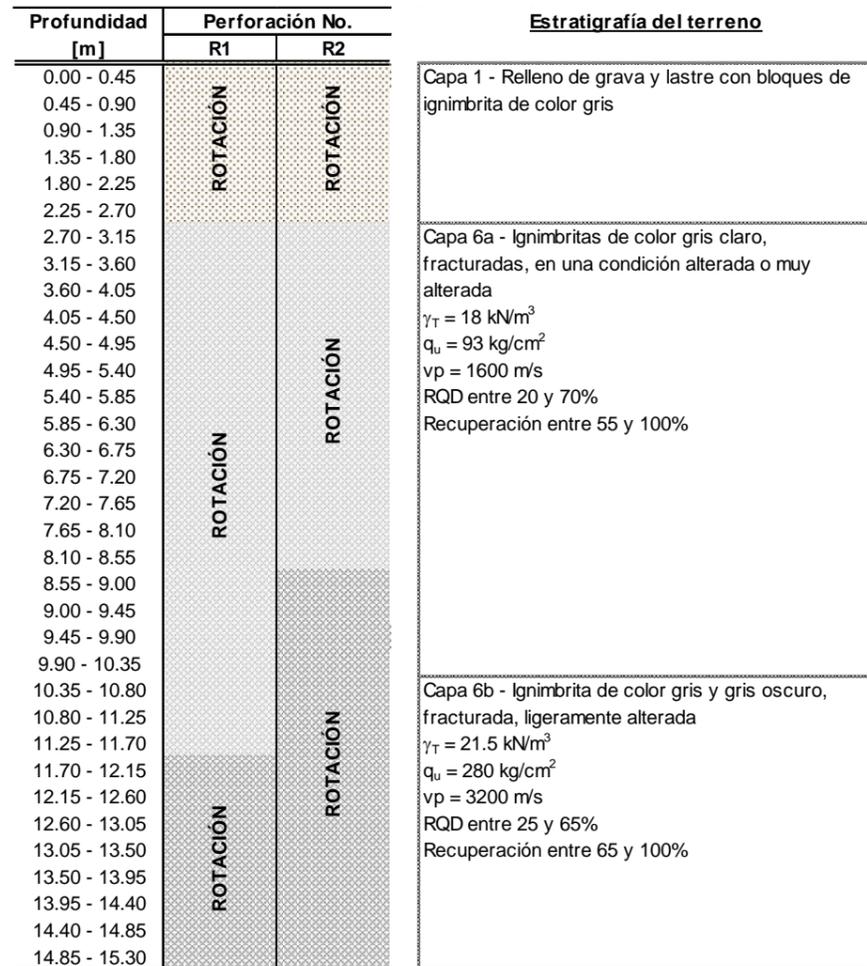


Figura 6-4: Perfil estratigráfico detectado en el sitio del puente sobre el río Corrogres

Cabe destacar que el nivel freático no se detectó en ninguno de los dos sondeos ejecutados. Es probable que este nivel coincida con el nivel del río Corrogres.

Nótese que para el sitio del puente sobre el río Corrogres no se detecta la presencia de la arcilla expansiva descrita para la Capa 2.

La información de la figura anterior se puede integrar con la topografía y con la nueva estructura propuesta. El resultado final es el modelo que finalmente se utiliza para evaluar la interacción suelo-estructura de este sitio. Cabe destacar que este modelo se elaboró específicamente para la sección aguas abajo y que se identifica en los planos estructurales del puente como CGS-005. La razón de seleccionar dicha sección es que la zona donde se realizaron los sondeos. El modelo elaborado se presenta en la Figura 6-5.

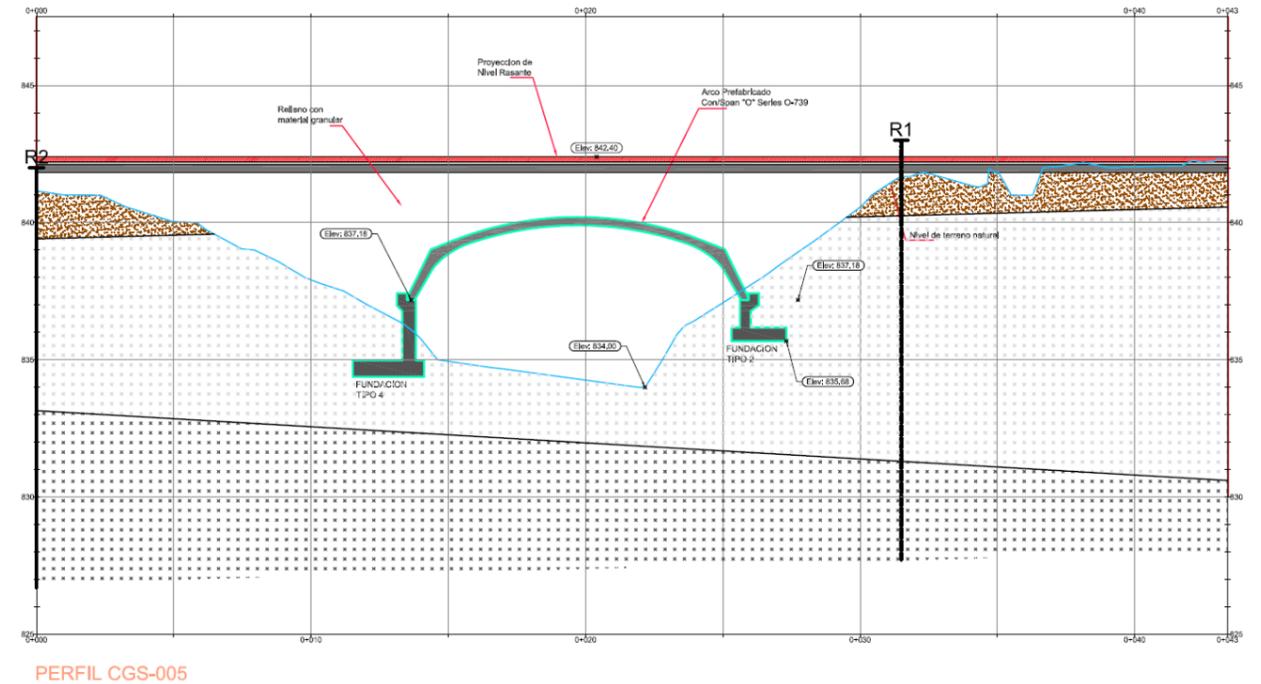


Figura 6-5: Modelo geotécnico suelo-estructura para el sitio del puente sobre el río Corrogres

### 6.1.2 Recomendaciones de cimentación

Con base en la interacción entre la parte estructural y geotécnica se ha definido que los arcos prefabricados estarán cimentados entre las cotas de elevación 834 y 836 msnm. Las placas de los arcos prefabricados tienen anchos de 2 m, 2.25 m y 2.60 m. Las cargas que transmite la estructura están entre 55 t/m<sup>2</sup> y 62 t/m<sup>2</sup>.

#### 6.1.2.1 Sistema de cimentación

Con base en la estratigrafía del sitio, se ha definido que el sistema de cimentación para los apoyos de los arcos prefabricados será directo y apoyado directamente sobre los materiales competentes que aparecen en el sitio, es decir las ignimbritas alteradas o las ignimbritas sanas. Estos materiales poseen una resistencia al corte elevada y una baja compresibilidad, lo que se traduce a que se dispone de una capacidad de soporte elevada y a un menor riesgo que se produzcan asentamientos.

#### 6.1.2.2 Nivel de desplante

Considerando lo anterior, el nivel de desplante recomendado para los arcos debe ser tal que las placas se apoyen directamente sobre las Capas 6a ó 6b. Estos materiales se detectan a partir de los 3 m por debajo del nivel actual del terreno, que sería el nivel de desplante mínimo recomendado para la placas. Los bastiones no deberán estar apoyados sobre los rellenos que se detectan en los primeros 3 m del perfil, cuyas características de resistencia y compresibilidad no son adecuadas para apoyar la estructura.

Si bien los materiales competentes aparecen a partir de los 3 m de profundidad, por las características de la estructura ha sido más conveniente cimentar los arcos a mayor profundidad, por ejemplo, al nivel del cauce del río (ver Figura 6-5). De esta manera se evita que los apoyos de la estructura queden cimentados a media ladera.

Como se indicó, la estructura estará apoyada entre las cotas 834 msnm y 836 msnm. Esta elevación está entre 7 y 8 m por debajo del nivel actual del terreno, por lo que se asegura que se está apoyando sobre los materiales competentes. El nivel de desplante está prácticamente al nivel del cauce del río o a lo sumo 1 m por encima, por lo

que no se visualizan problemas relacionados con el hecho de que las placas estén apoyadas a media ladera o que se requiera algún tratamiento de estabilización del talud entre la placa y el río.

En la Figura 6-5 se puede observar que las placas de margen izquierda y derecha están a diferente nivel. Esto se definió de esa manera en el diseño estructural y por un tema relacionado con las condiciones topográficas del sitio. Desde el punto de vista geotécnico esto no tiene ninguna implicación, pues en ambos casos se está cimentando sobre el mismo tipo de material, es decir, la ignimbrita de la Capa 6a.

### 6.1.2.3 Capacidad de soporte

Con respecto a la capacidad de soporte que se dispone para el sitio se presentan los siguientes comentarios:

- Si los arcos prefabricados quedan apoyados sobre la ignimbrita en condición alterada (Capa 6a), la capacidad de soporte admisible que se puede considerar para el diseño es de 90 t/m<sup>2</sup>. Esta capacidad de soporte considera un factor de seguridad de 3 y se basa en la resistencia a la compresión simple medida en la ignimbrita alterada.
- Si los arcos están cimentados a mayor profundidad y se apoyan sobre la ignimbrita sana, entonces la capacidad de soporte admisible que deberá considerarse en el diseño es de 200 t/m<sup>2</sup>. Esta capacidad de soporte también considera un factor de seguridad de 3, tal y como lo recomienda el Código de Cimentaciones de Costa Rica.

Para la determinación de la capacidad de soporte se ha considerado que la misma se puede determinar según lo expuesto en la Ecuación 6-1.

$$q_{adm} = K_{sp} \cdot q_u \quad \text{Ecuación 6-1}$$

Donde  $q_{adm}$  es la capacidad de soporte admisible,  $K_{sp}$  es un factor que depende del espaciamiento de las discontinuidades y  $q_u$  corresponde con la resistencia a la compresión simple promedio. Para este caso particular se ha considerado que la ignimbrita de las Capas 6a y 6b están en una condición fracturada y por lo tanto el espaciamiento de las discontinuidades es cerrado. A estas condiciones se les asocia un factor  $K_{sp}$  de 0.1. Adicional a lo anterior, la resistencia a la compresión simple de estos dos estratos, según la información presentada en el Cuadro 5-11 y Cuadro 5-13 es de 90 kg/cm<sup>2</sup> para la Capa 6a y de más de 200 kg/cm<sup>2</sup> para la Capa 6b.

Así pues, sustituyendo los valores anteriores en la Ecuación 6-1 se obtiene que la capacidad de soporte para la Capa 6a es:

$$q_{adm} = K_{sp} \cdot q_u = 0,1 \times 900 = 90t/m^2$$

De la misma forma se obtiene la capacidad de soporte para la Capa 6b.

Nótese que para los dos casos analizados la capacidad de soporte es de más de 62t/m<sup>2</sup>, que es la carga máxima que transmiten las placas de los arcos prefabricados.

### 6.1.2.4 Asentamientos

Con respecto al tema de asentamientos se considera que éstos serán nulos o muy pequeños. Esto por cuanto se está recomendando cimentar sobre materiales con una resistencia al corte alta y con una muy baja compresibilidad.

Es posible realizar un análisis más detallado de los asentamientos que se pueden producir en función de las cargas finales que transmite la estructura y en función de la geometría de las placas de los arcos. Por estar apoyado en roca, se ha considerado que el asentamiento que se produce es elástico. Este asentamiento se determina con la Ecuación 6-2.

$$S_e = q_0 \cdot \alpha B' \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \quad \text{Ecuación 6-2}$$

Se procedió a realizar el análisis de asentamientos considerando una placa rígida. El asentamiento se calculó para el centro de la cimentación y se utilizó la siguiente información:

- La carga de servicio que transmiten es  $q_0 = 62 \text{ t/m}^2$
- La placa de los arcos es rígida y tiene un ancho  $B = 2.60 \text{ m}$ . Así pues, el valor  $B' = B/2 = 1.30 \text{ m}$ .
- Por calcularse el asentamiento en el centro de la cimentación el valor de  $\alpha$  es 4
- El módulo de Poisson considerado de la ignimbrita de la Capa 6a es  $\mu_s = 0.2$
- La placa está apoyada sobre la ignimbrita alterada de la Capa 6a. El módulo de elasticidad se determinó con base en la información de los resultados de los ensayos de compresión simple y de velocidad de onda primaria. El módulo de elasticidad calculado a partir de esta información fue  $E_s = 41.470 \text{ t/m}^2$ .

Los valores anteriores se sustituyeron en la Ecuación 6-2 y se obtiene que el asentamiento de las placas de los arcos es  $S_e = 0.75 \text{ cm}$  que es un valor aceptable para este tipo de estructuras.

### 6.1.2.5 Tipo de sitio

Con base en las características mecánicas de los materiales, para el diseño sísmo resistente de la obra el sitio debe ser considerado como tipo **S1**. Para llegar a esta conclusión se utilizaron los resultados de los ensayos de geofísica y los espesores de las perforaciones y se determinó la velocidad de onda secundaria promedio de los primeros 30 m del perfil estratigráfico.

La velocidad de onda secundaria de los primeros 3 m y calculada de los valores de velocidad de onda primaria es de 240 m/s. Hasta los 11 m la velocidad de onda secundaria, también calculada de las velocidades primarias, es de 980 m/s. La velocidad de onda secundaria a partir de los 11 m es de 1960 m/s. Se procedió a calcular el valor promedio de velocidad de onda de los primeros 30 m y se obtiene que dicho valor es de 988 m/s. Dado que este valor es superior a los 750 m/s y según el Código Sísmico de Costa Rica 2010, el tipo de sitio es S1.

### 6.1.3 Parámetros de empuje lateral del terreno

En el Cuadro 6-2 se presentan los parámetros de empuje que se han recomendado para el cálculo de empujes de los materiales. Se incluye los parámetros de los materiales que se detectan in situ. Los parámetros de empuje considerados se determinan de la siguiente forma:

$$k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ecuación 6-3}$$

$$k_p = \frac{1}{k_a} \quad \text{Ecuación 6-4}$$

$$k_0 = 1 - \sin \phi \quad \text{Ecuación 6-5}$$

Cuadro 6-2: Parámetros de empuje recomendados para el diseño de las obras del puente

Parámetro	Capa 1
Ángulo de fricción interna [°]	30
Peso volumétrico (kN/m <sup>3</sup> )	19
Cohesión (t/m <sup>2</sup> )	0
Condición Activa (k <sub>a</sub> )	0.33
Condición Pasiva (k <sub>p</sub> )	3.00
Condición de Reposo (k <sub>o</sub> )	0.50

En el caso de la ignimbrita, el material es de muy buena resistencia y los empujes que producen son prácticamente nulos o muy pequeños. En este caso se recomienda que para efectos de seguridad se considere un parámetro de empuje activo mínimo de 0.20. Este parámetro se obtiene considerando que la ignimbrita del sitio posee una cohesión nula y ángulo de fricción efectivo de 41°. Estos valores son conservadores para las propiedades de resistencia del material.

Cabe destacar que el detalle de la interacción suelo-estructura de los muros se presenta como parte de la memoria de cálculo del diseño estructural. Este detalle se presenta en el Capítulo 2 y en el Anexo B del informe titulado *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre*.

Tal y como se indica en el Capítulo 2 de ese informe, para el análisis y diseño de la obra se utiliza el programa CANDE. Este programa utiliza un modelo Duncan-Selig para determinar los empujes del suelo sobre los arcos prefabricados. El programa ya incluye una biblioteca predefinida de tipos de suelos. La nomenclatura utilizada por el programa no coincide exactamente con la que se utiliza para efectos de este Proyecto. Dada esta situación, lo que procedió en este caso fue seleccionar el tipo de material ya predefinido en el programa que mejor se ajusta a las condiciones de los suelos in situ o de los materiales de préstamo.

En este caso específico los materiales considerados para modelar los rellenos de material granular que se construirán contra los arcos prefabricados fueron los identificados como ML95 para el relleno contra el arco y SM90 para el relleno por encima del arco (ver Anexo B del informe de *Criterios de diseño y memoria de cálculo estructural*). En ambos casos los materiales son de tipo granular, son materiales de préstamo y considera que están compactados, por lo que se ajustan adecuadamente al tipo de material que está siendo especificado como material de relleno.

El peso unitario total definido para los suelos ML95 y SM90 es 2.0 t/m<sup>3</sup> y 1.9 t/m<sup>3</sup> respectivamente. Los ángulos de fricción considerados para estos dos materiales son conservadores y tiene magnitudes de 34° y 32° respectivamente. El material granular compactado que se utilizará como relleno fácilmente alcanza estos valores de ángulo de fricción. Así pues, mediante este análisis se concluye que el empuje lateral del terreno considerado en el diseño de los arcos prefabricados es adecuado.

6.1.4 Condiciones de excavación

Desde el punto de vista del proceso constructivo y de excavación de materiales, se debe tener en consideración se requiere la utilización de maquinaria pesada para llevar a cabo estas labores. En el caso de los rellenos detectados en los primeros 3 m, estas excavaciones se pueden ejecutar con maquinaria convencional. Lo mismo sucede con los estratos más alterados de la ignimbrita, es decir los que se detectan más cerca de la superficie.

Tal y como se indicó, la ignimbrita alterada de la Capa 6a posee una velocidad de onda primaria de 1.600 m/s. Según los catálogos desarrollados por la empresa Caterpillar, rocas ígneas con estas velocidades de onda son “ripeables” con equipos D8. En este caso particular, parece que el espacio para ingresar con un tractor D8 es limitado, por lo que se deberá contemplar el uso de equipo neumático (rompedoras y martillos) para ejecutar estas labores.

En el caso de las ignimbritas más sanas, cuya velocidad de onda es de 3.200 m/s, la roca no resulta “rippable” y por consiguiente los trabajos de excavación podrían requerir el uso de explosivos y de equipo muy pesado. Se debe considerar nuevamente que el Proyecto se desarrolla en un ambiente urbano y la utilización de explosivos puede no ser aplicable. En este caso particular y tal y como se ilustra en la Figura 6-5, no parece ser necesario realizar excavaciones en la Capa 6b.

6.1.5 Aspectos constructivos

El proceso constructivo de esta obra se detalla en el Capítulo 2 del informe *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre*. Adicionalmente, las especificaciones técnicas pertinentes se presentan en las láminas ES-2 a ES-9 de los planos de la estructura a construir para el paso sobre el río Corrogres.

Con respecto al proceso constructivo resulta de particular interés la estabilidad de la excavación que se requiere para la construcción de los arcos prefabricados. Si bien se trata de una condición temporal que se presenta únicamente durante construcción, los taludes que se conformen deben ser estables.

La pendiente que está propuesta para los taludes temporales de la excavación es vertical. Se debe tener en consideración que estos cortes se realizarán en la ignimbrita, que es un material de buena resistencia y por lo tanto permite ese tipo de inclinación temporal. El modelo considerado para el análisis de estabilidad durante la construcción es el que se muestra en la Figura 6-6.

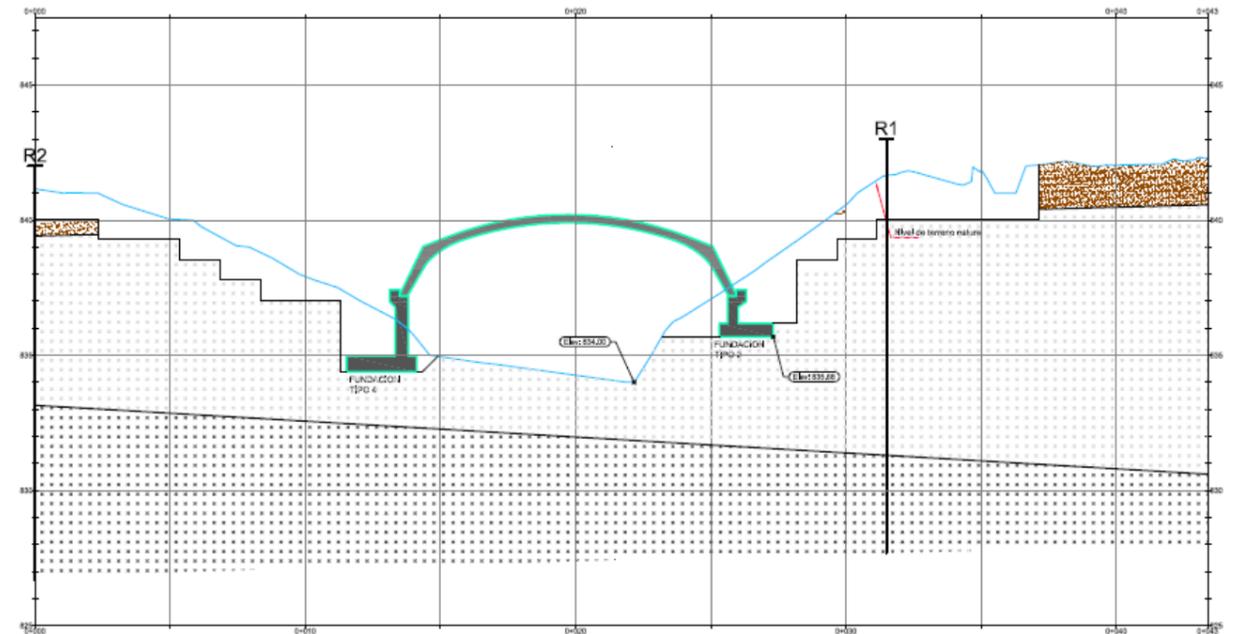


Figura 6-6: Modelo geotécnico considerado para la excavación temporal requerida para la construcción de la obra

Con base en este modelo anterior se procedió a realizar un análisis de equilibrio límite y se determinaron los factores de seguridad correspondientes. Se debe tener en consideración que en el análisis no intervienen los arcos, pues estos no van a estar construidos. Éstos se mantienen únicamente como referencia de la ubicación de la obra.

El análisis contempla la evaluación de estabilidad de los bancos que se conforman, así como la estabilidad general de la excavación. El análisis se hace para el caso estático y pseudo-estático. Para el caso que simula el sismo se considera un coeficiente de 0.10g que es lo que recomienda el *Código geotécnico de taludes y laderas* para

condiciones temporales. Este análisis se hizo únicamente para la margen izquierda, ya que es de esperar que los factores de seguridad sean los mismos para la margen derecha.

Los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro 6-3. Se presenta el factor de seguridad para la condición global de la excavación. También se incluye dicho factor para el banco de mayor altura y que resulta con el factor de seguridad más crítico. En la Figura 6-7 y Figura 6-8 se presentan los resultados gráficos del análisis de estabilidad para la condición de sismo.

Cuadro 6-3: Resultados del análisis de estabilidad de taludes de la excavación temporal del río Corrogres

Condición Analizada	Factor de Seguridad	
	Estático	Sismo (0.10g)
Estabilidad global	7.232	5.804
Estabilidad local	9.373	7.989

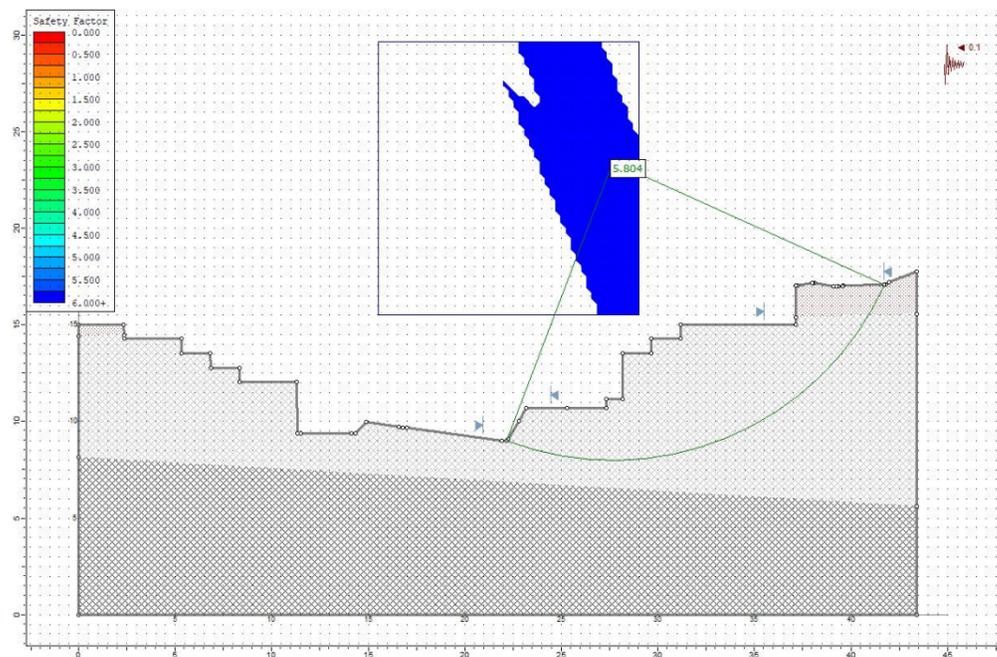


Figura 6-7: Resultado de análisis de estabilidad global para el caso pseudo-estático de la excavación temporal de la margen izquierda del río Corrogres

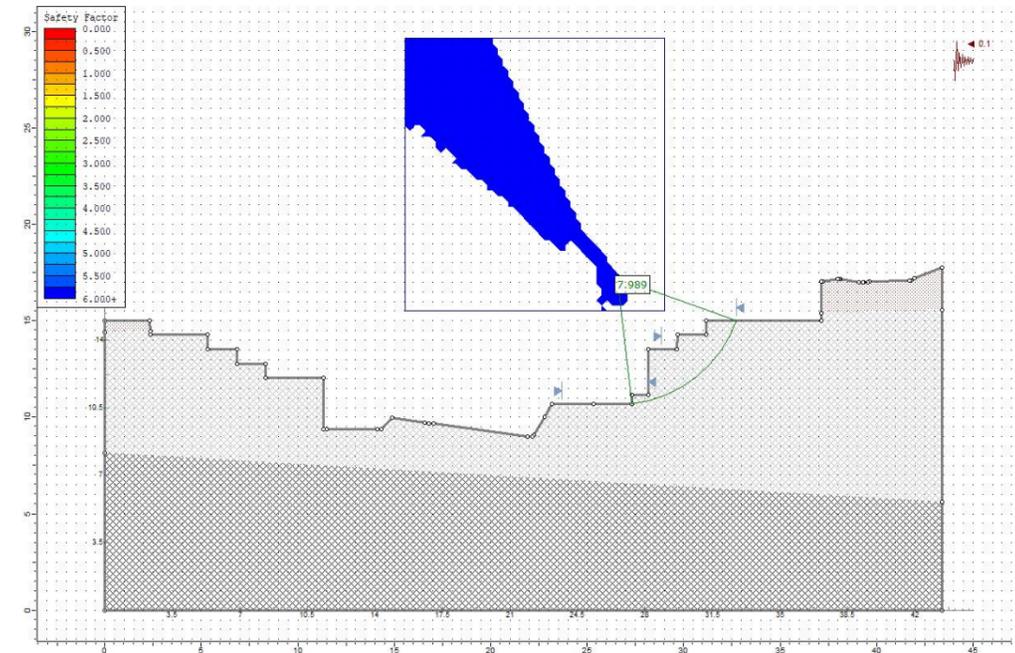


Figura 6-8: Resultado de análisis de estabilidad local para el caso pseudo-estático de la excavación temporal de la margen izquierda del río Corrogres

Con base en los resultados presentados en el cuadro y figuras anteriores, se determina que los factores de seguridad están por encima de los factores de seguridad que recomienda el código para taludes temporales. Nótese que los factores de seguridad son altos, aún y cuando las excavaciones se están proponiendo pseudo-verticales. Este resultado es de esperar pues los cortes se realizarán en materiales de buenas características mecánicas.

Aún y cuando los factores de seguridad son elevados, se debe estar atento durante el proceso constructivo de que no se vayan a producir caídas de bloques o de rocas que vayan a afectar el proceso constructivo correspondiente. Dado que se trata de una excavación temporal no se recomienda ningún tipo de medida especial para atender este tipo de fenómeno, más que se cumplan con las disposiciones de seguridad ocupacional y que se lleve a cabo una inspección adecuada de las excavaciones.

El detalle del proceso constructivo donde se ilustran las distintas etapas se puede consultar en el documento denominado 11- Fases constructivas PT 01-07.

## 6.2 Estación 0+130 a 0+310 – Corte

Para disponer del espacio suficiente para la ampliación de la vía, es necesario que en este tramo se proceda a realizar un corte en la margen derecha. Según la información topográfica, este corte tendrá una altura máxima de hasta 7 m.

Originalmente el corte para la ampliación estaba previsto con una pendiente única de 0.5:1 (H:V). En este tramo ya existe un corte pero que está conformado con dos pendientes, una de 0.25:1 (H:V) en la parte inferior del corte y la otra de 1.75:1 (H:V) en la parte superior. En la Figura 6-9 se ilustra más claramente lo descrito.

Debido a que el derecho de vía es limitado (ver Figura 6-9), se descartó la posibilidad de hacer un corte para la ampliación, ya que este resultaría en que el movimiento de tierras se extendiera hacia las propiedades privadas que colindan con la radial. El derecho de vía tan restringido también limita las posibilidades para la construcción de obras de retención, ya que tampoco es posible construir anclajes activos (pantallas ancladas) o pernos pasivos (suelo cosido) pues estos elementos también invadirían las propiedades privadas de la parte superior del corte.

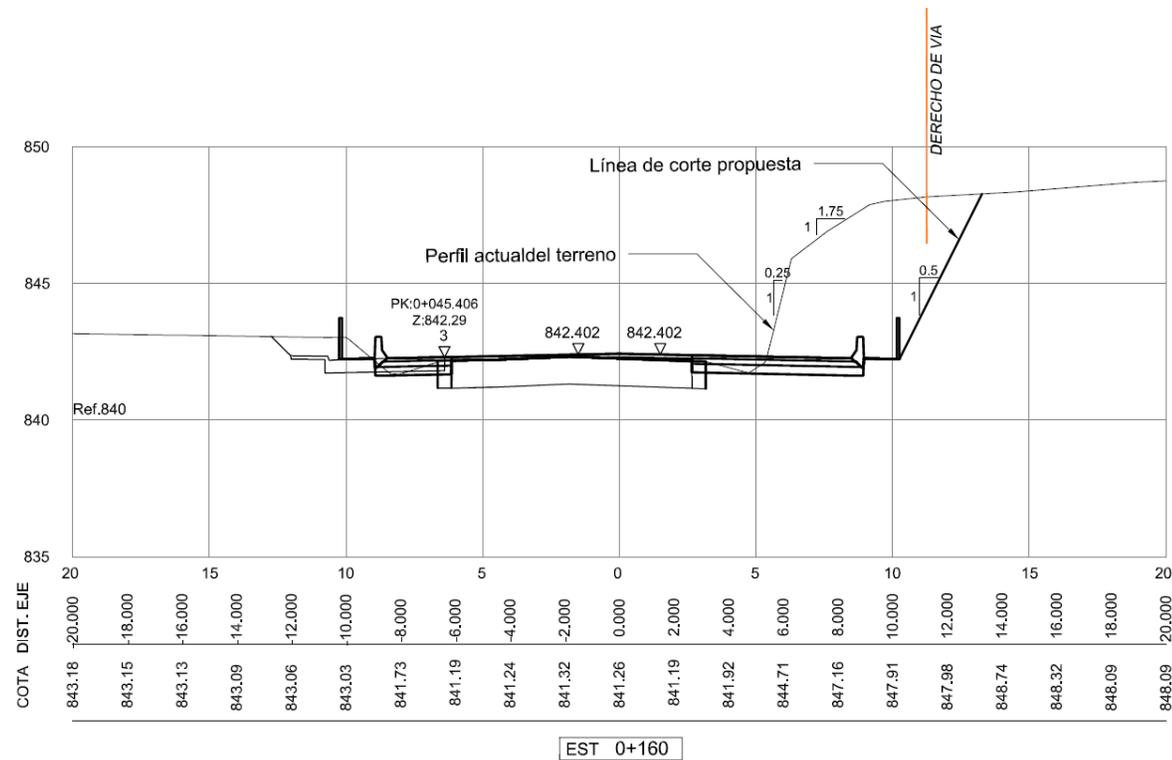


Figura 6-9: Detalle típico de la solución propuesta originalmente en la estación 0+160, donde se ilustra la altura del talud y la conformación actual del terreno. Esta solución fue descartada por las limitaciones en el derecho de vía

6.2.1 Estratigrafía del sitio

Para determinar las características geotécnicas del terreno se procedió a realizar una investigación en todo el tramo de corte. Esta investigación consistió en la ejecución de dos perforaciones (R3 y R4) así como la realización de dos sondeos con CPTu (CPT1 y CPT2). Todos los sondeos se realizaron en la parte alta del corte, por lo que fue posible conocer los materiales que conforman el talud. Con base en estos resultados fue posible determinar la estratigrafía del sitio y las características geotécnicas de los materiales que conforman el talud.

Se determina que el perfil del terreno está compuesto por los siguientes estratos: Capa 0) suelo vegetal, Capa 2) arcilla plástica de color gris de poco espesor y de consistencia blanda, Capa 4) arena arcillosa o limo arcilloso con arena de compacidad densa a muy densa, Capa 5) toba en condición muy alterada y Capa 6a) ignimbrita en condición muy alterada. En la Figura 6-10 se presenta la distribución de cada uno de estos estratos en las perforaciones ejecutadas.

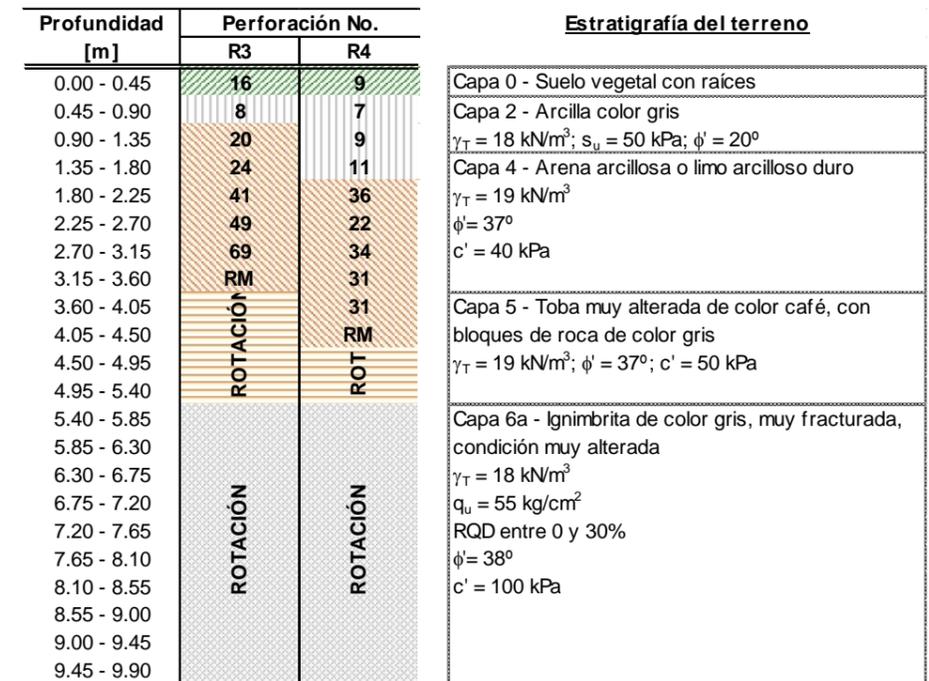


Figura 6-10: Perfil estratigráfico típico detectado en el tramo entre la estación 0+130 y 0+310

En ninguno de los sondeos ejecutados se determinó la presencia de agua o del nivel freático, durante la época en que fue realizado el estudio. Esto no significa, sin embargo, que no se tenga que disponer de las obras de drenaje superficial y subterráneo correspondientes, especialmente en la corona del talud.

La información presentada en la Figura 6-10 puede ser integrada con la topografía presentada en la Figura 6-9 para ilustrar la forma en que está compuesto el talud. Estas condiciones se ilustran en la Figura 6-11.

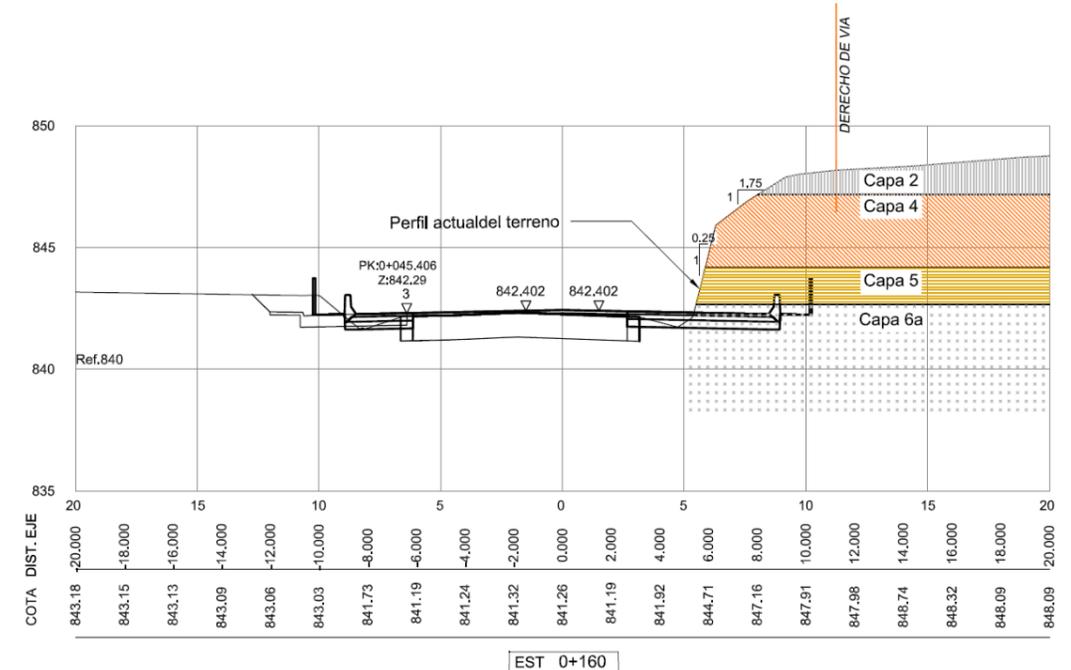


Figura 6-11: Modelo geotécnico del talud de corte del tramo bajo análisis - Estación 0+160

Con base en la figura anterior, se observa que la mayor parte del corte actual está conformado en los suelos duros de la Capa 4 así como en la toba muy alterada. En la parte superior del corte, sin embargo, se detecta la presencia de los suelos de características mecánicas más pobres, específicamente la arcilla de la Capa 2. La presencia de estos suelos es precisamente la razón por la cual el talud actual posee una pendiente más tendida en la parte superior del corte. En la parte inferior del talud el material es el de mejores características y corresponde con la ignimbrita en una condición muy alterada (Capa 6a).

En este caso particular y debido a las limitaciones de espacio y del derecho de vía se deberá considerar la presencia de las arcillas plásticas asociadas con la Capa 2. Dado que no existe posibilidad de hacer sustituciones del material, en el modelo geotécnico se tomarán en cuenta los parámetros de resistencia de esta arcilla. Los cálculos se realizarán considerando los empujes que produce el material. Es importante destacar, sin embargo, que para la construcción de los pilotes propuestos como obra de retención se eliminarán estos suelos arcillosos.

A lo largo del tramo de interés se tiene una condición menos desfavorable con relación a la presencia de esta arcilla y es que el espesor del estrato es de menos de 1 m y se detecta prácticamente en la superficie. Así pues, la zona de influencia donde el material interactúa con la obra de retención propuesta es relativamente reducida y es en una zona donde la obra de retención está bastante reforzada con los pilotes y con la viga de amarre.

La presencia de esta arcilla con relación al pavimento no tiene ningún tipo de influencia. Esto por cuanto la arcilla se encuentra en la parte alta del talud, mientras que el nivel de la rasante del pavimento está entre 6 y 7 m por debajo.

#### 6.2.2 Propuesta de estabilización de taludes

Debido a lo restringido del derecho de vía y dado que no se puede realizar un movimiento de tierras, la opción que se visualiza para garantizar que el corte es seguro y no presenta problemas es mediante la construcción de una obra de retención. Debido a las limitaciones de espacio, la obra de retención propuesta consiste en una pantalla de pilotes que trabajará en voladizo. Los pilotes estarán amarrados en la parte superior mediante una viga.

En este caso específico no se utilizan anclajes en la parte superior por las limitaciones en el derecho de vía. Esto obliga a que se tengan que utilizar pilotes con una sección transversal más robusta (i.e. de mayor diámetro) de manera que puedan soportar las fuerzas de cortante y los momentos flexores asociados con los empujes laterales del terreno.

Esta sección transversal de mayor diámetro (en comparación con la que sería necesaria de poder utilizarse anclajes) también permite controlar las deformaciones laterales que se producen. Estas deformaciones deben ser controladas mediante la rigidez de los pilotes y mediante el amarre que hace la viga de la cabeza de los elementos. Esto permite que la pantalla actúe en conjunto y que las deformaciones laterales no dependan únicamente de los pilotes individuales.

Considerando lo anterior, la propuesta específica de la pantalla de pilotes es la siguiente:

- En los tramos de mayor altura, los pilotes deberán tener una longitud total de 8.5 m.
- El empotramiento mínimo de estos pilotes por debajo del nivel de la acera que se tiene proyectado construir deberá ser de 2 m. Cabe destacar que para la determinación de la longitud de empotramiento se ha considerado que los pilotes trabajan en voladizo. Esta longitud de empotramiento se determina mediante el equilibrio de fuerzas y momentos que producen los empujes activos y pasivos del terreno. Los empujes se determinan utilizando los parámetros de resistencia indicados en la Figura 6-10 y considerando la teoría de Coulomb.
- El empotramiento de estos pilotes quedará en la ignimbrita alterada de la Capa 6a. Se aclara que en ninguna de las perforaciones ejecutadas en este tramo se detecta la presencia de la Capa 6b – Ignimbrita sana. En las perforaciones realizadas en el sitio del río Corrogres, que fue donde apareció dicho estrato, el mismo se

detectó a la cota de elevación 833 msnm. Esto significa que la ignimbrita asociada con la Capa 6b está unos 6 m por debajo del nivel considerado para la punta de los pilotes de la pantalla. Dada esta situación no se espera que se alcance este material y el mismo probablemente no se tendrá que excavar. En caso de que apareciera este material se puede hacer una verificación de la longitud de empotramiento de los pilotes, con el objetivo de revisar si se puede disminuir la longitud de los mismos. En este momento y con la información existente, se mantiene la recomendación de utilizar un empotramiento de 2 m.

- Los pilotes tendrán un diámetro de 0.60 m. Se trató de hacer una optimización de la sección del pilote; sin embargo, si se reduce el diámetro de los elementos, las deformaciones que se producen en la corona del muro son muy elevadas.
- La separación centro a centro de los pilotes será de 1.0 m.
- El concreto de los pilotes deberá tener una resistencia  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ .
- El acero utilizado para el refuerzo de los pilotes será grado 60
- El refuerzo longitudinal de los pilotes consiste en 12 varillas #8
- El refuerzo transversal de los pilotes consiste en aros de varilla #4 a cada 20 cm
- Los pilotes deberán estar integrados en su “cabeza” por una viga de 0.70 m x 0.25 m. La viga deberá ser construida con concreto de resistencia  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ . La viga debe estar reforzada longitudinalmente con 6 varillas #6. Los aros deberán ser #3 a cada 25 cm.
- La cara del talud deberá corresponder con una capa de concreto lanzado de 10 cm de espesor y reforzado con malla electrosoldada #2. La función de este recubrimiento no es de estabilizar el talud, sino únicamente de que la cara del corte sea más uniforme y que no se presenten problemas de erosión entre los pilotes.

En la Figura 6-12 se presenta la vista en planta del muro de pilotes. En esta figura se puede observar la ubicación de los sondeos a rotación y con CPT que fueron realizados en la parte superior del corte. En la Figura 6-13 se presenta el detalle típico de la solución propuesta (Sección A-A) y que se ubica en la estación 0+160 de la radial. En esta figura se incluye la distribución de cada uno de los estratos por lo que a su vez corresponde con el modelo de interacción suelo-estructura. Se seleccionó esta estación pues se considera la más crítica, ya que el talud posee la mayor altura.

