



**FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
COHORTE II**

TEMA:

**“EVALUACIÓN DE LOS ASPECTOS GEOTÉCNICOS QUE AFECTAN EL DESEMPEÑO
DE LA VÍA DE PEDRO CARBO – LA CADENA”**

AUTORES:

**ING. AVILÉS HERNÁNDEZ, COOPER JOSEPH
ING. SANTACRUZ MÁRQUEZ, JULIO CÉSAR**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
MAGISTER EN GEOTECNIA**

TUTOR:

PH.D. ING. KARLA JOHANNA SANTACRUZ REYES

**GUAYAQUIL, ECUADOR
AÑO - 2024**

AGRADECIMIENTO

Agradezco en primer lugar a Dios por permitir terminar este trabajo con éxito.

Agradezco a toda mi familia porque me ha brindado su apoyo incondicional para poder culminar este proyecto. En especial a mi esposa Paula y a mi madre Azucena; sin su apoyo esto no hubiera sido posible.

Mi más sincero agradecimiento a la Ing. Karla Santacruz Reyes, Ph.D.; quien con sus conocimientos y guías nos ayudó para culminar la tesis.

A la empresa Hidalgo e Hidalgo, que, por medio del Superintendente de Obra, Ing. Edwin Gonzalez, nos permitió realizar la parte logística de trabajos de campo y realizar los ensayos de laboratorio.

Cooper Joseph Avilés Hernández

AGRADECIMIENTO

A Dios, ya que sin Él nada es posible.

A mi esposa y a mis hijos, por sus constantes palabras de apoyo y fuerza para poder culminar una meta más en mi vida, ya que son el motor que me impulsan para seguir adelante, paso a paso, día a día.

A mis padres, por enseñarme que todo esfuerzo tiene su recompensa, a valorar todo aquello que se hace con amor y cariño.

A mi tutora, Ingeniera Karla Johanna Santacruz por compartir sus conocimientos durante el desarrollo de la presente evaluación.

A mi compañero de maestría Cooper Avilés, por su esfuerzo y dedicación.

A la empresa Hidalgo e Hidalgo S.A. por brindar el apoyo necesario para la realización del presente trabajo.

“SER MÁS, PARA SERVIR MEJOR”

Julio César Santacruz Márquez

DEDICATORIA

A mi familia: Paula, Katherine, Keyter y Pool.

A mi familia mi madre Azucena, mi hermano Lenin y mi padre Cooper.

Cooper Joseph Avilés Hernández

DEDICATORIA

Este logro se lo dedico a Dios, a mi esposa Mayra, a mis hijos Milena, Kevin y Daniel. A mis padres Francisco y Graciela. A mi hermana Sandra.

Julio César Santacruz Márquez

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Cooper Joseph Avilés Hernández y Julio César Santacruz Márquez damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Cooper Joseph Avilés Hernández

Julio César Santacruz Márquez

TRIBUNAL DE EVALUACIÓN

ING. KARLA JOHANNA SANTACRUZ REYES, Ph.D.
TUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

ING. DANIEL ANDRES FALQUEZ TORRES
MIEMBRO DEL TRIBUNAL DE EVALUACIÓN

RESUMEN

Se evalúa la vía que conecta el cantón Pedro Carbo con la población La Cadena, ubicada en el norte de la provincia del Guayas, en el límite con la provincia de Manabí. En varios tramos frecuentemente se presentan problemas en la superficie de rodadura tales como fisuras longitudinales, grietas y grandes deformaciones; que pueden ser atribuidas a problemas en la subrasante. Por esto se requiere evaluar los aspectos geotécnicos que pueden afectar a esta vía. Para esto se recopiló información existente del sector y de los estudios previos con los que se diseñó la estructura de pavimento existente. Se hizo una evaluación de las condiciones y del estado superficial de la vía. Luego se escogió las abscisas en base a los tramos más problemáticos donde se realizó la toma de muestras que se ensayó en laboratorio y de esta manera se caracterizó el suelo de la subrasante. Se determinó que los daños se deben a un ablandamiento de los suelos de la subrasante y también a que la subrasante no posee una capacidad de carga suficiente para resistir las cargas del pavimento.