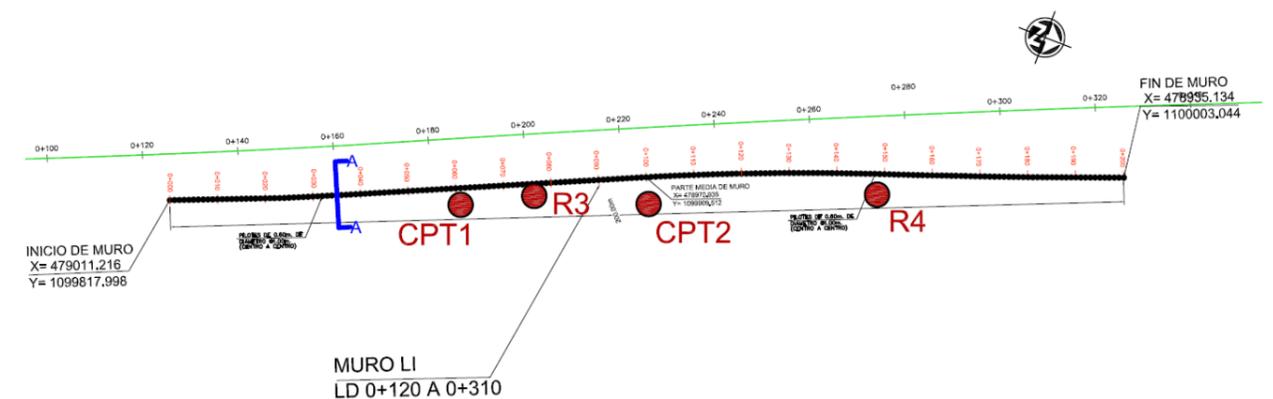
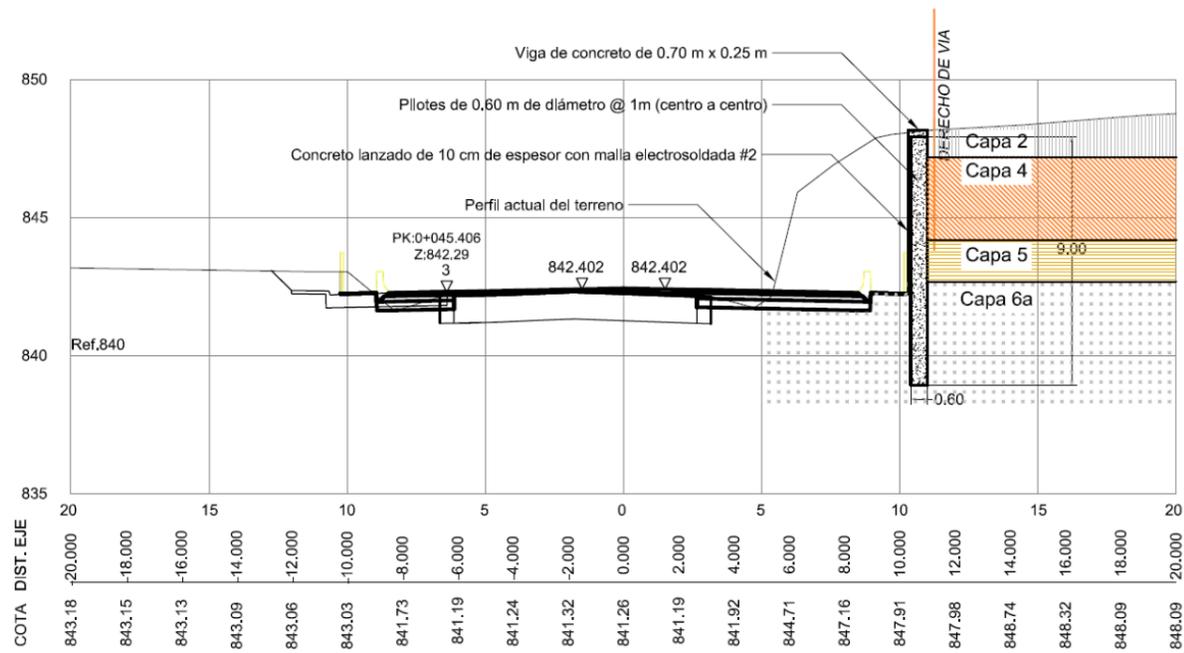


Figura 6-12: Vista en planta de la pantalla de pilotes propuesta para el tramo entre las estaciones 0+130 a 0+310



## SECCIÓN A-A

Figura 6-13: Detalle típico de la pantalla de pilotes propuesta para el tramo entre las estaciones 0+130 y 0+310

### 6.2.3 Verificación y condiciones de servicio de la pantalla de pilotes

Para el diseño del muro se llevaron a cabo distintas verificaciones que se basan en el modelo geotécnico de la Figura 6-13. Estas verificaciones toman en cuenta los análisis de interacción suelo-estructura, mismos que fueron ejecutados con ayuda de los programas GEO5 y CYPE. En el Anexo G del presente informe se incluye la salida con los resultados de las distintas verificaciones que hacen los dos softwares utilizados. Para ambos se obtienen resultados muy similares.

A continuación, se presentan las conclusiones y comentarios sobre la memoria de cálculo y sobre los datos que se incluyen:

- **Aspectos estructurales:** Se hizo una comprobación de los aspectos estructurales y se determina que el refuerzo propuesto cumple con las normas ACI-318. El refuerzo longitudinal cumple con los requerimientos de flexión en el pilote y el acero transversal cumple con las fuerzas cortantes que se producen en el elemento (ver Anexo G – Apartado 11).
- **Estabilidad global:** Con base en los resultados obtenidos se obtiene que los factores de seguridad para la condición de estabilidad global son de 7.003 en el caso estático y de 6.437 en la condición pseudoestática (ver Anexo G – Apartado 13). Estos factores de seguridad son altos, situación que no se debe a que la solución de retención está sobre-diseñada. Los factores de seguridad elevados obedecen a que los mismos se calculan para superficies de falla que pasan por debajo de la pantalla de pilotes, lo que implica que la movilización se estaría produciendo a través de la ignimbrita de Capa 6a. Debido a que este material es de alta resistencia los factores de seguridad que se obtiene para la estabilidad global son también altos. Si en función de estos resultados de factor de seguridad se disminuyera la longitud de empotramiento, por ejemplo, entonces los factores de seguridad serían más bajos y más cercanos a los valores típicos; sin embargo, no se cumpliría con la longitud de empotramiento requerida.

**Desplazamientos laterales:** Una de las condiciones de servicio que se evalúan en el Anexo G (ver Anexo G – Apartado 9) es el desplazamiento lateral máximo que se produce en el pilote. Se debe tener en

consideración que el criterio de servicio y deformación máxima admisible en la pantalla de pilotes está directamente relacionado con la presencia de estructuras en la parte alta del muro y los daños que se pueden presentar en dichas obras. En este caso particular, no existen estructuras vecinas en la parte alta, por lo que la deformación lateral de la pantalla de pilotes y los asentamientos asociados no afectarán ningún tipo de obra.

El criterio que se ha seleccionado para evaluar la deformación máxima en la pantalla es el indicado para en el *Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición (Capítulo 3)*. El límite de distorsión angular utilizado es en cual se deben esperar las primeras grietas en muros y el valor indicado en el código es de 1/300. Este mismo criterio de distorsión es el recomendado por Skempton y MacDonald (1956) y por Bjerrum (1963). Tal y como se indica en el manual de diseño de la FHWA para pilotes excavados y colados en sitio (2010), la deformación lateral se debe evaluar para las condiciones de carga de servicio. Para dichas condiciones, el desplazamiento que se produce en la cabeza del pilote es de 19 mm (ver Anexo G – Apartado 9). Esto significa que la distorsión angular que se produce de aproximadamente  $\Delta = \frac{\delta_{Lateral}}{L} = \frac{19}{8500} = 0.00224$ . Así pues, el valor de distorsión angular cumple para el criterio indicado en el Código.

Un aspecto importante con respecto a los desplazamientos laterales es que el cálculo que hace el programa no tiene en cuenta la presencia de la viga de amarre ente los pilotes. En la realidad, esta viga lo que hace es restringir aún más la deformación que se produce en la parte alta ya que esta actúa en conjunto con todos los pilotes; por lo tanto, los desplazamientos laterales esperados probablemente serán menores a los 19 mm.

Con base en las verificaciones y análisis anteriores, se considera que la pantalla de pilotes propuesta es adecuada y óptima y cumple con las condiciones de servicio correspondiente. En la memoria de cálculo suministrada en el Anexo G se presentan las verificaciones correspondientes.

### 6.2.4 Aspectos de drenaje

Debido a las limitaciones asociadas con el derecho de vía, se procederá con la colocación de drenajes tipo “llorones” en el espacio libre entre los pilotes y que estarán embebidos en la fachada de concreto lanzado que se colocará. Se propone la colocación de dos niveles de llorones que se muestran en los planos respectivos. El objetivo de estos llorones es que no se genere ninguna presión de poros por detrás de la pantalla. Se aclara que estos llorones verterán sus aguas hacia las obras de drenaje correspondientes, tal y como se ilustra en los planos de este muro que se ha identificado como MU01-08.

### 6.2.5 Aspectos constructivos generales

El proceso constructivo general de esta obra se detalla en el Anexo G del presente informe. Adicionalmente, las especificaciones técnicas pertinentes se presentan en las láminas de los planos de la estructura.

Los aspectos constructivos generales para la obra de retención propuesta se detallan en los planos correspondientes. En términos generales y desde el punto de vista constructivo se deben tener en consideración lo siguiente:

- La construcción de los pilotes deberá realizarse antes de proceder con la excavación para la ampliación.
- La excavación para los pilotes deberá realizarse bajo el método seco.
- No se visualiza la necesidad de utilizar polímeros, casing o algún otro tipo de sostenimiento temporal.
- Se debe tener en consideración que el tramo final de los pilotes deberá ser excavados en materiales rocosos, por lo que se debe disponer de la herramienta adecuada para cortar a través de roca.
- Se deberá someter la secuencia constructiva para la excavación de los pilotes. Es recomendable que dicha secuencia tome en cuenta que los pilotes se encuentran muy cercanos entre sí, por lo que la recomendación

es que se excave un pilote de por medio, se cole el concreto y se deje fraguar. Posteriormente se completarán los pilotes restantes.

- Preliminarmente se ha visualizado que se realiza la excavación, se coloca la armadura y luego se procede con la colada del concreto. Este esquema puede variarse en función del tipo de maquinaria que se utilice para la construcción.
- El concreto deberá ser colocado con tubería tipo *tremie*. Se deberá garantizar que durante la colocación del concreto no vayan a quedar vacíos, por lo que es conveniente la utilización de un concreto autocompactable o bien uno que posee una trabajabilidad adecuada.
- Como parte del control de calidad de los pilotes se deberá realizar una inspección visual después de realizada la excavación. Adicionalmente se deberán realizar pruebas de integridad de pilotes.

### 6.3 Estación 0+610 – Quebrada Sin Nombre

En este sector se tiene prevista la ampliación de la alcantarilla de cuadro a través de la cual fluye la quebrada sin nombre. Evidentemente es necesario conocer las características geotécnicas del sitio y las recomendaciones pertinentes, mismas que se describen a continuación.

En la Figura 6-14 se presenta la vista en planta de dicha alcantarilla y que también se detalla en los planes estructurales correspondientes. En esta vista también se incluye la ubicación de los dos sondeos realizados, así como la ubicación de los distintos cortes que se presentan y que fueron la base para elaborar los modelos de la interacción suelo-estructura. En la Figura 6-15 se presenta un corte típico de la alcantarilla a través de la línea de centro correspondiente.

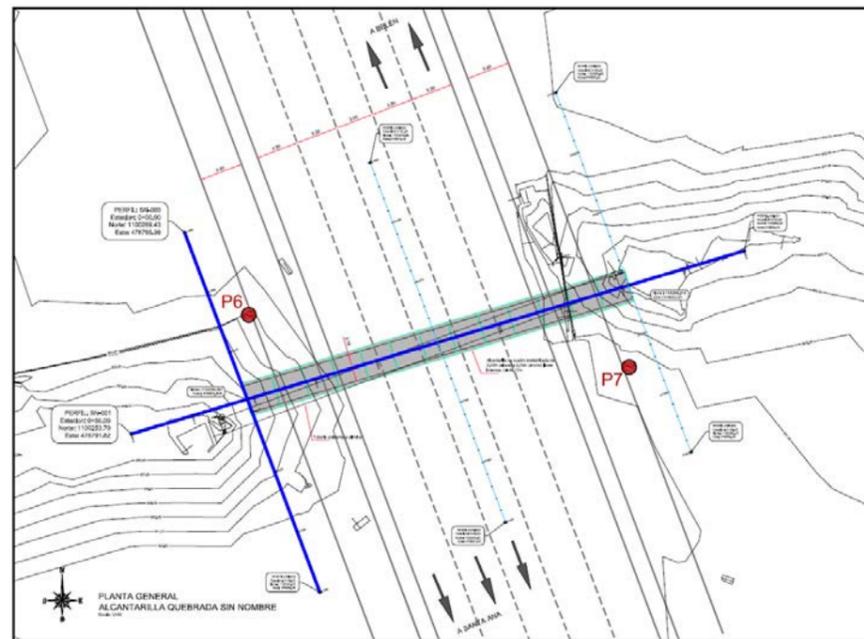


Figura 6-14: Vista en planta de la alcantarilla en el sitio de la quebrada sin nombre. Las líneas en color azul corresponden con las secciones que se utilizaron para la elaboración de los modelos de la interacción suelo-estructura. Se indica la ubicación de las perforaciones.

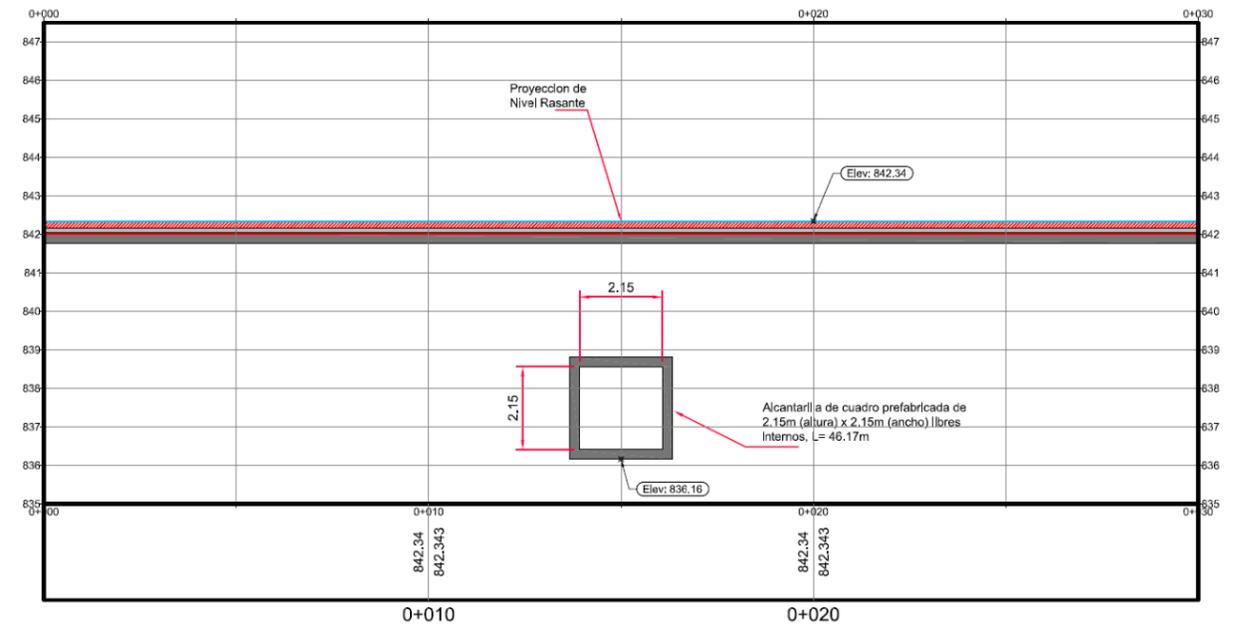


Figura 6-15: Sección típica de la alcantarilla propuesta para la quebrada sin nombre.

En la figura anterior se puede observar como la estructura propuesta para este paso de agua consiste en una alcantarilla de cuadro. Esta obra se definió según las recomendaciones del estudio hidrológico realizado y en función de los resultados que se obtienen.

La estructura será prefabricada y tendrá una dimensión interna de 2.15 m y una dimensión externa de 2.65 m. Para la construcción de la alcantarilla se deberá realizar la excavación correspondiente, por lo que se elimina el peso del suelo y se sustituye por la alcantarilla de cuadro que probablemente tiene un peso inferior. Así pues, se trata de una obra semi-compensada o compensada.

#### 6.3.1 Estratigrafía del sitio

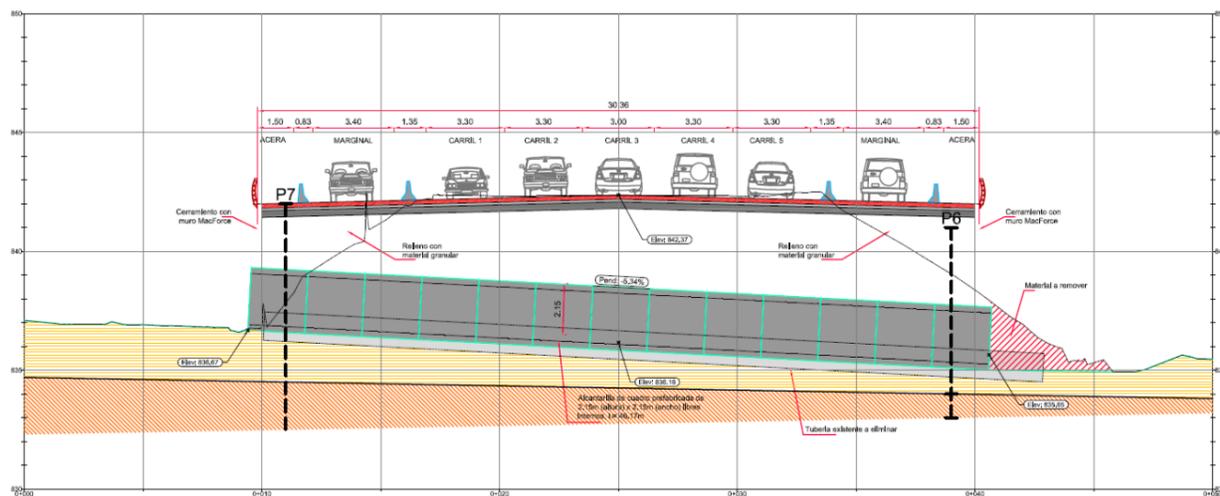
En este sector se realizaron los sondeos P6 y P7. El perfil estratigráfico detectado está compuesto por los siguientes estratos: Capa 1) rellenos heterogéneos de compacidad suelta a firme, Capa 2) arcilla plástica de color gris y de consistencia blanda, Capa 3) limo arcilloso o arcilla limosa de color café y de consistencia blanda a media y Capa 4) arena limosa o limo arcilloso con arena de compacidad firme a densa. El perfil descrito se ilustra en la Figura 6-16.

Profundidad [m]	Perforación No.		Estratigrafía del terreno
	P6	P7	
0.00 - 0.45	21	6	Capa 1 - Relleno de limo arcillos mezclado con bloques de roca y grava $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 30^\circ$ $c' = 0 \text{ kPa}$
0.45 - 0.90	18	11	
0.90 - 1.35	11	13	
1.35 - 1.80	10	10	
1.80 - 2.25	10	7	Capa 2 - Arcilla limosa de color gris $\gamma_T = 18 \text{ kN/m}^3$ $s_u = 40 \text{ kPa}$
2.25 - 2.70	4	14	
2.70 - 3.15	5	14	
3.15 - 3.60	6	40	
3.60 - 4.05	9	13	Capa 3 - Limo arcilloso de color café $\gamma_T = 18.5 \text{ kN/m}^3$ $s_u = 45 \text{ kPa}$
4.05 - 4.50	9	10	
4.50 - 4.95	8	2	
4.95 - 5.40	14	2	
5.40 - 5.85	10	5	Capa 4 - Arena limosa o limo arcilloso con arena $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 37^\circ$
5.85 - 6.30	18	4	
6.30 - 6.75	8	4	
6.75 - 7.20	4	5	
7.20 - 7.65	28	5	RM
7.65 - 8.10	RM	22	
8.10 - 8.55		26	
8.55 - 9.00		38	
9.00 - 9.45		RM	

Figura 6-16: Perfil estratigráfico típico detectado en el sector de la quebrada sin nombre

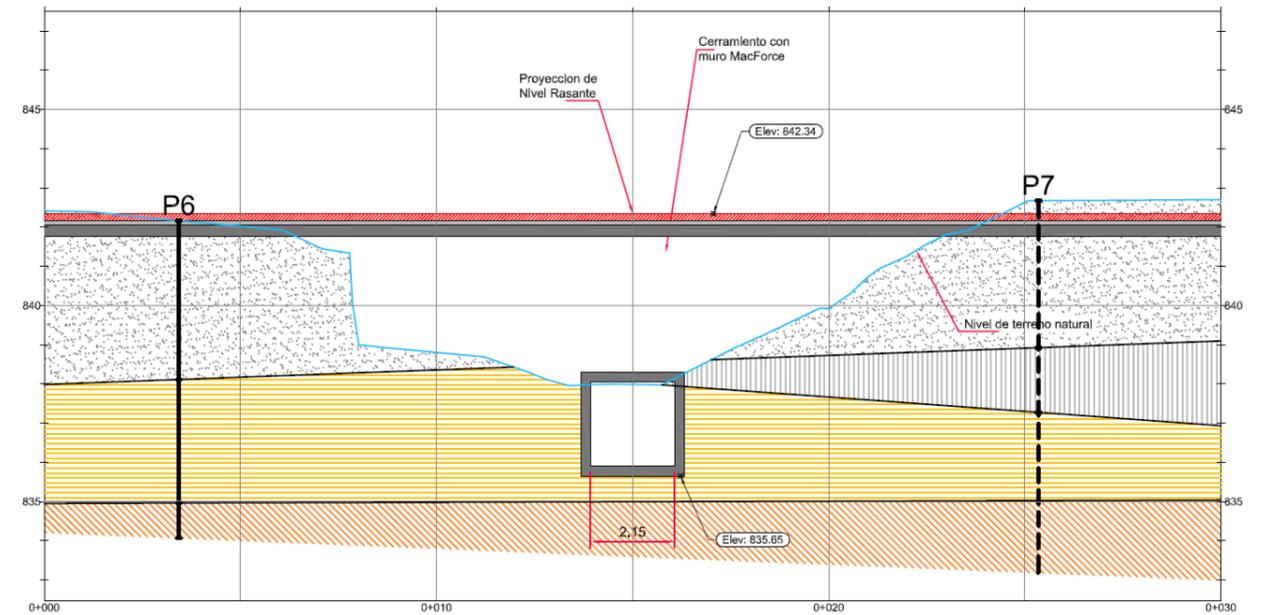
En las dos perforaciones ejecutadas no se detectó la presencia del nivel freático.

La información de la figura anterior se puede integrar con la topografía y con la estructura para ilustrar no solo la distribución de las distintas capas de suelo, sino también el modelo de la interacción suelo-estructura. En la Figura 6-17 se presenta la sección típica SN-001 que corresponde con el perfil longitudinal de la alcantarilla. En la Figura 6-18 se presenta una sección típica que en la planta se identifica como sección SN-003.



PERFIL SN-001

Figura 6-17: Modelo longitudinal suelo-estructura de la alcantarilla de cuadro de la quebrada sin nombre



PERFIL SN-003

Figura 6-18: Modelo geotécnico del sitio de la alcantarilla sin nombre - Estación 0+610

### 6.3.2 Consideraciones geotécnicas iniciales

Tal y como se ilustra en los modelos geotécnicos anteriores, en este sitio se detecta la arcilla plástica de la Capa 2. Cabe señalar que el material únicamente se detecta en el sondeo realizado en el sector aguas arriba y de margen izquierda de la alcantarilla (perforación P-7). El espesor de este estrato es relativamente reducido y se detecta a un nivel que está por encima del nivel de cimentación de la obra, así pues, no interviene en la fundación de esta estructura.

Adicional a lo anterior, la arcilla aparece a una profundidad de entre 3.5 – 4 m por debajo del nivel de la rasante actual del Proyecto. Debido a la profundidad a la que se detecta tampoco es de esperar que se generen problemas en el pavimento existente ni en el que se proyecta construir.

Es importante notar que la arcilla ya ha estado sometida a un peso importante del suelo de la Capa 1, por lo que ya ha experimentado un proceso de consolidación. Esto reduce la posibilidad de que se produzcan asentamientos importantes asociados con la nueva obra.

Como parte de las excavaciones requeridas para la construcción de la alcantarilla de cuadro (ver apartado 6.3.6) se procederá a eliminar parcialmente la arcilla de la Capa 2. Este movimiento de tierras garantiza que entre la arcilla y la alcantarilla habrá un retiro de aproximadamente 3 m, que implica que el material no estará en contacto con los muros de la alcantarilla y por lo tanto no generará empujes ni presiones. Este material estará confinado por el material de relleno de tipo granular que se requiere para llegar al nivel de rasante del Proyecto.

Por lo indicado anteriormente, no se considera que la arcilla de la Capa 2 afecte la estructura prevista. Se considera suficiente el movimiento de tierras que se realizará como parte de la construcción para garantizar que este material no influirá sobre el comportamiento de las obras.

Con respecto a la Capa 3 se tiene la particularidad que en la perforación P-6 las propiedades mecánicas de los materiales son ligeramente mejores en comparación las de la perforación P-7. Cabe destacar que esto se produce en los tramos más superficiales de la capa; sin embargo, hacia el final del estrato, es decir en los tramos cercanos al contacto con la Capa 4, la consistencia en las dos perforaciones es muy similar y tiene un  $N_{SPT}$  promedio de 5. A

este valor se le asocia una resistencia al corte no drenado de 30 kPa, es decir, menor al promedio general de toda la capa.

Si bien el material posee una consistencia blanda y la compresibilidad del material podría considerarse elevada se debe tener en cuenta que los tramos de consistencia más blanda se detectan a profundidades de 6 a 7 m. Es decir, estos tramos blandos han estado sometidos a una sobrecarga importante y por un período considerable.

Como se menciona anteriormente, la estructura de la alcantarilla de cuadro es una obra compensada. Para su construcción deben eliminarse entre 6 – 7 m de sobrecarga de suelo que luego serán sustituidos por la nueva estructura (que tiene un menor peso que el suelo que se excava) más el peso de la restitución del relleno. Esto significa que realmente no se está produciendo ningún incremento de carga en comparación con el peso al que ya ha estado sometido el suelo del sitio.

El aspecto anterior es favorable desde el punto de vista de los asentamientos y la compresibilidad. Al no haber cargas superiores a las que ya se han presentado no es de esperar asentamientos aún y cuando el suelo de la Capa 3 tenga una consistencia blanda en algunos tramos y tenga una mayor compresibilidad.

### 6.3.3 Cimentación de la alcantarilla

Para proceder con el diseño de la cimentación de la alcantarilla de cuadro, se ha tenido en cuenta que la obra debe estar apoyada en el cauce de la quebrada. En los modelos de interacción suelo-estructura es posible observar esta situación. Adicionalmente, también se aprecia que las perforaciones se realizaron al nivel de la ruta actual. Así pues, la perforación P6 está aproximadamente 7 m por encima del cauce y el sondeo P7 está 5 m por encima del lecho de la quebrada. Esta diferencia de elevación también se ha tomado en consideración para definir la cimentación de la obra.

Con base en los resultados obtenidos, se ha determinado que la cimentación de la alcantarilla será de forma directa. Se trata de una obra compensada, donde se excava un volumen de material que luego se sustituye con una estructura que tiene un menor peso. El detalle de esa estructura se presenta en las láminas ES-2 y ES-11 a ES-15 del juego de planos del Proyecto.

Tal y como se aprecia en la Figura 6-17 y Figura 6-18, al nivel del fondo de la alcantarilla de cuadro el suelo de la cimentación corresponde con los limos arcillosos de color café asociados con la Capa 3. En el sector de la entrada de la alcantarilla, zona aguas arriba, existe un espesor de 1.7 m de estos limos. En el sector de la salida de la alcantarilla, es decir aguas abajo, el espesor de suelo blando es de 0.60 m.

Dado que se trata de una obra compensada y que transmite una carga baja al terreno, se considera que es factible cimentar la estructura sobre los limos arcillosos de la Capa 3 aún y cuando estos materiales poseen tramos de consistencia blanda. Según lo indicado en el Capítulo 3 del informe *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre* la capacidad de soporte admisible que se requiere al nivel de cimentación de la alcantarilla es de 10 t/m<sup>2</sup>.

Se procedió a hacer el cálculo de capacidad de soporte al nivel de desplante previsto y considerando que se cimienta sobre la Capa 3. La capacidad de soporte admisible en este material y considerando un factor de seguridad de 3 es precisamente de 10 t/m<sup>2</sup>. Dado que la capacidad de soporte admisible es igual al requerimiento de cargas, se concluye que es factible cimentar sobre el limo arcilloso de la Capa.

Para el cálculo de la capacidad de soporte se utilizó la teoría de capacidad de carga de Terzaghi y que se resume en la Ecuación 6-6.

$$q_{ult} = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \quad \text{Ecuación 6-6}$$

Donde  $c'$  es la cohesión,  $q$  es la sobrecarga al nivel de cimentación  $\gamma'$  es el peso unitario efectivo del material de cimentación,  $B$  es el ancho de la placa y  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  corresponden con factores de carga que dependen del ángulo de fricción  $\phi$  del material.

Para determinar la capacidad de soporte en el limo arcilloso de la Capa 3 se consideró la condición no drenada. Para esta condición el ángulo de fricción del limo arcilloso se supone como  $\phi = 0^\circ$  y se utiliza la resistencia al corte no drenada como valor de cohesión. La cohesión no drenada considerada en el análisis fue de  $s_u = 30$  kPa, que es consistente con los valores NSPT que se registra al nivel de desplante. Nótese que este valor de cohesión es menor que el valor promedio que se indica en la Figura 6-16 y que tiene una magnitud  $s_u = 45$  kPa.

Para un ángulo de fricción  $\phi = 0^\circ$  se obtiene que los factores de capacidad de carga del terreno son  $N_c = 5.14$ ,  $N_q = 1$  y  $N_\gamma = 0$ . Nótese que dado que el factor  $N_\gamma = 0$  se elimina el último término de la Ecuación 6-6.

La sobrecarga  $q$  que existe al nivel de la cimentación de la alcantarilla corresponde con el peso del material. Tal y como se ilustra en el modelo suelo-estructura, el nivel de cimentación de la alcantarilla corresponde con la cota 835.65 msnm, mientras que el nivel de rasante es la cota 842.34 msnm. Esto significa que existe una sobrecarga de 6.7 m de suelo granular. Si el peso unitario de dicho relleno granular es de 2.2 t/m<sup>3</sup>, valor característico de los lastres y subbases que se utilizan, entonces la sobrecarga  $q = 6.7 \times 2.2 = 14.7$  t/m<sup>2</sup>.

Sustituyendo los valores anteriores en la Ecuación 6-6 se obtiene que la capacidad de soporte última.

$$q_{ult} = (5.14)(3.0) + (14.7)(1) + 0 = 30.1 \text{ t/m}^2$$

La capacidad de soporte anterior corresponde con la capacidad última, por lo tanto, si se utiliza un factor de seguridad de 3, la capacidad de soporte admisible son las 10 t/m<sup>2</sup> que se están considerando en el diseño de la estructura.

Por debajo de la Capa 3 se detecta la arena limosa de compacidad densa asociada con la Capa 4. En este material la capacidad de soporte admisible es mayor a 25 t/m<sup>2</sup>. Esta capacidad de soporte también considera un factor de seguridad de 3, tal y como lo recomienda el *Código de Cimentaciones de Costa Rica*.

Para la construcción y la cimentación de la nueva estructura, es evidente que será necesaria la remoción de la alcantarilla existente. Esta obra se encuentra por debajo del nivel previsto para la nueva alcantarilla, por lo que se será necesaria restituir el nivel del terreno. Esta situación no tiene afectación sobre las recomendaciones que se dieron y sobre los análisis correspondientes de sistema de cimentación, capacidad de soporte y nivel de desplante. La restitución para alcanzar el nivel de la nueva estructura deberá realizarse con un material apropiado (lastre, lastre cemento, etc.) que posee mejores características geomecánicas en comparación con el material natural del sitio.

### 6.3.4 Asentamientos de la alcantarilla de cuadro

Debido a la presencia de los tramos de consistencia blanda al nivel de desplante de la alcantarilla de cuadro se procedió a realizar un análisis más detallado de los asentamientos. Este análisis se hizo considerando las condiciones geotécnicas de la perforación P-7, que son más críticas.

Para el análisis se debe considerar que el suelo compresible está sometido actualmente a un estado de esfuerzos. Este suelo se excavará como parte del proceso constructivo, es decir, se produce una descarga. Una vez construida la alcantarilla se vuelve a dar el proceso de carga del suelo; sin embargo, la carga que impone es menor a la que existía originalmente. Así pues, el estado de esfuerzos final es menor que el estado de esfuerzos original.

El esfuerzo efectivo actual al nivel de desplante previsto para la nueva alcantarilla (es decir, aproximadamente 6 m por debajo de la perforación P-7) es  $\sigma_v = (1.9)(3.6) + (1.8)(5.4 - 3.6) + (1.85)(6.0 - 5.4) = 11.2$  t/m<sup>2</sup>. Este corresponde con el estado de esfuerzos original.

Una vez construida la alcantarilla el esfuerzo efectivo de la condición futura será el peso del relleno por encima de la alcantarilla, más el peso del concreto de la alcantarilla más el peso del agua que fluye por la alcantarilla. En el

sector de la perforación P-7 el espesor de relleno será de aproximadamente 2.75 m, por lo que el esfuerzo que transmite es de  $\sigma_{v1} = (2.2)(2.75) = 6.05 \text{ t/m}^2$ . El esfuerzo transmitido por el concreto es  $\sigma_{v2} = 2.26 \text{ t/m}^2$ . Finalmente, si se supone que a través de la alcantarilla fluye una columna de agua de 0.50 m entonces el esfuerzo transmitido será  $\sigma_{v3} = (1.0)(0.5) = 0.5 \text{ t/m}^2$ . Así pues, el esfuerzo que actúa al nivel de fundación de la alcantarilla es de  $8.8 \text{ t/m}^2$ . Este será el estado de esfuerzos final con la obra construida.

Por lo anterior se comprueba que la estructura es compensada y que no existe un incremento en los esfuerzos a los que se ha visto sometido el suelo, es decir,  $\Delta\sigma_v = 0 \text{ t/m}^2$ . Dada esta situación, no es de esperar asentamientos asociados con la alcantarilla de cuadro.

Es importante notar que la carga actual al nivel de desplante de la alcantarilla incluso es mayor que la capacidad de soporte requerida y que correspondería con la carga máxima que transmite la estructura. Así pues, aún para cargas mayores y de hasta  $10 \text{ t/m}^2$  no se espera que se produzcan asentamientos.

### 6.3.5 Empuje lateral del terreno

Para efectos del diseño de las alcantarillas se han tenido en consideración los parámetros de empuje de los distintos materiales del sitio. Estos parámetros se listan en el Cuadro 6-4 y fueron calculados con las ecuaciones 6-3, 6-4 y 6-5 indicadas anteriormente.

Cuadro 6-4: Parámetros de empuje recomendados para el diseño de la alcantarilla de cuadro

Parámetro	Capa 1	Capa 2	Capa 3	Capa 4
Ángulo de fricción interna [°]	30	20	25	37
Peso volumétrico (kN/m <sup>3</sup> )	19	18	18.5	19
Cohesión (t/m <sup>2</sup> )	0	0	0	0
Condición Activa (k <sub>a</sub> )	0.33	0.49	0.41	0.25
Condición Pasiva (k <sub>p</sub> )	3.00	2.03	2.46	4.02
Condición de Reposo (k <sub>o</sub> )	0.50	0.66	0.58	0.40

Cabe destacar que el detalle de la interacción suelo-estructura de los muros se presenta como parte de la memoria de cálculo del diseñador estructural. El tema de empujes se presenta específicamente en el Capítulo 3, apartado 3.1.2.1.

Tal y como se indica en dicho apartado, para el cálculo de los empujes se ha utilizado el parámetro de empuje en reposo. Esta consideración se considera apropiada pues la alcantarilla de cuadro es una estructura prefabricada que no permite movimiento en la parte superior y por tanto, no se genera la condición activa de empuje.

El coeficiente de empuje en reposo considerado en el diseño fue de 0.66, que corresponde con el caso de carga más crítico. Esto por cuanto dicho empuje está asociado con las propiedades geomecánicas de la arcilla de la Capa 2, aún y cuando este material no va a estar en contacto ni a empujar sobre la alcantarilla. En realidad, el material que producirá empujes sobre la alcantarilla corresponde con un relleno de tipo granular y bien compactado cuyo parámetro de empuje reposo es menor al dato utilizado de 0.66. Dada esta situación, se considera que los empujes utilizados en el diseño son conservadores, pero apropiados para el diseño de la estructura.

### 6.3.6 Aspectos constructivos

El proceso constructivo de esta obra se detalla en el Capítulo 3 del informe *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre*. Adicionalmente, las especificaciones técnicas pertinentes se presentan en las láminas ES-2 a ES-9 de los planos de la estructura a construir para el paso sobre el río Corrogres. En este mismo capítulo se puede analizar los aspectos de interacción suelo-estructura.

Con respecto al proceso constructivo resulta de particular interés la estabilidad de la excavación que se requiere para la construcción de los arcos prefabricados. Si bien se trata de una condición temporal que se presenta únicamente durante construcción, los taludes que se conformen deben ser estables. Asimismo, también deberá ser estable el fondo de la excavación.

Para evaluar la estabilidad del fondo de la excavación de manera preliminar se hizo un cálculo preliminar utilizando la formulación indicada en el *Código de cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición* que consiste en obtener un factor de seguridad contra la falla del fondo. Este factor de seguridad se calcula según la Ecuación 6-7.

$$FS = \frac{6 \cdot s_u}{\gamma \cdot H + q} \text{ Ecuación 6-7}$$

Donde  $s_u$  es la resistencia al corte no drenada,  $\gamma$  es peso volumétrico por encima del fondo de la excavación,  $H$  es la altura de la excavación y  $q$  es cualquier sobrecarga que se encuentra al lado de la excavación.

Para el sitio se tiene que la cohesión no drenada del limo arcilloso de la Capa 3 en el fondo de la excavación es  $s_u = 30 \text{ kPa}$ . No existen sobrecargas del lado de la excavación, por lo que el valor  $q = 0$ . El peso al nivel de la excavación, si el corte temporal de construcción se hiciera vertical es el mismo esfuerzo efectivo que ya se había calculado en el apartado 6.3.4, es decir,  $\gamma H = 11.2 \text{ t/m}^2$ . Sustituyendo estos valores en la ecuación anterior se obtiene:

$$FS = \frac{6 \cdot 3}{11.2 + 0} = \frac{18}{11.2} = 1.61$$

El factor de seguridad obtenido es de 1.61 y es indicativo de que no se produce la falla del fondo. Se debe tener en consideración, sin embargo, que dicho factor de seguridad aplica para la condición de una excavación vertical. En el caso de la quebrada Sin Nombre la excavación temporal propuesta está compuesta por taludes y por lo tanto aplica más realizar un análisis de estabilidad de equilibrio límite.

La pendiente que está propuesta para los taludes temporales de la excavación varía en función de las condiciones de los materiales. Se debe tener en consideración que estos cortes se realizarán en los suelos de las Capas 1, 2 y 3. El modelo considerado para el análisis de estabilidad durante la construcción es el que se muestra en la Figura 6-19.

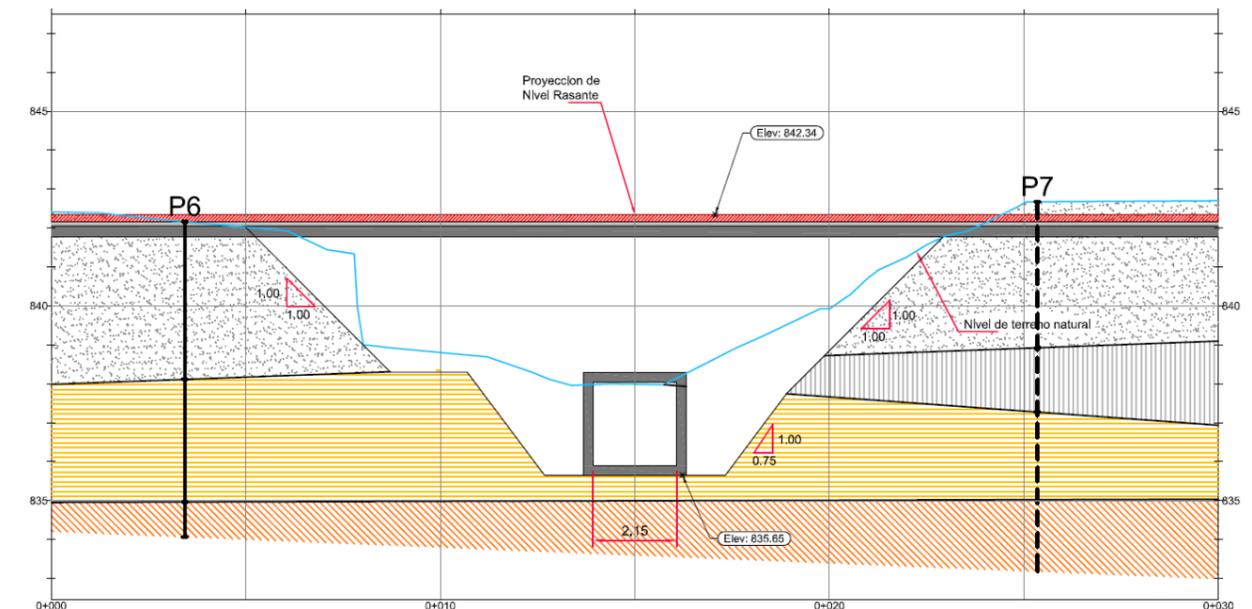


Figura 6-19: Modelo geotécnico considerado para la excavación temporal requerida para la construcción de la alcantarilla de cuadro en el sitio de la quebrada sin nombre

Con base en este modelo anterior se procedió a realizar un análisis de equilibrio límite y se determinaron los factores de seguridad correspondientes. Se debe tener en consideración que en el análisis no se considera la alcantarilla, pues ésta no va a estar construida en el momento de la excavación. Ésta se mantiene únicamente como referencia de la ubicación de la obra. Por tratarse de una condición temporal, donde el proceso constructivo es relativamente rápido, el análisis se hizo para la condición no drenada.

El análisis contempla la evaluación de estabilidad de ambas márgenes de la quebrada sin nombre. El análisis se hace para el caso estático y pseudo-estático. Para el caso que simula el sismo se considera un coeficiente de 0.15g que es lo que recomienda el *Código geotécnico de taludes y laderas* para condiciones temporales. El análisis se hizo tanto para la margen izquierda como la derecha.

Los resultados obtenidos se presentan en el

Cuadro 6-5. En la Figura 6-20 y Figura 6-21 se presentan los resultados gráficos del análisis de estabilidad para la condición de sismo.

Cuadro 6-5: Resultados del análisis de estabilidad de la excavación temporal de la quebrada sin nombre

Sector Analizado	Factor de Seguridad	
	Estático	Sismo (0.15g)
Margen derecha	1.406	1.100
Margen izquierda	1.247	1.009

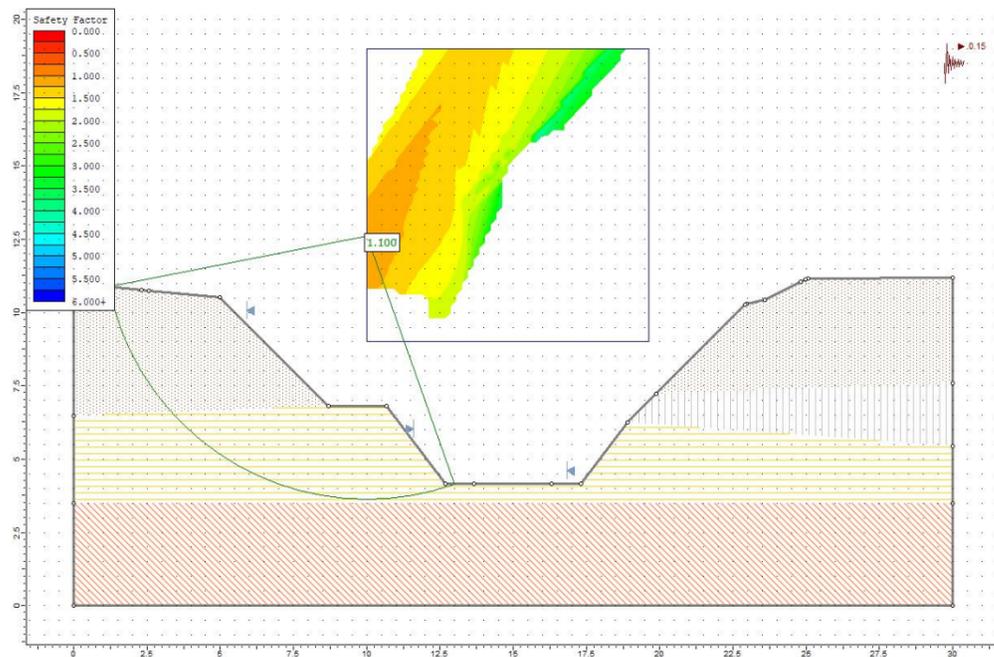


Figura 6-20: Resultado de análisis de estabilidad para el caso pseudo-estático de la excavación temporal de la margen derecha de la quebrada sin nombre

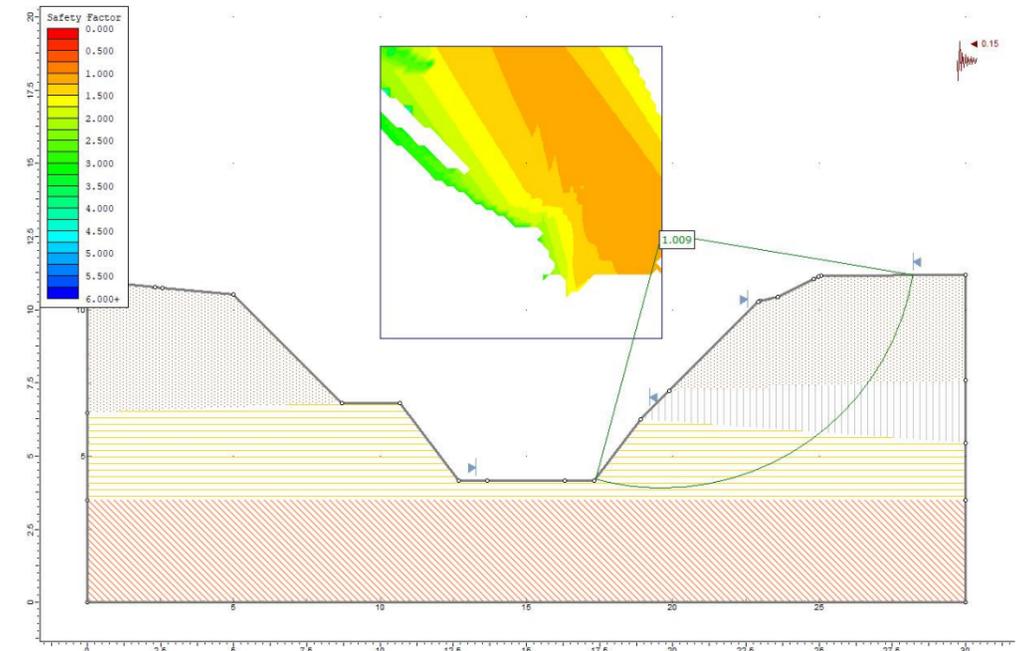


Figura 6-21: Resultado de análisis de estabilidad para el caso pseudo-estático de la excavación temporal de la margen izquierda de la quebrada sin nombre

Con base en los resultados presentados en el cuadro y figuras anteriores, se determina que los factores de seguridad están por encima de los factores de seguridad que recomienda el código para taludes temporales. Los parámetros geomécnicos considerados para la Capa 3 fueron los críticos, es decir considera que todo el estrato posee una cohesión no drenada de 30 kPa.

Nótese que ninguna de las superficies de falla críticas pasa por el piso de la excavación, lo que también valida el factor de seguridad que se había obtenido según la Ecuación 6-7.

El detalle del proceso constructivo donde se ilustran las distintas etapas se puede consultar en el documento denominado 11- Fases constructivas PT 01-07.

#### 6.4 Estación 0+820 – Quebrada Rodríguez

En este sector se tiene prevista la ampliación de la alcantarilla a través de la cual fluye la quebrada Rodríguez. Evidentemente es necesario conocer las características geotécnicas del sitio y las recomendaciones pertinentes, mismas que se describen a continuación.

La estructura propuesta consiste en una alcantarilla compuesta por arcos prefabricados de concreto que tienen una altura de 2.44 m y un ancho de 4.88 m. Los arcos estarán apoyados de forma directa sobre el terreno.

En la Figura 6-22 se presenta la vista en planta de la estructura prevista para el paso de la quebrada Rodríguez. En dicha figura también se incluye la ubicación de los sondeos ejecutados y se indica la ubicación de los cortes que se han utilizado para la elaboración de los modelos de interacción suelo-estructura.

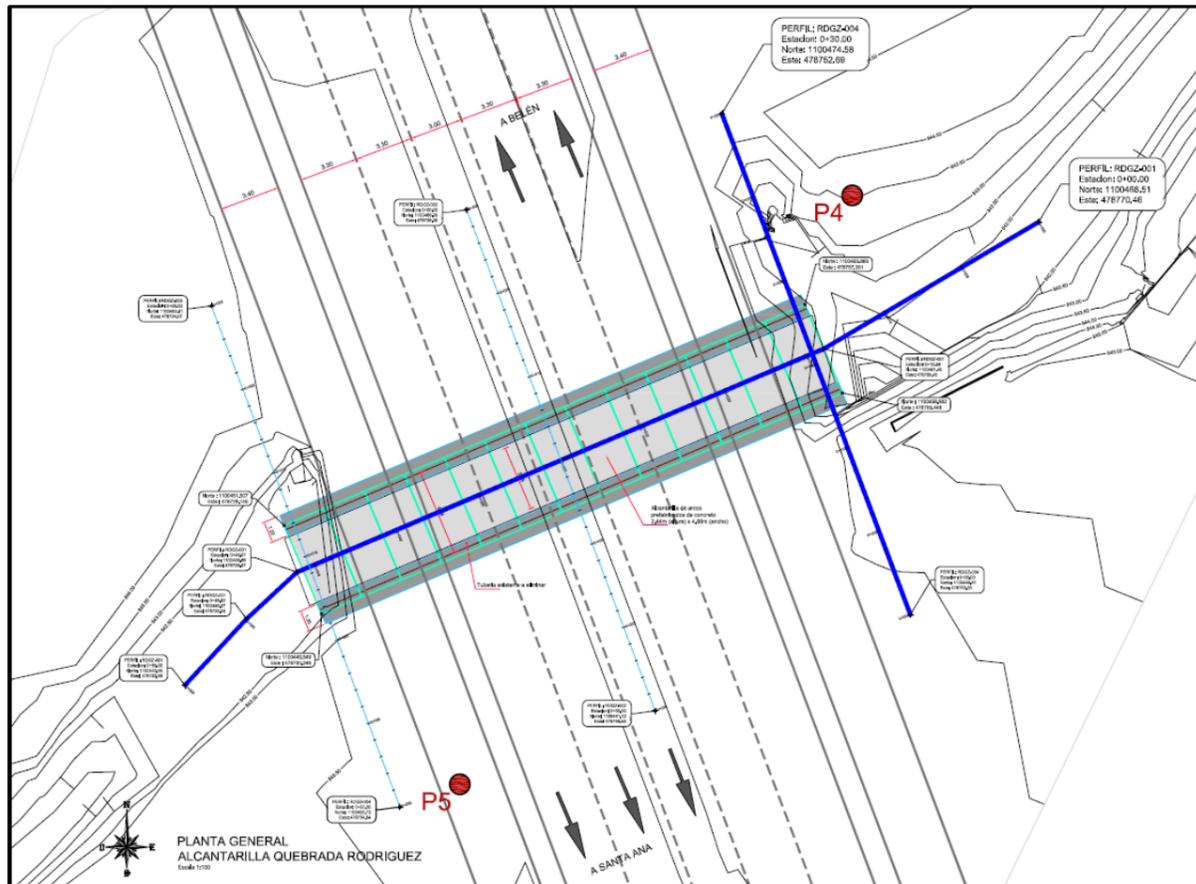


Figura 6-22: Vista en planta de la alcantarilla propuesta para la quebrada Rodríguez. Se indica la ubicación de las perforaciones y de los perfiles de interacción suelo-estructura.

#### 6.4.1 Estratigrafía del sitio

En este sector se realizaron los sondeos P4 y P5. El perfil estratigráfico detectado está compuesto por los siguientes estratos: Capa 1) rellenos heterogéneos de compactad suelta a firme, Capa 3) limo arcilloso o arcilla limosa de color café y de consistencia media a dura y Capa 4) arena limosa o limo arcilloso con arena de compactad firme a densa. El perfil descrito se ilustra en la Figura 6-23.

Profundidad [m]	Perforación No.		Estratigrafía del terreno
	P4	P5	
0.00 - 0.45	7	22	Capa 1 - Relleno de limo arcillos mezclado con bloques de roca y grava $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 30^\circ$
0.45 - 0.90	8	15	
0.90 - 1.35	12	35	
1.35 - 1.80	7	48	
1.80 - 2.25	4	RM	Capa 3 - Limo arcilloso color café $\gamma_T = 18.5 \text{ kN/m}^3$ $s_u = 100 \text{ kPa}$
2.25 - 2.70	14		
2.70 - 3.15	16		
3.15 - 3.60	20		
3.60 - 4.05	23		Capa 4 - Arena limosa o limo arcilloso con arena $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 37^\circ$
4.05 - 4.50	20		
4.50 - 4.95	22		
4.95 - 5.40	28		
5.40 - 5.85	33		
5.85 - 6.30	RM		

Figura 6-23: Perfil estratigráfico típico detectado en el sector de la quebrada Rodríguez

En las dos perforaciones ejecutadas no se detectó la presencia del nivel freático. La información de la figura anterior se puede integrar con la topografía y con la estructura para ilustrar no solo la distribución de las distintas capas de suelo, sino también el modelo de la interacción suelo-estructura. En la Figura 6-24 se presenta la sección típica RDGZ-001 que corresponde con el perfil longitudinal de la alcantarilla. En la Figura 6-25 se presenta una sección típica que en la planta se identifica como sección RDGZ-004.

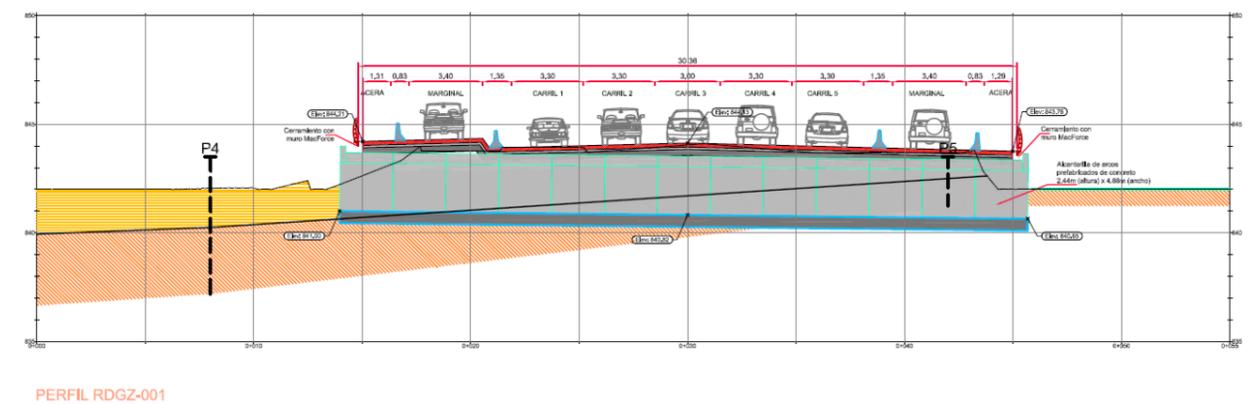
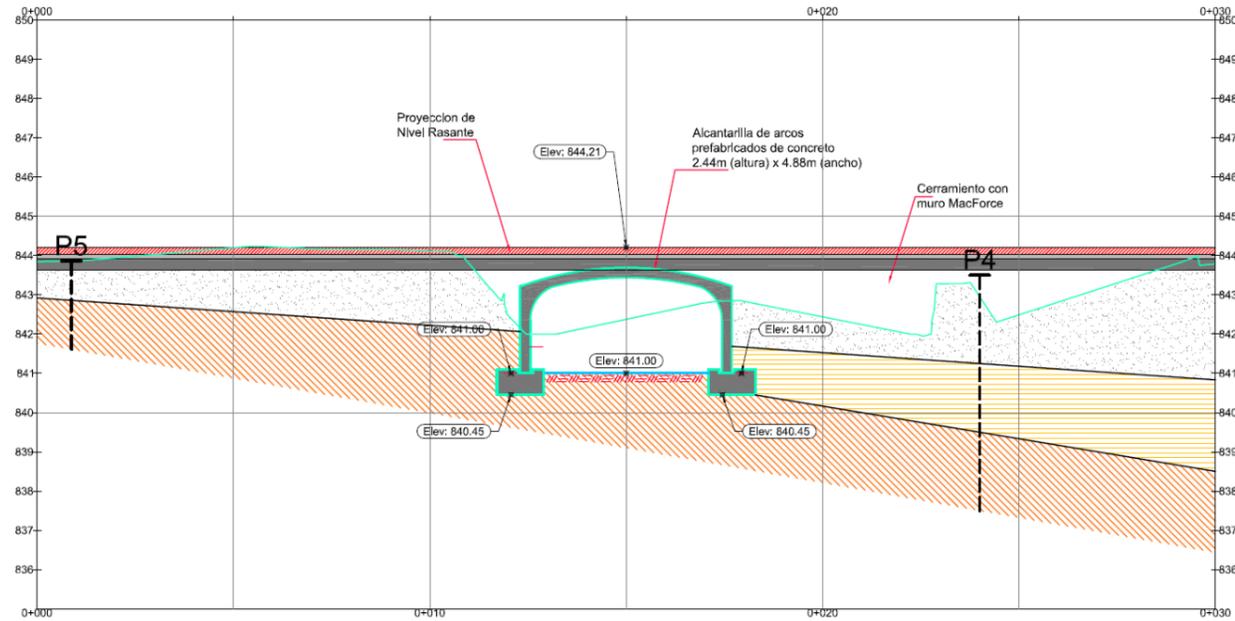


Figura 6-24: Modelo longitudinal suelo-estructural de la alcantarilla propuesta para la quebrada Rodríguez – Estacion 0+820



PERFIL RDGZ-004

Figura 6-25: Modelo geotécnico transversal del sitio de la alcantarilla de la quebrada Rodríguez – Estación 0+820

Mediante las figuras anteriores es posible notar que en el sitio de esta obra no se detecta la presencia de la arcilla plástica y de alta expansión asociada con la Capa 2.

#### 6.4.2 Cimentación de la alcantarilla

Para proceder con el diseño de la cimentación de la alcantarilla, se ha tenido en cuenta que la obra debe estar apoyada en el cauce de la quebrada. En los modelos de interacción suelo-estructura es posible observar esta situación. En este caso particular, las perforaciones se realizaron al nivel de la ruta actual, por lo que las perforaciones P4 y P5 están entre 2 y 3 m por encima del nivel previsto para la obra. Esta diferencia de elevación también se ha tomado en consideración para definir la cimentación de la obra.

Con base en los resultados obtenidos, se ha determinado que la cimentación de la alcantarilla será de forma directa. La recomendación es que las cargas asociadas con la nueva estructura se transmitan a los suelos de consistencia dura asociadas con la Capa 3 o Capa 4.

Con base en la información de la Figura 6-24 y Figura 6-25 se puede observar que la mayor parte de la estructura quedará apoyada sobre el suelo de consistencia dura asociada con la Capa 4. Hacia el sector aguas arriba de la alcantarilla, es decir a la entrada de ésta, el espesor de suelo de consistencia media a dura asociado con la Capa 3 es mayor, por lo que en esta zona se da la situación que el nivel de cimentación de las placas de los arcos prefabricados están quedando justo en el contacto entre las Capas 3 y 4. Nótese, sin embargo, en la Figura 6-23 que en este contacto, la Capa 3 posee una consistencia media a firme, con valores  $N_{SPT}$  que están por encima de 20.

Para el diseño de la cimentación de la alcantarilla se ha considerado una capacidad de soporte admisible de 20 t/m<sup>2</sup>. Esta capacidad de soporte considera un factor de seguridad de 3, tal y como lo recomienda el *Código de Cimentaciones de Costa Rica*.

Para el cálculo de la capacidad de soporte se consideró el caso crítico que las placas quedan apoyadas sobre los suelos de consistencia duros de la Capa 3 (es decir los que tienen valores  $N_{SPT}$  mayores a 20). Adicionalmente, se utilizó la ecuación de capacidad de carga de Terzagui que se detalló en la Ecuación 6-6.

Para este caso específico, se consideró que la Capa 3 posee un comportamiento cohesivo y por lo tanto el ángulo de fricción es  $\phi = 0$ . Así pues, los factores de capacidad de carga que se deben utilizar son:  $N_c = 5.14$ ,  $N_q = 1$  y  $N_{\gamma} = 0$ .

Si bien la resistencia al corte no drenada de todo el estrato de la Capa 3 es  $s_u = 100$  kPa (ver Figura 6-23), se debe tener en cuenta que la alcantarilla quedará cimentada sobre los suelos más duros de este estrato. Hacia el final de esta capa, la resistencia al corte no drenada (obtenida con las Ecuaciones 5-3, 5-4 y 5-5) es ligeramente superior y  $s_u = 120$  kPa.

Para este caso específico los dos últimos términos de la ecuación 6-6 se vuelven cero. Esto por cuanto se está determinando la capacidad de soporte neta última y además porque el factor de capacidad de carga  $N_{\gamma} = 0$ . Así pues, sustituyendo los valores correspondientes en la Ecuación 6-6 se obtiene que la capacidad de soporte última.

$$q_{ult} = (5.14)(12) + 0 + 0 = 62 \text{ t/m}^2$$

La capacidad de soporte anterior corresponde con la capacidad última, por lo tanto, si se utiliza un factor de seguridad de 3, la capacidad de soporte admisible es de 20.6 t/m<sup>2</sup> y de ahí la recomendación de utilizar una capacidad de soporte admisible de 20 t/m<sup>2</sup>. Cabe destacar que la condición anterior es el caso crítico y que la capacidad de soporte en los suelos asociados con la Capa 4 es mayor.

Aún y cuando no se visualizan problemas de capacidad o resistencia para esta alcantarilla, durante la fase de construcción de la obra se deberá llevar a cabo una inspección geotécnica adecuada que garantice que la estructura se está apoyando sobre los suelos de características mecánicas aceptables. Esto es particularmente importante para el sector aguas arriba de la alcantarilla, donde el espesor de suelo de la Capa 3 es mayor.

#### 6.4.3 Empuje lateral del terreno

Para efectos del diseño de las alcantarillas se han tenido en consideración los parámetros de empuje de los distintos materiales del sitio. Estos parámetros se listan en el Cuadro 6-6 y fueron calculados con las ecuaciones 6-3, 6-4 y 6-5 indicadas anteriormente.

Cuadro 6-6: Parámetros de empuje recomendados para el diseño de la alcantarilla

Parámetro	Capa 1	Capa 3	Capa 4
Ángulo de fricción interna [ $\phi$ ]	30	32	37
Peso volumétrico (kN/m <sup>3</sup> )	19	18.5	19
Cohesión (t/m <sup>2</sup> )	0	0	0
Condición Activa ( $k_a$ )	0.33	0.31	0.25
Condición Pasiva ( $k_p$ )	3.00	3.25	4.02
Condición de Reposo ( $k_o$ )	0.50	0.47	0.40

Cabe destacar que el detalle de la interacción suelo-estructura de los muros se presenta como parte de la memoria de cálculo del diseño estructural. Este detalle se presenta en el Capítulo 4 y en el Anexo D del informe titulado *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre*.

Al igual que para el caso del puente sobre el río Corrogres, los materiales naturales no son los que generan los empujes sobre los arcos prefabricados de concreto. En este caso particular, el empuje es generado por los materiales de préstamo que serán utilizados para el relleno al lado y por encima de los arcos. Este material de préstamo es de tipo granular y será compactado.

Tal y como se indica en el Capítulo 4 de ese informe, para el análisis y diseño de la obra se utiliza el programa CANDE. Este programa utiliza un modelo Duncan-Selig para determinar los empujes del suelo sobre los arcos prefabricados.

El programa ya incluye una biblioteca predefinida de tipos de suelos. La nomenclatura utilizada por el programa no coincide exactamente con la que se utiliza para efectos de este Proyecto. Dada esta situación, lo que procedió fue seleccionar el tipo de material ya predefinido en el programa que mejor se ajusta a las condiciones de los suelos de los materiales de préstamo que generarán los empujes.

En este caso específico los materiales considerados para modelar los rellenos de material granular fueron los identificados como ML95 para el relleno contra el arco y SM90 para el relleno por encima del arco (ver Anexo D del informe de *Criterios de diseño y memoria de cálculo estructura*). En ambos casos los materiales son de tipo granular, son materiales de préstamo y considera que están compactados, por lo que se ajustan adecuadamente al tipo de material que está siendo especificado como material de relleno.

El peso unitario total definido para los suelos ML95 y SM90 es 2.0 t/m<sup>3</sup> y 1.9 t/m<sup>3</sup> respectivamente. Los ángulos de fricción considerados para estos dos materiales son conservadores y tiene magnitudes de 34° y 32° respectivamente. El material granular compactado que se utilizará como relleno fácilmente alcanza estos valores de ángulo de fricción. Así pues, mediante este análisis se concluye que el empuje lateral del terreno considerado en el diseño de los arcos prefabricados es adecuado.

6.4.4 Aspectos constructivos

El proceso constructivo de esta obra se detalla en el Capítulo 4 del informe *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre*. Adicionalmente, las especificaciones técnicas pertinentes se presentan en las láminas ES-2 y ES-16 a ES-20 de los planos de la estructura a construir.

Con respecto al proceso constructivo resulta de particular interés la estabilidad de la excavación que se requiere para la construcción de los arcos prefabricados y de los muros de cerramiento. Si bien se trata de una condición temporal que se presenta únicamente durante construcción, los taludes que se conformen deben ser estables.

La pendiente que está propuesta para los taludes temporales de la excavación es de 0.5:1 (H:V) para los suelos de la Capa 4, 0.75:1 (H:V) para los suelos de la Capa 2 y de 1:1 (H:V) para la los rellenos de la Capa 1. El modelo considerado para el análisis de estabilidad durante la construcción es el que se muestra en la Figura 6-26.

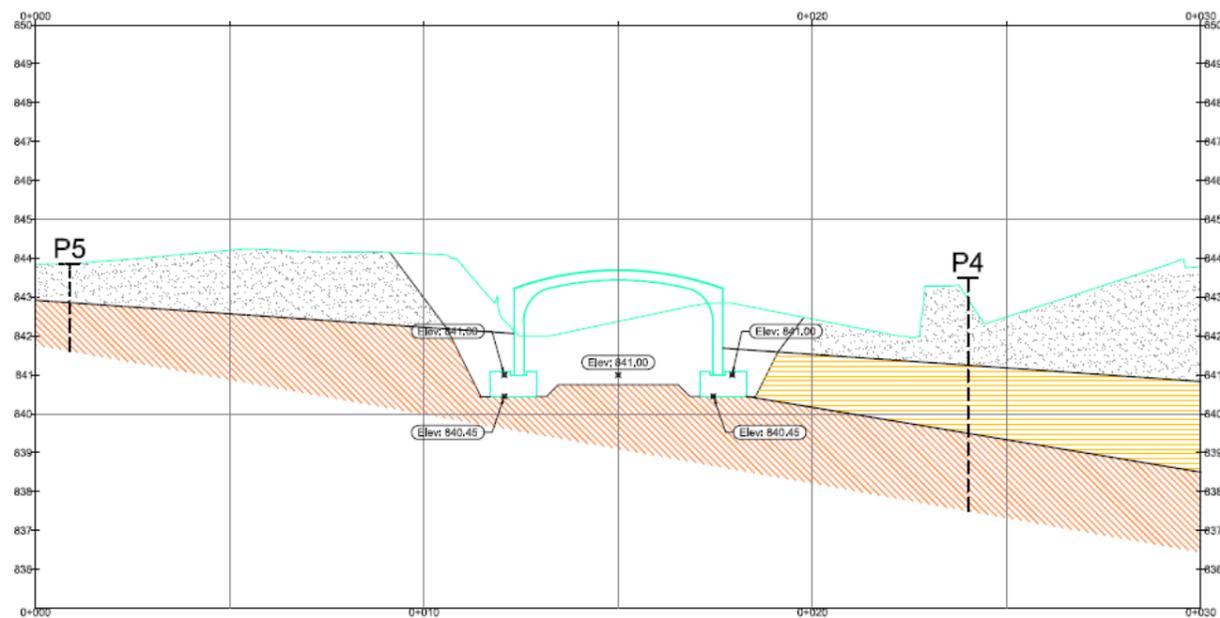


Figura 6-26: Modelo geotécnico considerado para la excavación temporal requerida para la construcción de los arcos prefabricados en el sitio de la quebrada Rodríguez

Con base en este modelo anterior se procedió a realizar un análisis de equilibrio límite y se determinaron los factores de seguridad correspondientes. Se debe tener en consideración que en el análisis no se incluye la presencia de los arcos, pues éstos no van a estar construidos. Se mantienen en la figura únicamente como referencia de la ubicación de la obra. Por tratarse de una condición temporal, donde el proceso constructivo es relativamente rápido el análisis se hizo para la condición no drenada.

El análisis contempla la evaluación de estabilidad de ambas márgenes de la quebrada sin nombre. El análisis se hace para el caso estático y pseudo-estático. Para el caso que simula el sismo se considera un coeficiente de 0.15g que es lo que recomienda el *Código geotécnico de taludes y laderas* para condiciones temporales. El análisis se hizo para ambas márgenes de la quebrada.

Los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro 6-7. En la Figura 6-27 y Figura 6-28 se presentan los resultados gráficos del análisis de estabilidad para la condición de sismo.

Cuadro 6-7: Resultados del análisis de estabilidad de la excavación temporal de la quebrada Rodríguez

Sector Analizado	Factor de Seguridad	
	Estático	Sismo (0.15g)
Margen derecha	10.315	8.499
Margen izquierda	1.690	1.364

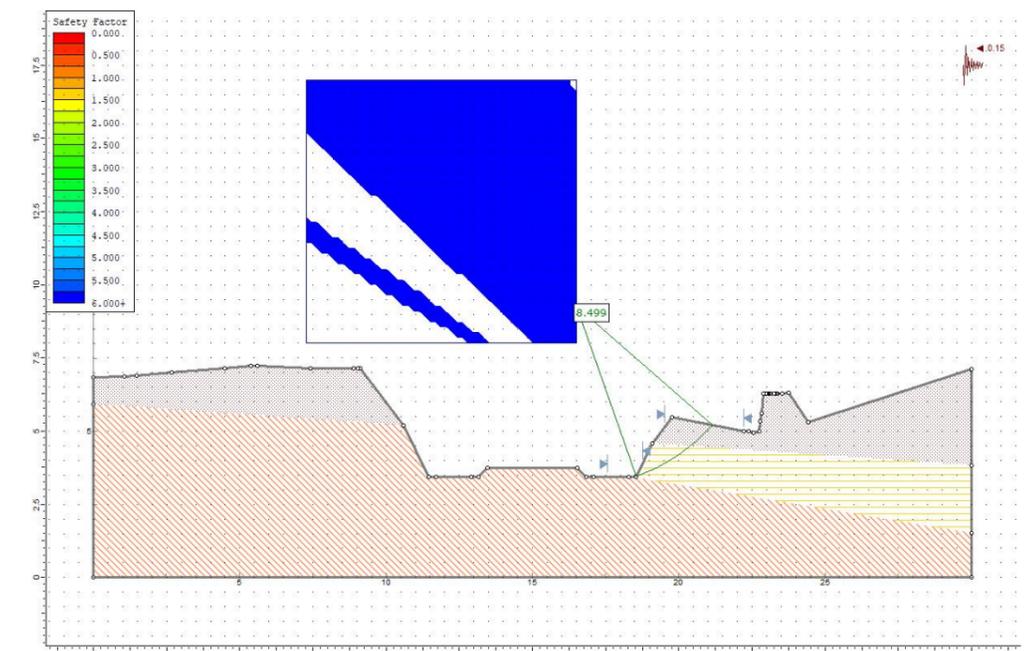


Figura 6-27: Resultado de análisis de estabilidad para el caso pseudo-estático de la excavación temporal de la margen derecha de la quebrada Rodríguez

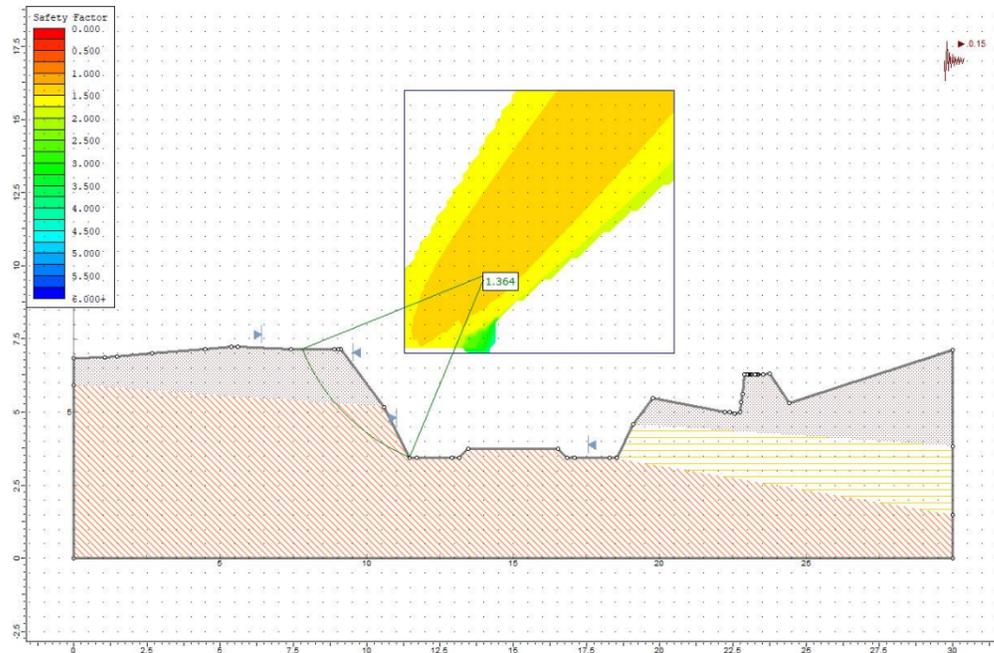


Figura 6-28: Resultado de análisis de estabilidad para el caso pseudo-estático de la excavación temporal de la margen izquierda de la quebrada Rodríguez

Con base en los resultados presentados en el cuadro y figuras anteriores, se determina que los factores de seguridad están por encima de los factores de seguridad que recomienda el código para taludes temporales. Nótese que para el caso de margen derecha los factores de seguridad son altos y esto obedece a que el talud posee una altura bastante reducida.

El detalle del proceso constructivo donde se ilustran las distintas etapas se puede consultar en el documento denominado 11- Fases constructivas PT 01-07.

6.5 Estación 1+670 a 1+730 – Corte

Con base en los ajustes realizados en la geometría del sitio, en este tramo se tiene contemplada la construcción de un corte de apenas 0.3 – 0.5 m de altura. Este corte se deberá realizar en la margen izquierda de la ampliación y está propuesto que tenga una pendiente vertical, por lo que se ha propuesto la construcción de un muro de concreto convencional en voladizo (ver Figura 6-30).

6.5.1 Estratigrafía del sitio

En este sector se realizó un único sondeo (P3) que se profundizó hasta el rebote del equipo de percusión. En función de la perforación realizada se determina que el perfil estratigráfico está compuesto por dos estratos: Capa 2) arcilla plástica de color gris y de consistencia blanda y Capa 4) arena arcillosa o limo arcilloso con arena de compactidad dura. En la Figura 6-29 se ilustra el perfil y el espesor de los suelos.

Profundidad [m]	Perforación No. P3	Estratigrafía del terreno
0.00 - 0.45	7	Capa 2 - Arcilla de color gris de alta plasticidad de consistencia blanda a media $\gamma_T=18 \text{ kN/m}^3$ ; $s_u = 50 \text{ kPa}$ ; $\phi=20^\circ$ ; $c'=0 \text{ kPa}$ Capa 4 - Arena limosa o limo arcillosos con arena $\gamma_T = 19 \text{ kN/m}^3$ ; $\phi=37^\circ$
0.45 - 0.90	10	
0.90 - 1.35	13	
1.35 - 1.80	64	
1.80 - 2.25	RM	

Figura 6-29: Perfil estratigráfico típico detectado en el tramo entre las estaciones 1+670 a 1+730

En el sondeo ejecutado no se detectó la presencia del nivel freático, durante la época del año en que se realizó el estudio.

Al igual que para los otros casos, la estratigrafía del sitio se puede complementar con la topografía y con la estructura de retención propuesta para ilustrar el modelo suelo-estructura correspondiente. Esto se presenta en la Figura 6-30.

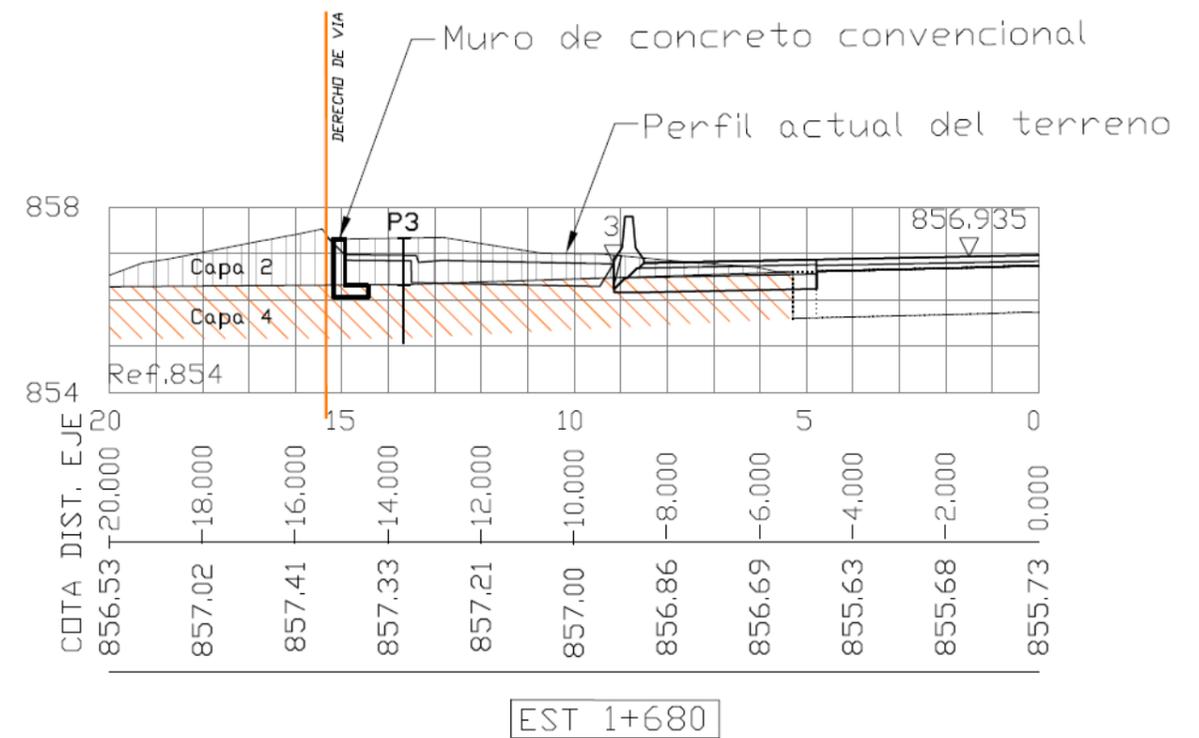


Figura 6-30: Modelo geotécnico del talud a intervenir en el tramo bajo análisis – Estación 1+680

Tal y como se ilustra en ambas figuras, en este tramo de la carretera se detecta la presencia de la arcilla expansiva de la Capa 2. En la zona del derecho de vía el espesor de este material es bastante limitado y es de apenas 1 – 1.25 m. Este material está subyacente por la arena limosa dura de la Capa 4.

Para efectos del pavimento no se da la interacción entre la arcilla plástica y la estructura prevista. Esto por cuanto el nivel de rasante está a una profundidad que implica la eliminación y excavación total de la arcilla plástica.

Con respecto al empuje que genera la arcilla sobre la obra de retención prevista es un tema que se ha tenido en cuenta para efectos del diseño y a través de las propiedades geomecánicas pobres que posee esta capa. Idealmente la recomendación para este estrato sería eliminar la cuña de material que empuja sobre el muro; sin embargo, esto no es posible por lo limitado del derecho de vía. Al igual que para el muro de pilotes, en este caso la arcilla plástica posee un espesor reducido, por lo que el efecto que tendrá el material, aparte de que ya ha sido considerado, es bastante reducido.

Adicional a lo anterior, la cimentación del muro está prevista en la Capa 4, que corresponde con la arena limosa densa.

6.5.2 Propuestas para la estabilización del corte

En este caso específico y por la poca altura del corte (apenas 0.60 m), la condición ideal hubiera sido no realizar ningún tipo de obra de retención sino tratar de hacer algún tipo de corte con una pendiente 1:1 (H:V) y utilizar una

protección contra erosión mediante el geosintético tipo MacMat R. Si bien el material que se detecta a nivel superficial posee características geotécnicas pobres (arcilla plástica de la Capa 2), se considera que la altura del corte es muy pequeña y no producirá afectaciones a la carretera ni a la acera, por lo que esta opción era totalmente viable.

A pesar de lo anterior, la propuesta específica es que se construya un muro de concreto convencional en voladizo. El muro deberá tener una altura de 1.25 m, de manera que se apoye sobre el suelo duro de la Capa 4. Se procedió a determinar la capacidad de soporte utilizando la ecuación de capacidad de soporte indicada en la Ecuación 6-6.

Para el cálculo se consideró que el ángulo de fricción del suelo de la fundación es  $\phi = 37^\circ$ . La cohesión del material se ha considerado como nula y se ha considerado el ancho de la placa del muro, es de 0.75 m. Los factores de capacidad de carga para un ángulo de fricción  $\phi = 37^\circ$  son  $N_q = 42.92$  y  $N_{\gamma} = 66.19$ . Adicionalmente, el valor de la sobrecarga  $q$  corresponde con el esfuerzo efectivo al nivel de desplante del muro. El nivel de desplante mínimo se ha recomendado de 0.5 m, por lo que la sobrecarga es  $q = \gamma_{\text{relleno}} * D_f = 2,2 \times 0,5 = 1,1 \text{ t/m}^2$ . Se procede a sustituir los valores anteriores en la Ecuación 6-6 y se obtiene la capacidad de soporte última.

$$q_{ult} = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma'BN_{\gamma} = 0 + 1.1(42.92 - 1) + \frac{1}{2}1.9(0.75)66.19 = 93 \text{ t/m}^2$$

Con base en el cálculo anterior se obtiene que la capacidad de soporte última es de 93 t/m<sup>2</sup>. Si se utiliza un factor de seguridad de 3, la capacidad de soporte admisible para este muro será aproximadamente de 30 t/m<sup>2</sup>. Esta capacidad de soporte admisible es mayor que los 13 t/m<sup>2</sup> de carga que transmite el muro al terreno.

Se procedió a realizar las verificaciones geotécnicas para el muro y se determinó que cumple con los factores de seguridad que se exigen en el Código de Cimentaciones de Costa Rica para volcamiento y deslizamiento. Como se indicó anteriormente, también cumplen con la capacidad de soporte. El detalle de estas verificaciones se presenta en la memoria de cálculo en la sección estructural.

### 6.5.3 Aspectos constructivos y especificaciones técnicas

El proceso constructivo y las especificaciones técnicas de esta obra se detallan en los planos de muros.

### 6.6 Estación 1+770 a 1+810 – Quebrada Pilas

En este sector el paso a través de la quebrada Pilas se realizará mediante una alcantarilla. Evidentemente es necesario conocer las características geotécnicas del sitio mismas que se describen a continuación.

La estructura propuesta consiste en una alcantarilla compuesta por arcos prefabricados de concreto que tienen una altura de 2.74 m y un ancho de 3.66 m. La cimentación de la obra se realizará con pilotes excavados y colados in situ.

En la Figura 6-31 se presenta la vista en planta de la estructura prevista para el paso de la quebrada Pilas. En dicha figura también se incluye la ubicación de los sondeos ejecutados y se indica la ubicación de los cortes que se han utilizado para la elaboración de los modelos que ilustran la interacción suelo-estructura.

La memoria de cálculo y el proceso constructivo de esta obra se detallan en el Capítulo 5 y en el Anexo F del informe *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre*. Adicionalmente, las especificaciones técnicas pertinentes se presentan en las láminas ES-2 y ES-21 a ES-26 de los planos de la estructura a construir.

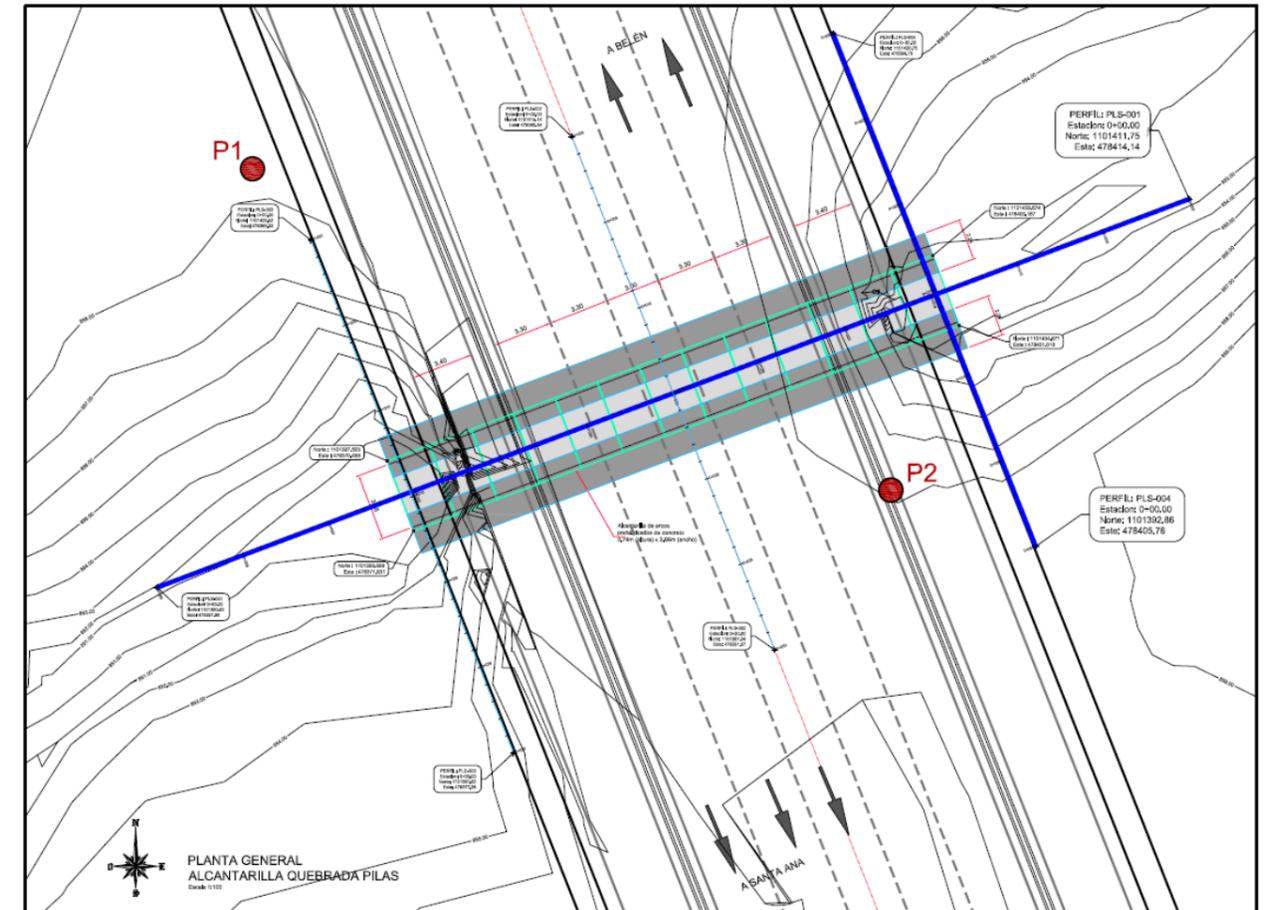


Figura 6-31: Vista en planta del sitio de la alcantarilla de la quebrada Pilas. Se indica la ubicación de los sondeos ejecutados y la ubicación de los perfiles de interacción suelo-estructural.

### 6.6.1 Estratigrafía del sitio

En este sector se realizaron los sondeos P1 y P2. El perfil estratigráfico detectado está compuesto por los siguientes estratos: Capa 1) rellenos heterogéneos de compacidad suelta a firme y de muy poco espesor, Capa 2) arcilla plástica de color gris de consistencia muy blanda a blanda, Capa 3) limo arcilloso o arcilla limosa de color café y de consistencia blanda a media y Capa 4) arena limosa o limo arcilloso con arena de compacidad densa a muy densa. El perfil descrito se ilustra en la Figura 6-32.

Cabe destacar que en este sitio el rebote del equipo de perforación corresponde con la ignimbrita alterada y que se ha descrito como Capa 6a. Este material no puede ser perforado con la técnica de investigación utilizada; sin embargo, en el lecho de la quebrada, en el sector aguas abajo de la alcantarilla existente se observan afloramientos de esta roca.

En el sector aguas arriba no se detecta la presencia de este material rocoso, condición que coincide con los modelos geotécnicos que se ilustran posteriormente para este sitio.