Palabras clave: suelos expansivos, ablandamiento de suelos, capacidad de soporte, pavimentos

ABSTRACT

The road that connects the Pedro Carbo canton with the site La Cadena, located in the north of the province of Guayas, on the border with the province of Manabí, is evaluated. In several sections, problems frequently occur on the wearing course such as longitudinal fissures, cracks and large deformations; which can be attributed to subgrade problems. For this reason, it is necessary to evaluate the geotechnical aspects that may affect this road. For this, existing information from the sector and from previous studies with which the existing pavement structure was designed was collected. An evaluation of the conditions and surface condition of the road was made. Then the points were chosen based on the most problematic sections where the samples were taken and tested in the laboratory and in this way the subgrade soil was characterized. It was determined that the damage is due to a softening of the subgrade soils and also because the subgrade does not have sufficient load capacity to resist the loads of the pavement.

Keywords: Expansive soils, soil softening, soil bearing capacity, pavements

INDICE GENERAL

Contenido

| | |
|---|----------|
| ÍNDICE DE FIGURAS | X |
| ÍNDICE DE TABLAS..... | XI |
| ÍNDICE DE ECUACIONES | XII |
| 1. INTRODUCCIÓN. | 1 |
| 1.1. Antecedentes..... | 1 |
| 1.2. Justificación del problema..... | 1 |
| 1.3. Preguntas de la Investigación. | 2 |
| 1.4. Objetivo General..... | 2 |
| 1.5. Objetivos Específicos. | 2 |
| 2. MARCO TEÓRICO. | 2 |
| 2.1. El Pavimento, clasificación y estructura..... | 3 |
| 2.1.1. La clasificación del pavimento. | 3 |
| 2.1.2. Capas que conforman la estructura de pavimento..... | 4 |
| 2.2. Deterioro por fisuras en pavimentos flexibles. | 6 |
| 2.2.1. Fisuración por Fatiga..... | 7 |
| 2.2.2. Fisuración en Bloque..... | 8 |
| 2.2.3. Fisuración de Borde. | 8 |
| 2.2.4. Fisuración Longitudinal. | 9 |
| 2.2.5. Fisuración por reflexión en juntas..... | 10 |
| 2.2.6. Fisuración transversal..... | 11 |
| 2.3. Suelos de la subrasante..... | 11 |
| 2.3.1. Resistencia al corte de los suelos..... | 11 |
| 2.3.2. Capacidad Portante de los Suelos en las vías..... | 13 |
| 2.4. Suelos Problemáticos. | 15 |
| 2.4.1. Suelos Expansivos..... | 15 |
| 2.4.2. Suelos Dispersivos..... | 19 |
| 2.4.3. Suelos Colapsables. | 19 |
| 2.4.4. Suelos Blandos..... | 19 |
| 2.5. Factores que afectan los suelos problemáticos..... | 20 |
| 2.5.1. Tipo y cantidad de arcilla. | 21 |
| 2.5.2. Perfil del Suelo..... | 21 |
| 2.5.3. Drenaje del Sitio. | 21 |
| 2.5.4. Clima..... | 22 |
| 2.5.5. Cargas..... | 22 |
| 2.5.6. Ubicación y tipo de vegetación. | 22 |