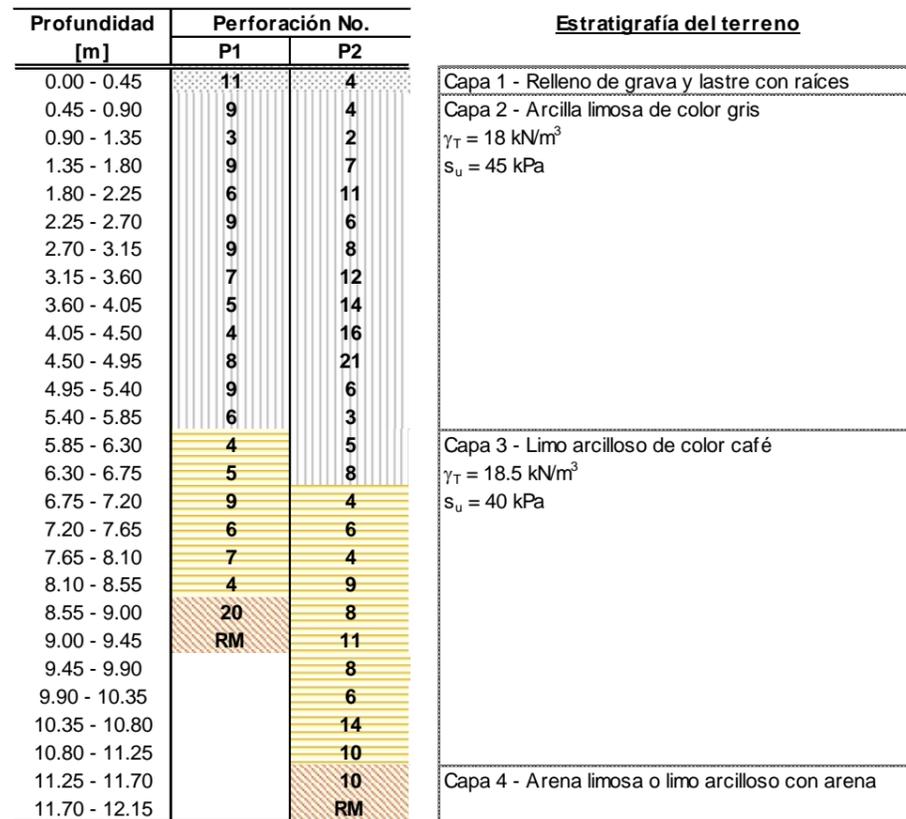


Figura 6-32: Perfil estratigráfico típico detectado en el sector de la quebrada Pilas

En las dos perforaciones ejecutadas no se detectó la presencia del nivel freático.

La información de la figura anterior se puede integrar con la topografía y con la estructura para ilustrar no solo la distribución de las distintas capas de suelo, sino también el modelo de la interacción suelo-estructura. En la Figura 6-33 se presenta la sección típica PLS-001 que corresponde con el perfil longitudinal de la alcantarilla. En la Figura 6-34 se presenta una sección típica que en la planta se identifica como sección PLS-004.

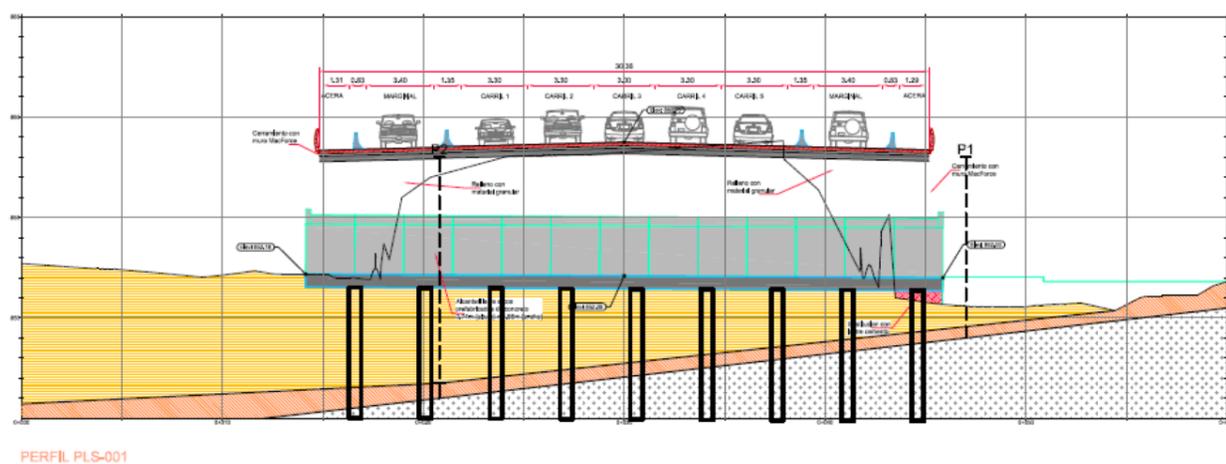


Figura 6-33: Modelo geotécnico longitudinal suelo-estructura del sitio de la quebrada Pilas

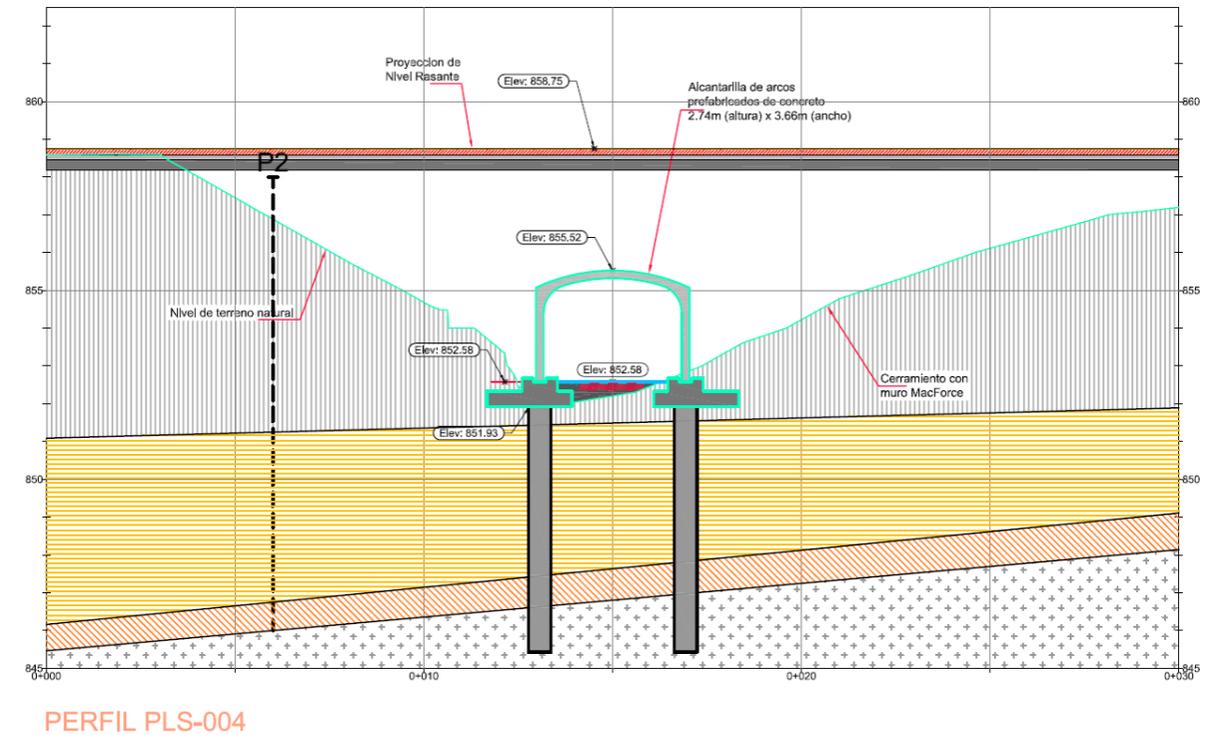


Figura 6-34: Modelo geotécnico transversal del sitio de la alcantarilla de la quebrada Pilas

Con base en lo mostrado en las figuras anteriores es posible observar que en el sector aguas arriba, es decir a la entrada de la alcantarilla, existe un espesor de suelo importante por debajo del nivel previsto para la obra. Este suelo posee una consistencia blanda, por lo que no resulta apropiado para la cimentación de la estructura prevista.

Hacia el sector aguas abajo las condiciones son distintas. Esto por cuanto la roca del sitio aflora en la zona de la salida de la alcantarilla. Estas condiciones son más favorables puesto que a una profundidad somera por debajo del nivel previsto para la estructura se disponen de materiales de consistencia dura y con mejores características mecánicas.

Cabe destacar que en el sitio se detecta la presencia de la arcilla plástica descrita para la Capa 2. Este material aparece de manera más extensiva, tal y como se ilustra en la Figura 6-34. Para efectos de la cimentación de los arcos se tiene previsto eliminar este material, por lo que no habrá una interacción entre este suelo de la Capa 2 con la cimentación de los arcos. Adicionalmente, se deberá tener en cuenta que estos arcos estarán cimentados sobre los pilotes, así pues, las cargas se transmiten a los estratos de mejor resistencia detectados a mayor profundidad y no sobre la arcilla.

Con relación a los muros de cerramiento propuestos se ha tomado en consideración la presencia de este material para brindar las recomendaciones de cimentación de estos muros y para hacer los análisis de interacción suelo – estructura. En este caso particular, la recomendación es que los muros de cerramiento se apoyen sobre rellenos de sustitución de lastre compactado cuyo espesor será de 1 m. Esto permitirá que las estructuras de cerramiento no estén en contacto directo con las capas de arcilla que se detectan en este tramo. Estas recomendaciones se presentan en el apartado 6.9 del presente informe.

### 6.6.2 Cimentación de los arcos prefabricados

Inicialmente estaba previsto cimentar estos arcos de forma directa y sobre un relleno de sustitución que eliminara los suelos de consistencia blanda de la Capa 3 y transmitiera las cargas a los suelos duros de la Capa 4. Esta opción de cimentación fue descartada ya que una vez que se dispuso de la topografía final del sitio se determinó que en el

sector aguas arriba las condiciones geotécnicas son desfavorables. En este sector el espesor de suelo de consistencia blanda asociado con la Capa 3 es importante y de hasta 5 m por debajo del nivel previsto para la cimentación de los arcos. Esto hace poco práctico que desde el punto de vista constructivo se pueda llevar a cabo dicha sustitución, especialmente considerando que se requeriría de algún tipo de desvío de las aguas solo para poder llevar a cabo la sustitución.

Con base en los resultados anteriores la propuesta para la cimentación de la alcantarilla es utilizar un sistema de cimentación profundo mediante pilotes excavados y colados in situ. Los pilotes deberán tener una longitud de 7.5 m y deberán estar empotrados, como mínimo, una longitud de 1.5 m en las ignimbritas alteradas del sitio.

El diámetro propuesto para los pilotes es de 0.60 m y los mismos estarán separados a una distancia de 3.5 m (centro a centro) a través de las placas de los arcos. Esto implica que se utilizarán 9 pilotes en cada margen de la quebrada.

La capacidad que tienen estos pilotes se detalla en el Cuadro 6-8, donde se incluye también la capacidad de pilotes con otros diámetros. La memoria de cálculo donde se detalla el cálculo de capacidad de los pilotes se presenta en el Anexo H del presente informe.

Cuadro 6-8: Capacidad última de pilotes de 7.5 m de longitud y empotrados 1.5 m en la ignimbrita

Diámetro [m]	Capacidad última [t]		
	Q <sub>p</sub>	Q <sub>f</sub>	Q <sub>u</sub>
0.60	164	224	388
0.80	292	299	591
1.00	457	374	830

Tal y como se indica en el cuadro anterior, la capacidad última de un pilote de 0.60 m de diámetro y 7.5 m de longitud, que fue el seleccionado finalmente para la obra, es de 388 t. Tal y como se indica en el apartado 5.2.2.2 del informe estructural, la carga última en los pilotes propuestos es de 150 t. Esta carga considera cargas gravitacionales mayoradas, por lo que el factor de reducción que se debe aplicar a la capacidad del pilote es de 0.45. Nótese que la demanda de 150 t es inferior a la capacidad reducida del pilote  $0.45 \times 388 = 175$  t. Así pues, se comprueba que el pilote resiste y cumple con las indicaciones de los códigos.

Dadas las condiciones geotécnicas y como se ilustra en la Figura 6-33, el contacto con los materiales duros aparece a una profundidad más somera hacia el sector aguas abajo e incluso, a la salida de la alcantarilla actual, aflora la ignimbrita. Esta información es indicativa que los pilotes del sector aguas abajo podrían ser más cortos; sin embargo, debido a la incertidumbre que existe en los contactos de los materiales, determinado a través de dos sondeos, la recomendación es que los pilotes se mantengan de profundidad constante y que para efectos de presupuesto se contemple la longitud de 6.5 m.

### 6.6.3 Empuje lateral del terreno

Para efectos del diseño de las alcantarillas se han tenido en consideración los parámetros de empuje de los distintos materiales del sitio. Estos parámetros se listan en el Cuadro 6-9.

Cuadro 6-9: Parámetros de empuje recomendados para el diseño de la alcantarilla

Parámetro	Capa 1	Capa 2	Capa 3	Capa 4
Ángulo de fricción interna [°]	30	20	22	37
Peso volumétrico (kN/m <sup>3</sup> )	19	18	18.5	19
Cohesión (t/m <sup>2</sup> )	0	0	0	0
Condición Activa (k <sub>a</sub> )	0.33	0.49	0.46	0.25
Condición Pasiva (k <sub>p</sub> )	3.00	2.03	2.20	4.02
Condición de Reposo (k <sub>o</sub> )	0.50	0.66	0.62	0.40

Cabe destacar que el detalle de la interacción suelo-estructura de los muros se presenta como parte de la memoria de cálculo del diseño estructural. Este detalle se presenta en el Capítulo 5 y en el Anexo F del informe titulado *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre*.

Al igual que para el caso del puente sobre el río Corrogres y la quebrada Rodríguez, los materiales naturales no son los que generan los empujes sobre los arcos prefabricados de concreto. En este caso particular, el empuje es generado por los materiales de préstamo que serán utilizados para el relleno al lado y por encima de los arcos. Este material de préstamo es de tipo granular y será compactado.

Tal y como se indica en el Capítulo 5 de ese informe estructural, para el análisis y diseño de la obra se utiliza el programa CANDE. Este programa utiliza un modelo Duncan-Selig para determinar los empujes del suelo sobre los arcos prefabricados. El programa ya incluye una biblioteca predefinida de tipos de suelos. La nomenclatura utilizada por el programa no coincide exactamente con la que se utiliza para efectos de este Proyecto. Dada esta situación, lo que procedió fue seleccionar el tipo de material ya predefinido en el programa que mejor se ajusta a las condiciones de los suelos de los materiales de préstamo que generarán los empujes.

En este caso específico los materiales considerados para modelar los rellenos de material granular fueron los identificados como ML95 para el relleno contra el arco y SM90 para el relleno por encima del arco (ver Anexo F del informe de *Criterios de diseño y memoria de cálculo estructural*). En ambos casos los materiales son de tipo granular, son materiales de préstamo y considera que están compactados, por lo que se ajustan adecuadamente al tipo de material que está siendo especificado como material de relleno.

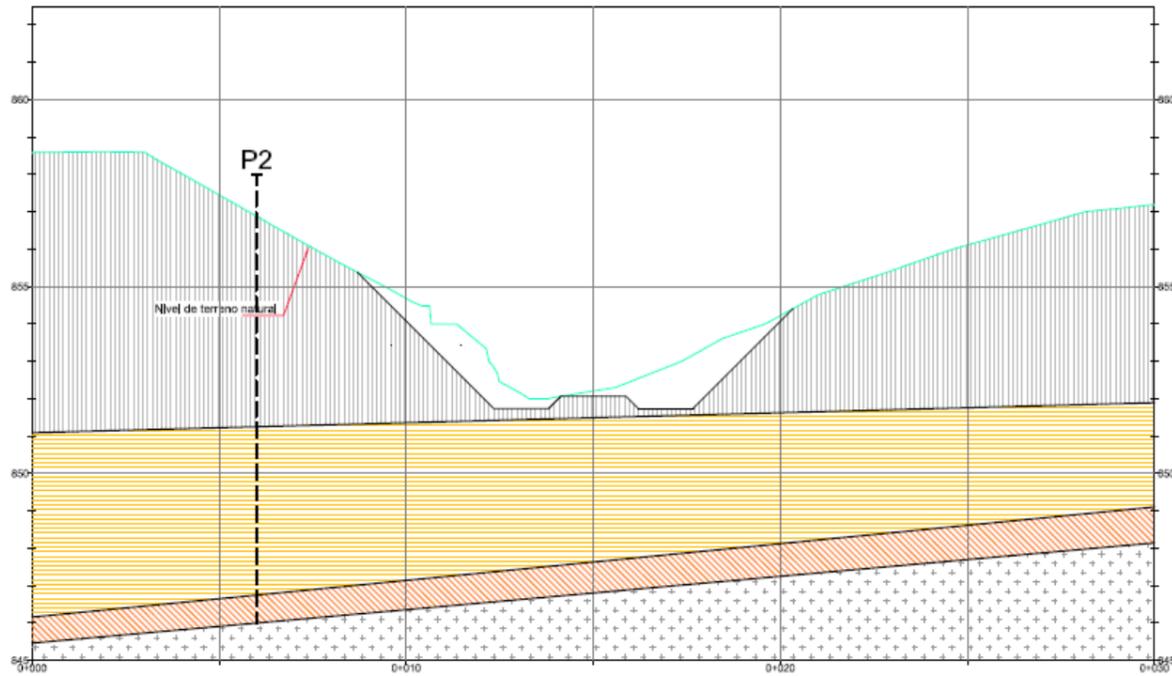
El peso unitario total definido para los suelos ML95 y SM90 es 2.0 t/m<sup>3</sup> y 1.9 t/m<sup>3</sup> respectivamente. Los ángulos de fricción considerados para estos dos materiales son conservadores y tiene magnitudes de 34° y 32° respectivamente. El material granular compactado que se utilizará como relleno fácilmente alcanza estos valores de ángulo de fricción. Así pues, mediante este análisis se concluye que el empuje lateral del terreno considerado en el diseño de los arcos prefabricados es adecuado.

### 6.6.4 Aspectos constructivos

El proceso constructivo de esta obra se detalla en el Capítulo 5 del informe *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre*. Adicionalmente, las especificaciones técnicas pertinentes se presentan en las láminas ES-2 y ES-21 a ES-26 de los planos de la estructura a construir.

Con respecto al proceso constructivo resulta de particular interés la estabilidad de la excavación que se requiere para la construcción de los arcos prefabricados y de los muros de cerramiento. Si bien se trata de una condición temporal que se presenta únicamente durante construcción, los taludes que se conformen deben ser estables.

La pendiente que está propuesta para los taludes temporales de la excavación es de 1:1 (H:V) para los suelos arcillosos de la Capa 2. El modelo considerado para el análisis de estabilidad durante la construcción es el que se muestra en la Figura 6-35.



PERFIL PLS-004

Figura 6-35: Modelo geotécnico considerado para la excavación temporal requerida para la construcción de los arcos prefabricados en el sitio de la quebrada Pilas

Con base en este modelo anterior se procedió a realizar un análisis de equilibrio límite y se determinaron los factores de seguridad correspondientes. Se debe tener en consideración que en el análisis no se incluye la presencia de los arcos, pues éstos no van a estar construidos. Se mantienen en la figura únicamente como referencia de la ubicación de la obra. Por tratarse de una condición temporal, donde el proceso constructivo es relativamente rápido el análisis se hizo para la condición no drenada.

El análisis contempla la evaluación de estabilidad de ambas márgenes de la quebrada sin nombre. El análisis se hace para el caso estático y pseudo-estático. Para el caso que simula el sismo se considera un coeficiente de 0.15g que es lo que recomienda el *Código geotécnico de taludes y laderas* para condiciones temporales. El análisis se hizo para ambas márgenes de la quebrada.

Los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro 6-10. En la Figura 6-36 y Figura 6-37 se presentan los resultados gráficos del análisis de estabilidad para la condición de sismo.

Cuadro 6-10: Resultados del análisis de estabilidad de la excavación temporal de la quebrada Pilas

Sector Analizado	Factor de Seguridad	
	Estático	Sismo (0.15g)
Margen derecha	3.204	2.388
Margen izquierda	2.477	1.954

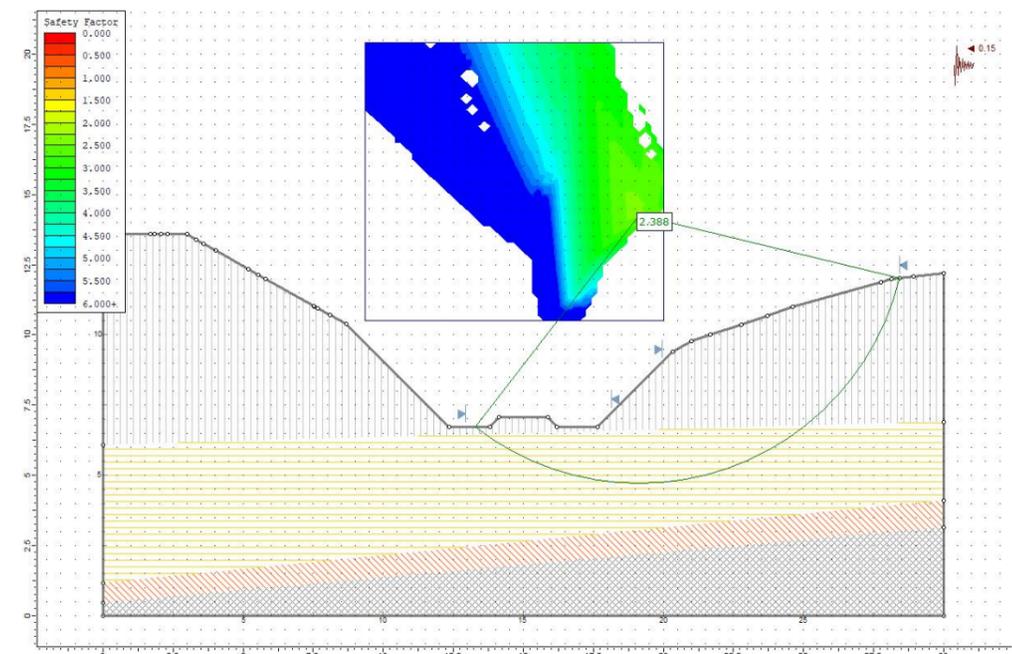


Figura 6-36: Resultado de análisis de estabilidad para el caso pseudo-estático de la excavación temporal de la margen derecha de la quebrada Pilas

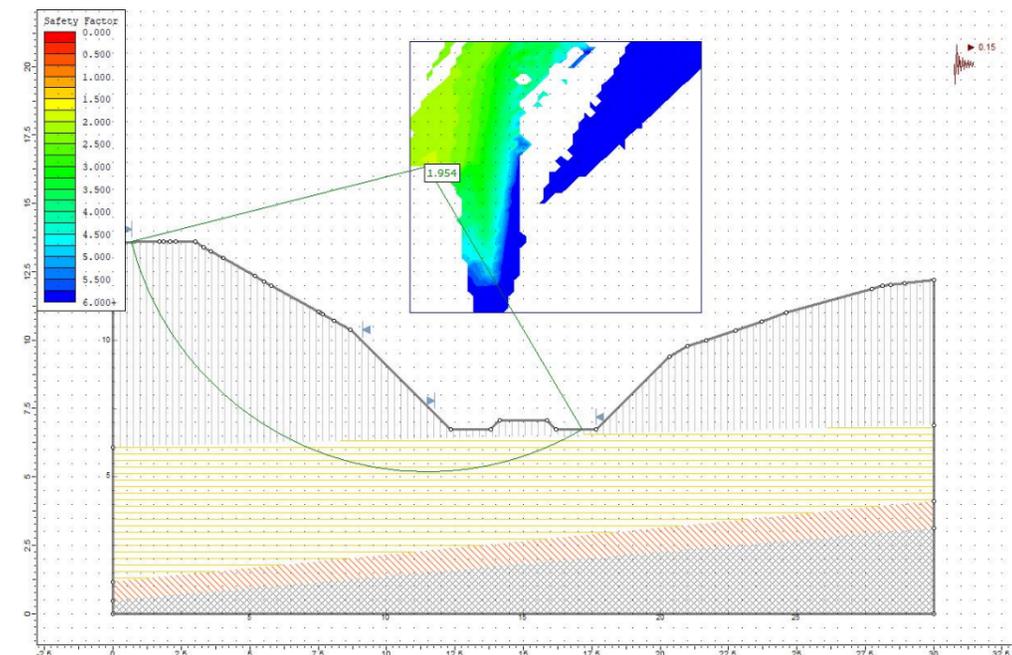


Figura 6-37: Resultado de análisis de estabilidad para el caso pseudo-estático de la excavación temporal de la margen izquierda de la quebrada Pilas

Con base en los resultados presentados en el cuadro y figuras anteriores, se determina que los factores de seguridad están por encima de los factores de seguridad que recomienda el código para taludes temporales.

El detalle del proceso constructivo donde se ilustran las distintas etapas se puede consultar en el documento denominado 11- Fases constructivas PT 01-07.

## 6.7 Estación 2+070 a 2+090 – Corte

En este tramo de apenas 20 m de longitud se tiene previsto la conformación de un corte. El corte tendrá una altura de entre 2.5 – 3 m y está proyectado con una pendiente pseudo-vertical de 1/10:1 (H:V). Estas condiciones son más críticas que las que existen actualmente en el sitio y esto obedece a la limitante de espacio y del derecho de vía.

## 6.7.1 Estratigrafía del sitio

Como se describió en el Capítulo 3, en este sitio se aprobó no realizar ningún sondeo pues la ignimbrita de buenas características mecánicas aparece desde la superficie. Sobre este material, por ejemplo, es que se apoyan los cimientos y columnas de las tapias e industrias que se ubican en la parte alta del corte. Estos afloramientos de ignimbritas también son evidentes en el sector del puente sobre el río Virilla.

Aun y cuando no se realizó ningún sondeo, el perfil estratigráfico de terreno está compuesto por la Capa 6a y 6b. Este perfil se ilustra en la Figura 6-38 a continuación.

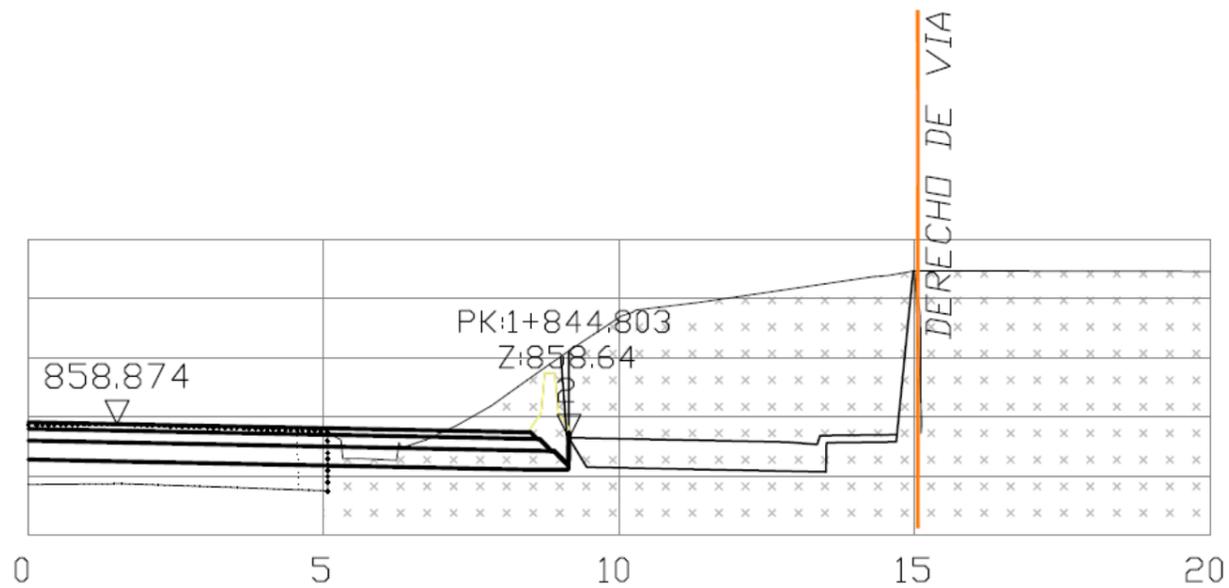


Figura 6-38: Modelo geotécnico del talud a intervenir en el tramo bajo análisis - Estación 2+080

Al igual que en el resto de los cortes previstos, no se detecta la presencia del nivel freático, durante la época del año en que se realizó la investigación.

## 6.7.2 Análisis de estabilidad de taludes

Se procedió a realizar la verificación de las condiciones de estabilidad del corte propuesto y cuya pendiente es de 1/10:1 (H:V). Es de esperar que este corte sea estable pues se realizará en un material de buenas características mecánicas. Aunado a esto, el corte posee una altura relativamente baja.

Para hacer la verificación de estabilidad se realizó un análisis de equilibrio límite. Nuevamente se consideró una sobrecarga de 50 kPa en la parte superior del corte. El análisis se realizó para la condición estática y la pseudo-estática. La aceleración considerada fue de 0.20g. Los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro 6-11 y en la Figura 6-39.

Cuadro 6-11: Resultados del análisis de estabilidad de taludes de la estación 2+050

Condición Analizada	Factor de Seguridad	
	Estático	Sismo (0.20g)
Estabilidad global	3.911	3.485

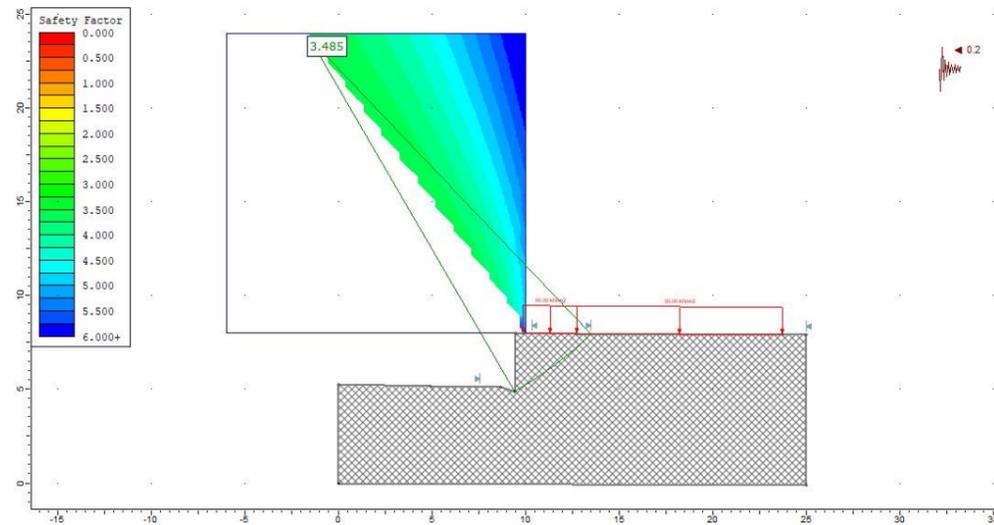


Figura 6-39: Resultado de análisis de estabilidad para el caso pseudo-estático Estación 2+080

Con base en los resultados presentados anteriormente se observa que los factores de seguridad obtenidos son bastante elevados, esto a pesar de que la pendiente es casi vertical. Esto obedece a las buenas características de resistencia del material. Estos factores de seguridad cumplen con los lineamientos indicados en el Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica.

Si bien los factores de seguridad son altos, se debe tener en cuenta que debido a que la roca está en una condición fracturada, podrían presentar pequeños desprendimientos que si bien no afectan la vía no son muy deseables. Así pues, la recomendación es que en este tramo de 20 m se coloque una capa de concreto lanzado de 10 cm de espesor y reforzado con malla electrosoldada.

Esta malla deberá estar fijada contra el talud mediante pines de 0.20 m de longitud. Los pines deberán ser de varilla #4 de grado 40. La distribución de estos pines deberá ser en una cuadrícula de 1 m x 1 m. En la punta de los pines deberá dejarse un cabo de poliducto de baja densidad, de manera que el pin no esté en contacto con la malla electrosoldada. El objetivo de este poliducto es únicamente aislar de manera que no se produzca corrosión. Se destaca que el objetivo de los pines es únicamente sostener la malla durante el proceso constructivo, por lo que prácticamente no soportan mayor carga.

Las especificaciones técnicas y planos de esta recomendación se incluyen en los planos. En dichos planos también se incluyen los aspectos de drenaje correspondientes.

#### 6.8 Estación 2+170 a 2+190 – Corte

Los trabajos que estaban previstos para este tramo de la ampliación ya están siendo ejecutados como parte de los trabajos de construcción del nuevo puente sobre el río Virilla. Así pues, el alcance del presente estudio no incluyó la ejecución de la investigación que se propuso originalmente ni las recomendaciones geotécnicas pertinentes.

A pesar de lo anterior, es importante tener en consideración que las condiciones geotécnicas de este tramo son muy similares a las descritas para el tramo entre la estación 2+040 y 2+060.

#### 6.9 Muros de cerramiento

En los pasos de agua que existen a través del corredor del Proyecto se tiene contemplada la construcción de varios muros de cerramiento que confinen los rellenos requeridos para alcanzar el nivel de rasante de la vía. Estos muros de cerramiento consisten en muros de suelo reforzada para los sitios del río Corrogres, quebrada Sin Nombre y quebrada Pilas y un muro de gravedad (gaviones) para el sitio de la quebrada Rodríguez.

Los detalles típicos de estos cerramientos se presentan en los planos ES27 y ES28. Adicionalmente la memoria de cálculo correspondiente se presenta en el Anexo G del informe *Criterios de Diseño y Memoria de Cálculo Estructural Ampliación de la Estructuras del Puente sobre el Río Corrogres y las Alcantarillas sobre Quebrada Rodríguez, Quebrada Pilas y Quebrada Sin Nombre*.

Como parte del estudio geotécnico se procedió a hacer una revisión de los aspectos geotécnicos de los muros de cerramiento. Este análisis se presenta para cada uno de los distintos sitios.

##### 6.9.1 Muros cerramiento – río Corrogres

Para la estructura del río Corrogres se tiene contemplada la construcción de un muro de suelo reforzado. A continuación, se presentan las verificaciones llevadas a cabo y los comentarios sobre interacción suelo estructura del muro. El análisis fue realizado con el programa MSEW de AASHTO.

- El muro de suelo reforzado estará apoyado sobre la ignimbrita del sitio. Como se indicó en el apartado 6.1 de este informe, la capacidad de soporte admisible que se dispone en este material es de 90 t/m<sup>2</sup>. La carga que transmite el muro es de 11.4 t/m<sup>2</sup> para el caso estático y de 14.4 t/m<sup>2</sup>. En ambos casos la capacidad de soporte disponible es mayor que la carga que transmite el muro.
- Se tiene previsto que el material de préstamo utilizado para la construcción de la parte reforzada del muro sea de tipo granular. En el diseño se ha considerado que el ángulo de fricción del material del refuerzo es 35°. Se considera que el material granular compactado que se utilizará en la construcción del muro cumple con esa propiedad.
- En el diseño se ha considerado que el material que deberá ser retenido tiene un ángulo de fricción de 30°. Este material a retener corresponde también con material de préstamo granular que se utilizará para alcanzar el nivel de rasante. Así pues, se considera que la consideración de diseño es apropiada.
- Los factores de seguridad contra volcamiento y contra deslizamiento obtenidos para la estructura diseñada son apropiados y cumplen con los valores que establece el Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición.

Con base en los resultados obtenidos se verifica desde el punto de vista geotécnico la obra propuesta para los muros de cerramiento del río Corrogres.

##### 6.9.2 Muros cerramiento – quebrada Sin Nombre

Para la estructura de la quebrada Sin Nombre se tiene contemplada la construcción de un muro de suelo reforzado. En el Anexo G del informe estructural se presenta la memoria de cálculo para esta obra. La memoria de cálculo se presenta para la condición crítica del muro, es decir, donde el mismo tiene una mayor altura, y para la condición pseudo-estática. El análisis fue realizado con el programa MacStars 2000.

A continuación, se presentan las verificaciones llevadas a cabo y los comentarios sobre interacción suelo estructura del muro.

- En el caso crítico, el muro de suelo reforzado estará apoyado sobre el limo arcilloso blando de la Capa 3. Como se indicó en el apartado 6.3 de este informe, la capacidad de soporte admisible que se dispone en este material, considerando un factor de seguridad de 3, es de 10 t/m<sup>2</sup>. Esto significa que la capacidad de soporte última es de 30 t/m<sup>2</sup>. La carga máxima que transmite el muro para la condición de sismo es de 18 t/m<sup>2</sup>. Esto significa que el factor de seguridad que se dispone en el análisis pseudo-estático es de 1.66. Este valor cumple con la recomendación del Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición cuando la razón de carga mínima entre carga máxima es menor a 0.25.
- Se tiene previsto que el material de préstamo utilizado para la construcción de la parte reforzada del muro sea de tipo granular. En el diseño se ha considerado que el ángulo de fricción del material del refuerzo es 35°. Se considera que el material granular compactado que se utilizará en la construcción del muro cumple con esa propiedad.
- En el diseño se ha considerado que el material que deberá ser retenido tiene un ángulo de fricción de 30°. Este material a retener corresponde también con material de préstamo granular que se utilizará para alcanzar el nivel de rasante. Así pues, se considera que la consideración de diseño es apropiada.
- Los factores de seguridad contra volcamiento (2.105) y contra deslizamiento (1.351) obtenidos para la estructura diseñada son apropiados y cumplen con los valores que establece el *Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición*.
- El factor de seguridad contra la falla global del muro es de 1.145, por lo que cumple con los valores indicados en el *Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica*.

Con base en los resultados obtenidos se verifica desde el punto de vista geotécnico la obra propuesta para los muros de cerramiento de la quebrada Sin Nombre.

#### 6.9.3 Muros cerramiento – quebrada Rodríguez

Para la estructura de la quebrada Rodríguez se tiene contemplada la construcción de un muro de gravedad, específicamente un muro de gaviones. En el Anexo G del informe estructural se presenta la memoria de cálculo para esta obra. La memoria de cálculo se presenta para la condición crítica del muro, es decir, donde el mismo tiene una altura de 3 m. El análisis fue realizado con el programa Gawac Win 2.5.

A continuación, se presentan las verificaciones llevadas a cabo y los comentarios sobre interacción suelo estructura del muro.

- En el caso crítico, el muro de gaviones estará apoyado sobre el limo arcilloso de consistencia media a dura descrito para la Capa 3. Como se indicó en el apartado 6.4 de este informe, la capacidad de soporte admisible que se dispone en este material, considerando un factor de seguridad de 3, es de 20 t/m<sup>2</sup>. Esto significa que la capacidad de soporte última es de 60 t/m<sup>2</sup>. La carga máxima que transmite el muro para la condición de sismo es de 15 t/m<sup>2</sup>. Esto significa que el factor de seguridad que se dispone es de 4. Este valor cumple con la recomendación del *Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición*.
- En el diseño se ha considerado que el material que deberá ser retenido tiene un ángulo de fricción de 30°. El material a retener corresponde con un relleno de material de préstamo granular que se utilizará para alcanzar el nivel de rasante de la vía. Así pues, se considera que la consideración de diseño es apropiada.
- Los factores de seguridad contra volcamiento (2.07) y contra deslizamiento (1.61) obtenidos para la estructura diseñada son apropiados y cumplen con los valores que establece el *Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición*.
- El factor de seguridad contra la falla global del muro es de 1.50, por lo que cumple con los valores indicados en el *Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica*.

Con base en los resultados obtenidos se verifica desde el punto de vista geotécnico la obra propuesta para los muros de cerramiento de la quebrada Rodríguez.

#### 6.9.4 Muros cerramiento – quebrada Pilas

Para la estructura de la quebrada Pilas se tiene contemplada la construcción de un muro de suelo reforzado. En el Anexo G del informe estructural se presenta la memoria de cálculo para esta obra. La memoria de cálculo se presenta para la condición crítica del muro, es decir, donde el mismo tiene una altura de 6 m, y para la condición pseudo-estática. El análisis fue realizado con el programa MacStars 2000.

A continuación, se presentan las verificaciones llevadas a cabo y los comentarios sobre interacción suelo estructura del muro.

- Como se indica en la sección 6.6, en este sector se detecta la presencia de la arcilla plástica de la Capa 2. La recomendación es que para la cimentación de los muros de cerramiento se haga una sustitución de 1 m de espesor de la arcilla plástica que se detecta en el sitio. De esta forma los muros de cerramiento NO se apoyarán directamente sobre la arcilla. El relleno de sustitución deberá conformarse con un lastre que cumpla con las especificaciones del CR2010 y deberá estar compactado. Esta condición se ilustra en los planos correspondientes del muro.
- La capacidad de soporte que rige en este caso particular corresponde con la de la arcilla, ya que la misma es menor que la capacidad de soporte que se dispone en el lastre de la sustitución. En este caso se determinó la capacidad de soporte considerando la Ecuación 6-6. Para el cálculo se utilizó una resistencia al corte no drenada de 4 t/m<sup>2</sup>, es decir, inferior al valor promedio del estrato. Adicionalmente, se consideró una sobrecarga de suelo de 6m, por lo que  $q = 6 \times 2 = 12 \text{ t/m}^2$ . Sustituyendo estos valores en la ecuación 6-6 se obtiene:

$$q_{ult} = (5.14)(4.0) + (12)(1) + 0 = 32 \text{ t/m}^2$$

- En el caso crítico, la carga máxima que transmite el muro para la condición de sismo es de 15 t/m<sup>2</sup>. Esto significa que el factor de seguridad que se dispone en el análisis pseudo-estático es de 2.1. Este valor cumple con la recomendación del Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición cuando la razón de carga mínima entre carga máxima es menor a 0.25.
- Se tiene previsto que el material de préstamo utilizado para la construcción de la parte reforzada del muro sea de tipo granular. En el diseño se ha considerado que el ángulo de fricción del material del refuerzo es 35°. Se considera que el material granular compactado que se utilizará en la construcción del muro cumple con esa propiedad.
- En el diseño se ha considerado que el material que deberá ser retenido tiene un ángulo de fricción de 30°. Este material a retener corresponde también con material de préstamo granular que se utilizará para alcanzar el nivel de rasante. Así pues, se considera que la consideración de diseño es apropiada.
- Los factores de seguridad contra volcamiento (2.958) y contra deslizamiento (1.396) obtenidos para la estructura diseñada son apropiados y cumplen con los valores que establece el *Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición*.
- El factor de seguridad contra la falla global del muro es de 1.322, por lo que cumple con los valores indicados en el *Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica*.

Con base en los resultados obtenidos se verifica desde el punto de vista geotécnico la obra propuesta para los muros de cerramiento de la quebrada Pilas. Nuevamente se reitera la necesidad de que para este muro se haga una sustitución de 1 m de espesor, de manera que el muro no esté en contacto con el material arcilloso de la Capa 2.

6.10 Auscultación del pavimento

Con base en la ejecución de la auscultación del pavimento se determinó que la estructura de pavimento está conformada por la carpeta asfáltica, una capa granular y posteriormente la subrasante. Cabe destacar que no fue posible identificar una diferencia entre los materiales de granulares (base o subbase) y por lo tanto se consideraron como una única capa granular. En el Anexo I se presenta el detalle de las calicatas excavadas.

Los espesores medidos en cada uno de los puntos de muestreo se detallan en el Cuadro 6-12.

Cuadro 6-12: Espesores de la estructura de pavimento medidos en el sitio

Punto No.	Ubicación	Profundidad Trinchera [m]	Espesores Medidos [cm]	
S1	0+320	1.50	Carpeta asfáltica	10
			Capa granular	20
			Arena limosa café grisáceo	120
S2	0+510	0.45	Carpeta asfáltica	10
			Capa granular	35
			Arcilla limosa café	-
S3	0+650	0.33	Carpeta asfáltica	10
			Capa granular	23
			Limo arcilloso color café	-
S4	0+840	1.50	Carpeta asfáltica	10
			Capa granular	24
			Arcilla arenosa café	116
S5	1+020	0.41	Carpeta asfáltica	8
			Capa granular	33
			Limo arcilloso color café	-
S6	1+190	1.50	Carpeta asfáltica	8
			Capa granular	35
			Arena arcillosa café	107
S7	1+550	0.48	Carpeta asfáltica	8
			Capa granular	40
			Arena limosa café	-
S8	1+710	1.50	Carpeta asfáltica	8
			Capa granular	25
			Grava limosa grisáceo	117
S9	1+920	0.30	Carpeta asfáltica	8
			Capa granular	22
			Arena limosa café	-
S10	2+070	1.50	Carpeta asfáltica	10
			Capa granular	27
			Grava limosa grisáceo	113

Con base en la información del cuadro anterior se presentan las siguientes observaciones:

- El espesor total de la estructura de pavimento varía entre 30 y 50 cm.
- El espesor de la carpeta asfáltica en el primer tramo y hasta la estación 0+8400 es de 10 cm. A partir de la estación 1+020 el espesor de la carpeta asfáltica es de 8 cm.
- Los espesores de capa granular varían entre 20 y 40 cm. Estos espesores tienden a ser menores hasta la estación 0+840 y a partir de ahí aumentan ligeramente.

- Nótese que en los puntos de muestreo S1, S4, S6, S8 y S10 la profundidad de la trinchera alcanzó los 1.50 m. En los sondeos restante no se obtuvo muestra de material de subrasante, sino que únicamente se midieron los espesores del pavimento actual. En estos otros puntos se realizaron ensayos de CBR in situ que se profundizaron hasta los 1.20 m por debajo de la trinchera que se había realizado para la medición de espesores.
- En ninguno de los casos se detectó la presencia de la arcilla plástica de color gris asociada con la Capa 2. Esto probablemente obedece a que este material probablemente fue sustituido como parte de la construcción de la vía actual.
- En el tramo hasta la estación 0+320 el material de subrasante corresponde con una arena limosa. En este tramo actualmente existe un corte de entre 5 y 7 m, donde afloran materiales rocosos como tobas e ignimbritas. Así pues en este tramo de corte es de esperar la presencia de materiales de subrasante de buenas características.
- Hacia el final del corredor que se ampliará, ente las estaciones 1+710 a 2+070 se detecta la roca a una profundidad bastante somera. Esta es la razón por la cual los materiales muestreados corresponden con gravas limosas con valores de CBR relativamente altos.
- El material de subrasante entre las estaciones 0+320 y 1+710 corresponde con una mezcla de arcillas arenosas y limosa arcillosos. En la Foto 6-1 se ilustra el material de subrasante el punto de muestreo S4.

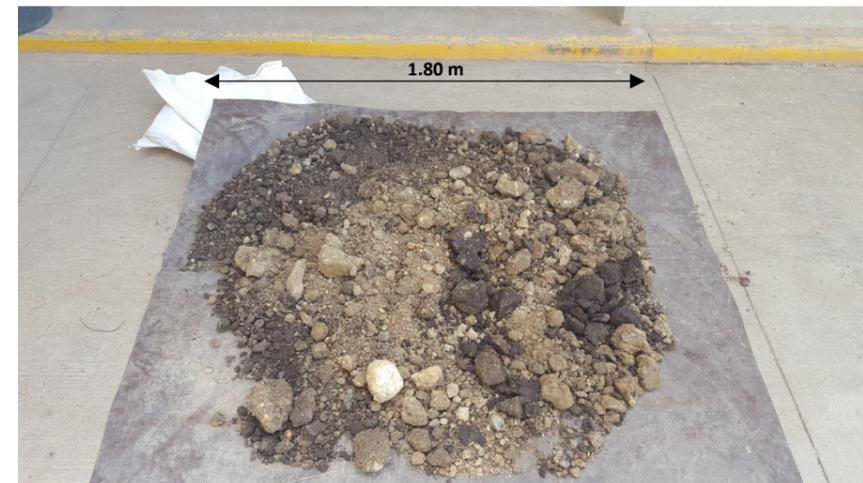


Foto 6-1: Muestra de material de subrasante del punto de muestreo S4

Se realizaron cinco ensayos con DCP para determinar el perfil de valores de CBR in situ versus profundidad. Estos ensayos se ejecutaron únicamente en el material de subrasante. Los resultados obtenidos en cada una de las pruebas se indican en la Figura 6-40.

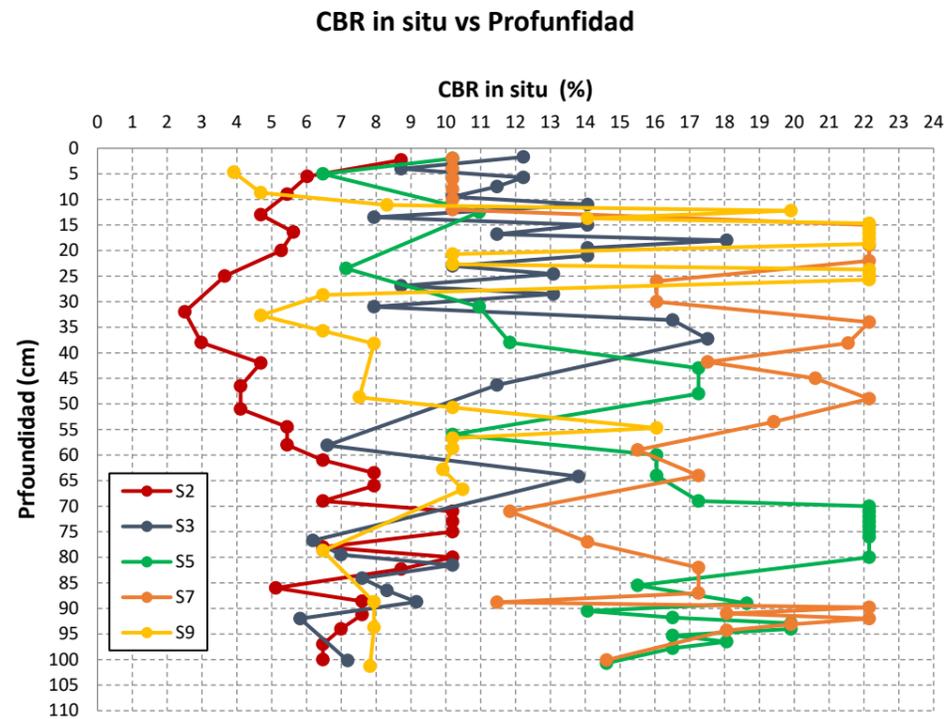


Figura 6-40: Resultados de los ensayos de CBR in situ con DCP

Con base en los resultados anteriores se presentan las siguientes observaciones preliminares:

- Los valores de CBR in situ del material de subrasante por lo general son superiores a 4%.
- Se detectan tramos donde los valores de CBR in situ llegan a ser de hasta 22%. Estos tramos probablemente corresponden con zonas donde se detecta la presencia de bloques de mayor tamaño.
- En promedio los valores de CBR in situ están entre 4 y 11%.

Como parte de los ensayos ejecutados se realizaron también 5 ensayos de CBR de laboratorio. Los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro 6-13.

Cuadro 6-13: Resultados de los ensayos de CBR de laboratorio

Prueba	Resultados					
	S1	S4	S6	S8	S10	
% Pasando Malla 2"	90	100	100	100	85	
% Pasando Malla 1 1/2"	90	99	98	99	81	
% Pasando Malla 1"	86	97	93	90	77	
% Pasando Malla 3/4	81	96	92	81	73	
% Pasando Malla 1/2	74	93	90	72	68	
% Pasando Malla 3/8	70	91	88	68	65	
% Pasando Malla No. 4	61	85	81	58	57	
% Pasando Malla No. 10	47	78	73	47	48	
% Pasando Malla No.40	26	67	58	29	30	
% Pasando Malla No.200	5	58	45	17	18	
Límite Líquido [%]	NP	46	46	NP	NP	
Límite Plástico [%]	NP	24	24	NP	NP	
Índice de Plasticidad [%]	NP	22	22	NP	NP	
Proctor	Densidad $\rho_d$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1344	1538	1641	1660	1598
	Humedad óptima [%]	29.6	23.3	18.1	18.2	21.6
CBR	91% de Comp.	7.0	3.7	3.3	38.0	38.0
	95% de Comp.	14.0	4.7	4.2	50.0	41.0
	97% de Comp.	15.8	5.1	4.8	55.0	43.0
% de Expansión	0.05	0.43	0.71	0.08	0.00	
Clasificación SUCS	SW	CL	SC	GM	GM	
Clasificación AASHTO	A-1-a	A-7-6	A-7-6	A-1-b	A-1-b	

### 6.11 Materiales de construcción

Para las distintas obras del Proyecto los materiales de construcción deberán cumplir con las especificaciones técnicas que se indican en los planos correspondientes. En términos generales, los materiales deben cumplir con las especificaciones indicadas en el manual MOPT/CONAVI CR 2010.

En el documento titulado "Especificaciones técnicas" que se ha elaborado como parte del presente Proyecto se ha hecho una revisión de algunas fuentes de material que están disponibles para el Proyecto. En este documento se presentan los resultados de las calidades de los distintos tipos de materiales que ofrecen cada una de las fuentes.

## 7 Conclusiones

Con base en la ejecución del presente estudio geotécnico se concluye lo siguiente:

- Se considera que, si se siguen las recomendaciones indicadas en los apartados correspondientes, los terrenos ubicados a lo largo de la ruta de intervención del **Proyecto Ampliación Vial Ruta Nacional 147 (Radial Lindora)** resultan apropiados y poseen condiciones geotécnicas aceptables.
- La investigación realizada permite tener conocimiento de las características geotécnicas a lo largo del trazado donde se realizará la intervención. Entre estas características geotécnicas se incluye la caracterización física y mecánica de los materiales encontrados en la propiedad.
- Desde el punto de vista geológico el terreno se encuentra ubicado principalmente dentro de la Formación Depósitos de Avalancha Ardiente. Esta formación se caracteriza por estar conformada por ignimbritas, que es precisamente el tipo de roca que se detecta en la zona.
- El perfil estratigráfico es acorde a las condiciones geológicas de la zona y es consistente con el perfil detectado en estudios realizados en zonas aledañas. A nivel superficial se detecta la presencia de suelos de textura arcillosa subyacentes por la roca del sitio. También se detecta la presencia de rellenos antrópicos que se han colocado principalmente en las inmediaciones de las quebradas.
- Se detecta la presencia de los siguientes tipos de material: 1) rellenos de compacidad suelta a firme, 2) arcillas plásticas de color gris de consistencia muy blanda a blanda, 3) limo arcilloso de color café y café grisáceo de consistencia blanda a media, 4) arena arcillosa o limo arcilloso con arena de compacidad firme a muy densa, 5) tobas de color café en una condición muy alterada y 6) ignimbrita de color gris, fracturadas o muy fracturadas, y con distintos grados de alteración.
- En los apartados correspondientes se presentan las recomendaciones geotécnicas pertinentes para el desarrollo de las obras. En el caso de los pasos de agua, estas recomendaciones incluyen las recomendaciones de cimentación y los parámetros de empuje lateral del terreno que deberán ser considerados en los diseños. En el caso de cortes se realizan las verificaciones de estabilidad correspondientes.
- Con base en las investigaciones realizadas se determina que el paquete estructural del pavimento está compuesto por la carpeta asfáltica y por una capa granular. No ha sido posible identificar las distintas características de estas capas granulares (e.g. base y subbase) y por lo tanto se han considerado como una única capa.
- Con base en los estudios ejecutados y en la revisión integral de la información disponible para las distintas estructuras Proyecto se considera que se han tomado en consideración los aspectos geotécnicos detectados en la investigación. Estos aspectos han sido tomados en cuenta para el análisis de la interacción suelo – estructura de las distintas obras.

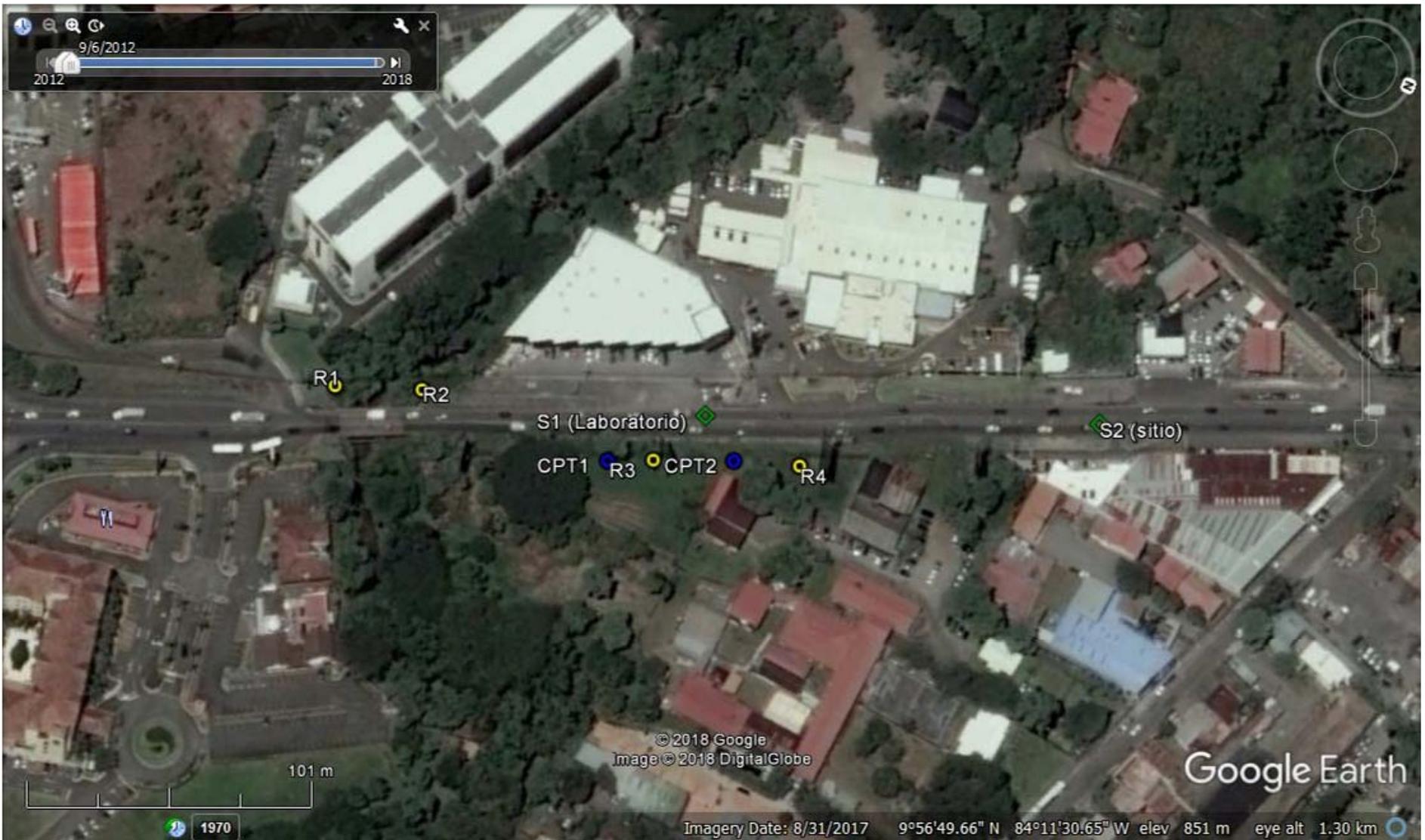
## 8 Bibliografía

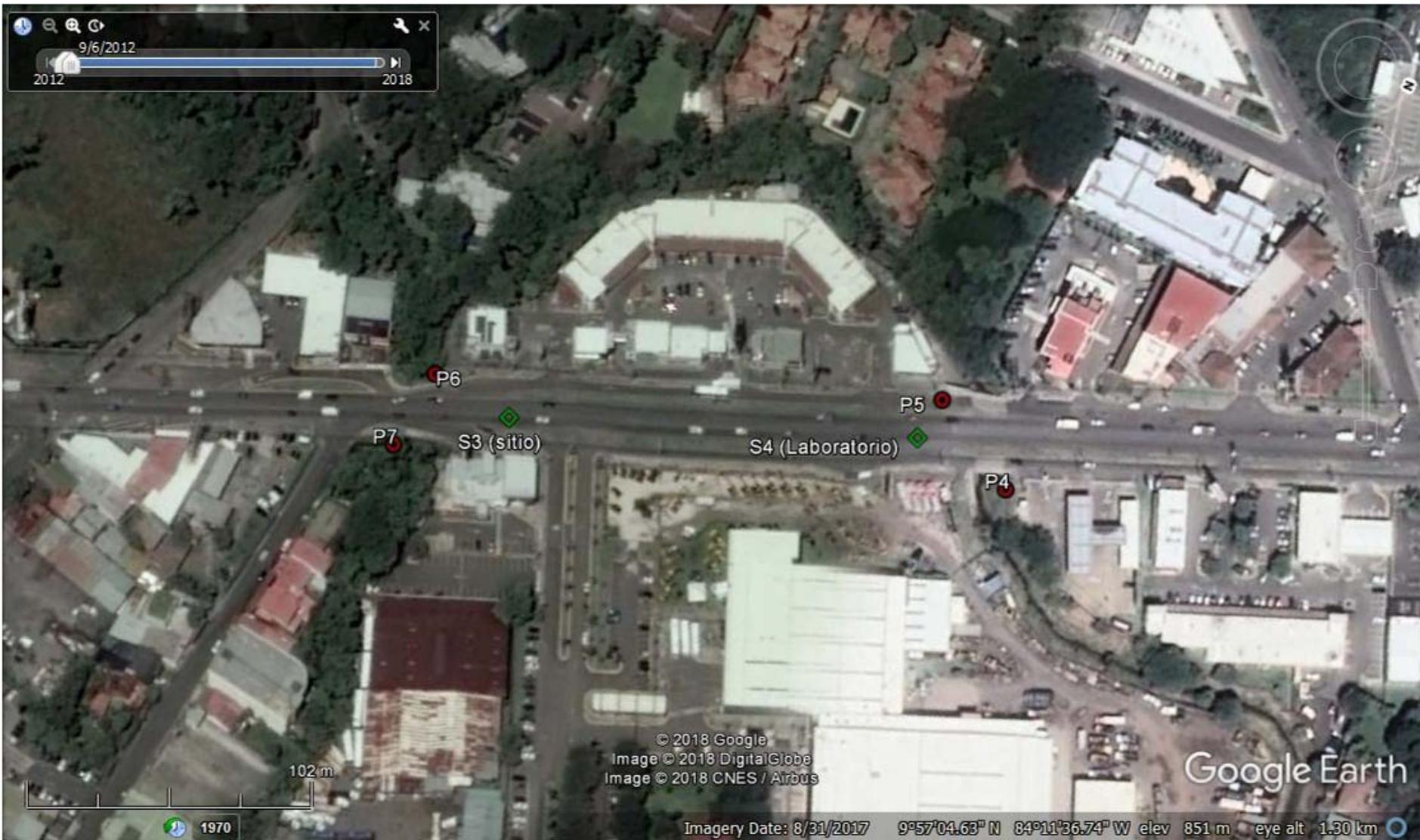
- Abramson, L., Lee, T., Sharma, S., Boyce, G. 2002. Slope Stability and Stabilization Methods – 2<sup>nd</sup> Edition. John Wiley and Sons, Inc. New York, USA.
- Asociación Costarricense de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. 1994. Código de Cimentaciones de Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. 2009. Código de Cimentaciones de Costa Rica Segunda Edición. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. 2015. Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.
- Bowles, J. 1988. Foundation Analysis and Design. Mc Graw Hill Inc. USA.

- Brown, D., Turner, J. Castelli, R. 2010. Drilled Shafts: Construction Procedures And LRFD Design Methods Geotechnical Engineering Circular No. 10. FHWA. Washington D.C., USA.
- Coduto, D. 2001. Foundation Design: Principles and Practices (2nd Edition). Prentices Hall. New Jersey, USA.
- Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica. 2011. Código Sísmico de Costa Rica 2010. Editorial Tecnológica de Costa Rica. Cartago, Costa Rica.
- Denyer, P., Arias, O. et al. 1993. Mapa Geológico de la Gran Área Metropolitana. Escuela de Geología. Universidad de Costa Rica.
- Das, B. 2007. Principles of Foundation Engineering (6th Edition). Thomson Learning. Toronto, Canada.
- Cornell University. 1990 Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. EPRI EL-6800s. Ithaca, New York.
- Goodman, R. 1989. Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons. New York, USA.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. 2002. Hoek-Brown criterion – 2002 Edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.
- Laporte, G. 2012. Limitaciones de los sistemas de clasificación aplicados a macizos constituidos por rocas suaves volcanoclásticas y sedimentarias clásticas. 2nd South American Symposium on Rock Excavations. San José, Costa Rica.
- Lourenço, J.C., Brito, J.M., Santos, J., Rosa, S.P.P., Rodrigues, V.C. & Oliva, R. (2010). Geotechnical characterization of volcanic rocks and soils of Madeira Island. 3<sup>rd</sup> International Workshop on Rock Mechanics and Geo-engineering in Volcanic Environments, Tenerife. London: A.A. Balkema. Pags: 45-52.
- Masuda, H. 1981. Seismic Refraction Analysis for Engineering Study. OYO, Technical Note. Tokyo, Japan.
- Maye, P. 2016. Enhanced In-Situ Testing for Geocharacterization (emphasizing CPT, CPTu and SCPTu). Georgia Tech Continuing Education Course. Atlanta, GA.
- MINAE. 2005. Decreto No. 32712: Manual de Instrumentos Técnicos para el Proceso de Evaluación de Impacto Ambiental Parte II. La Gaceta. San José, Costa Rica.
- O’Neal, M., Reese, L. 1999. Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Federal Highway Administration. Washington D.C., USA.
- Peck, R. Hanson, W.E., Thornburn, T. 1974. Foundation Engineering 2<sup>nd</sup> Edition. John Wiley and Sons, New York, USA.
- Terzaghi, K. Peck, R. Mesri, G. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons. New York, USA.

## 9 Anexos

Anexo A: Ubicación de ensayos de campo







S5 (sitio)

S6 (Laboratorio)

S7 (sitio)

102 m

1970

© 2018 Google

Image © 2018 CNES / Airbus

Google Earth

Imagery Date: 7/14/2017 9°57'20.07" N 84°11'42.45" W elev 854 m eye alt 1.30 km





9/6/2012

S9 (Sitio)

S10 (Laboratorio)

98 m

1970

© 2018 Google

Image © 2018 CNES / Airbus

Google Earth

Imagery Date: 7/14/2017 9°57'47.10" N 84°11'52.13" W elev 863 m eye alt 1.30 km

Anexo B: Registros de perforación y resultados de ensayos de laboratorio



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b> Ampliación Ruta Nacional No. 147		<b>Archivo:</b>	
<b>UBICACIÓN:</b> Santa Ana, San José		<b>CÓDIGO:</b>	
<b>PERFORACIÓN:</b> P-1		<b>FECHA:</b> 2/2/2018	
<b>ELEVACIÓN:</b> m.s.n.m.		<b>PROFUNDIDAD:</b> 9.30 m	
<b>EQUIPO:</b> SPT		<b>DIÁMETRO:</b> AWJ	
<b>PERFORADOR:</b> V. Murrillo		<b>N. FREÁTICO:</b> No hay	

N°	PROF (m)	De	Hasta	N <sub>SPT</sub>	% Recuperación	N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	Propiedades del suelo				
									WN (%)	LL	IP	SCPS	
1	0.00	0.45	11		78			Capa 1 - Relleno heterogéneo					
2	0.45	0.90	9		56			Capa 2 - Arcilla plástica de color gris y café grisáceo, plasticidad media a alta, con potencial de expansión elevado, de consistencia muy blanda a blanda					
3	0.90	1.35	3		56								
4	1.35	1.80	9		100								
5	1.80	2.25	6		89								
6	2.25	2.70	9		67			Capa 3 - Limo arcilloso color café, de plasticidad media, consistencia blanda a media.					
7	2.70	3.15	9		67								
8	3.15	3.60	7		44								
9	3.60	4.05	5		44								
10	4.05	4.50	4		67								
11	4.50	4.95	8		67								
12	4.95	5.40	9		56								
13	5.40	5.85	6		56								
14	5.85	6.30	4		67								
15	6.30	6.75	5		67								
16	6.75	7.20	9		67								
17	7.20	7.65	6		67								
18	7.65	8.10	7		78								
19	8.10	8.55	4		56								
20	8.55	9.00	20		67			Capa 4 - Arena arcillosa o arcilla arenosa color café de compactidad densa.					
21	9.00	9.30	RM		67			^^^ Fondo de perforación: 9.3 m ^^^					
22													
23													
24													
25													
26													
27													
28													
29													
30													
31													
32													
33													
34													
35													
36													

Observaciones:

<b>Descrito por:</b> E. Saborio	<b>Revisado por:</b> J.P. Rodriguez	<b>Aprobado por:</b> J. Rodriguez
<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018
<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b>	Ampliación Ruta Nacional No. 147	<b>Archivo:</b>	
<b>UBICACIÓN:</b>	Santa Ana, San José	<b>CÓDIGO:</b>	
<b>PERFORACIÓN:</b>	P-2	<b>FECHA:</b>	1/30/2018
<b>ELEVACIÓN:</b>	m.s.n.m.	<b>PROFUNDIDAD:</b>	12.00 m
<b>EQUIPO:</b>	SPT	<b>DIÁMETRO:</b>	AWJ
<b>PERFORADOR:</b>	V. Murrillo	<b>N. FREÁTICO:</b>	No hay

Nº	PROF (m)		N <sub>SPT</sub>	% Recuperación	N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	Propiedades del suelo			
	De	Hasta						WN (%)	LL	IP	SC <sub>NS</sub>
1	0.00	0.45	4	56		Capa 1 - Relleno heterogéneo	Capa 2 - Arcilla plástica de color gris y café grisáceo, plasticidad media a alta, con potencial de expansión elevado, de consistencia muy blanda a blanda				
2	0.45	0.90	4	56							
3	0.90	1.35	2	67		Capa 3 - Limo arcilloso color café, de plasticidad media, consistencia blanda a media.	Capa 4 - Arena arcillosa o arcilla arenosa color café de compactidad densa. ^^^ Fondo de perforación: 12 m ^^^				
4	1.35	1.80	7	67							
5	1.80	2.25	11	78							
6	2.25	2.70	6	44							
7	2.70	3.15	8	56							
8	3.15	3.60	12	56							
9	3.60	4.05	14	89							
10	4.05	4.50	16	78							
11	4.50	4.95	21	100							
12	4.95	5.40	6	22							
13	5.40	5.85	3								
14	5.85	6.30	5	67							
15	6.30	6.75	8	67							
16	6.75	7.20	4	44							
17	7.20	7.65	6	44							
18	7.65	8.10	4	67							
19	8.10	8.55	9	67							
20	8.55	9.00	8	100							
21	9.00	9.45	11	67							
22	9.45	9.90	8	89							
23	9.90	10.35	6	89							
24	10.35	10.80	14	78							
25	10.80	11.25	10	89							
26	11.25	11.70	10	89							
27	11.70	12.00	RM	67							
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											

Observaciones:

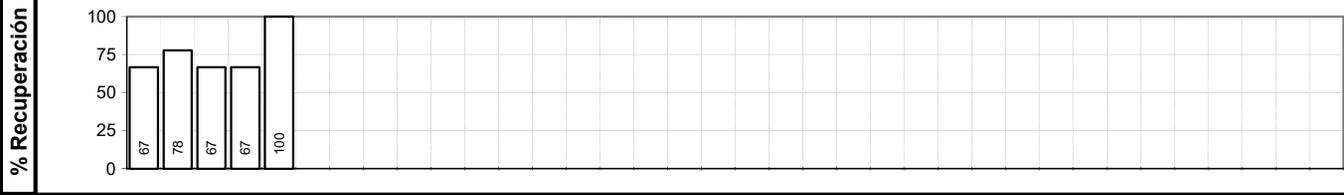
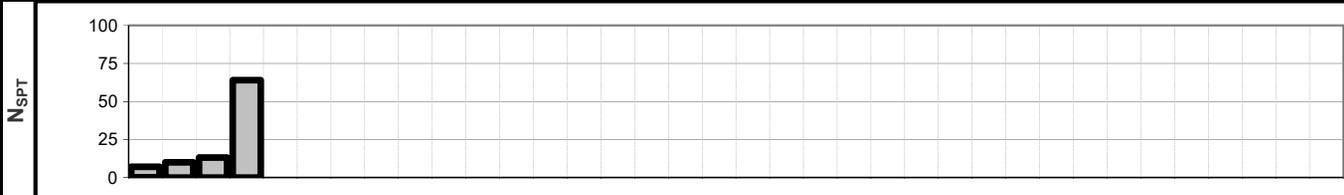
<b>Descrito por:</b>	E. Saborio	<b>Revisado por:</b>	J.P. Rodriguez	<b>Aprobado por:</b>	J. Rodriguez
<b>Fecha:</b>	3/9/2018	<b>Fecha:</b>	3/9/2018	<b>Fecha:</b>	3/9/2018
<b>Firma:</b>		<b>Firma:</b>		<b>Firma:</b>	



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b> Ampliación Ruta Nacional No. 147		<b>Archivo:</b>
<b>UBICACIÓN:</b> Santa Ana, San José		<b>CÓDIGO:</b>
<b>PERFORACIÓN:</b> P-3	<b>ELEVACIÓN:</b> m.s.n.m.	<b>FECHA:</b> 1/30/2018
<b>EQUIPO:</b> SPT	<b>PERFORADOR:</b> V. Murrillo	<b>PROFUNDIDAD:</b> 2.00 m
		<b>N. FREÁTICO:</b> No hay

N°	PROF (m)		N <sub>SPT</sub>	% Recuperación	N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	Propiedades del suelo			
	De	Hasta						WN (%)	LL	IP	SCPS
1	0.00	0.45	7	67			Capa 2 - Arcilla plástica de color gris, con alto potencial de expansión, consistencia blanda a media.  Capa 4 - Arena arcillosa o arcilla arenosa color café de compactidad densa. ^^^ Fondo de perforación: 2 m ^^^				
2	0.45	0.90	10	78							
3	0.90	1.35	13	67							
4	1.35	1.80	64	67							
5	1.80	2.00	RM	100							
6											
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											



Observaciones:

<b>Descrito por:</b> E. Saborio	<b>Revisado por:</b> J.P. Rodriguez	<b>Aprobado por:</b> J. Rodriguez
<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018
<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b>	Ampliación Ruta Nacional No. 147	<b>Archivo:</b>	
<b>UBICACIÓN:</b>	Santa Ana, San José	<b>CÓDIGO:</b>	
<b>PERFORACIÓN:</b>	P-4	<b>FECHA:</b>	1/30/2018
<b>ELEVACIÓN:</b>	m.s.n.m.	<b>PROFUNDIDAD:</b>	6.00 m
<b>EQUIPO:</b>	SPT	<b>DIÁMETRO:</b>	AWJ
<b>PERFORADOR:</b>	V. Murrillo	<b>N. FREÁTICO:</b>	No hay

Nº	PROF (m)		N <sub>SPT</sub>	% Recuperación	N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	WN (%)	LL	IP	SCNS	
	De	Hasta										
1	0.00	0.45	7	78		<p>Capa 1 - Relleno heterogéneo conformado con una arena limosa o limo arenoso, de compactidad firme.</p> <p>Capa 3 - Limo arcilloso color café, de plasticidad media, consistencia blanda a media.</p> <p>Capa 4 - Arena arcillosa o limo arcilloso de color café, compactidad densa o dura</p> <p>^^^ Fondo de perforación: 6 m ^^ ^^</p>						
2	0.45	0.90	8	67								
3	0.90	1.35	12	67								
4	1.35	1.80	7	67								
5	1.80	2.25	4	44								
6	2.25	2.70	14	67								
7	2.70	3.15	16	56								
8	3.15	3.60	20	56								
9	3.60	4.05	23	78								
10	4.05	4.50	20	22								
11	4.50	4.95	22	56								
12	4.95	5.40	25	44								
13	5.40	5.85	33	56								
14	5.85	6.00	RM									
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												
25												
26												
27												
28												
29												
30												
31												
32												
33												
34												
35												
36												

Observaciones:

Descrito por:	E. Saborio	Revisado por:	J.P. Rodríguez	Aprobado por:	J. Rodríguez
Fecha:	3/9/2018	Fecha:	3/9/2018	Fecha:	3/9/2018
Firma:		Firma:		Firma:	



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b> Ampliación Ruta Nacional No. 147		<b>Archivo:</b>
<b>UBICACIÓN:</b> Santa Ana, San José		<b>CÓDIGO:</b>
<b>PERFORACIÓN:</b> P-5	<b>ELEVACIÓN:</b> m.s.n.m.	<b>FECHA:</b> 1/30/2018
<b>EQUIPO:</b> SPT	<b>PERFORADOR:</b> V. Murrillo	<b>PROFUNDIDAD:</b> 2.10 m
		<b>N. FREÁTICO:</b> No hay

N°	PROF (m)		N <sub>SPT</sub>	% Recuperación	N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	WN (%)	LL	IP	SCPS
	De	Hasta									
1	0.00	0.45	22	67		Capa 1 - Relleno heterogéneo arenoso de compacidad firme					
2	0.45	0.90	15	89							
3	0.90	1.35	35	89							
4	1.35	1.80	48	78							
5	1.80	2.10	RM	67							
6						^^^^ Fondo de perforación: 2.1 m ^^^^^					
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											

Observaciones:

<b>Descrito por:</b> E. Saborio	<b>Revisado por:</b> J.P. Rodríguez	<b>Aprobado por:</b> J. Rodríguez
<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018
<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b> Ampliación Ruta Nacional No. 147		<b>Archivo:</b>
<b>UBICACIÓN:</b> Santa Ana, San José		<b>CÓDIGO:</b>
<b>PERFORACIÓN:</b> P-6	<b>ELEVACIÓN:</b> m.s.n.m.	<b>FECHA:</b> 1/29/2018
<b>EQUIPO:</b> SPT	<b>PERFORADOR:</b> V. Murrillo	<b>PROFUNDIDAD:</b> 8.05 m
		<b>DIÁMETRO:</b> AWJ
		<b>N. FREÁTICO:</b> No hay

N°	De	Hasta	PROF (m)	% Recuperación		N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	Propiedades del suelo										
				N <sub>SPT</sub>	N <sub>SPT</sub>				WN (%)	LL	IP	SCNS							
1	0.00	0.45	21	78	21														
2	0.45	0.90	18	44	18														
3	0.90	1.35	11	67	11														
4	1.35	1.80	10	56	10														
5	1.80	2.25	10	67	10														
6	2.25	2.70	4	44	4														
7	2.70	3.15	5		5														
8	3.15	3.60	6	67	6														
9	3.60	4.05	9	56	9														
10	4.05	4.50	9	33	9														
11	4.50	4.95	8	44	8														
12	4.95	5.40	14	44	14														
13	5.40	5.85	10	33	10														
14	5.85	6.30	18	22	18														
15	6.30	6.75	8	33	8														
16	6.75	7.20	4	67	4														
17	7.20	7.65	28	67	28														
18	7.65	8.05	RM	67	RM														
19																			
20																			
21																			
22																			
23																			
24																			
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30																			
31																			
32																			
33																			
34																			
35																			
36																			

Observaciones:

<b>Descrito por:</b> E. Saborio	<b>Revisado por:</b> J.P. Rodriguez	<b>Aprobado por:</b> J. Rodriguez
<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018
<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b> Ampliación Ruta Nacional No. 147		<b>Archivo:</b>	
<b>UBICACIÓN:</b> Santa Ana, San José		<b>CÓDIGO:</b>	
<b>PERFORACIÓN:</b> P-7		<b>FECHA:</b> 2/2/2018	
<b>ELEVACIÓN:</b> m.s.n.m.		<b>PROFUNDIDAD:</b> 9.30 m	
<b>EQUIPO:</b> SPT		<b>DIÁMETRO:</b> AWJ	
<b>PERFORADOR:</b> V. Murrillo		<b>N. FREÁTICO:</b> No hay	

Nº	De	Hasta	N <sub>SPT</sub>	% Recuperación		N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	Propiedades del suelo				
				W <sub>N</sub> (%)	LL				IP	SC <sub>NS</sub>			
1	0.00	0.45	6	78				Capa 1 - Relleno heterogéneo conformado con una arena limosa o limo arenoso, de compactidad firme.					
2	0.45	0.90	11	67									
3	0.90	1.35	13	56									
4	1.35	1.80	10	67				Capa 2 - Arcilla plástica color gris, de consistencia muy blanda a blanda					
5	1.80	2.25	7	67									
6	2.25	2.70	14	89									
7	2.70	3.15	14	78				Capa 3 - Limo arcilloso color café, de plasticidad media, consistencia blanda a media.					
8	3.15	3.60	40	67									
9	3.60	4.05	13	89									
10	4.05	4.50	10	89				Capa 4 - Arena arcillosa o limo arcilloso color café, de consistencia dura.					
11	4.50	4.95	2	33									
12	4.95	5.40	2	33									
13	5.40	5.85	5	22				^^^ Fondo de perforación: 9.3 m ^^^					
14	5.85	6.30	4	22									
15	6.30	6.75	4	78									
16	6.75	7.20	5	67									
17	7.20	7.65	5	67									
18	7.65	8.10	22	67									
19	8.10	8.55	26	33									
20	8.55	9.00	38	33									
21	9.00	9.30	RM	50									
22													
23													
24													
25													
26													
27													
28													
29													
30													
31													
32													
33													
34													
35													
36													

Observaciones:

<b>Descrito por:</b> E. Saborio	<b>Revisado por:</b> J.P. Rodríguez	<b>Aprobado por:</b> J. Rodríguez
<b>Fecha:</b> 1/2/2018	<b>Fecha:</b> 1/2/2018	<b>Fecha:</b> 1/2/2018
<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b> Ampliación Ruta Nacional No. 147		<b>Archivo:</b>	
<b>UBICACIÓN:</b> Santa Ana, San José		<b>CÓDIGO:</b>	
<b>PERFORACIÓN:</b> R-1		<b>FECHA:</b> 2/3/2018	
<b>ELEVACIÓN:</b> m.s.n.m.		<b>PROFUNDIDAD:</b> 15.00 m	
<b>EQUIPO:</b> ROTACIÓN		<b>DIÁMETRO:</b> NQ	
<b>PERFORADOR:</b> V. Murrillo		<b>N. FREÁTICO:</b> No hay	

Nº	PROF (m)	De	Hasta	N <sub>SPT</sub>	% Recuperación	N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	%#<200	WN (%)	LL	IP	SCS
1	0.00	0.45						Capa 1 - Relleno heterogéneo arenoso de compactación firme.					
2	0.45	0.90											
3	0.90	1.35											
4	1.35	1.80											
5	1.80	2.25											
6	2.25	2.70											
7	2.70	3.15											
8	3.15	3.60											
9	3.60	4.05											
10	4.05	4.50											
11	4.50	4.95											
12	4.95	5.40											
13	5.40	5.85											
14	5.85	6.30											
15	6.30	6.75											
16	6.75	7.20											
17	7.20	7.65											
18	7.65	8.10											
19	8.10	8.55											
20	8.55	9.00											
21	9.00	9.45											
22	9.45	9.90											
23	9.90	10.35											
24	10.35	10.80											
25	10.80	11.25											
26	11.25	11.70											
27	11.70	12.15											
28	12.15	12.60											
29	12.60	13.05											
30	13.05	13.50											
31	13.50	13.95											
32	13.95	14.40											
33	14.40	14.85											
34	14.85	15.00											
35													
36													

Observaciones:

Descrito por:	E. Saborio	Revisado por:	J.P. Rodriguez	Aprobado por:	J. Rodriguez
Fecha:	3/9/2018	Fecha:	3/9/2018	Fecha:	3/9/2018
Firma:		Firma:		Firma:	



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b> Ampliación Ruta Nacional No. 147		<b>Archivo:</b>
<b>UBICACIÓN:</b> Santa Ana, San José		<b>CÓDIGO:</b>
<b>PERFORACIÓN:</b> R-2	<b>ELEVACIÓN:</b> m.s.n.m.	<b>FECHA:</b> 2/2/2018
<b>EQUIPO:</b> ROTACIÓN	<b>PERFORADOR:</b> V. Murrillo	<b>PROFUNDIDAD:</b> 15.00 m
		<b>DIÁMETRO:</b> NQ
		<b>N. FREÁTICO:</b> No hay

Nº	De	Hasta	PROF (m)	N <sub>SPT</sub>		% Recuperación	N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	%#<200	WN (%)	LL	IP	SCS
1	0.00	0.45												
2	0.45	0.90							Capa 1 - Relleno heterogéneo arenoso de compactidad firme.					
3	0.90	1.35												
4	1.35	1.80												
5	1.80	2.25												
6	2.25	2.70												
7	2.70	3.15												
8	3.15	3.60												
9	3.60	4.05												
10	4.05	4.50												
11	4.50	4.95												
12	4.95	5.40												
13	5.40	5.85												
14	5.85	6.30												
15	6.30	6.75												
16	6.75	7.20												
17	7.20	7.65												
18	7.65	8.10												
19	8.10	8.55												
20	8.55	9.00												
21	9.00	9.45												
22	9.45	9.90												
23	9.90	10.35												
24	10.35	10.80												
25	10.80	11.25												
26	11.25	11.70												
27	11.70	12.15												
28	12.15	12.60												
29	12.60	13.05												
30	13.05	13.50												
31	13.50	13.95												
32	13.95	14.40												
33	14.40	14.85												
34	14.85	15.00												
35									^^^ Fondo de perforación: 15 m					
36														

Observaciones:

<b>Descrito por:</b> E. Saborio	<b>Revisado por:</b> J.P. Rodríguez	<b>Aprobado por:</b> J. Rodríguez
<b>Fecha:</b> 1/2/2018	<b>Fecha:</b> 1/2/2018	<b>Fecha:</b> 1/2/2018
<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>



**REGISTRO DE PERFORACIÓN**

<b>PROYECTO:</b>	Ampliación Ruta Nacional No. 147	<b>Archivo:</b>
<b>UBICACIÓN:</b>	Santa Ana, San José	<b>CÓDIGO:</b>
<b>PERFORACIÓN:</b>	R-3	<b>FECHA:</b>
<b>ELEVACIÓN:</b>	m.s.n.m.	<b>PROFUNDIDAD:</b>
<b>EQUIPO:</b>	SPT y ROTACIÓN	<b>DIÁMETRO:</b>
<b>PERFORADOR:</b>	V. Murrillo	<b>N. FREÁTICO:</b>

Nº	PROF (m)	De	Hasta	N <sub>SPT</sub>	ROTACIÓN	% Recuperación	N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	Propiedades del suelo			
										WN (%)	LL	IP	SO NS
1	0.00	0.45	16			56	16		Capa 0 - Suelo vegetal con raíces				
2	0.45	0.90	8			67	8		Capa 2 - Arcilla plástica color gris				
3	0.90	1.35	20			78	20		Capa 4 - Arena arcillosa o limo arcilloso de color café, compactidad densa o dura				
4	1.35	1.80	24			100	24						
5	1.80	2.25	41			67	41		Capa 5 - Toba muy alterada y muy fracturada de color café, con bloques grises				
6	2.25	2.70	49			78	49						
7	2.70	3.15	69			89	69		Capa 6a - Ignimbrita de color gris, muy alterada y muy fracturada				
8	3.15	3.60	RM			100	RM						
9	3.60	4.05							^^^ Fondo de perforación: 10 m ^^^				
10	4.05	4.50											
11	4.50	4.95											
12	4.95	5.40											
13	5.40	5.85											
14	5.85	6.30											
15	6.30	6.75											
16	6.75	7.20											
17	7.20	7.65											
18	7.65	8.10											
19	8.10	8.55											
20	8.55	9.00											
21	9.00	9.45											
22	9.45	9.90											
23	9.90	10.00											
24													
25													
26													
27													
28													
29													
30													
31													
32													
33													
34													
35													
36													

Observaciones:

Descrito por:	E. Saborio	Revisado por:	J.P. Rodríguez	Aprobado por:	J. Rodríguez
Fecha:	1/2/2018	Fecha:	1/2/2018	Fecha:	1/2/2018
Firma:		Firma:		Firma:	



### REGISTRO DE PERFORACIÓN

<b>PROYECTO:</b>	Ampliación Ruta Nacional No. 147		<b>Archivo:</b>
<b>UBICACIÓN:</b>	Santa Ana, San José		<b>CÓDIGO:</b>
<b>PERFORACIÓN:</b>	<b>R-4</b>		<b>FECHA:</b> 2/6/2018
<b>ELEVACIÓN:</b>		m.s.n.m.	<b>PROFUNDIDAD:</b> 10.00 m
<b>EQUIPO:</b>	<b>SPT y ROTACIÓN</b>		<b>DIÁMETRO:</b> AWJ
<b>PERFORADOR:</b>	V. Murrillo		<b>N. FREÁTICO:</b> No hay

N°	PROF (m)		N <sub>SPT</sub>	% Recuperación	N <sub>SPT</sub>	Simbología	Descripción	WN (%)	LL	IP	SO NS
	De	Hasta									
1	0.00	0.45	9	56		Capa 0 - Suelo vegetal con raíces					
2	0.45	0.90	7	56		Capa 2 - Arcilla color gris de alta plasticidad, consistencia blanda a media.					
3	0.90	1.35	9	56							
4	1.35	1.80	11	89							
5	1.80	2.25	36	78		Capa 4 - Arena arcillosa o limo arcilloso de color café, compacidad densa o dura					
6	2.25	2.70	22	78							
7	2.70	3.15	34	89							
8	3.15	3.60	31	88		Capa 5 - Toba muy alterada de color café					
9	3.60	4.05	31	89							
10	4.05	4.50	RM	100							
11	4.50	4.95				Capa 6a - Ignimbrita de color gris, muy alterada y muy fracturada					
12	4.95	5.40									
13	5.40	5.85									
14	5.85	6.30				^^^ Fondo de perforación: 10 m ^^^					
15	6.30	6.75									
16	6.75	7.20									
17	7.20	7.65									
18	7.65	8.10									
19	8.10	8.55									
20	8.55	9.00									
21	9.00	9.45									
22	9.45	9.90									
23	9.90	10.00									
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											

Observaciones:

<b>Descrito por:</b> E. Saborio	<b>Revisado por:</b> J.P. Rodriguez	<b>Aprobado por:</b> J. Rodriguez
<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018	<b>Fecha:</b> 3/9/2018
<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>	<b>Firma:</b>