| | | |
|---------|---|----|
| 2.6. | Influencia de la subrasante en el comportamiento del pavimento. | 22 |
| 3. | DESCRIPCIÓN DEL TRAMO A EVALUAR. | 23 |
| 3.1. | Ubicación..... | 23 |
| 3.2. | Descripción Geológica del área de estudio. | 24 |
| 3.3. | Clima..... | 25 |
| 3.4. | SISMISIDAD..... | 25 |
| 4. | METODOLOGÍA..... | 26 |
| 4.1. | Recopilación de la información existente..... | 27 |
| 4.1.1. | Estudio de Suelos para Ampliación en Espaldones de Vía Pedro Carbo – La Cadena..... | 27 |
| 4.1.2. | Estudios de suelos CEVACONSULT..... | 29 |
| 4.2. | Evaluación de las Condiciones de la Vía..... | 32 |
| 4.3. | Evaluación Superficial..... | 37 |
| 4.4. | Exploración subsuperficial..... | 38 |
| 4.5. | Caracterización de Materiales..... | 43 |
| 4.5.1 | Ensayos de Caracterización Física..... | 43 |
| 4.6. | Análisis de Resultados..... | 59 |
| 5. | RESULTADOS E INTERPRETACIÓN..... | 60 |
| 5.1. | Límites de Atterberg o Consistencia..... | 60 |
| 5.1.1. | Contenido de Humedad..... | 60 |
| 5.1.2. | Límite Líquido..... | 61 |
| 5.1.3. | Límite Plástico..... | 63 |
| 5.1.4. | Índice de Plasticidad..... | 64 |
| 5.2. | Clasificación de Suelo – Método SUCS..... | 67 |
| 5.3. | Sedimentación por Hidrómetro..... | 68 |
| 5.4. | Expansión Libre y expansión controlada..... | 70 |
| 5.5. | Ensayo Torvane..... | 71 |
| 5.6. | Ensayo de cono Dinámico de Penetración..... | 71 |
| 6. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 73 |
| 7. | BIBLIOGRAFÍA..... | 1 |
| 8. | ANEXOS..... | 3 |
| ANEXO 1 | | 4 |
| ANEXO 2 | | 23 |
| ANEXO 3 | | 25 |
| ANEXO 4 | | 27 |
| ANEXO 5 | | 29 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1. Deterioro por fatiga en diferentes niveles de severidad. (a) Bajo, (b) Moderado, (c) Alto. | 7 |
| Figura 2. Fisuración en bloque (DEPARTAMENTO DE ADMINISTRACIÓN Y EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS, 1990) | 8 |
| Figura 3. Fisuración de Borde. | 9 |
| Figura 4. Tipos de fisuración longitudinal. Fuente: (Valdés et al., 2012)..... | 9 |
| Figura 5. Fisuración longitudinal descendente/descendente. | 10 |
| Figura 6. Fisuración por reflexión de juntas. Fuente: (Valdés et al., 2012)..... | 10 |
| Figura 7. Fisuración transversal. | 11 |
| Figura 8. Carta de Plasticidad de Casa Grande..... | 16 |
| Figura 9. Gradiente Mineral (Marín Nieto, 1991)..... | 18 |
| Figura 10. Ubicación del Tramo Pedro Carbo – La Cadena..... | 24 |
| Figura 11. Mapa Geológico Costa Ecuatoriana. (Reyes P. & Michaud F., 2012)..... | 25 |
| Figura 12. Esquema de zona de Subducción..... | 26 |
| Figura 13. Ubicación de las perforaciones..... | 31 |
| Figura 13. Tramo entre abscisas. 34+400 – 34+600. (a) fisuras longitudinales (b) Talud lateral lado izquierdo de la vía con pendiente 1H:2V | 35 |
| Figura 14. Esquema de Ubicación de Fisuras Existentes..... | 36 |
| Figura 15. Fisuras Longitudinales..... | 36 |
| Figura 16. Fisuras Longitudinales..... | 37 |
| Figura 17. Fisuras Longitudinales..... | 37 |
| Figura 18. Calicata en C1 33+620 Lado Izquierdo. | 41 |
| Figura 19. Calicata C3 Abscisa 38+000 Lado Derecho. | 42 |
| Figura 20. Calicata C6 Abscisa 33+620 Lado Derecho. | 42 |
| Figura 21. Aparato agitador y su vaso | 44 |
| Figura 22. Hidrómetro 152H..... | 44 |
| Figura 23. Cilindros de vidrio 1000 ml..... | 44 |
| Figura 24. Termómetro de inmersión..... | 45 |
| Figura 25. Agente dispersante | 45 |
| Figura 26. Dimensiones estándar de equipo Casa Grande (Das, 2013). | 48 |
| Figura 27. Equipos usados para Límite Líquido – laboratorio Chiveria - HeH S.A. | 49 |
| Figura 28. Curva de Fluidez. | 50 |
| Figura 29. Límite Plástico. (Blázquez, 2016) | 51 |