## RESUMEN RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Perforación No.	Muestra No.	Profundidad [m]	% Pasando Malla No.					w [%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]	Clasificación SUCS	
			3/4"	3/8"	#4	#10	#40						#200
P1	P1/3	0.90 - 1.35	100	94	94	92	90	84	43.5	82	34	48	CH
P1	P1/6	2.25 - 2.70	100	98	98	96	93	85	43.8	86	43	43	MH/CH
P1	P1/9	3.60 - 4.05	92	88	87	83	34	25	41.5	89	40	49	SC
P1	P1/12	4.95 - 5.40	100	100	100	99	95	81	45.6	71	45	26	MH
P1	P1/18	7.65 - 8.10	89	84	87	86	82	73	41.9	45	27	18	CL
P1	P1/21	9.00 - 9.45	100	97	96	84	60	38	38.9	43	37	6	SM
P2	P2/4	1.35 - 1.80	95	91	90	89	86	82	46	99	33	66	CH
P2	P2/8	3.15 - 3.60	93	90	89	86	79	58	30.1	51	31	20	MH
P2	P2/12	4.95 - 5.40	100	100	96	78	45	32	27.7	-	-	-	SC
P2	P2/16	6.75 - 7.20	100	97	96	91	71	50	38.7	50	36	14	MH
P2	P2/20	8.55 - 9.00	100	100	100	100	98	92	59.8	69	38	31	MH
P2	P2/24	10.35 - 10.80	100	100	100	99	94	72	44.8	44	27	17	CL
P3	P3/3	0.90 - 1.35	100	98	95	91	81	72	26.6	62	32	30	MH/CH
P4	P4/4	1.35 - 1.80	100	94	84	71	51	27	49.2	50	23	27	SC
P4	P4/8	3.15 - 3.60	100	100	98	91	79	67	17.9	58	33	25	MH
P4	P4/12	4.95 - 5.40	83	62	61	48	26	17	17.8	NP	NP	NP	SM
P5	P5/3	0.90 - 1.35	100	96	91	82	59	40	23.7	NP	NP	NP	SM
P6	P6/3	0.90 - 1.35	87	71	62	52	37	29	34.4	NP	NP	NP	SM
P6	P6/6	2.25 - 2.70	79	69	47	36	19	6	42.6	44	23	21	SP-SC
P6	P6/9	3.60 - 4.05	100	100	95	87	66	42	61.4	51	30	21	SM
P6	P6/12	4.95 - 5.40	100	93	85	79	67	53	28.6	51	30	21	MH
P6	P6/15	6.30 - 6.75	100	100	95	86	72	56	50.9	46	33	13	ML
P6	P6/18	7.65 - 8.10	82	72	69	58	41	27	21	NP	NP	NP	SM
P7	P7/3	0.90 - 1.35	100	87	80	72	59	46	23.7	48	24	24	SC
P7	P7/6	2.25 - 2.70	100	93	88	81	65	49	34.4	52	30	22	SM
P7	P7/9	3.60 - 4.05	100	99	96	93	86	72	42.6	62	30	32	CH
P7	P7/12	4.95 - 5.40	100	100	99	96	84	65	61.4	67	48	19	MH
P7	P7/15	6.30 - 6.75	100	94	87	80	69	55	28.6	48	26	22	CL
P7	P7/18	7.65 - 8.10	93	93	88	85	78	65	50.9	58	40	18	MH
P7	P7/21	9.00 - 9.45	88	77	71	64	49	37	21	-	-	-	SM
R3	R3/4	1.35 - 1.80	100	94	90	84	74	50	26.6	40	25	15	SC
R3	R3/8	3.15 - 3.60	100	95	89	78	61	46	20.1	40	23	17	SC
R4	R4/3	0.90 - 1.35	100	100	100	99	97	92	39.2	74	43	31	MH
R4	R4/6	2.25 - 2.70	100	100	100	99	94	68	24.7	48	29	19	MH
R4	R4/9	3.60 - 4.05	100	100	100	100	99	92	29	50	25	25	CH



## ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE

*Proyecto:* Ampliación Radial Lindora

*Ubicación:* Santa Ana, provincia de San José

### CAPA No. 5: TOBA ALTERADA COLOR CAFÉ

Muestra No.	Perforación No.	Profundidad [m]	Peso [g]	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Fuerza [kN]	Área [cm <sup>2</sup> ]	Volumen [cm <sup>3</sup> ]	Peso Unitario [t/m <sup>3</sup> ]	Fuerza [kg]	q <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	R3	3.50	314	4.790	10.060	5	18.02	181.28	1.73	509.86	28.29
2	R3	5.00	322	4.740	10.120	8	17.65	178.58	1.80	815.77	46.23

### CAPA No. 6: IGNIMBRITA COLOR GRIS

Muestra No.	Perforación No.	Profundidad [m]	Peso [g]	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Fuerza [kN]	Área [cm <sup>2</sup> ]	Volumen [cm <sup>3</sup> ]	Peso Unitario [t/m <sup>3</sup> ]	Fuerza [kg]	q <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	R1	3.00	281	4.760	9.322	12	17.80	165.89	1.69	1223.66	68.76
2	R1	7.25	303	4.760	9.479	16	17.80	168.68	1.80	1631.55	91.68
3	R1	9.00	313	4.760	9.471	21	17.80	168.54	1.86	2141.40	120.34
4	R1	14.00	367	4.760	9.492	48	17.80	168.91	2.17	4894.64	275.05
5	R2	4.00	312	4.760	9.500	12	17.80	169.05	1.85	1223.66	68.76
6	R2	6.50	308	4.760	9.433	20	17.80	167.86	1.83	2039.43	114.61
7	R2	9.50	339	4.760	9.401	27	17.80	167.29	2.03	2753.23	154.72
8	R2	14.50	384	4.760	9.429	71	17.80	167.79	2.29	7239.98	406.85
9	R3	9.50	261	4.760	9.559	7	17.80	170.10	1.53	713.80	40.11
10	R4	9.00	273	4.760	9.496	12	17.80	168.98	1.62	1223.66	68.76



## ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE

*Proyecto:* Ampliación Radial Lindora

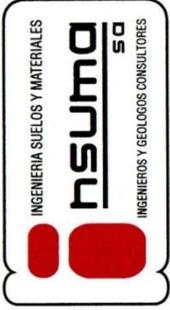
*Ubicación:* Santa Ana, provincia de San José

### CAPA No. 5: TOBA ALTERADA COLOR CAFÉ

Muestra No.	Perforación No.	Profundidad [m]	Peso [g]	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Fuerza [kN]	Área [cm <sup>2</sup> ]	Volumen [cm <sup>3</sup> ]	Peso Unitario [t/m <sup>3</sup> ]	Fuerza [kg]	q <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	R3	3.50	314	4.790	10.060	5	18.02	181.28	1.73	509.86	28.29
2	R3	5.00	322	4.740	10.120	8	17.65	178.58	1.80	815.77	46.23

### CAPA No. 6: IGNIMBRITA COLOR GRIS

Muestra No.	Perforación No.	Profundidad [m]	Peso [g]	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Fuerza [kN]	Área [cm <sup>2</sup> ]	Volumen [cm <sup>3</sup> ]	Peso Unitario [t/m <sup>3</sup> ]	Fuerza [kg]	q <sub>u</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	R1	3.00	281	4.760	9.322	12	17.80	165.89	1.69	1223.66	68.76
2	R1	7.25	303	4.760	9.479	16	17.80	168.68	1.80	1631.55	91.68
3	R1	9.00	313	4.760	9.471	21	17.80	168.54	1.86	2141.40	120.34
4	R1	14.00	367	4.760	9.492	48	17.80	168.91	2.17	4894.64	275.05
5	R2	4.00	312	4.760	9.500	12	17.80	169.05	1.85	1223.66	68.76
6	R2	6.50	308	4.760	9.433	20	17.80	167.86	1.83	2039.43	114.61
7	R2	9.50	339	4.760	9.401	27	17.80	167.29	2.03	2753.23	154.72
8	R2	14.50	384	4.760	9.429	71	17.80	167.79	2.29	7239.98	406.85
9	R3	9.50	261	4.760	9.559	7	17.80	170.10	1.53	713.80	40.11
10	R4	9.00	273	4.760	9.496	12	17.80	168.98	1.62	1223.66	68.76



# PROYECTO AMPLIACIÓN RADIAL LINDORA ANEXO I – FICHA TÉCNICA DE LAS TRINCHERAS

Trinchera #: S-1

Ubicación: Santa Ana, San José

## A. Ubicación

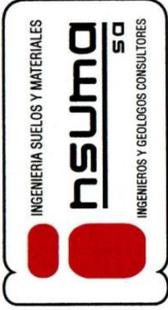
Estación aproximada: 0+320  
Coordenadas CRTM05: 478933, 1100001

## B. Descripción del perfil estratigráfico

Capa No.	Profundidad (m)	Espesor [cm]	Descripción del Material
1	0,00-0,10	10	Carpeta asfáltica
2	0,10-0,30	20	Capa granular (base/subbase)
3	0,30-1,50	120	Subrasante compuesta por arena limosa de color café mezclada con bloques con tamaño de hasta 2"

## C. Resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio

Prueba	Muestra	
	S1	
% Pasando Malla 2"	90	
% Pasando Malla 1 1/2"	90	
% Pasando Malla 1"	86	
% Pasando Malla 3/4"	81	
% Pasando Malla 1/2"	74	
% Pasando Malla 3/8"	70	
% Pasando Malla No. 4	61	
% Pasando Malla No. 10	47	
% Pasando Malla No.40	26	
% Pasando Malla No.200	5	
Límite Líquido [%]	NP	
Límite Plástico [%]	NP	
Índice de Plasticidad [%]	NP	
Proctor	Densidad $\gamma_d$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1344
	Humedad óptima [%]	29.6
CBR	91% de Comp.	7.0
	95% de Comp.	14.0
	97% de Comp.	15.8
% de Expansión	0.05	
Clasificación SUCS	SW	
Clasificación AASHTO	A-1-a	



# PROYECTO AMPLIACIÓN RADIAL LINDORA ANEXO I – FICHA TÉCNICA DE LAS TRINCHERAS

Trinchera #: S-4

Ubicación: Santa Ana, San José

## A. Ubicación

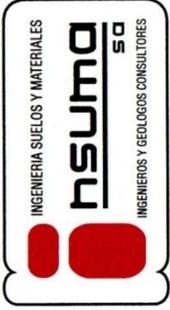
Estación aproximada: 0+840  
Coordenadas CRTM05: 478736, 1100473

## B. Descripción del perfil estratigráfico

Capa No.	Profundidad (m)	Espesor [cm]	Descripción del Material
1	0,00-0,10	10	Carpeta asfáltica
2	0,10-0,34	24	Capa granular (base/subbase)
3	0,34-1,50	116	Subrasante compuesta por arcilla arenosa color café y café grisáceo con bloques de hasta 2"

## C. Resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio

Prueba	Muestra
	S4
% Pasando Malla 2"	100
% Pasando Malla 1 1/2"	99
% Pasando Malla 1"	97
% Pasando Malla 3/4	96
% Pasando Malla 1/2	93
% Pasando Malla 3/8	91
% Pasando Malla No. 4	85
% Pasando Malla No. 10	78
% Pasando Malla No.40	67
% Pasando Malla No.200	58
Límite Líquido [%]	46
Límite Plástico [%]	24
Índice de Plasticidad [%]	22
Proctor	Densidad $\gamma_d$ [kg/m <sup>3</sup> ]
	Humedad óptima [%]
CBR	91% de Comp.
	95% de Comp.
	97% de Comp.
% de Expansión	0.43
Clasificación SUCS	CL
Clasificación AASHTO	A-7-6



# PROYECTO AMPLIACIÓN RADIAL LINDORA ANEXO I – FICHA TÉCNICA DE LAS TRINCHERAS

Trinchera #: S-6

Ubicación: Santa Ana, San José

## A. Ubicación

Estación aproximada: 1+190

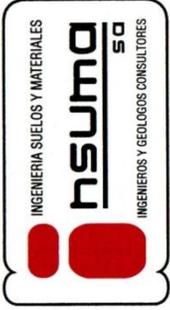
Coordenadas CRTM05: 478621, 1100802

## B. Descripción del perfil estratigráfico

Capa No.	Profundidad (m)	Espesor [cm]	Descripción del Material
1	0,00-0,08	8	Carpeta asfáltica
2	0,08-0,43	35	Capa granular (base/subbase)
3	0,43-1,50	107	Subrasante compuesta por arena arcillosa color café claro

## C. Resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio

Prueba	Muestra
	S6
% Pasando Malla 2"	100
% Pasando Malla 1 1/2"	98
% Pasando Malla 1"	93
% Pasando Malla 3/4"	92
% Pasando Malla 1/2"	90
% Pasando Malla 3/8"	88
% Pasando Malla No. 4	81
% Pasando Malla No. 10	73
% Pasando Malla No.40	58
% Pasando Malla No.200	45
Límite Líquido [%]	46
Límite Plástico [%]	24
Índice de Plasticidad [%]	22
Proctor	Densidad $\gamma_c$ [kg/m <sup>3</sup> ]
	1641
CBR	Humedad óptima [%]
	18.1
	91% de Comp.
%	95% de Comp.
	4.2
%	97% de Comp.
	4.8
% de Expansión	0.71
Clasificación SUCS	SC
Clasificación AASHTO	A-7-6



# PROYECTO AMPLIACIÓN RADIAL LINDORA ANEXO I – FICHA TÉCNICA DE LAS TRINCHERAS

Trinchera #: S-8

Ubicación: Santa Ana, San José

## A. Ubicación

Estación aproximada: 1+710

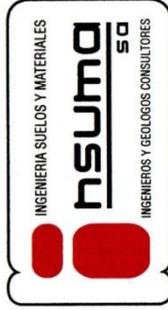
Coordenadas CRTM05: 478425, 1101285

## B. Descripción del perfil estratigráfico

Capa No.	Profundidad (m)	Espesor [cm]	Descripción del Material
1	0,00-0,08	8	Carpeta asfáltica
2	0,08-0,33	25	Capa granular (base/subbase)
3	0,33-1,17	117	Subrasante compuesta por lastre arenoso y grava limosa color grisáceo

## C. Resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio

Prueba	Muestra	
	S8	
% Pasando Malla 2"	100	
% Pasando Malla 1 1/2"	99	
% Pasando Malla 1"	90	
% Pasando Malla 3/4	81	
% Pasando Malla 1/2	72	
% Pasando Malla 3/8	68	
% Pasando Malla No. 4	58	
% Pasando Malla No. 10	47	
% Pasando Malla No. 40	29	
% Pasando Malla No. 200	17	
Límite Líquido [%]	NP	
Límite Plástico [%]	NP	
Índice de Plasticidad [%]	NP	
Proctor	Densidad $\gamma_d$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1660
	Humedad óptima [%]	18.2
CBR	91% de Comp.	38.0
	95% de Comp.	50.0
	97% de Comp.	55.0
% de Expansión	0.08	
Clasificación SUCS	GM	
Clasificación AASHTO	A-1-b	



# PROYECTO AMPLIACIÓN RADIAL LINDORA ANEXO I – FICHA TÉCNICA DE LAS TRINCHERAS

Trinchera #: S-10

Ubicación: Santa Ana, San José

## A. Ubicación

Estación aproximada: 2+070

Coordenadas CRTM05: 478295, 1101620

## B. Descripción del perfil estratigráfico

Capa No.	Profundidad (m)	Espesor [cm]	Descripción del Material
1	0,00-0,10	10	Carpeta asfáltica
2	0,10-0,37	27	Capa granular (base/subbase)
3	0,37-1,50	113	Subrasante compuesta por lastre arenoso y grava limosa color grisáceo

## C. Resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio

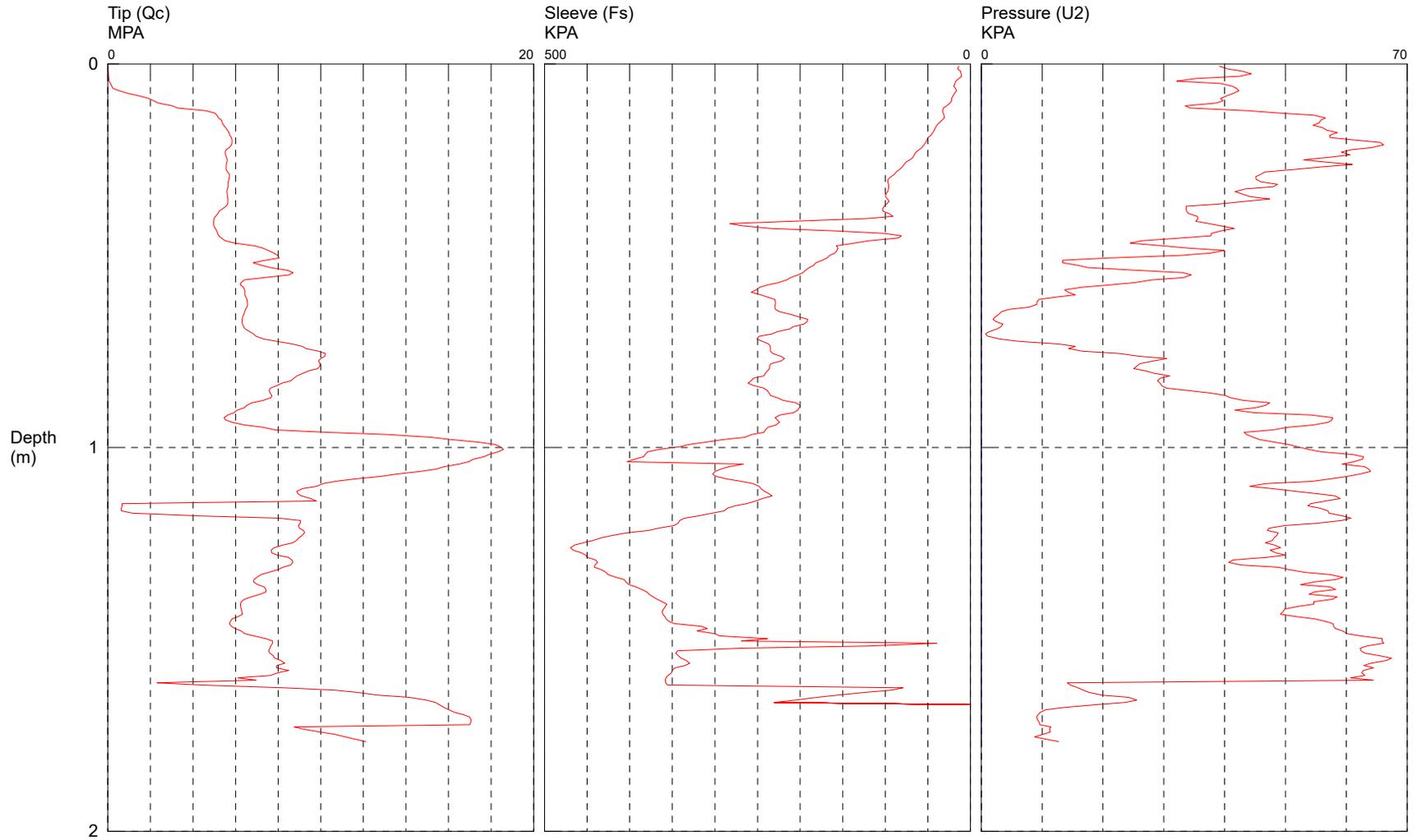
Prueba	Muestra
	S10
% Pasando Malla 2"	85
% Pasando Malla 1 1/2"	81
% Pasando Malla 1"	77
% Pasando Malla 3/4	73
% Pasando Malla 1/2	68
% Pasando Malla 3/8	65
% Pasando Malla No. 4	57
% Pasando Malla No. 10	48
% Pasando Malla No.40	30
% Pasando Malla No.200	18
Límite Líquido [%]	NP
Límite Plástico [%]	NP
Índice de Plasticidad [%]	NP
Proctor	Densidad $\gamma_d$ [kg/m <sup>3</sup> ]
	Humedad óptima [%]
CBR	91% de Comp.
	95% de Comp.
	97% de Comp.
% de Expansión	0.00
Clasificación SUCS	GM
Clasificación AASHTO	A-1-b

Anexo C: Registros de sondeos CPT

# cpt1



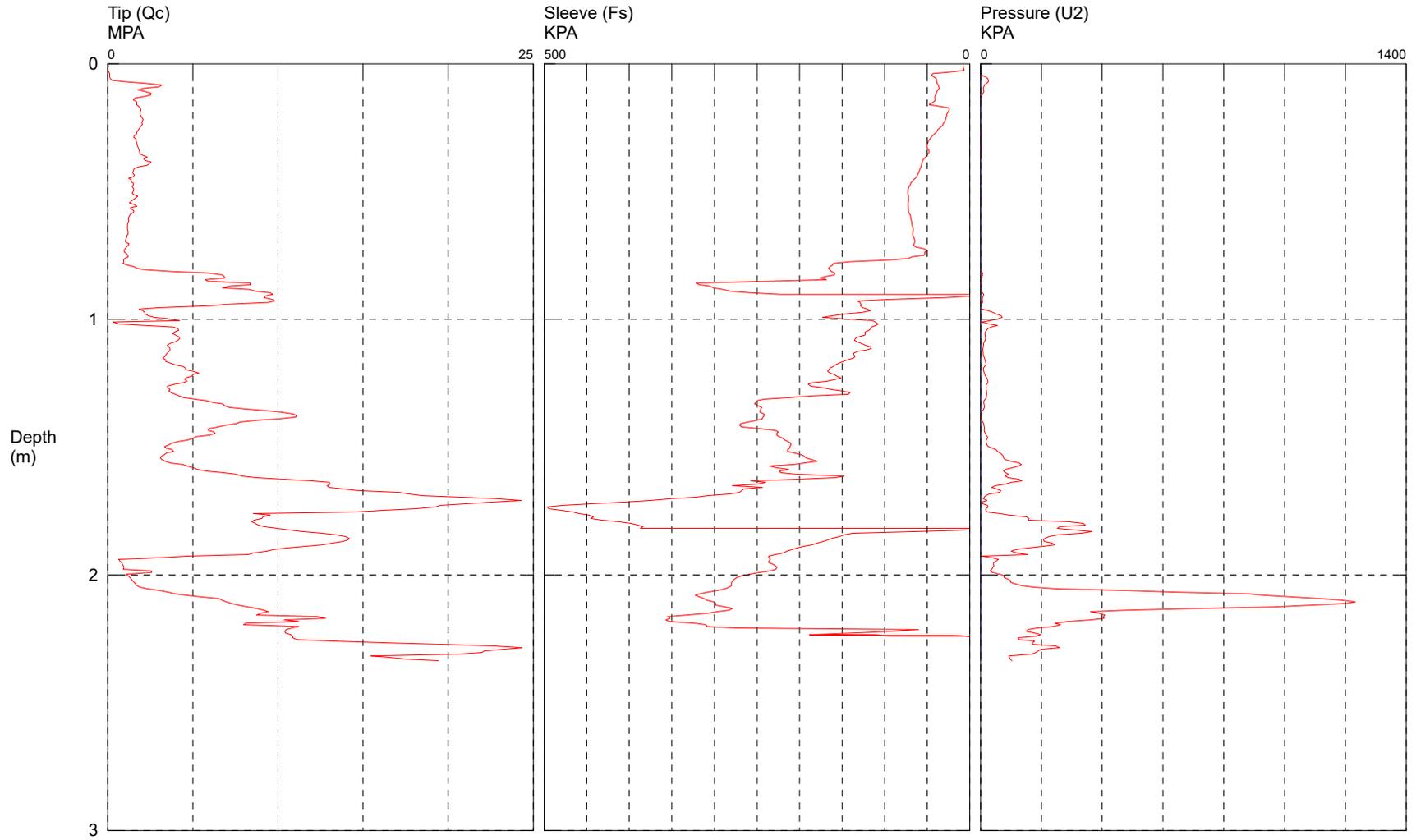
JOB NUMBER: radial santa an  
LOCATION: santa ana  
CONE ID: DDG1388  
OPERATOR: jbr  
TEST DATE: 19/02/2018 10:05:24



# cpt2



JOB NUMBER: radial santa ana  
LOCATION: santa ana  
CONE ID: DDG1389  
OPERATOR: jbr  
TEST DATE: 19/02/2018 13:13:14



PÁGINA EN BLANCO DEJADA INTENCIONALMENTE

Anexo D: Registros de ensayos PMT











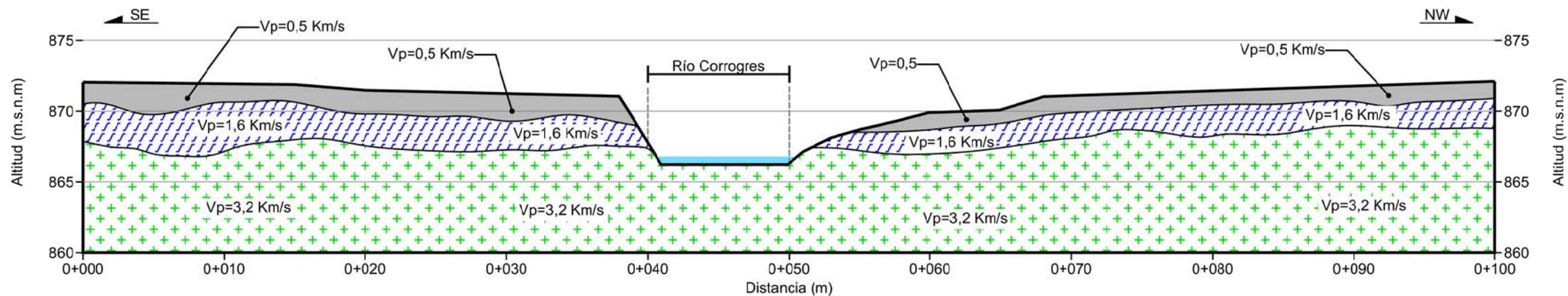


PÁGINA EN BLANCO DEJADA INTENCIONALMENTE

Anexo E: Resultados ensayos de refracción sísmica

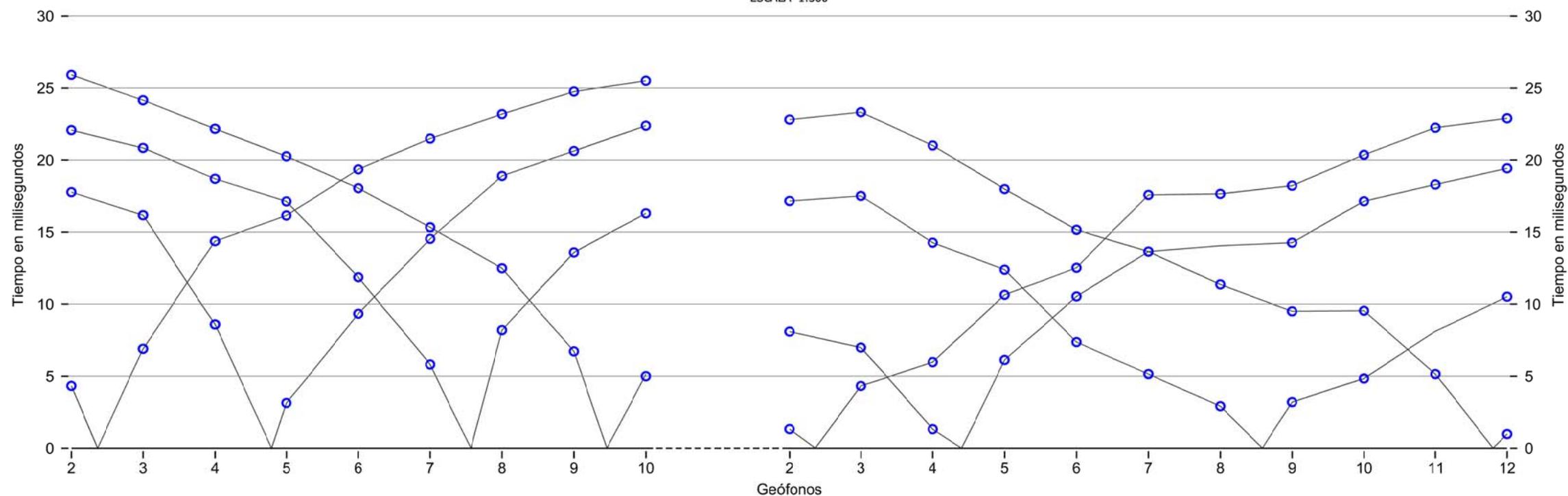
### INTERPRETACIÓN DEL PERFIL SÍSMICO PS-1.

ESCALA 1:300



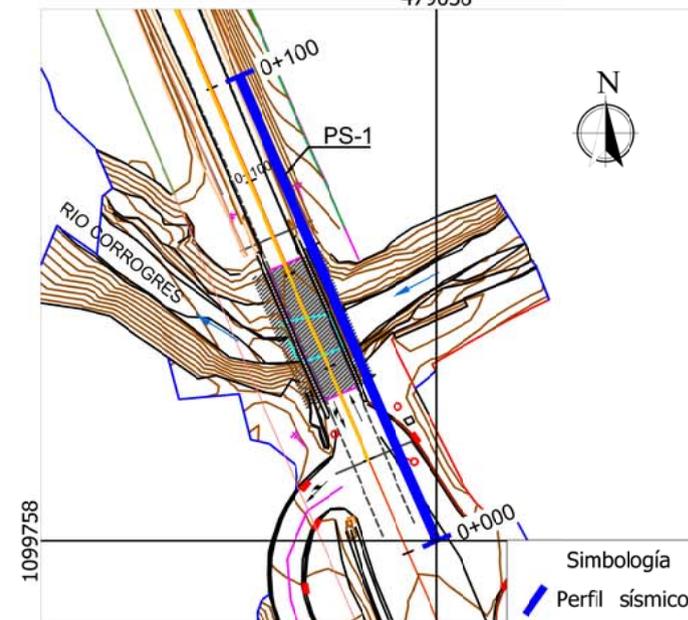
### DROMOCRÓNICA DEL PERFIL SÍSMICO PS-1.

ESCALA 1:300



### PLANTA DE UBICACIÓN

ESCALA 1:1250  
COORDENADAS: CRTM05  
479038



#### POSIBLE CORRELACIÓN GEOLÓGICA Y SIMBOLOGÍA GENERAL

Capas	Posible correlación geológica	Velocidad "Vp" en Km/s
	Suelos / rellenos / tobas meteorizadas	0,5
	Suelos tobáceos compactos	1,6
	Lavas (fm. Tiribí)	3,2

ELABORADO POR:



PROYECTO:

Estudio geofísico para la caracterización de los materiales en el proyecto de ampliación sobre el Río Corrogres, Santa Ana.

CONTENIDO:

**Interpretación y dromocrónicas del perfil sísmico PS-1**

ESCALA: INDICADA

FECHA: Enero, 2018

ARCHIVO: R-006-2018

LÁMINA 1

Anexo F: Cálculo propiedades de los materiales

# PROYECTO AMPLIACIÓN RUTA NACIONAL No. 147

## ANEXO F – ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS MECÁNICOS

A continuación se presentan las consideraciones para la determinación de los parámetros mecánicos de los distintos tipos de material que aparecen a lo largo del tramo de intervención del Proyecto. Se presentan las correlaciones utilizadas para determinar los parámetros de resistencia tales como resistencia al corte no drenada  $s_u$ , ángulo de fricción efectivo  $\phi'$ , etc. Posteriormente se presenta un ejemplo de cálculo para la determinación de los distintos valores.

### 1. CÁLCULO DE PARÁMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS EN SUELOS

#### 1.1 Peso unitario total

El peso unitario total de suelos y rocas se determinó mediante la ejecución de ensayos de laboratorio. En los casos donde se realizaron ensayos con CPTu también fue posible correlacionar el peso unitario mediante las siguientes expresiones:

$$\gamma_t = 12 + 1.5 \cdot \ln(f_s + 1)$$

$$\gamma_{t2} = 26 - \frac{14}{1 + [0.5 \cdot \log(f_s + 1)]^2}$$

Donde  $f_s$  es la fricción medida en el fuste durante la prueba CPTu.

Se calcula el peso unitario a través de los dos métodos y luego se obtiene el promedio de ambos.

#### 1.2 Resistencia al corte no drenada $s_u$

Dependiendo del método de investigación utilizado, se han utilizado distintas correlaciones para la determinación de la cohesión no drenada. Los métodos de investigación utilizados fueron SPT, CPTu y PMT. Las correlaciones utilizadas para los distintos métodos se detallan a continuación:

##### Ensayos SPT

Existen muchas correlaciones entre el valor  $N_{SPT}$  y la resistencia al corte no drenada. Las utilizadas en la presente investigación son las siguientes:

$$s_u = 6,4 \times N_{SPT}$$

$$s_u = 6,0 \times N_{SPT}$$

$$s_u = 4,4 \times N_{SPT}$$

Donde  $N_{SPT}$  es el valor  $N_{60}$  que se obtiene directamente de las mediciones de campo de la prueba SPT.

Se calcula el peso unitario a través de las tres correlaciones y luego se obtiene el promedio.

### Ensayos CPTu

Al igual que para el SPT, para el ensayo CPT existen distintas correlaciones que se basan en la presión neta de la punta del cono. Las correlaciones consideradas son las siguientes:

$$s_u = \frac{q_{net}}{N_{kt}}$$

Donde  $q_{net}$  es la presión neta en la punta del cono y  $N_{kt}$  es un factor que en este caso se ha considerado de 12.4.

La cohesión no drenada también se puede determinar a través del valor de la razón de sobreconsolidación  $OCR$ .

$$s_{u4} = 0.22 \cdot OCR^{0.8}$$

Donde  $OCR$  es la razón de sobreconsolidación  $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$

En la ecuación anterior el valor  $\sigma'_p$  es la carga de preconsolidación y  $\sigma'_{v0}$  es el esfuerzo efectivo.

La carga de preconsolidación se determina de la siguiente forma:

$$\sigma'_p = 0.33 \cdot (q_t - \sigma_{v0})^{m_p} \cdot (\sigma_{atm} / 100)^{1-m_p}$$

### Ensayos PMT

En los sectores donde se ejecutaron ensayos con presiómetro también fue posible correlacionar la cohesión no drenada mediante la siguiente expresión:

$$s_u = \frac{p_L^*}{\beta}$$

Donde  $p_L^*$  es la presión límite neta que está definida como  $p_L^* = p_L - p_0$ , y  $\beta$  es una constante que en este caso tiene un valor de 6.5

Los valores de presión límite  $p_L$  y presión inicial  $p_0$  se obtienen directamente del ensayo.

## 1.3 Ángulo de fricción $\phi$

Para la determinación del ángulo de fricción de los suelos se utilizaron distintas correlaciones. El ángulo de fricción en suelos se puede correlacionar con la plasticidad del suelo, con los valores  $N_{SPT}$  y con las mediciones del CPTu. A continuación el detalle correspondiente:

### Plasticidad del suelo

Esta correlación está propuesta por Terzaghi, Peck y Mesri (1996) y es válida para suelos cohesivos. La propuesta se presenta en la Figura E.1 a continuación:

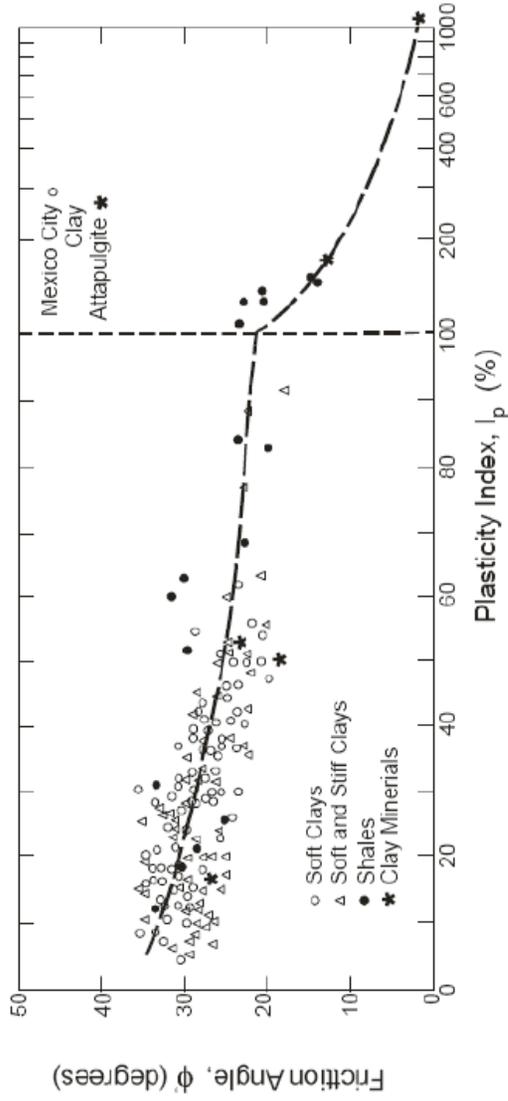


Figura E-1: Relación entre el índice de plasticidad del material y el ángulo de fricción (Terzaghi, Peck, Mesri 1996)

### Ensayo SPT:

Para suelos de comportamiento granular, existen una gran cantidad de correlaciones entre el valor NSPT y el ángulo de fricción. La considerada en el presente estudio es la propuesta por Peck, Hansen y Thornburn (1974) que se ilustra en la Figura E-2.

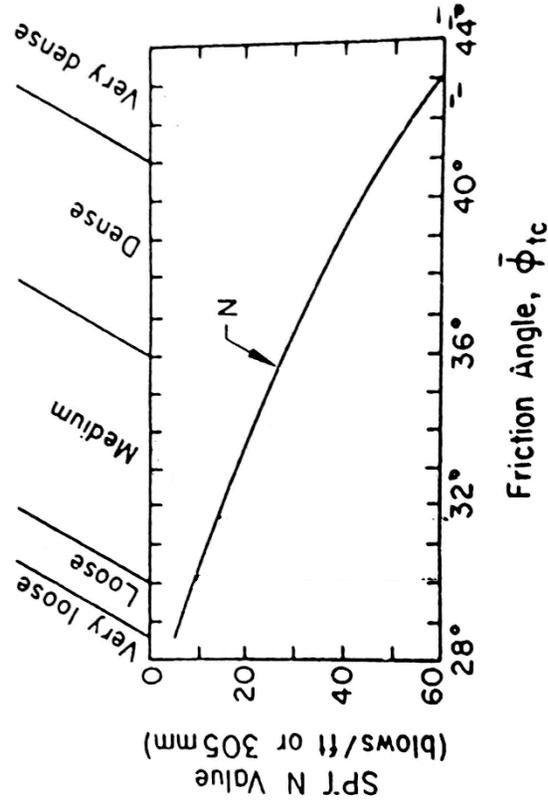


Figura E-2: Relación entre el valor NSPT y el ángulo de fricción para materiales arenosos (Peck, Hansen, Thornburn 1974)

### Ensayo CPTu:

Para determinar el ángulo de fricción efectivo del suelo, tanto en materiales cohesivos como granulares, se utiliza el método propuesto por Sandven (1990) y se determina mediante la siguiente formulación matemática:

$$\phi' = 29.5 B_q^{0.121} [ 0.256 + 0.336 B_q + \log Q ] \text{ where } B_q = (u_2 - u_0)/(q_t - \sigma_{vo})$$

Donde los parámetros  $B_q$ ,  $Q$ ,  $u_2$  y  $q_t$  se determinan directamente de los resultados obtenidos del ensayo CPTu.

## 2. CÁLCULO DE PARÁMETROS MECÁNICOS EN ROCAS

Para el cálculo de los parámetros mecánicos del macizo rocoso se utilizó el criterio expuesto por Hoek-Brown (2002). Este criterio se complementó con el programa RocLab para obtener los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  del material.

Para la aplicación del criterio se deben utilizar los siguientes parámetros de entrada:

Cuadro E-1: *Parámetros de entrada para la aplicación del método Hoek-Brown*

Parámetro	Descripción
$\sigma_c$	Resistencia a la compresión simple, obtenida de los ensayos de laboratorio
$GSI$	Índice geológico de resistencia, que se determina en función del grado de fracturación y de alteración de la roca
$m_i$	Parámetro de resistencia que depende del tipo de roca
$D$	Factor de alteración asociada con la excavación del macizo rocoso

Los valores  $m_i$  se obtuvieron con base en el criterio expuesto por Hoek-Brown y se indica en la Figura E-3. El valor de  $GSI$  se obtuvo con base en la propuesta de Hoek-Marinis que se indica en la Figura E-4.

Adicional a los parámetros mecánicos determinados mediante el criterio de Hoek & Brown también se utilizaron referencias bibliográficas sobre parámetros mecánicos en rocas volcánicas. Específicamente se utiliza la propuesta de Lourenco que se ilustra en la Figura E-5.

Rock type	Class	Group	Texture	Medium	Fine	Very fine					
SEDIMENTARY	Clastic	Conglomerates*	Coarse	Siltstones	Claystones						
			(21 ± 3)	7 ± 2	4 ± 2						
			Breccias	Greywackes	Shales						
		(19 ± 5)	(18 ± 3)	(6 ± 2)							
						Muds					
					(7 ± 2)						
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone	(12 ± 3)	Sparitic Limestones	Dolomites					
					(10 ± 2)	(9 ± 2)	(9 ± 3)				
	Evaporites	Gypsum	Anhydrite	8 ± 2	12 ± 2						
METAMORPHIC	Non Foliated	Marble	9 ± 3	Quartzites							
				(19 ± 4)	20 ± 3						
				Metasandstone							
	Slightly foliated	Migmatite	(29 ± 3)	Amphibolites	2.6 ± 6						
	Foliated**	Gneiss	28 ± 5	Schists	Phylolites	Slates					
				12 ± 3	(7 ± 5)	7 ± 4					
	IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite	32 ± 3	Diorite	25 ± 5				
								Granodiorite	(29 ± 3)		
Dark		Gabbro	27 ± 3	Dolerite	(16 ± 5)						
Hypabyssal		Pophyries	(20 ± 2)	Basalt	Diorite	Diabase	Pondolite				
								(15 ± 5)	(25 ± 5)	(19 ± 3)	
Volcanic		Lava	Andesite	25 ± 5	Basalt	Obsidian					
								(19 ± 5)	(13 ± 5)		
Pyroclastic		Agglomerate	(19 ± 3)	Breccia	Tuff						

\* Conglomerates and breccias may present a wide range of  $m_i$  values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

\*\* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of  $m_i$  will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Figura E-3: Recomendación de parámetro  $m_i$

SURFACE CONDITIONS	DECREASING SURFACE QUALITY			
	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR
<p>VERY rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>	90	80	N/A	N/A
	80	70	60	50
<p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p> <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p> <p>VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass consisting of multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p> <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p> <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, highly broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p> <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A	N/A	10
	N/A	30	20	

Figura E-4: Recomendaciones parámetros GSI

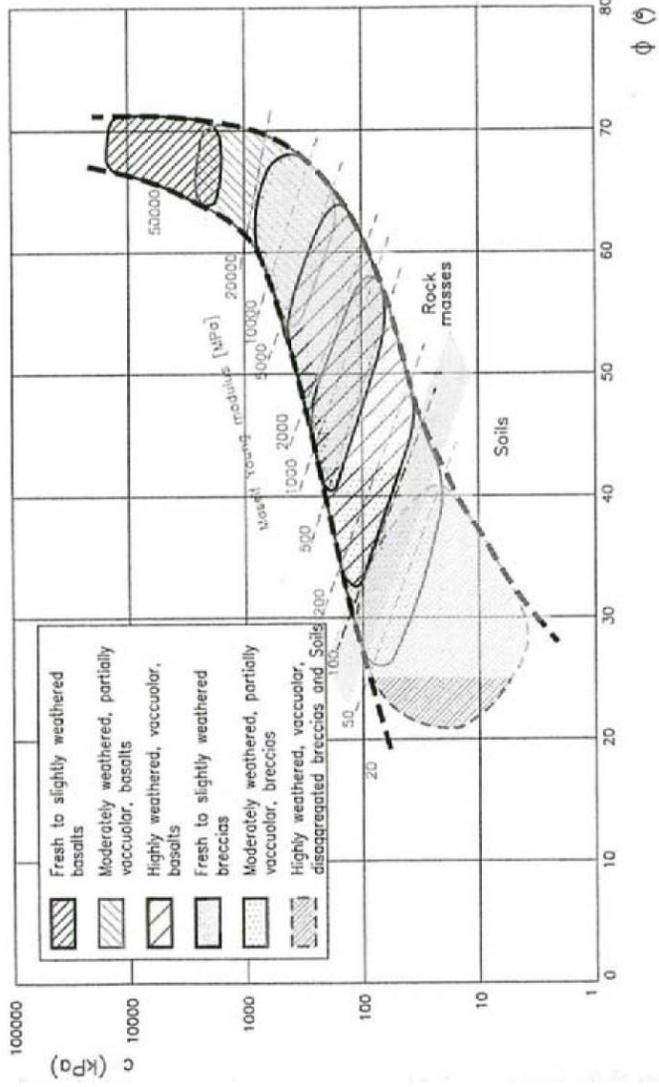


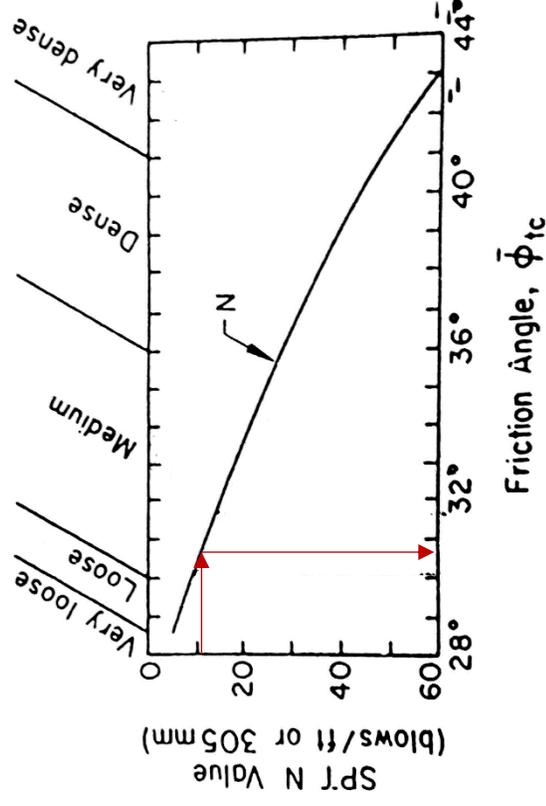
Figura E-5: Parámetros de resistencia de macizos rocosos en ambientes volcánicos (Lourenço et al 2009)

### 3. EJEMPLOS DE CÁLCULO

A continuación se presentan los ejemplos de cálculo para los valores promedio de cada uno de los distintos estratos. Se hace la aclaración que estos son los valores promedio para todos los estratos, pero que en cada sitio de interés se elaboró un modelo específico de la zona y con base en las perforaciones específicas de dicho sitio. Para esos modelos específicos se utilizó la misma metodología aquí presentada.