| Figura 30. Equipos usados para Límite Plástico – laboratorio Chiveria - HeH S.A. | 52 |
| Figura 31. Carta de Plasticidad (Das, 2013)..... | 54 |
| Figura 32. Edómetro..... | 55 |
| Figura 33. Deformímetro ELE..... | 55 |
| Figura 34. Cápsula de confinamiento..... | 55 |
| Figura 35. Espátula, Anillo de corte, bandeja de aluminio..... | 56 |
| Figura 36. Set Equipo Torvane. | 57 |
| Figura 37. Ensayo Torvane realizado a la muestra extraída de la C2. | 58 |
| Figura 38. Ubicación de calicatas sobre la carta de gradiente mineral (Marín Nieto, 1991).67 | |
| Figura 39. Carta de Plasticidad (Das, 2013)..... | 68 |
| Figura 40. Distribución Granulométrica por hidrómetro..... | 69 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1. MOP-001F-2002..... | 5 |
| Tabla 2. CBR de subrasantes por categorías (Quezada Osoria, 2017)..... | 14 |
| Tabla 3. Datos para estimaciones probable de cambio de volumen para suelos expansivos. Adaptado de “Foundations on Expansive Soils”, por Chen, 1975 | 16 |
| Tabla 4. Rangos correspondientes a la carta de plasticidad para suelos expansivos. Nota: Adaptado de “A simple method if identifying an soil”, por Dakshanamurthy & Raman, 1973. | 17 |
| Tabla 5. Datos para estimar potencial de hinchamiento en base al índice de plasticidad. Adaptado de “Foundations on Expansive Soils”, por Chen, 1975. | 17 |
| Tabla 6. Clasificación de arcillas por actividad coloidal según Skempton (1953)..... | 18 |
| Tabla 7. Porcentaje de Expansión según varios Investigadores..... | 19 |
| Tabla 8. Ubicación de Perforaciones (Hidalgo e Hidalgo S.A.)..... | 28 |
| Tabla 9. Ensayos y Procedimientos realizados para la Caracterización Geotécnica (Hidalgo e Hidalgo S.A.) | 28 |
| Tabla 10. Columnas estratigráficas de Calicatas realizadas por (HIDALGO e HIDALGO S.A.) | 29 |
| Tabla 11. Especificaciones Técnicas para tomas de muestras y ensayos de campo. | 30 |
| Tabla 12. Coordenadas de las perforaciones. (CEVACONSULT). | 30 |
| Tabla 13. Especificaciones ASTM para ensayos de laboratorio. (CEVACONSULT)..... | 31 |
| Tabla 14. Columnas estratigráficas de Perforaciones P1 – P3 – P4..... | 32 |
| Tabla 15. Evaluación superficial de acuerdo con el sistema PAVER y ubicación de fisuras existentes | 33 |
| Tabla 16. Localización Geográfica de las Calicatas..... | 40 |
| Tabla 17. Relación necesaria para determinar el contenido de humedad..... | 47 |
| Tabla 18. Ensayos a muestras extraídas en calicatas realizadas..... | 59 |
| Tabla 19. Resultados Humedad Natural..... | 61 |
| Tabla 20. Resultados Humedad Natural, Autores Vs. CEVACONSULT | 61 |
| Tabla 21. Resultados de Límite Líquido | 62 |
| Tabla 22. Resultados de Límite Líquido, Autores Vs. CEVACONSULT | 62 |
| Tabla 23. Resultados de Límite Plástico | 63 |
| Tabla 24. Resultado Límite Plástico (Autores Vs. CEVACONSULT). | 64 |
| Tabla 25. Resultados del Índice de Plasticidad | 64 |
| Tabla 26. Resultado Índice de Plasticidad (Autores Vs. CEVACONSULT). | 65 |
| Tabla 27. Grados de Expansión Probable del Índice de Plasticidad, según Chen (1975). ... | 65 |
| Tabla 28. Datos para graficar en Carta de Gradiente Mineral. | 66 |
| Tabla 29. Resultados, Índice de Plasticidad y Límite Líquido. | 67 |
| Tabla 30. Contenido de Arcilla en muestras de campo (Coloides) | 69 |
| Tabla 31. Contenido de Arcilla en muestras de campo (Coloides) | 69 |
| Tabla 32. Resultados de ensayos de Expansión Libre y Controlada | 70 |
| Tabla 33. Resultados Ensayos Torvane..... | 71 |
| Tabla 34. Resultados de ensayo de Cono Dinámico de Penetración | 72 |
| Tabla 35. Parámetros obtenidos de las 6 calicatas realizadas | 72 |

ÍNDICE DE ECUACIONES

| | |
|--|--------------------------------------|
| Ecuación 1. Esfuerzo de Corte de un Suelo Saturado..... | 12 |
| Ecuación 2. Contenido de Humedad..... | 46 |
| Ecuación 3. Límite Plástico..... | 51 |
| Ecuación 4. Índice de Plasticidad..... | 53 |
| Ecuación 5. Actividad Coloidal..... | ¡Error! Marcador no definido. |

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Antecedentes.

El presente estudio evalúa la vía que conecta el cantón Pedro Carbo con la población La Cadena, esta se desarrolla en una longitud total de 15.9 kilómetros y se encuentra ubicada en el norte de la provincia del Guayas, en el límite con la provincia de Manabí. Esta vía inicialmente poseía una calzada con un ancho de 7.50 metros, sin embargo, para el año 2010, se realiza una ampliación de la calzada en ambos márgenes en 2.20 metros; generando una sección de vía de dos carriles y espaldón de cada lado. En lo que respecta a la estructura de pavimento está compuesta por una carpeta asfáltica e= 10cm, base granular e= 25cm, subbase e= 30cm, mejoramiento e= 50cm y material de préstamo importado e= 80cm.

Esta carretera es una de las arterias importantes del Ecuador, debido a que conecta las provincias del Guayas y Manabí, beneficiando al transporte de productos de importación y exportación entre los puertos de Guayaquil y Manta (principal puerto pesquero del país), e incorporando la movilidad de productos agrícolas entre ambas provincias y el resto del país.

En la actualidad la vía esta concesionada por parte de la Prefectura del Guayas a la empresa privada CONORTE S.A., la cual tiene como objetivo de realizar el mantenimiento vial y conservar el estado de la vía en óptimas condiciones para el usuario final. Lastimosamente, a la fecha, la vía presenta irregularidades en su calzada y en gran medida se considera que estos problemas podrían estar relacionados al comportamiento de la subrasante natural. El presente trabajo analizará la relación entre las condiciones de la subrasante y el estado funcional de la vía.

1.2. Justificación del problema.

En varios tramos de la vía Pedro Carbo – La Cadena, frecuentemente se presentan problemas en la superficie de rodadura tales como fisuras longitudinales, grietas y grandes deformaciones; lo que ocasiona que los vehículos que transitan por esta vía sufran daños, generando un incremento en costos de reparaciones para los usuarios de la vía. Además, los trabajos requeridos para corregir los problemas que presenta en la calzada generan costos adicionales en los presupuestos de mantenimiento rutinario de la vía para la empresa encargada.

Por lo que encontrar el origen de las fallas presentadas y evitar que éstas sucedan es imperativo por la importancia de esta carretera y para mantenerla funcional. Para esto se realizará una evaluación de los aspectos geotécnicos que puedan afectar el desempeño de la vía.

1.3. Preguntas de la Investigación.

Debido a la presencia de fisuras en la zona de estudio se han planteado las siguientes preguntas de investigación:

- ¿Qué tipos de suelos conforman la subrasante de la vía del estudio?
- ¿Cuál es el comportamiento geotécnico de estos suelos?,
- ¿Qué relación existe entre las propiedades resistentes / deformacionales de los suelos de la subrasante y el comportamiento de la vía?
- ¿Cuáles son los tipos de fisuras encontradas en la vía de estudio, determinando su relación con arcillas problemáticas, o si las fisuras tienen otra causa?