#### 3.1 Capa 1 – Relleno granular

En este material se ejecutaron únicamente ensayos con el método SPT. El valor NSPT promedio es de 12. Con base en el este valor se ingresa al gráfico presentado en la Figura E-2.



Con base en la figura anterior, para un valor  $N_{SPT}$  de 12, el ángulo de fricción asociado es de  $30.5^\circ$ . Así pues, el ángulo de fricción asignado a la capa es de  $30^\circ$ .

#### 3.2 Capa 2 – Arcilla plástica

En este material se realizaron ensayos SPT, CPTu y PMT. A continuación se presenta el ejemplo de cálculo para determinar los parámetros de resistencia de la capa.

Resistencia al corte no drenada  $s_u$

Se determinó que el valor  $N_{SPT}$  promedio en este estrato es de 7. Se aplican las fórmulas indicadas en la sección 1.2:

$$s_u = 6,4 \times N_{SPT} = 6,4 \times 7 = 45kPa$$

$$s_u = 6,0 \times N_{SPT} = 6,0 \times 7 = 42kPa$$

$$s_u = 4,4 \times N_{SPT} = 4,4 \times 7 = 31kPa$$

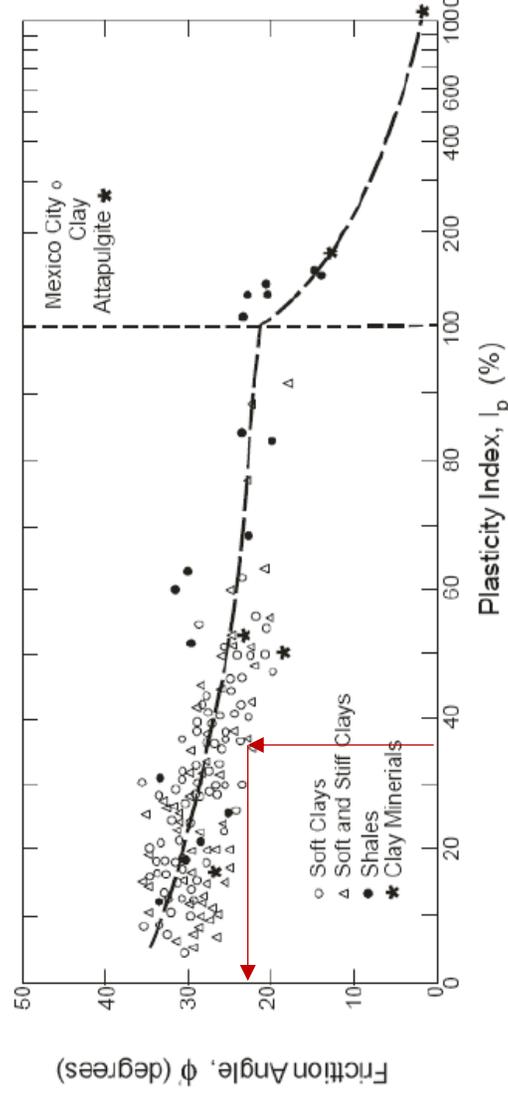
El promedio de resistencia al corte no drenada es  $s_u = 39$  kPa.

En este material se realizaron varias pruebas con el PMT. En la prueba PMT-1, por ejemplo, la resistencia neta límite fue de 375 kPa. Aplicando la ecuación de la sección 1.2 se obtiene:

$$s_u = \frac{\beta^* \cdot d}{\beta} = \frac{375}{6.5} = 58 \text{ kPa}$$

### Ángulo de fricción $\phi$

Para la determinación del ángulo de fricción se utiliza la Figura E-1. Se tiene que el índice de plasticidad promedio de este material es de 36%.



Considerando que se trata de una arcilla plástica de tipo problemática se utiliza un límite inferior de los valores presentados en el cuadro y se determina que el ángulo de fricción promedio es  $\phi = 22^\circ$ . Evidentemente en sectores donde la plasticidad es mayor el ángulo de fricción también puede ser menor.

### 3.3 Capa 3 – Limo arcilloso o arcilla limosa

En este estrato se realizaron ensayos SPT, así como ensayos de laboratorio. El valor NSPT promedio obtenido para esta capa es de 9. Asimismo, la plasticidad promedio del material es de 20%. Aplicando estos resultados a las metodologías anteriores se obtiene:

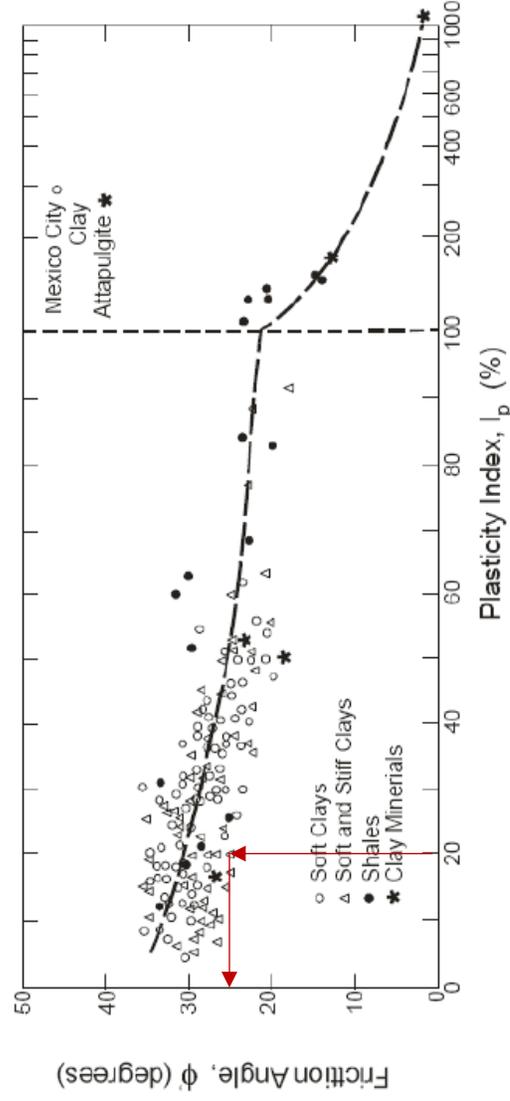
$$s_u = 6,4 \times N_{SPT} = 6,4 \times 9 = 57.6 \text{ kPa}$$

$$s_u = 6,0 \times N_{SPT} = 6,0 \times 9 = 54 \text{ kPa}$$

$$s_u = 4,4 \times N_{SPT} = 4,4 \times 9 = 39.6 \text{ kPa}$$

El promedio de resistencia al corte no drenada es  $s_u = 50 \text{ kPa}$

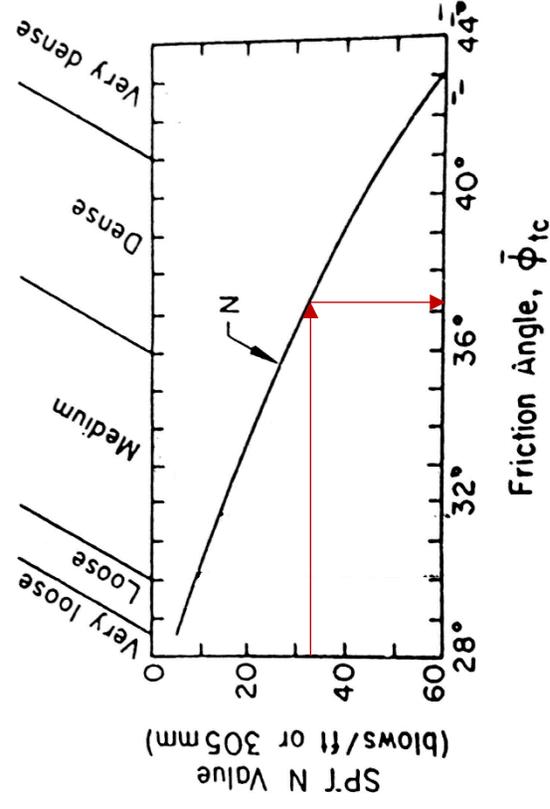
Utilizando la correlación propuesta por Terzaghi, Peck y Mesri y nuevamente considerando un límite inferior de los datos presentados, se obtiene en ángulo de fricción:



Así pues, el ángulo de fricción promedio es  $\phi = 25^\circ$ .

### 3.4 Capa 4 – Arena limosa o limo arenoso

En este material se ejecutaron ensayos SPT y CPTu. El valor NSPT promedio registrado para esta capa fue de 33. Si se utiliza la correlación de la Figura E-2 se obtiene el ángulo de fricción correspondiente.



Nótese que el ángulo de fricción es ligeramente superior a los  $37^\circ$ .

Este valor está respaldado también por los resultados obtenidos de los ensayos CPTu, donde aplicando la metodología de Sandven (1990) se obtiene un ángulo de fricción que varía entre  $36$  y  $44^\circ$ .

### 3.5 Capa 5 – Toba alterada

A continuación se presentan las salidas del programa RocLab. El rango de valores de entrada para la toba son los siguientes:

Parámetro	Valores considerados	Justificación
$\sigma_{cl}$	3 MPa – 4 MPa	Obtenido de pruebas de laboratorio
$GSI$	30 – 38	Se considera que se trata de un macizo blocoso, alterado, con algunas vetas. Se considera que la condición de la superficie es entre pobre y aceptable.
$m_i$	8 – 18	Se trata de una roca ígnea tipo toba
$D$	0	Se considera que se realizarán excavaciones mecánicas de buena calidad

Primeramente se presentan los valores para el rango inferior de la toba. Posteriormente se presenta la salida del programa para el rango superior de datos. Para estas condiciones se obtiene que el macizo rocoso posee un ángulo de fricción de 33° y una cohesión efectiva de 41 kPa. El ángulo de fricción obtenido es de 44° y la cohesión es de 67 kPa.

Analysis of Rock Strength using RocLab

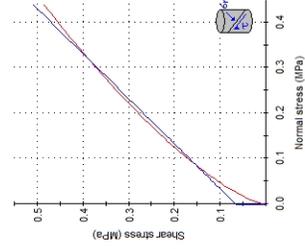
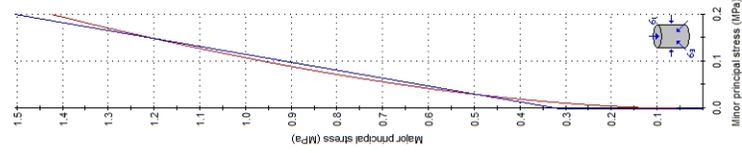


**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial compressive strength = 4 MPa  
 GSI = 33 mi = 18 Disturbance factor = 0

**Hoek-Brown Criterion**  
 mb = 1.966 s = 0.0010 a = 0.513

**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 0.087 MPa friction angle = 45.25 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.002 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.117 MPa  
 biaxial compressive strength = 0.117 MPa  
 modulus of deformation = 1002.37 MPa



En función de los resultados anteriores, los parámetros de resistencia seleccionados para la toba son ángulo de fricción 37° y cohesión efectiva de 50 kPa.

### 3.6 Capa 6a – Ignimbrita alterada y fracturada

Se realizó el mismo ejercicio para la toba alterada. Los valores de entrada utilizados son los mostrados a continuación:

Parámetro	Valores considerados	Justificación
$\sigma_{ci}$	5 MPa – 12 MPa	Obtenido de pruebas de laboratorio
$GSI$	38 – 46	Se considera que se trata de un macizo blocoso, alterado, con algunas vetas. Se considera que la condición de la superficie es entre aceptable y buena .
$m_i$	8 – 18	Se trata de una roca ígnea de grano fino tipo toba o ignimbrita
$D$	0	Se considera que se realizarán excavaciones mecánicas de buena calidad

Para los valores del rango inferior se obtiene que el ángulo de fricción es de 38° y la cohesión de 55 kPa. Para los valores del rango superior los parámetros Mohr-Coulomb son ángulo de fricción de 55° y cohesión de 117 kPa.

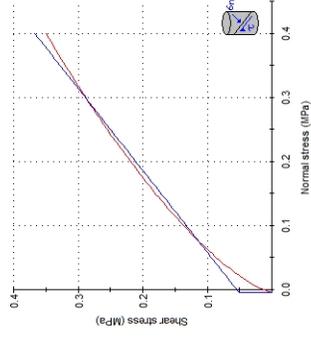
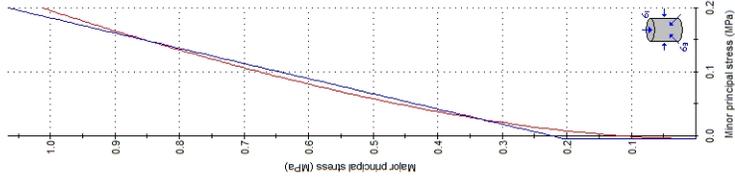
Analysis of Rock Strength using RocLab

**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial compressive strength = 4 MPa  
 GSI = 33    m = 8    Disturbance factor = 0

**Hoek-Brown Criterion**  
 mb = 0.874    s = 0.0010    a = 0.513

**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 0.054 MPa    friction angle = 38.05 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.005 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.117 MPa  
 plasticity factor = 0.0000  
 modulus of deformation = 1002.37 MPa



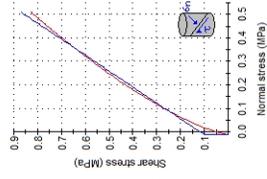
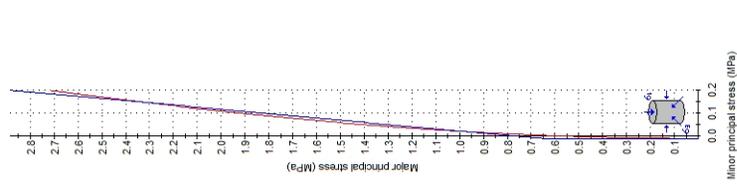
Analysis of Rock Strength using RocLab

**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial compressive strength = 12 MPa  
 GSI = 46    m = 18    Disturbance factor = 0

**Hoek-Brown Criterion**  
 mb = 2.616    s = 0.0025    a = 0.508

**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 0.117 MPa    friction angle = 55.84 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.011 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.571 MPa  
 plasticity factor = 0.0000  
 modulus of deformation = 2751.63 MPa



El ángulo de fricción seleccionado finalmente es  $\phi = 38^\circ$  y la cohesión es  $c' = 100$  kPa.

Anexo G: Memoria de cálculo pantalla de pilotes

# PROYECTO AMPLIACIÓN RUTA NACIONAL No. 147

## ANEXO G: MEMORIA CÁLCULO PANTALLA DE PILOTES

A continuación se presenta la memoria de cálculo de la pantalla de pilotes propuesta. Se presentan las consideraciones iniciales del diseño. Posteriormente se presenta la descripción de la metodología utilizada. El diseño fue realizado mediante los programas CYPE y GEO5, cuya descripción se presenta luego de la metodología. Se incluyen también los lineamientos considerados en el presente diseño, así como la salida del programa utilizado con las verificaciones y comprobaciones correspondientes.

### CONSIDERACIONES INICIALES

- Para esta pantalla se ha contemplado la utilización de pilotes excavados y colados en sitio.
- Se ha considerado que los pilotes trabajan en voladizo y que NO se utiliza ningún tipo de anclaje en la parte superior. Los pilotes estarán amarrados en la parte superior por una viga.
- Las propiedades mecánicas de los materiales se han determinado con base en el estudio geotécnico realizado para el proyecto. La justificación de los parámetros de resistencia se presenta en el Anexo F del estudio geotécnico y en los apartados correspondientes del informe.
- En el tramo se detecta la presencia de una arcilla plástica que se ha tomado en cuenta en el diseño de la pantalla. Las consideraciones sobre la presencia de este material se incluyen en el apartado 6.2.1 del estudio geotécnico.
- El modelo constitutivo considerado para los análisis ha sido de Mohr-Coulomb.
- Las cargas corresponden específicamente con los empujes laterales impuestos por el terreno. También se considera la presencia de una sobrecarga en la parte superior de  $1 \text{ t/m}^2$ . Entre esta sobrecarga y la corona de la pantalla de pilotes existe una separación de 3 m.
- La metodología de diseño utilizada fue la del LRFD para el dimensionamiento del refuerzo del pilote. En el caso de los cálculos de las deformaciones se utilizan las cargas de servicio.
- Con base en la integración de toda la información anterior (topografía, tipo de obra, estratigrafía, modelo constitutivo, cargas, etc) se procedió con la elaboración del modelo geotécnico general que es la base para llevar a cabo los análisis de interacción suelo estructura.

### METODOLOGÍA

La metodología que se ha seguido para la elaboración del diseño consta de las siguientes etapas:

1. Definir el modelo geotécnico y el modelo de interacción suelo estructura
2. Determinar el empotramiento requerido en el pilote para garantizar la estabilidad de la obra. Este empotramiento se determina con base en equilibrio de fuerzas y de momentos. Las cargas consideradas para este equilibrio son los empujes y las cargas externas.
3. Una vez calculados los empujes y definidos los empotramientos se procede con el cálculo de los diagramas de momento y cortante que permiten el diseño estructural del pilote.
4. Se procede a hacer la verificación de los desplazamientos laterales.
5. Se realiza la verificación de la estabilidad global de la pantalla.

### DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE CYPE

Para el diseño de la pantalla de pilotes se utilizó uno de los programas desarrollados por la empresa CYPE. El programa utilizado corresponde con el de elementos de contención, específicamente el módulo Muros Pantalla, programa diseñado para el dimensionamiento y comprobación de muros pantalla de diversas tipologías en

edificación y obra civil. El programa realiza el cálculo de esfuerzos y deformaciones de pantallas de cualquier material.

El modelo de cálculo empleado para la obtención de los esfuerzos y desplazamientos de la pantalla está basado en los métodos de interacción terreno-pantalla (suelo-estructura), donde la magnitud de los empujes del terreno sobre la pantalla depende del desplazamiento de la misma. Para el cálculo de la acción y/o reacción que produce el terreno sobre la pantalla, se considera que éste tiene una ley de comportamiento elastoplástico (no-lineal), que se obtiene de la aproximación del comportamiento real del terreno que incluye la plastificación del mismo. El rango lineal de comportamiento se asocia al concepto del módulo de balasto lateral del terreno, y el rango plástico al concepto de empuje activo o pasivo según el sentido del desplazamiento. Así mismo, los elementos de apoyo (anclaje, puntales y forjados) introducen una serie de coacciones y acciones adicionales, que se consideran en las cotas en las que se ubican.

Dado que la solución del problema depende de la deformación de la pantalla, el método exige un proceso iterativo hasta que la situación de equilibrio en una iteración “i” es lo suficientemente aproximada a la obtenida en la iteración “i+1”.

El programa permite definir, entre otras, las diferentes fases o etapas de construcción, indicando:

- Diferentes profundidades de excavación.
- Puntales o codales.
- Anclajes pasivos (provisionales o permanentes).
- Anclajes activos (provisionales o permanentes).
- Cimentación al nivel inferior de la excavación.
- Forjados a diferentes niveles.
- Cargas exteriores aplicadas sobre el terreno.
- Cargas transmitidas por los forjados de sótano.
- Cargas en coronación de la pantalla.
- Retracción en los forjados.
- Temperatura en los puntales.

Puede establecer estratos en diferentes espesores con las características obtenidas de la biblioteca de terrenos habituales. También puede añadir sus propios terrenos. Es posible definir bermas en el intradós y excavaciones en el trasdós en fases. Puede indicar nivel freático y estrato de roca. El programa también permite definir estratos impermeables para considerar que pueden existir capas con permeabilidades muy diferentes.

## **DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE GEO5**

Para el diseño y la verificación de la pantalla de pilotes también se utilizó uno de los programas desarrollados por la empresa FINE. El programa utilizado fue el GEO5 y los módulos utilizados fueron los denominados *Sheeting Design* y *Sheeting Check*. El módulo *Sheeting Design* se utiliza para realizar un dimensionamiento preliminar y básico de pantallas, tanto ancladas como no ancladas. Los resultados de este módulo permiten determinar las longitudes de empotramiento, las fuerzas internas sobre la estructura y las fuerzas en los anclajes (en caso de que se utilicen). El programa permite hacer una verificación de secciones transversales de concreto reforzado, acero y madera. Los análisis más avanzados y las verificaciones de la pantalla se realizan con el módulo *Sheeting Check*.

Este programa permite realizar diseños avanzados de obras de retención empotradas. El método utilizado para el análisis es elasto-plástico no lineal. El programa permite, entre otras cosas, modelar el comportamiento de la obra utilizando distintas etapas constructivas, calcular la deformación y las presiones que actúan sobre la estructura.

También permite verificar la estabilidad interna de los anclajes y las secciones transversales de distintos tipos de material.

## **LIMITACIONES**

Para el análisis llevado a cabo con el software CYPE y GEO5 no se ha podido modelar la viga que se detecta en la parte superior del terreno. Así pues, los desplazamientos calculados probablemente son mayores que los que realmente se producirán ya que no se está tomando en cuenta que los pilotes trabajan en conjunto.

## **OTROS ASPECTOS**

Para el presente diseño se han tenido en consideración los lineamientos indicados los siguientes documentos:

- Código de Cimentaciones de Costa Rica 2ª Edición
- Código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica
- Código Sísmico de Costa Rica 2010
- ACI 318-11

## ÍNDICE

<b>1.- NORMA Y MATERIALES</b>	2
<b>2.- ACCIONES</b>	2
<b>3.- DATOS GENERALES</b>	2
<b>4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO</b>	2
<b>5.- SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO</b>	3
<b>6.- GEOMETRÍA</b>	3
<b>7.- ESQUEMA DE LAS FASES</b>	4
<b>8.- CARGAS</b>	4
<b>9.- RESULTADOS DE LAS FASES</b>	4
<b>10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO</b>	7
<b>11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA</b>	8
<b>12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)</b>	8
<b>13.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)</b>	9



## 1.- NORMA Y MATERIALES

Norma de hormigón: ACI 318-11 (USA)

Hormigón:  $f'c=280$  kg/cm<sup>2</sup>

Acero: Grade 60

Recubrimiento geométrico: 7.6 cm

Tamaño máximo del árido: 20 mm

## 2.- ACCIONES

Mayoración esfuerzos en construcción: 1.60

Mayoración esfuerzos en servicio: 1.60

Con análisis sísmico

Aceleración de cálculo: 0.08 g

Se considera el sismo en las fases constructivas

Mayoración esfuerzos en hipótesis sísmica: 1.00

Sin considerar acciones térmicas en puntales

## 3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m

Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m

Tipología: Pantalla de pilotes de hormigón

## 4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Cota de la roca: -18.00 m

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro pantalla: 0.0 %

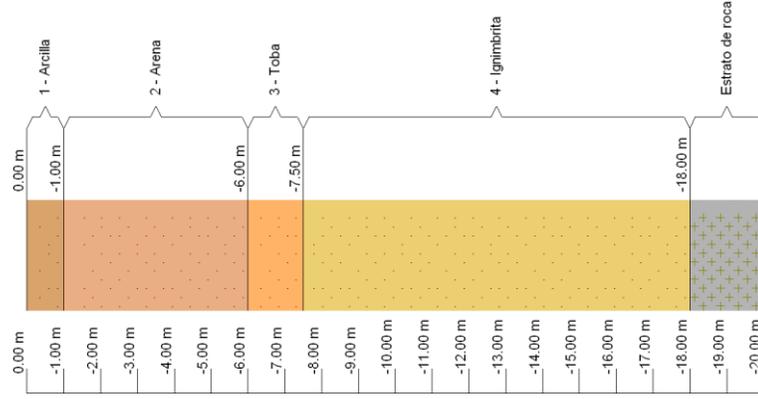
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro pantalla: 0.0 %

### ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Arcilla	0.00 m	Densidad aparente: 1.8 kg/dm <sup>3</sup> Densidad sumergida: 0.8 kg/dm <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 20 grados Cohesión: 0.00 t/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 3800.0 t/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 3800.0 t/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 t/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.49 Reposo trasdós: 0.66 Pasivo trasdós: 2.04 Activo intradós: 0.49 Reposo intradós: 0.66 Pasivo intradós: 2.04



Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
2 - Arena	-1.00 m	Densidad aparente: 1.9 kg/dm <sup>3</sup> Densidad sumergida: 0.9 kg/dm <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 37 grados Cohesión: 1.00 t/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 13200.0 t/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 13200.0 t/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 t/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.25 Reposo trasdós: 0.40 Pasivo trasdós: 4.02 Activo intradós: 0.25 Reposo intradós: 0.40 Pasivo intradós: 4.02
3 - Toba	-6.00 m	Densidad aparente: 1.9 kg/dm <sup>3</sup> Densidad sumergida: 0.9 kg/dm <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 37 grados Cohesión: 5.00 t/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 22300.0 t/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 22300.0 t/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 t/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.25 Reposo trasdós: 0.40 Pasivo trasdós: 4.02 Activo intradós: 0.25 Reposo intradós: 0.40 Pasivo intradós: 4.02
4 - Ignimbrita	-7.50 m	Densidad aparente: 1.8 kg/dm <sup>3</sup> Densidad sumergida: 0.8 kg/dm <sup>3</sup> Ángulo rozamiento interno: 38 grados Cohesión: 10.00 t/m <sup>2</sup> Módulo de balasto empuje activo: 114700.0 t/m <sup>3</sup> Módulo de balasto empuje pasivo: 114700.0 t/m <sup>3</sup> Gradiente módulo de balasto: 0.0 t/m <sup>4</sup>	Activo trasdós: 0.24 Reposo trasdós: 0.38 Pasivo trasdós: 4.20 Activo intradós: 0.24 Reposo intradós: 0.38 Pasivo intradós: 4.20

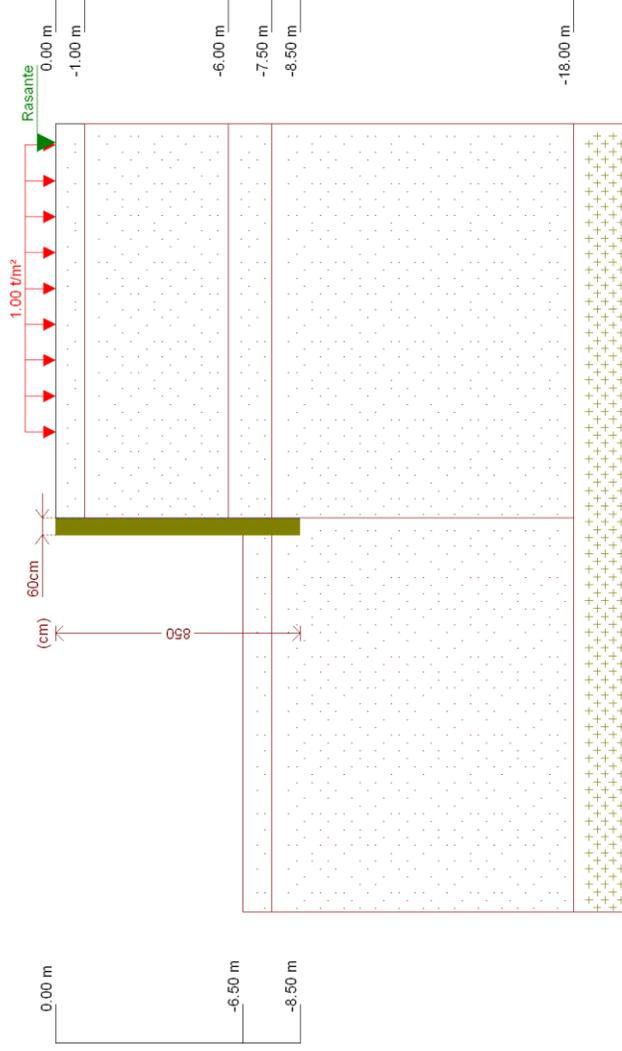
**5.- SECCIÓN VERTICAL DEL TERRENO**



## 6.- GEOMETRÍA

Altura total: 8.50 m  
Diámetro: 60 cm  
Separación entre ejes: 1.00 m

## 7.- ESQUEMA DE LAS FASES



Referencias	Nombre	Descripción
Fase 1	Fase operativa	Tipo de fase: Servicio Cota de excavación: -6.50 m

## 8.- CARGAS

### CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
En banda	En superficie	Valor: 1 t/m <sup>2</sup> Ancho: 10 m Separación: 8 m	Excavación -0.50 m	Fase operativa

**9.- RESULTADOS DE LAS FASES**

Esfuerzos sin mayorar.

**FASE 1: FASE OPERATIVA****BÁSICA**

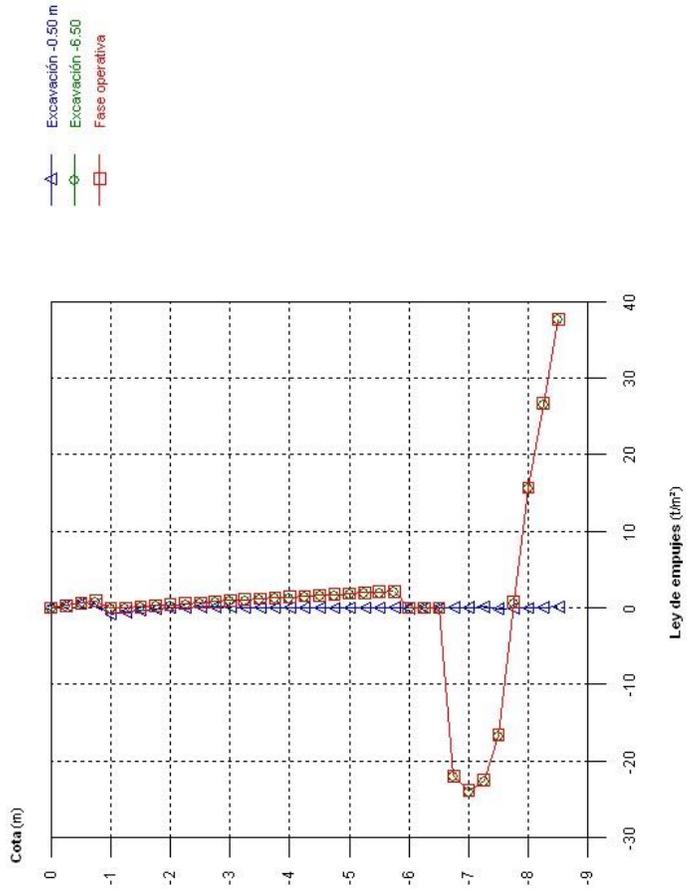
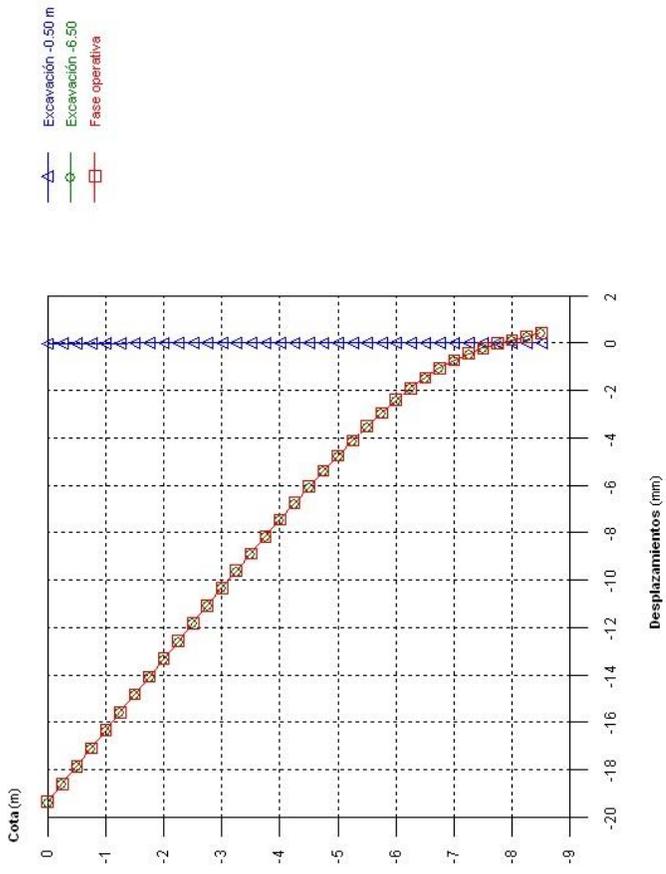
Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (t/m <sup>2</sup> )
0.00	-19.35	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
-0.75	-17.08	0.59	0.23	0.08	0.89	0.00
-1.50	-14.82	1.18	0.45	0.41	0.09	0.00
-2.25	-12.56	1.77	0.63	0.82	0.54	0.00
-3.00	-10.33	2.36	1.14	1.53	0.93	0.00
-3.75	-8.15	2.95	1.92	2.77	1.28	0.00
-4.50	-6.06	3.53	2.97	4.72	1.61	0.00
-5.25	-4.12	4.12	4.26	7.58	1.94	0.00
-6.00	-2.41	4.71	5.79	11.53	0.00	0.00
-6.75	-1.06	5.30	5.79	15.87	-21.97	0.00
-7.50	-0.21	5.89	-11.30	11.70	-16.64	0.00
-8.25	0.27	6.48	-11.37	1.18	26.64	0.00
Máximos	0.42	6.68	5.79	15.95	37.68	0.00
	Cota: -8.50 m	Cota: -8.50 m	Cota: -6.50 m	Cota: -7.00 m	Cota: -8.50 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	-19.35	-0.00	-15.46	-0.00	-23.88	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: -7.75 m	Cota: 0.00 m	Cota: -7.00 m	Cota: 0.00 m

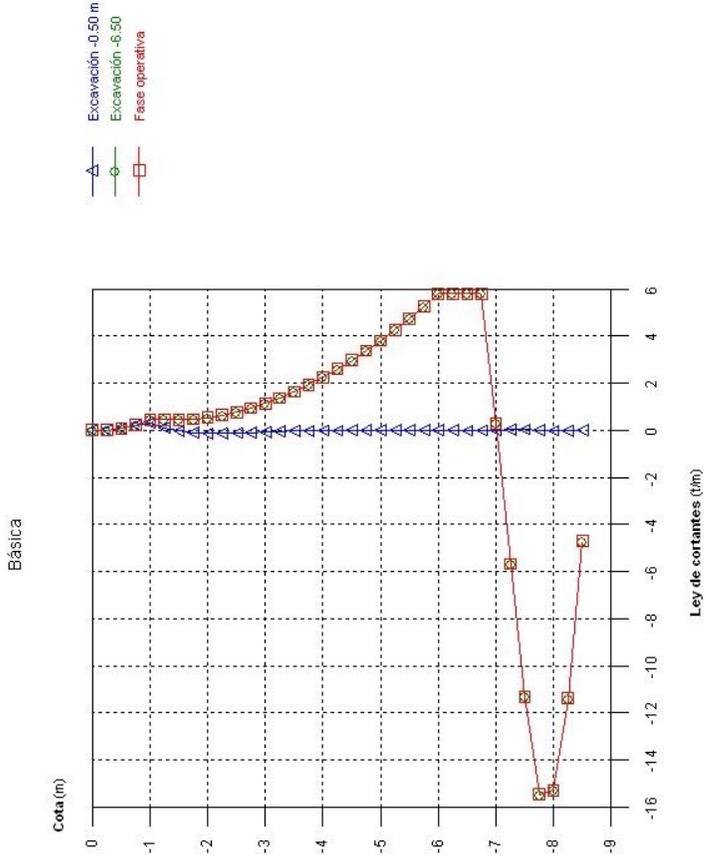
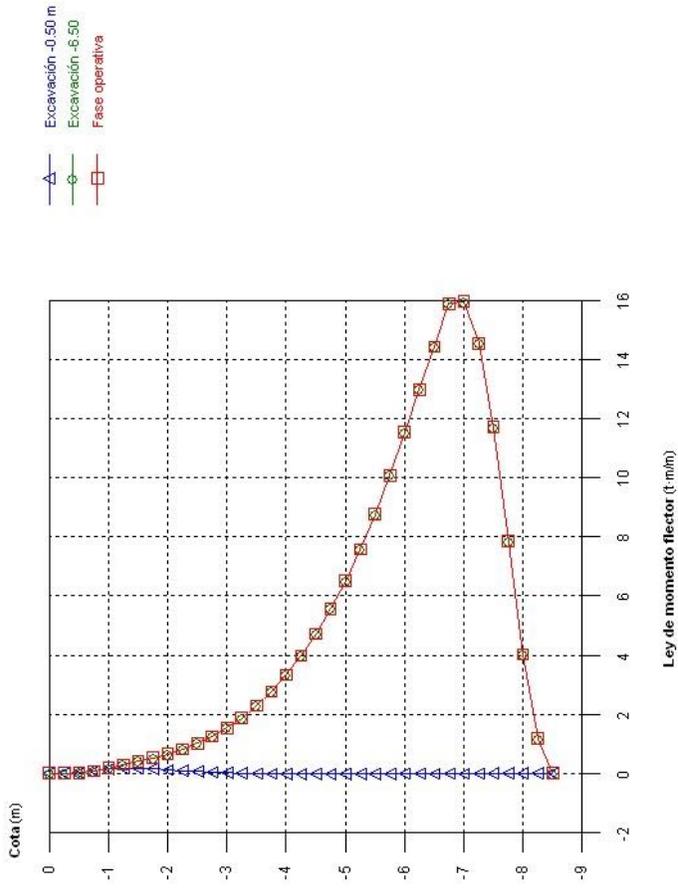
**CON SISMO**

Cota (m)	Desplazamientos (mm)	Ley de axiles (t/m)	Ley de cortantes (t/m)	Ley de momento flector (t·m/m)	Ley de empujes (t/m <sup>2</sup> )	Presión hidrostática (t/m <sup>2</sup> )
0.00	-23.61	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
-0.75	-20.84	0.59	0.26	0.09	1.02	0.00
-1.50	-18.06	1.18	0.51	0.47	0.18	0.00
-2.25	-15.30	1.77	0.78	0.97	0.71	0.00
-3.00	-12.58	2.36	1.43	1.86	1.18	0.00
-3.75	-9.90	2.95	2.43	3.41	1.61	0.00
-4.50	-7.34	3.53	3.74	5.87	2.02	0.00
-5.25	-4.96	4.12	5.36	9.47	2.43	0.00
-6.00	-2.88	4.71	7.28	14.44	0.00	0.00
-6.75	-1.25	5.30	7.28	19.90	-31.23	0.00
-7.50	-0.24	5.89	-14.42	14.17	-18.54	0.00
-8.25	0.33	6.48	-13.61	1.40	31.99	0.00
Máximos	0.50	6.68	7.28	19.90	44.89	0.00
	Cota: -8.50 m	Cota: -8.50 m	Cota: -6.75 m	Cota: -6.75 m	Cota: -8.50 m	Cota: 0.00 m
Mínimos	-23.61	-0.00	-19.06	-0.00	-31.23	0.00
	Cota: 0.00 m	Cota: 0.00 m	Cota: -7.75 m	Cota: -0.25 m	Cota: -6.75 m	Cota: 0.00 m



Básica







## 10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

Armado vertical	Armado horizontal
12#8	#4c/20

## 11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Radial Lindora_B (Pantalla de Pilotes)		
Comprobación	Valores	Estado
Recubrimiento: <i>Norma ACI 318-11. Artículo 7.7.1</i>	Mínimo: 7.6 cm Calculado: 7.6 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 2.6 cm Calculado: 7.7 cm	Cumple
Diámetro mínimo armaduras horizontales: <i>Norma ACI 318-11. Artículo 7.10.5.1</i>	Mínimo: 1 cm Calculado: 1.3 cm	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 0.004 Calculado: 0.02151	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: Norma EHE, artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)</i>	Mínimo: 0.004 Calculado: 0.02151	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma ACI 318-11. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 2.6 cm Calculado: 7.7 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: - Armadura vertical: <i>Norma ACI 318-11. Artículo 7.6.5</i>	Máximo: 45.7 cm Calculado: 10.2 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por módulo de pantalla</i>		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma ACI 318-11. Artículo 11.1</i>	Máximo: 37.78 t Calculado: 20.15 t	Cumple
Verificación de la fisuración por tensión en barras: <i>Norma ACI 318-11. Artículo 10.6.4</i>	Máximo: 2.81228 t/cm <sup>2</sup> Calculado: 2.58406 t/cm <sup>2</sup>	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
<b>Información adicional:</b>		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -7.00 m, Md: 22.96 t-m, Nd: 0.00 t, Vd: 0.43 t, Tensión máxima del acero: 4.207 t/cm <sup>2</sup>		
- Sección crítica a cortante: Cota: -8.00 m		
- Los esfuerzos son mayorados y por pilote (Diámetro: 60 cm)		



## 12.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (COEFICIENTES DE SEGURIDAD)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Coeficientes de seguridad): Radial Lindora_B (Pantalla de Pilotes)		
Comprobación	Valores	Estado
Relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 4.538	Cumple
- Hipótesis básica:	Mínimo: 1.1	
- Fase operativa:	Calculado: 3.551	Cumple
Relación entre el empuje pasivo total en el intradós y el empuje realmente movilizado en el intradós: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 6.976	Cumple
- Hipótesis básica:	Mínimo: 1.1	
- Fase operativa:	Calculado: 5.592	Cumple

Se cumplen todas las comprobaciones

## 13.- COMPROBACIONES DE ESTABILIDAD (CÍRCULO DE DESLIZAMIENTO PÉSIMO)

Referencia: Comprobaciones de estabilidad (Círculo de deslizamiento pésimo): Radial Lindora_B (Pantalla de Pilotes)		
Comprobación	Valores	Estado
Círculo de deslizamiento pésimo: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 4.986	Cumple
- Combinaciones sin sismo:	Mínimo: 1.1	
- Fase operativa: Coordenadas del centro del círculo (-1.63 m ; 1.15 m) - Radio: 10.15 m:	Calculado: 4.4	Cumple
- Combinaciones con sismo:		
- Fase operativa: Coordenadas del centro del círculo (-1.63 m ; 2.80 m) - Radio: 11.80 m:		

Se cumplen todas las comprobaciones

## Sheeting structure verification

### Input data

#### Project

Task : Ampliación Ruta Nacional No. 147 - Radial Lindora  
 Part : Corte estación 0+130 a 0+310  
 Description : Pantalla de pilotes  
 Customer : UNOPS / RQ Ingeniería de Tránsito  
 Author : Ing. José P. Rodríguez Calderón, M.Sc.  
 Date : 08-Aug-18

#### Settings

(input for current task)

#### Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11  
 Steel structures : EN 1993-1-1 (EC3)  
 Partial factor on bearing capacity of steel cross section :  $\gamma_{M0} = 1.00$   
 Timber structures : EN 1995-1-1 (EC5)  
 Partial factor for timber property :  $\gamma_M = 1.30$   
 Modif. factor of load duration and moisture content :  $k_{mod} = 0.50$   
 Coeff. of effective width for shear stress :  $k_{cr} = 0.67$

#### Pressure analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb  
 Passive earth pressure calculation : Coulomb  
 Analysis method : dependent pressures  
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe  
 Modulus of subsoil reaction : standard  
 Consider reduction of the modulus of subsoil reaction for a braced sheeting  
 Settlement : parabolic method  
 Verification methodology : according to LRFD

#### Anchors

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Safety factor for steel strength :	SF <sub>t</sub> =	1.50 [-]
Safety factor for pull out resistance (soil) :	SF <sub>e</sub> =	1.50 [-]
Safety factor for pull out resistance (grouting) :	SF <sub>c</sub> =	1.50 [-]

#### Geometry of structure

Structure length = 8.50 m

Cross-section name : Pile curtain d = 0.60 m; a = 1.00 m

Material of pile : concrete

Computed coefficient of pressure reduction below the ditch = 1.00

Area of cross-section A = 2.83E-01 m<sup>2</sup>/m

Moment of inertia I = 6.36E-03 m<sup>4</sup>/m

Elastic modulus E = 25044.56 MPa

Shear modulus G = 10518.71 MPa

#### Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard ACI 318-11.