1.4. Objetivo General.

Evaluar los problemas que afectan la vía Pedro Carbo – La Cadena, relacionándolos con los aspectos geotécnicos de la subrasante natural, considerando además aspectos geotécnicos e hidrológicos, mediante ensayos de laboratorio, con la finalidad de mantener a largo plazo la integridad de la vía.

1.5. Objetivos Específicos.

- Identificar las áreas de mayor daño superficial en la vía debido a las fisuras longitudinales y desniveles producto de las mismas fisuras.
- Caracterizar los suelos de la subrasante en las zonas más afectadas en la vía Pedro Carbo – La Cadena.
- Correlacionar el tipo / propiedad de los suelos con el comportamiento del pavimento de las zonas afectadas.
- Correlacionar las propiedades geotécnicas que se obtuvieron en el “Estudio de Suelos para Diagnóstico en Espaldones en la vía E482 SECTOR PEAJE CHIVERIA – PEAJE LA CADENA” realizado por la empresa CEVACONSULT, con las propiedades geotécnicas que se determine en la presente evaluación.

2. MARCO TEÓRICO.

El marco teórico a continuación, trata de los siguientes aspectos fundamentales:

- Pavimentos flexibles, donde se indica su definición, función y conformación. Nos concentraremos en revisar diferentes tipos de fallas de pavimentos flexibles, debido a la aplicación que tiene este tema en esta investigación.
- Suelos, donde se enfatiza los más problemáticos tales como los suelos arcillosos y suelos de alta plasticidad, relacionándolos con su efecto en la estructura vial.
- Capacidad portante de los suelos de la subrasante, la cual se usa para el diseño de la estructura del pavimento.
- Resistencia al corte de los suelos de la subrasante, debido a su incidencia en la estructura de pavimento.

2.1. El Pavimento, clasificación y estructura.

El pavimento es un sistema de capas diseñado para resistir las cargas de tráfico aplicadas sobre una superficie lisa, para brindar confort al usuario; esta capa superficial debe a la vez ser antideslizante para dar seguridad en la conducción y tener una larga durabilidad, no se deteriore prematuramente por las influencias ambientales. (Christopher et al., 2006)

El pavimento está compuesto por un conjunto de capas superpuestas y relativamente horizontales, apoyándose sobre la subrasante de la vía obtenida por el movimiento de tierras y que han de resistir adecuadamente los esfuerzos (Montejo Fonseca, 2002) Este conjunto de capas son la subbase, base y capa de rodadura, todas ellas ubicadas sobre la subrasante.

2.1.1. La clasificación del pavimento.

Se los clasifica en:

- Pavimentos flexibles
- Pavimentos rígidos
- Pavimentos semirrígidos

Pavimentos flexibles.

Conocido también como pavimento asfáltico, el pavimento flexible lo compone una carpeta asfáltica colocada en la superficie de rodamiento, permitiendo pequeñas deformaciones en las capas inferiores sin que falle la estructura.

Los pavimentos flexibles son más económicos en su construcción inicial, poseen periodo de vida de entre 10 a 15 años, la desventaja que posee es el mantenimiento periódico que debe tener para así cumplir su vida útil.

Pavimentos rígidos.

Pavimento rígido o hidráulico, compuesto de una losa de concreto hidráulico que en muchas ocasiones posee acero de refuerzo. Los pavimentos rígidos no permiten deformaciones de las capas inferiores.

El pavimento rígido tiene un costo más elevado que el pavimento flexible, pero su periodo de vida útil es mayor puesto que está entre 20 y 40 años. El costo por mantenimiento es mínimo, y el problema más frecuente se presenta en las juntas de las losas.

Pavimentos semirrígidos.

Los pavimentos semirrígidos conocidos también como mixtos, siendo una combinación de los pavimentos flexibles y rígidos. Como ejemplo de pavimentos semirrígidos tenemos aquellos donde se colocan adoquines de hormigón para uso vehicular, ideal para zonas urbanas garantizando seguridad y comodidad para el usuario; otro ejemplo de pavimento mixto es cuando sobre un pavimento rígido se coloca una capa de carpeta asfáltica.