#### Concrete : Concrete ACI

Compressive strength  $f_c'$  = 28.00 MPa

Elasticity modulus  $E_{cm}$  = 25044.56 MPa

Shear modulus G = 10518.71 MPa

**Longitudinal steel : A615/60**

Tensile strength

$$f_y = 413.69 \text{ MPa}$$

**Transverse steel: A615/60**

Tensile strength

$$f_y = 413.69 \text{ MPa}$$

**Modulus of reaction**

Modulus of subsoil reaction is computed by method Schmitt.

**Basic soil parameters**

No.	Name	Pattern	$\varphi_{\text{ef}}$ [°]	$c_{\text{ef}}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{su}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Arcilla		20.00	0.00	18.00	8.00	13.00
2	Arena arcillosa		37.00	10.00	19.00	9.00	25.00
3	Toba		37.00	50.00	19.00	9.00	25.00
4	Ignimbrita		38.00	100.00	18.00	8.00	26.00

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

**Parameters of soils to compute modulus of subsoil reaction (Schmitt)**

No.	Name	Pattern	$\nu$ [-]	$E_{\text{oed}}$ [MPa]	$E_{\text{def}}$ [MPa]
1	Arcilla		0.40	-	25.00
2	Arena arcillosa		0.35	-	85.00
3	Toba		0.30	-	150.00
4	Ignimbrita		0.25	-	575.00

**Soil parameters****Arcilla**

Unit weight :

$$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

Stress-state :

effective

Angle of internal friction :

$$\varphi_{\text{ef}} = 20.00^\circ$$

Cohesion of soil :

$$c_{\text{ef}} = 0.00 \text{ kPa}$$

Angle of friction struc.-soil :

$$\delta = 13.00^\circ$$

Soil :

cohesionless

Deformation modulus :

$$E_{\text{def}} = 25.00 \text{ MPa}$$

Poisson's ratio :

$$\nu = 0.40$$

Saturated unit weight :

$$\gamma_{\text{sat}} = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

**Arena arcillosa**

Unit weight :

$$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$$

Stress-state :

effective

Angle of internal friction :

$$\varphi_{\text{ef}} = 37.00^\circ$$

Cohesion of soil :

$$c_{\text{ef}} = 10.00 \text{ kPa}$$

Angle of friction struc.-soil :

$$\delta = 25.00^\circ$$

Soil : cohesionless  
 Deformation modulus :  $E_{def} = 85.00 \text{ MPa}$   
 Poisson's ratio :  $\nu = 0.35$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

**Toba**  
 Unit weight :  $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$   
 Stress-state : effective  
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 37.00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 50.00 \text{ kPa}$   
 Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 25.00^\circ$   
 Soil : cohesionless  
 Deformation modulus :  $E_{def} = 150.00 \text{ MPa}$   
 Poisson's ratio :  $\nu = 0.30$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

**Ignimbrita**  
 Unit weight :  $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$   
 Stress-state : effective  
 Angle of internal friction :  $\varphi_{ef} = 38.00^\circ$   
 Cohesion of soil :  $c_{ef} = 100.00 \text{ kPa}$   
 Angle of friction struc.-soil :  $\delta = 26.00^\circ$   
 Soil : cohesionless  
 Deformation modulus :  $E_{def} = 575.00 \text{ MPa}$   
 Poisson's ratio :  $\nu = 0.25$   
 Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

**Geological profile and assigned soils**

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	1.00	Arcilla	
2	3.00	Arena arcillosa	
3	1.50	Toba	
4	12.50	Ignimbrita	
5	-	Ignimbrita	

**Excavation**

Soil in front of wall is excavated to a depth of 6.50 m.

**Terrain profile**

Terrain behind the structure is flat.

**Water influence**

Ground water table is located below the structure.

## Input surface surcharges

No.	SurchARGE		Action	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	Yes		permanent	10.00		3.00	15.00	on terrain

No.	Name
1	Sobrecarga

## Global settings

Number of FEs to discretize wall = 40

Analysis of depending pressures : reduce according to analysis settings

Minimum dimensioning pressure is considered as  $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

## Settings of the stage of construction

Design situation : Service I

## Analysis results (Stage of construction 1)

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-16.59	0.00	-0.00	-0.00
0.21	0.00	0.00	-15.98	1.64	-0.17	0.01
0.42	0.00	0.00	-15.36	3.27	-0.69	0.10
0.64	0.00	0.00	-14.75	4.91	-1.56	0.33
0.85	0.00	0.00	-14.13	6.54	-2.78	0.79
1.06	0.00	0.00	-13.52	8.18	-3.88	1.51
1.27	0.00	0.00	-12.91	9.82	-4.78	2.42
1.49	0.00	0.00	-12.29	11.46	-5.86	3.55
1.70	0.00	0.00	-11.68	13.10	-7.10	4.92
1.91	0.00	0.00	-11.07	14.74	-8.52	6.58
2.13	0.00	0.00	-10.46	16.38	-10.10	8.56
2.34	0.00	0.00	-9.85	18.02	-11.86	10.89
2.55	0.00	0.00	-9.25	19.66	-13.79	13.61
2.76	0.00	0.00	-8.65	21.30	-15.90	16.76
2.98	0.00	0.00	-8.06	22.94	-18.17	20.38
3.19	0.00	0.00	-7.47	24.58	-20.62	24.50
3.40	0.00	0.00	-6.89	26.22	-23.23	29.15
3.61	0.00	0.00	-6.31	27.86	-26.02	34.38
3.83	0.00	0.00	-5.75	29.50	-28.98	40.23
4.04	0.00	0.00	-5.19	31.14	-32.12	46.71
4.25	0.00	0.00	-4.66	32.78	-35.42	53.89
4.46	0.00	0.00	-4.13	34.42	-38.89	61.78
4.67	0.00	0.00	-3.63	36.06	-42.54	70.43
4.89	0.00	0.00	-3.14	37.70	-46.36	79.87
5.10	0.00	0.00	-2.67	39.34	-50.35	90.14
5.31	0.00	0.00	-2.24	40.98	-54.51	101.28
5.53	0.00	0.00	-1.83	42.62	-58.84	113.32
5.74	0.00	0.00	-1.45	44.26	-63.34	126.30
5.95	0.00	0.00	-1.11	45.90	-68.00	140.25
6.16	0.00	0.00	-0.81	47.54	-72.83	155.21
6.38	0.00	0.00	-0.55	49.18	-77.82	171.22

Depth [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
6.49	0.00	0.00	-0.43	24.27	-80.63	180.49
6.51	0.00	0.00	-0.41	-586.91	-76.13	181.75
6.59	0.00	0.00	-0.34	-601.42	-28.89	185.94
6.80	2361.87	0.00	-0.18	-405.47	96.78	174.50
7.01	2361.87	0.00	-0.07	-149.91	153.87	146.91
7.22	2361.87	2361.87	-0.01	22.17	173.55	111.07
7.44	0.00	2361.87	0.03	126.64	151.63	76.01
7.65	0.00	2361.87	0.04	160.53	120.39	46.98
7.86	0.00	2361.87	0.04	162.43	85.65	25.08
8.07	0.00	2361.87	0.04	146.99	52.57	10.45
8.29	0.00	2361.87	0.03	124.02	23.70	2.43
8.50	0.00	2361.87	0.01	98.96	-0.00	0.00

Maximum shear force = 173.55 kN/m

Maximum moment = 185.94 kNm/m

Maximum displacement = 16.6 mm

#### Terrain settlement behind the structure

Coordinate x [m]	Settlement z [mm]
1	8.3
2	10.8
3	12.6
4	13.7
5	14.0
6	13.5
7	12.3
8	10.4
9	7.7
10	4.2
11	0.0
12	0.0

#### Input data (Stage of construction 2)

##### Settings of the stage of construction

Design situation : Strength I

#### Analysis results (Stage of construction 2)

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-19.22	0.00	0.00	0.00
0.21	0.00	0.00	-18.51	2.45	-0.26	0.02
0.42	0.00	0.00	-17.81	4.91	-1.04	0.15
0.64	0.00	0.00	-17.10	7.36	-2.35	0.50
0.85	0.00	0.00	-16.39	9.81	-4.17	1.18
1.06	0.00	0.00	-15.69	3.84	-5.62	2.24
1.27	0.00	0.00	-14.98	4.64	-6.52	3.53
1.49	0.00	0.00	-14.28	5.45	-7.59	5.03

Depth [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.70	0.00	0.00	-13.58	6.26	-8.84	6.77
1.91	0.00	0.00	-12.87	7.07	-10.25	8.80
2.13	0.00	0.00	-12.18	7.88	-11.84	11.14
2.34	0.00	0.00	-11.48	8.68	-13.60	13.84
2.55	0.00	0.00	-10.79	9.49	-15.53	16.93
2.76	0.00	0.00	-10.10	10.30	-17.63	20.45
2.98	0.00	0.00	-9.42	11.11	-19.91	24.44
3.19	0.00	0.00	-8.75	11.91	-22.35	28.93
3.40	0.00	0.00	-8.08	12.72	-24.97	33.95
3.61	0.00	0.00	-7.43	13.53	-27.76	39.55
3.83	0.00	0.00	-6.78	14.34	-30.72	45.76
4.04	0.00	0.00	-6.15	15.14	-33.85	52.62
4.25	0.00	0.00	-5.54	15.95	-37.16	60.16
4.46	0.00	22.94	-4.94	17.86	-40.02	67.69
4.67	0.00	0.00	-4.36	17.57	-44.50	77.28
4.89	0.00	0.00	-3.80	18.37	-48.32	87.14
5.10	0.00	0.00	-3.26	19.18	-52.31	97.83
5.31	0.00	0.00	-2.76	19.99	-56.47	109.38
5.53	0.00	0.00	-2.28	20.79	-60.80	121.84
5.74	0.00	0.00	-1.84	21.56	-65.30	135.23
5.95	0.00	0.00	-1.44	22.32	-69.96	149.60
6.16	0.00	0.00	-1.08	23.09	-74.79	164.98
6.38	0.00	0.00	-0.77	23.85	-79.77	181.40
6.49	0.00	0.00	-0.62	24.27	-82.59	190.90
6.51	0.00	0.00	-0.60	-388.26	-79.68	192.20
6.59	0.00	0.00	-0.51	-397.96	-48.42	197.30
6.80	0.00	0.00	-0.30	-423.89	38.90	198.41
7.01	2361.87	0.00	-0.15	-334.30	137.20	176.51
7.22	2361.87	0.00	-0.05	-97.44	181.17	141.80
7.44	0.00	2361.87	0.01	80.52	181.52	102.53
7.65	0.00	2361.87	0.04	155.86	155.41	66.44
7.86	0.00	2361.87	0.05	186.19	118.45	37.23
8.07	0.00	2361.87	0.05	190.98	78.07	16.33
8.29	0.00	2361.87	0.05	184.20	38.09	4.01
8.50	0.00	2361.87	0.05	174.12	-0.00	0.00

Maximum shear force = 181.52 kN/m  
 Maximum moment = 198.41 kNm/m  
 Maximum displacement = 19.2 mm

Terrain settlement behind the structure

Coordinate x [m]	Settlement z [mm]
0.00	9.6
0.67	12.6
1.34	14.7
2.01	16.0
2.68	16.4
3.36	15.8

	Coordinate x [m]	Settlement z [mm]
7	4.03	14.4
8	4.70	12.2
9	5.37	9.0
10	6.04	4.9
11	6.71	0.0
12	6.71	0.0

### Input data (Stage of construction 3)

Settings of the stage of construction

Design situation : Extreme I

### Analysis results (Stage of construction 3)

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-19.34	0.00	-0.00	0.00
0.21	0.00	3.91	-18.62	2.78	-0.15	-0.42
0.42	0.00	3.91	-17.91	6.03	-1.08	-0.30
0.64	0.00	3.91	-17.19	9.25	-2.71	0.09
0.85	0.00	3.91	-16.47	12.42	-5.01	0.90
1.06	0.00	0.00	-15.75	3.84	-6.89	2.57
1.27	0.00	0.00	-15.04	4.64	-7.79	4.12
1.49	0.00	0.00	-14.32	5.45	-8.86	5.89
1.70	0.00	0.00	-13.61	6.26	-10.10	7.90
1.91	0.00	0.00	-12.90	7.07	-11.52	10.20
2.13	0.00	0.00	-12.19	7.88	-13.11	12.81
2.34	0.00	0.00	-11.48	8.68	-14.87	15.78
2.55	0.00	0.00	-10.78	9.49	-16.80	19.14
2.76	0.00	0.00	-10.09	10.30	-18.90	22.93
2.98	0.00	0.00	-9.40	11.11	-21.17	27.18
3.19	0.00	0.00	-8.72	11.91	-23.62	31.94
3.40	0.00	0.00	-8.05	12.72	-26.24	37.23
3.61	0.00	0.00	-7.39	13.53	-29.03	43.10
3.83	0.00	0.00	-6.74	14.34	-31.99	49.58
4.04	0.00	22.94	-6.10	34.35	-36.39	55.92
4.25	0.00	22.94	-5.48	35.96	-43.87	64.46
4.46	0.00	22.94	-4.88	37.55	-51.68	74.63
4.67	0.00	458.89	-4.30	41.72	-46.79	74.03
4.89	0.00	458.89	-3.75	41.44	-55.83	85.42
5.10	0.00	458.89	-3.22	40.50	-64.76	98.69
5.31	0.00	458.89	-2.72	38.71	-73.43	113.81
5.53	0.00	2361.87	-2.25	97.87	-41.61	100.26
5.74	0.00	2361.87	-1.82	80.43	-62.04	113.30
5.95	0.00	2361.87	-1.42	66.47	-79.26	130.15
6.16	0.00	2361.87	-1.07	56.74	-94.14	150.20
6.38	0.00	2361.87	-0.76	49.09	-107.52	173.04
6.49	0.00	2361.87	-0.61	47.68	-113.61	186.18

Depth [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
6.51	0.00	2361.87	-0.59	-503.73	-109.97	187.99
6.59	0.00	2361.87	-0.50	-517.29	-69.54	195.19
6.80	0.00	2361.87	-0.29	-556.22	42.14	199.23
7.01	2361.87	2361.87	-0.15	-310.19	149.38	175.55
7.22	2361.87	2361.87	-0.05	-84.64	187.56	139.35
7.44	0.00	2361.87	0.01	82.45	178.31	100.17
7.65	0.00	2361.87	0.04	154.82	152.13	64.79
7.86	0.00	2361.87	0.05	183.29	115.61	36.23
8.07	0.00	2361.87	0.05	186.90	75.97	15.86
8.29	0.00	2361.87	0.05	179.26	36.96	3.89
8.50	0.00	2361.87	0.04	168.41	0.00	-0.00

Maximum shear force = 187.56 kN/m  
 Maximum moment = 199.23 kNm/m  
 Maximum displacement = 19.3 mm

Terrain settlement behind the structure

Coordinate x [m]	Settlement z [mm]
1	9.6
2	12.7
3	14.8
4	16.0
5	16.4
6	15.9
7	14.4
8	12.2
9	9.0
10	4.9
11	0.0
12	0.0

### Dimensioning No. 1

Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-19.34	-16.59	-0.00	0.00	0.00
0.21	-18.62	-15.98	-0.26	-0.15	0.02
0.42	-17.91	-15.36	-1.08	-0.69	0.15
0.64	-17.19	-14.75	-2.71	-1.56	0.50
0.85	-16.47	-14.13	-5.01	-2.78	1.18
1.06	-15.75	-13.52	-6.89	-3.88	2.57
1.27	-15.04	-12.91	-7.79	-4.78	4.12
1.49	-14.32	-12.29	-8.86	-5.86	5.89
1.70	-13.61	-11.68	-10.10	-7.10	7.90
1.91	-12.90	-11.07	-11.52	-8.52	10.20
2.13	-12.19	-10.46	-13.11	-10.10	12.81
2.34	-11.48	-9.85	-14.87	-11.86	15.78
2.55	-10.79	-9.25	-16.80	-13.79	19.14
2.76	-10.10	-8.65	-18.90	-15.90	22.93

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
2.98	-9.42	-8.06	-21.17	-18.17	20.38	27.18
3.19	-8.75	-7.47	-23.62	-20.62	24.50	31.94
3.40	-8.08	-6.89	-26.24	-23.23	29.15	37.23
3.61	-7.43	-6.31	-29.03	-26.02	34.38	43.10
3.83	-6.78	-5.75	-31.99	-28.98	40.23	49.58
4.04	-6.15	-5.19	-36.39	-32.12	46.71	55.92
4.25	-5.54	-4.66	-43.87	-35.42	53.89	64.46
4.46	-4.94	-4.13	-51.68	-38.89	61.78	74.63
4.67	-4.36	-3.63	-46.79	-42.54	70.43	77.28
4.89	-3.80	-3.14	-55.83	-46.36	79.87	87.14
5.10	-3.26	-2.67	-64.76	-50.35	90.14	98.69
5.31	-2.76	-2.24	-73.43	-54.51	101.28	113.81
5.53	-2.28	-1.83	-60.80	-41.61	100.26	121.84
5.74	-1.84	-1.45	-65.30	-62.04	113.30	135.23
5.95	-1.44	-1.11	-79.26	-68.00	130.15	149.60
6.16	-1.08	-0.81	-94.14	-72.83	150.20	164.98
6.38	-0.77	-0.55	-107.52	-77.82	171.22	181.40
6.49	-0.62	-0.43	-113.61	-80.63	180.49	190.90
6.51	-0.60	-0.41	-109.97	-76.13	181.75	192.20
6.59	-0.51	-0.34	-69.54	-28.89	185.94	197.30
6.80	-0.30	-0.18	38.90	96.78	174.50	199.23
7.01	-0.15	-0.07	137.20	153.87	146.91	176.51
7.22	-0.05	-0.01	173.55	187.56	111.07	141.80
7.44	0.01	0.03	151.63	181.52	76.01	102.53
7.65	0.04	0.04	120.39	155.41	46.98	66.44
7.86	0.04	0.05	85.65	118.45	25.08	37.23
8.07	0.04	0.05	52.57	78.07	10.45	16.33
8.29	0.03	0.05	23.70	38.09	2.43	4.01
8.50	0.01	0.05	-0.00	0.00	-0.00	0.00

**Maximum values of internal forces**

Maximum displacement = -19.3 mm  
 Minimum displacement = 0.1 mm  
 Maximum bending moment = 199.23 kNm/m  
 Minimum bending moment = -0.42 kNm/m  
 Maximum shear force = 187.56 kN/m

**Verification of RC cross section (Pile curtain d = 0.60 m; a = 1.00 m)**

All construction stages are taken into the analysis.  
 Reduct. coefficient of bearing capacity = 1.50

**Verification of cross section in-bending:**

Reinforcement - 12 pc bar No. 8; cover 75.0 mm  
 Type of structure (reinforcement ratio) : beam  
 Reinforcement ratio  $\rho = 1.075\% > 0.333\% = \rho_{\min}$   
 Load :  $M_u = 298.84$  kNm  
 Bearing capacity :  $\phi M_n = 437.28$  kNm

**Designed pile reinforcement is SATISFACTORY**

**Verification of cross section in shear:**

Shear reinf. - bar No. 4; spacing 200.0 mm  
 $A_v = 1266.8 \text{ mm}^2$

Ultimate shear force:  $\phi V_n = 378.47 \text{ kN} > 281.34 \text{ kN} = V_u$

**Cross-section is SATISFACTORY.**

**Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY**

DemmoVersion

**Slope stability analysis****Results (Stage of construction 1)****Analysis 1 (stage 1)****Circular slip surface**

Slip surface parameters			
Center :	x =	-1.27 [m]	Angles :
	z =	1.39 [m]	$\alpha_1 =$
Radius :	R =	9.98 [m]	$\alpha_2 =$
			-37.76 [°]
			81.99 [°]

The slip surface after optimization.

**Segments restricting slip surface**

No.	First point x [m]	z [m]	x [m]	Second point z [m]
1	-3.30	-11.94	17.47	1.45

**The restrictions of points of circular slip surface****Slope stability verification (Morgenstern-Price)**

Factor of safety = 5.55 &gt; 1.50

**Slope stability ACCEPTABLE****Results (Stage of construction 2)****Analysis 1 (stage 2)****Circular slip surface**

Slip surface parameters			
Center :	x =	-1.71 [m]	Angles :
	z =	3.32 [m]	$\alpha_1 =$
Radius :	R =	11.95 [m]	$\alpha_2 =$
			-34.74 [°]
			73.87 [°]

The slip surface after optimization.

**Segments restricting slip surface**

No.	First point x [m]	z [m]	x [m]	Second point z [m]
1	-3.30	-11.94	17.47	1.45

**The restrictions of points of circular slip surface****Slope stability verification (Morgenstern-Price)**

Factor of safety = 4.44 &gt; 1.50

**Slope stability ACCEPTABLE**

Anexo H: Memoria de cálculo capacidad de pilotes

# PROYECTO AMPLIACIÓN RUTA NACIONAL No. 147

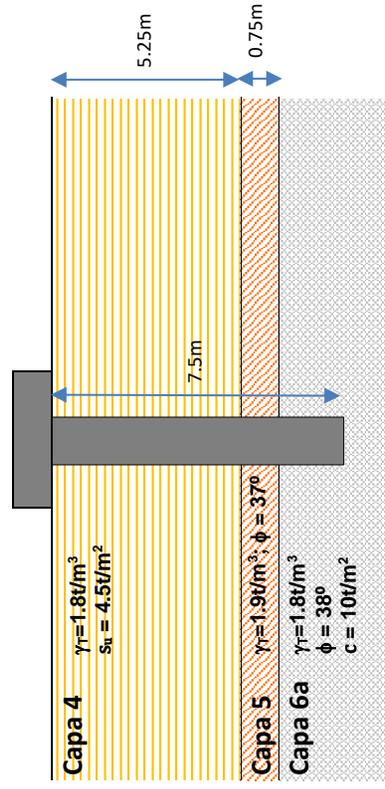
## ANEXO H –CAPACIDAD DE PILOTES QUEBRADA PILAS

A continuación se presenta la memoria de cálculo para los pilotes propuestos para la quebrada Pilas. Para este cálculo se han supuesto los siguientes aspectos:

- Se trata de pilotes excavados y colados en sitio
- La metodología utilizada para el cálculo de capacidad es la propuesta por la FHWA
- Se toman en consideración los aspectos indicados en el Código de Cimentaciones de Costa Rica
- Los pilotes quedan apoyados en la roca del sitio, que corresponde con la ignimbrita alterada descrita para la Capa 6a
- Los pilotes deben quedar empotrados una longitud mínima de 1.50 m en este material. Se considera que este empotramiento es suficiente para generar la resistencia calculada para el pilote y que a partir de una profundidad de 0.50 m por debajo del contacto con la roca, esta dispone de las características de resistencia suficientes.
- Se propone que los pilotes tengan una longitud de 7.5 m, de manera que se cumplan con las condiciones anteriores.
- Los parámetros de resistencia de los suelos son los que se determinaron del estudio geotécnico realizado

### 1. MODELO GEOTÉCNICO DEL SITIO

El modelo geotécnico del terreno es el siguiente:



Dado que la quebrada Pilas se ubica al nivel de la placa se ha supuesto que ese es el nivel del agua. Así pues, el estado de esfuerzos inicial efectivo a las distintas profundidades es el siguiente:

$$\text{A una profundidad de 5.25 m: } \sigma'_{v0} = (\gamma_T - \gamma_w)D_f = (1.8 - 1)5.25 = 4.2t/m^2$$

$$\text{A una profundidad de 6.00 m: } \sigma'_{v0} = 4.2 + (\gamma_T - \gamma_w)D_f = 4.2 + (1.9 - 1)0.75 = 4.875t/m^2$$

$$\text{A una profundidad de 7.50 m: } \sigma'_{v0} = 4.875 + (\gamma_T - \gamma_w)D_f = 4.875 + (1.8 - 1)1.50 = 6.075t/m^2$$

Así pues, el esfuerzo efectivo al nivel de la punta del pilote es de  $\sigma'_{v0} = 5.275 \text{ t/m}^2$ .

## 2. CAPACIDAD AXIAL DEL PILOTE

La capacidad axial última del pilote está dada por:

$$Q_U = Q_P + Q_F$$

Donde  $Q_U$  es la capacidad última,  $Q_P$  es la capacidad de punta y  $Q_F$  es la capacidad por fricción.

### Capacidad de punta:

La capacidad de punta se determina de la siguiente forma:

$$Q_P = q_P \times A_P = \frac{\pi B}{4} q_P$$

donde B es el diámetro del pilote

Para pilotes apoyados en roca, la capacidad de punta  $q_P$  se define de la siguiente forma:

$$q_P = cN_c s_c + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma + q N_q s_q$$

Donde:

$N_c$ ,  $N_\gamma$  y  $N_q$  son factores de capacidad de carga que se definen de la siguiente forma:

$$N_c = 2\sqrt{N_\phi} (N_\phi + 1)$$

$$N_\gamma = \sqrt{N_\phi} (N_\phi^2 - 1)$$

$$N_q = N_\phi^2$$

$$N_\phi = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$s_c$ ,  $s_\gamma$  y  $s_q$  son factores de forma que se definen de la siguiente manera:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_f = 0.6$$

$$s_q = 1 + \tan \phi$$

Dado que el pilote tiene un diámetro relativamente pequeño, no se ha considerado el aporte del término intermedio de la ecuación y la misma se reduce a:

$$q_p = cN_c s_c + qN_q s_q$$

El pilote está apoyado sobre la ignimbrita alterada que posee una cohesión efectiva de 10 t/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción de 38°.

Este ángulo de fricción se sustituye en las ecuaciones correspondientes y se obtiene que el valor  $N_q = 4.20$  y por lo tanto, los valores  $N_c = 21.3$  y  $N_q = 17.7$ . De la misma forma, los valores  $s_c = 1.83$  y  $s_q = 1.78$ .

Ya se había determinado que el valor de  $q$  al nivel de la punta es de 6.075 t/m<sup>2</sup>.

Sustituyendo en la ecuación correspondiente, se obtiene:

$$q_p = (10)(21.3)(1.83) + (6.075)(17.7)(1.78) = 581 \text{ t/m}^2$$

Considerando un pilote de diámetro  $B=0.60$  m, se obtiene:

$$Q_p = q_p \times A_p = \frac{\pi B^2}{4} q_p = \frac{3.14 \times 0.60^2}{4} 581 = 164 \text{ t}$$

Así pues, la capacidad por punta de un pilote de  $L=7.5$  m y un diámetro  $B=0.60$  m es  $Q_p = 164$  t.

#### Capacidad por fricción:

La capacidad por fricción se determina de la siguiente forma:

$$Q_F = \pi B \sum_{i=1}^n f_{si} L_i$$

Donde  $B$  es el diámetro del pilote,  $L$  es la longitud (espesor) de la capa considerada y  $f_s$  es la adherencia en dicha capa.

Para suelos cohesivos:  $f_s = \alpha \cdot s_u$  donde  $\alpha$  tiene un valor de 0.55

Para suelos granulares:  $f_s = \beta \cdot \sigma'_{v0}$  y donde  $\beta = K \tan \delta$

Para rocas:  $f_s = p_a \cdot C \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_a}}$  y donde  $C$  es una constante que tiene un valor de 1

En los primeros 1.5 m por debajo del pilote no se considera el aporte de la fricción debido a la alteración asociada con la excavación.

En el tramo de 1.5 a 5.25:

$$f_s L = \alpha \cdot s_u \cdot L = 0.55 \cdot 4.5 \cdot 3.75 = 9.28$$

En el tramo de 5.25 a 6.00:

$$f_s L = \beta \cdot \sigma_{v0} \cdot L = 3.36 \cdot 0.75 = 2.52$$

En el tramo de 6.00 a 7.50:

$$f_s L = p_a \cdot C \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_a}} \cdot L = 71.4 \cdot 1.5 = 107.1$$

Sumando la fricción en los tramos se obtiene:

$$\sum_{i=1}^n f_{si} L_i = 9.28 + 2.52 + 107.1 = 118.9 t/m$$

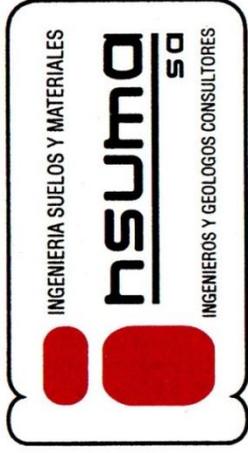
Si se considera un pilote de B=0.60m, la capacidad por fricción es:

$$Q_F = \pi B \sum_{i=1}^n f_{si} L_i = 3.14 \cdot 0.60 \cdot 118.9 = 224 t$$

La capacidad última de un pilote de 7.5 m de longitud y de 0.60 m de diámetro es:

$$Q_U = Q_P + Q_F = 164 + 224 = 388 t$$

PÁGINA EN BLANCO DEJADA INTENCIONALMENTE



San José, 7 de agosto de 2018  
2036-18

Señor  
**Ing. Mauricio Rojas**  
**RQ INGENIERÍA DE TRÁNSITO**  
Presente

Estimado ingeniero:

Presentamos la respuesta al oficio UNOPS\_2018\_20240\_DKL\_061 con las aclaraciones y respuestas asociadas a la parte geotécnica del Proyecto Ampliación Ruta Nacional 147 – Radial Lindora. Adjunto a esta nota se incluye el informe geotécnico modificado con los cambios solicitados.

## **A. OBSERVACIONES INFORME GEOTECNIA**

Es importante señalar que muchas de las aclaraciones/observaciones indicadas en este oficio no corresponden específicamente con el área de geotecnia, sino con temas constructivos y estructurales. Aun así, se procede a realizar las aclaraciones correspondientes.

### **A.1 PUENTE SOBRE RÍO CORROGRES**

Se solicitan aclaraciones sobre los aspectos constructivos y de diseño estructural. Esto será atendido en el informe estructural respectivo y en los planos del detalle constructivo. En el informe geotécnico únicamente se hará la referencia a dichos informes para que se proceda con la trazabilidad correspondiente.

### **A.2 PANTALLA DE PILOTES - TRAMO 0+130 A 0+310**

Sobre este tramo se solicitan las aclaraciones sobre las deformaciones laterales y sobre la idoneidad de la solución. Durante la reunión sostenida con el personal de UNOPS se aclaró que la solución es idónea y óptima. Adicionalmente, se indicó que en este caso particular no existen estructuras en la parte superior de la pantalla de pilotes, por lo que las deformaciones que se producen, aún y cuando son de 1/175, no afectarán ningún tipo de estructura. Se aclaró también que el alcance del estudio geotécnico no es brindar la solución futura para las obras que puedan llegar a construirse en ese sector, sino que es darle solución al proyecto de ampliación.

Sobre este mismo tema se solicitó por parte de UNOPS hacer un análisis de la solución considerando que en la parte alta únicamente habrá estructuras livianas de un nivel y determinar si es posible una optimización de la solución que se ajuste mejor al presupuesto de la obra. Sobre el tema del costo de la pantalla de pilotes, se aclaró también que la altura del corte hace que obras tales como muros convencionales en voladizo sean mucho más costosas. La limitación en el derecho de vía también limita las posibilidades de solución que existen para este tramo.

Se procedió con el análisis y rediseño de la obra en función de lo anterior y los resultados se presentan en el numeral 6.2 del estudio de geotecnia. Adicionalmente en los planos se presentan las modificaciones en el drenaje de esta pantalla de pilotes.

En función del nuevo diseño, cuyo cambio principal es que las cargas transmitidas en la parte superior son de 10 kPa y que existe un retiro de 3 m con respecto a la corona del muro, se logró disminuir la longitud de empotramiento a 2 m. El diámetro y separación de los pilotes se mantiene; sin embargo, fue posible hacer una disminución en la cantidad de acero longitudinal de los pilotes, por lo que se redujo la cantidad de varillas a 12 #8 de grado 60. El refuerzo transversal de los pilotes se mantiene en varillas #4 a cada 20 cm.

### **A.3 ALCANTARILLA QUEBRADA SIN NOMBRE**

1. Se indica en las observaciones que no se toma en cuenta la remoción de la alcantarilla existente y la correspondiente sustitución que deberá realizarse. Sobre este tema vale la aclaración que esta situación no tiene afectación considerable sobre las recomendaciones que se dieron y sobre los análisis correspondientes de sistema de cimentación, capacidad de soporte y nivel de desplante. La restitución para alcanzar el nivel de la nueva estructura deberá realizarse con un material apropiado (lastre, lastre cemento, etc.) que posee mejores características geomecánicas en comparación con el material natural del sitio.
2. Se solicitan aclaraciones sobre los aspectos constructivos y de diseño estructural. Esto será atendido en el informe estructural respectivo y en los planos del detalle constructivo. En el informe geotécnico únicamente se hará la referencia a dichos informes para que se proceda con la trazabilidad correspondiente.

### **A.4 QUEBRADA RODRÍGUEZ**

Se solicitan aclaraciones sobre los aspectos constructivos y de diseño estructural. Esto será atendido en el informe estructural respectivo y en los planos del detalle constructivo. En el informe geotécnico únicamente se hará la referencia a dichos informes para que se proceda con la trazabilidad correspondiente.

### **A.5 QUEBRADA PILAS**

1. La capacidad de pilotes que se indica en el Cuadro 6.8 corresponde con la capacidad axial última y no incluye factores de seguridad ni factores de reducción. Éstos últimos deben seleccionarse en función de la metodología de diseño (diseño último o esfuerzos de trabajo) y en función de las combinaciones de carga consideradas en el diseño. Tanto los factores de seguridad como de reducción deberán ajustarse a lo que se indica en los códigos nacionales vigentes (sismico y de cimentaciones) y según disponga el diseñador estructural.

En función del análisis estructural realizado, se ha determinado que la demanda axial de cada pilote es de 150 t. Esta carga es mayorada y está asociada con cargas gravitacionales, por lo que el factor de reducción que se debe aplicar a la capacidad del pilote es de 0.45 según el Código de Cimentaciones de Costa Rica. Dado que la capacidad axial última del pilote es de 388 t, la capacidad axial ya reducida será de  $388 \times 0.45 = 175$  t. Así pues, se obtiene que los pilotes de 0.60 m son capaces de resistir la carga transmitida por la estructura.

2. Se solicitan aclaraciones sobre los aspectos constructivos y de diseño estructural. Esto será atendido en el informe estructural respectivo y en los planos del detalle constructivo. En el informe geotécnico únicamente se hará la referencia a dichos informes para que se proceda con la trazabilidad correspondiente.

#### **A.6 ESTACIÓN 2+070 A 2+090**

Se solicitan aclaraciones sobre pilotes pero el tramo es un corte donde no se requieren estos elementos. La aclaración probablemente es un error y no aplica al tramo.

#### **A.7 MUROS DE CERRAMIENTO**

1. Para los muros de cerramiento de las distintas estructuras (Corrogres, Sin Nombre, Rodríguez y Pilas) se solicita que en el estudio geotécnico se haga la referencia y la validación correspondiente. Esto ya se había hecho desde la versión 3 del informe; por lo tanto, se solicita que se haga la revisión correspondiente por parte del profesional de UNOPS.
2. Se solicita aclarar la leyenda de leyenda de sustitución con lastre-cemento para los muros de cerramiento de la quebrada Pilas. En el estudio geotécnico se recomendó hacer una sustitución de 1 m de espesor de la arcilla plástica de la Capa 2. La recomendación había sido que la sustitución fuera con lastre, pero también puede ser con lastre cemento. Se hará la corrección en el informe para incluir que se está considerando la utilización de lastre cemento.

### **B. OBSERVACIONES PENDIENTES DE LA REVISIÓN DE LA ENTREGA VERSIÓN 2 QUE EN ESTA VERSIÓN 3 CONTINUÁN SIN RESPONDERSE**

Sobre este tema se aclara que la mayoría de las observaciones a la versión 2 del Informe Geotécnico se habían atendido en la versión 3. Se desconoce la razón por la cual se indica que dichas respuestas continúan pendientes. A continuación se presenta las aclaraciones correspondientes.

#### **B.1 ESTRATIGRAFÍA – GEOMATERIALES**

Se adjunta el Anexo B con los resultados de los ensayos de compresión simple que fueron ejecutados a los núcleos de roca tanto de la toba como de la ignimbrita. En el caso de la ignimbrita estos resultados ya se habían incluido en los cuadros 5-11 y 5-13; sin embargo, se adjuntan nuevamente en el Anexo B.

## B.2 PUENTE SOBRE EL RÍO CORROGRES

1. Se solicitó aclarar la razón de las diferencias en los niveles de las placas. En la versión 3 del informe geotécnico se indica (página 23, párrafo 1):

*En la Figura 6-5 se puede observar que las placas de margen izquierda y derecha están a diferente nivel. Esto se definió de esa manera en el diseño estructural y por un tema relacionado con las condiciones topográficas del sitio. Desde el punto de vista geotécnico esto no tiene ninguna implicación, pues en ambos casos se está cimentando sobre el mismo tipo de material, es decir, la ignimbrita de la Capa 6a.*

Cualquier aclaración adicional sobre estos distintos niveles deberá consultarse al diseñador estructural.

2. Se solicita aclaración sobre la consideración de volumen y precio unitario de excavación en roca en el presupuesto. Esto se encuentra por fuera del alcance del estudio geotécnico. Deberá ser respondido por parte de RQ Ingeniería de Tránsito.

3. Se solicita que en el estudio geotécnico se indique la referencia de las especificaciones técnicas para la construcción de esta obra. Esto se había incluido en la página 26, párrafo 2:

*Adicionalmente, las especificaciones técnicas pertinentes se presentan en las láminas ES-2 a ES-9 de los planos de la estructura a construir para el paso sobre el río Corrogres.*

4. Se solicita incluir el proceso constructivo y la revisión de análisis de estabilidad de los taludes de corte propuestos. Esto se incluyó en la versión 3 del informe, específicamente en el numeral 6.1.5, de las páginas 26 a 28.

## B.3 TALUD DE CORTE – ESTACIONAMIENTO 0+130 A 0+310

Se aclara que todas las aclaraciones solicitadas en la versión 2 fueron atendidas en la versión 3 del informe. Al parecer esta sección no fue revisada en detalle por parte del personal de UNOPS y por lo tanto se mantuvo la solicitud de aclaración aun cuando ya habían sido respondidas. A continuación se procede a señalar las respuestas que se dieron en la versión 3 del informe para cada una de las aclaraciones solicitadas.

1. Sobre el tema de utilizar pilotes más robustos se aclaró el tema en la página 6.2.2, página 27, párrafos 6 y 7, donde se detalla lo siguiente:

*En este caso específico no se utilizan anclajes en la parte superior por las limitaciones en el derecho de vía. Esto obliga a que se tengan que utilizar pilotes con una sección transversal más robusta (i.e. de mayor diámetro) de manera que puedan soportar las fuerzas de cortante y los momentos flexores asociados con los empujes laterales del terreno.*

*Esta sección transversal de mayor diámetro (en comparación con la que sería necesaria de poder utilizarse anclajes) también permite controlar las deformaciones laterales que se producen. Estas deformaciones deben ser controladas mediante la rigidez de los pilotes y mediante el amarre que hace la viga de la cabeza de los elementos. Esto permite que la pantalla actúe en conjunto y que las deformaciones laterales no dependan únicamente de los pilotes individuales.*

2. Se solicita tomar en cuenta la presencia de la arcilla y las afectaciones correspondientes. Esto se aclaró en la página 27, párrafos 1 a 4, de la siguiente manera:

*Con base en la figura anterior, se observa que la mayor parte del corte actual está conformado en los suelos duros de la Capa 4 así como en la toba muy alterada. En la parte superior del corte, sin embargo, se detecta la presencia de los suelos de características mecánicas más pobres, específicamente la arcilla de la Capa 2. La presencia de estos suelos es precisamente la razón por la cual el talud actual posee una pendiente más tendida en la parte superior del corte. En la parte inferior del talud el material es el de mejores características y corresponde con la ignimbrita en una condición muy alterada (Capa 6b).*

*En este caso particular y debido a las limitaciones de espacio y del derecho de vía se deberá considerar la presencia de las arcillas plásticas asociadas con la Capa 2. Dado que no existe posibilidad de hacer sustituciones del material, en el modelo geotécnico se tomarán en cuenta los parámetros de resistencia de esta arcilla. Los cálculos se realizarán considerando los empujes que produce el material. Es importante destacar, sin embargo, que para la construcción de los pilotes propuestos como obra de retención se eliminarán estos suelos arcillosos.*

*A lo largo del tramo de interés se tiene una condición menos desfavorable con relación a la presencia de esta arcilla y es que el espesor del estrato es de menos de 1 m y se detecta prácticamente en la superficie. Así pues, la zona de influencia donde el material interactúa con la obra de retención propuesta es relativamente reducida y es en una zona donde la obra de retención está bastante reforzada con los pilotes y con la viga de amarre.*

*La presencia de esta arcilla con relación al pavimento no tiene ningún tipo de influencia. Esto por cuanto la arcilla se encuentra en la parte alta del talud, mientras que el nivel de la rasante del pavimento está entre 6 y 7 m por debajo.*

3. Se solicita la aclaración sobre el empostramiento de los pilotes propuestos. La respuesta a esta observación se presentó la versión 3, página 27, último párrafo:

*El empostramiento de estos pilotes quedará en la ignimbrita alterada de la Capa 6a. Se aclara que en ninguna de las perforaciones ejecutadas en este tramo se detecta la presencia de la Capa 6b – Ignimbrita sana. En las perforaciones realizadas en el sitio del río Corrogres, que fue donde apareció dicho estrato, el mismo se detectó a la cota de elevación 833 msnm. Esto significa que la ignimbrita asociada con la Capa 6b está unos 6 m por debajo del nivel considerado para la punta de los pilotes de la pantalla. Dada esta situación no se espera que se alcance este material y el mismo probablemente no se tendrá que excavar. En*

caso de que apareciera este material se puede hacer una verificación de la longitud de empotramiento de los pilotes, con el objetivo de revisar si se puede disminuir la longitud de los mismos. En este momento y con la información existente, se mantiene la recomendación de utilizar un empotramiento de 2.5 m.

4. Se solicitó hacer la corrección del diámetro de la varilla. Esto ya se había corregido en la versión 3 del informe, según se observa en la página 28:

*Los pilotes deberán estar integrados en su “cabeza” por una viga de 0.70 m x 0.25 m. La viga deberá ser construida con concreto de resistencia  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>. La viga debe estar reforzada longitudinalmente con 6 varillas #6. Los aros deberán ser #3 a cada 25 cm.*

5. Se solicita la aclaración del tema del factor de seguridad. Esto también se había incluido en la versión 3 del informe, en el numeral 6.2.3:

**Estabilidad global:** *Con base en los resultados obtenidos se obtiene que los factores de seguridad para la condición de estabilidad global son de 7.003 en el caso estático y de 6.437 en la condición pseudoestática (ver Anexo G – Apartado 13). Estos factores de seguridad son altos, situación que no se debe a que la solución de retención está sobre-diseñada. Los factores de seguridad elevados obedecen a que los mismos se calculan para superficies de falla que pasan por debajo de la pantalla de pilotes, lo que implica que la movilización se estaría produciendo a través de la ignimbrita de Capa 6a. Debido a que este material es de alta resistencia los factores de seguridad que se obtiene para la estabilidad global son también altos. Si en función de estos resultados de factor de seguridad se disminuyera la longitud de empotramiento, por ejemplo, entonces los factores de seguridad serían más bajos y más cercanos a los valores típicos; sin embargo, no se cumpliría con la longitud de empotramiento requerida.*

6. Se solicitan las modificaciones en el Anexo G. Este anexo se modificó por completo, tal y como se puede constatar en el documento de la versión 3.

Con respecto a la solución de retención planteada para este tramo, se procedió a realizar un rediseño a solicitud de UNOPS, de manera que se pudiera determinar si es posible una optimización en el presupuesto. Este rediseño se incluye en el numeral 6.2 de la nueva versión del informe geotécnico (versión 4).

#### **B.4 ASPECTOS GENERALES**

Se solicitan aclaraciones sobre las fuentes de materiales de construcción y sobre los procedimientos constructivos. Sobre este tema se debe tener en consideración que no forma parte del alcance del estudio geotécnico. En el informe geotécnico únicamente se hará referencia al documento del Proyecto donde se incluye esta información.

#### **B.5 OTROS TEMAS**

Las aclaraciones solicitadas no corresponden con temas relacionados con la parte geotécnica.

## **B.6 PLANOS**

Las aclaraciones solicitadas se refieren específicamente a los planos de las distintas obras. No se dispone de la totalidad de los planos, pero las aclaraciones no forman parte del alcance del estudio geotécnico sino que son relacionados con el alcance estructural y constructivo. En caso de que se requiera atender algún tema específico sobre esta sección se deberá realizar la consulta específica.

Esperamos que estas aclaraciones sean de su satisfacción y quedamos a sus órdenes para cualquier consulta adicional.

Atentamente,

**INSUMA S.A.**  
**Ingenieros & Geólogos Consultores**

**Ing. José P. Rodríguez Calderón, M.Sc.**      **Ing. José A. Rodríguez Barquero**

C: Ing. Mauricio Rojas – RQ Ingeniería Tránsito  
Archivo