2.1.2. Capas que conforman la estructura de pavimento.

Carpeta Asfáltica.

La capa de rodadura, dentro de la estructura del pavimento, está diseñada para recibir la carga del tráfico, se encuentra colocada en la parte superior de la base, proporcionando la superficie de rodamiento a la vía.

Esta capa puede ser de material bituminoso (asfalto), en cuyo caso se denominaría pavimento flexible. La superficie de rodadura debe minimizar la infiltración del agua superficial, evitando la saturación de las capas inferiores; al estar impuesto a los efectos abrasivos de los vehículos y a la intemperie, necesitan mantenimiento periódico para garantizar el confort a los usuarios.

Base.

La Base es una capa de material granular que sirve de soporte para la capa de rodadura; está compuesta por agregados triturados total o parcialmente o cribados, que deben cumplir con las Especificaciones Generales para la Construcción de

Caminos y Puentes MOP-001-F 2002, de un espesor diseñado, colocado sobre la subbase.

De acuerdo con el ensayo de abrasión de los Ángeles, el desgaste será menor del 40%; debe tener además un índice de plasticidad menor que 6% y un límite líquido menor de 25%, de la porción que pasa por el tamiz No 40. La capacidad de soporte será igual o mayor del 80% del ensayo CBR (California Bearing Ratio: Ensayo de Relación de Soporte de California).

Esta capa provee un gran porcentaje de capacidad estructural en el sistema de pavimentos flexibles y mejora la rigidez de la cimentación para pavimentos rígidos. Adicionalmente tiene una gradación granulométrica específica (**Tabla 1**) que evita que las partículas finas de la subbase migren a la base.

Tabla 1. MOP-001F-2002

| TAMIZ | Porcentaje en peso que pasa a través de los tamices de malla cuadrada | |
|--------------------|---|----------|
| | Tipo A | Tipo B |
| 2" (50.8 mm.) | 100 | -- |
| 1 1/2" (38,1mm.) | 70 - 100 | 100 |
| 1" (25.4 mm.) | 55 - 85 | 70 - 100 |
| 3/4"(19.0 mm.) | 50 - 80 | 60 - 90 |
| 3/8"(9.5 mm.) | 35 - 60 | 45 - 75 |
| Nº 4 (4.76 mm.) | 25 - 50 | 30 - 60 |
| Nº 10 (2.00 mm.) | 20 - 40 | 20 - 50 |
| Nº 40 (0.425 mm.) | 10 - 25 | 10 - 25 |
| Nº 200 (0.075 mm.) | 2 - 12 | 2 - 12 |

Usualmente está conformado por agregados de alta calidad; como piedra triturada, grava y arena. Los agregados de alta calidad que forman la base son típicamente compactados mediante rodillo liso vibratorio de mínimo 8 Toneladas o mayor, trabajando desde afuera hacia adentro del eje de la vía.

Subbase.

La subbase es una capa de material granular, compuesto por agregados triturados o cribados, que debe cumplir con las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F 2002, va colocado sobre la subrasante o sobre una capa de material de mejoramiento y soporta la base granular.

De acuerdo con el ensayo de abrasión de los Ángeles el desgaste máximo debe ser del 50%, tener un índice de plasticidad menor que 6% y límite líquido máximo de 25%, analizando la porción que pasa por el tamiz No 40. La capacidad de soporte será igual o mayor del 30% del ensayo CBR (California Bearing Ratio: Ensayo de Relación de Soporte de California).

Por lo general es de más bajo costo comparado con la capa de base. La subbase se coloca cuando la subrasante es de baja capacidad portante, y en ciertos casos no se incluye dentro del diseño de la estructura de pavimento. Esta capa previene la intrusión del material fino proveniente de la subrasante en la base granular. Provee un drenaje libre para el agua que podría entrar en el pavimento. En caso de que la subrasante sea de baja capacidad portante, la subbase forma una plataforma de trabajo para las operaciones de construcción de la vía.

Subrasante.

La subrasante es la capa superior del terreno natural donde se va a asentar el pavimento. Esta superficie se prepara previamente mediante el movimiento de tierra, ya sea excavando hasta alcanzar la cota requerida o, por lo contrario, para formar la plataforma de la subrasante, debe rellenarse con material de préstamo importado; en cualquiera de los casos se debe compactar previo a la colocación de las siguientes capas.

2.2. Deterioro por fisuras en pavimentos flexibles.

Varios investigadores indican que las fisuras presentes en la carpeta asfáltica es un fenómeno sumamente complejo determinarlo por medios experimentales y gobernado por una amplia gama de factores; entre los factores de influencia, se pueden considerar: las características de los materiales que lo constituyen, el espesor de la capa y proceso en que se fabrica la mezcla. Cabe recalcar que existe la influencia de agentes externos, como por ejemplo las condiciones climáticas y cargas aplicadas al pavimento. (Brown et al., 2001; McGennis et al., 1994; Roberts et al., 1996)

Según Valdés et al. (2012), los agentes externos producen una variedad de fallas de fisuración al estar en contacto con el pavimento, los cuales se clasifican en los siguientes tipos de fisuras:

- a. Fisuración por Fatiga
- b. Fisuración en Bloque
- c. Fisuración de Borde
- d. Fisuración Longitudinal
- e. Fisuración por Reflexión en Juntas
- f. Fisuración Transversal

2.2.1. Fisuración por Fatiga.

Comúnmente conocido como “piel de cocodrilo”, esta falla se da cuando hay una gran cantidad y sucesivos impactos en el asfalto producto de las cargas generadas por el tráfico, por lo general lo encontramos por donde pasan las llantas del tráfico, ya que la mezcla de asfalto va perdiendo sus propiedades estructurales.

Posee un patrón geométrico donde las grietas se van entrelazando unas con otras, formando ángulos agudos.

Las fisuras por fatiga tienen diferentes grados de severidad, los que son: bajo, moderado y alto, en la **Figura 1** se puede observar los tipos de severidad.

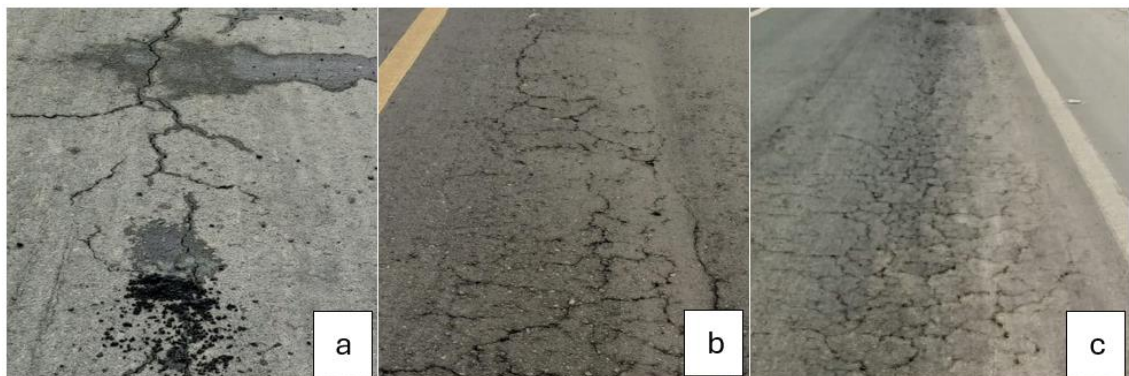


Figura 1. Deterioro por fatiga en diferentes niveles de severidad. (a) Bajo, (b) Moderado, (c) Alto.

Las fisuras de severidad baja poseen una mínima interconexión entre sí y no expulsa finos de la parte inferior. Las de nivel moderado refleja una mayor conexión entre las grietas y tampoco hay expulsión de finos. En el nivel de severidad alto las grietas están interconectadas completamente, y se presenta materiales finos expulsados desde la zona inferior, también podemos encontrar pavimentos sueltos, que se mueven cuando pasan los vehículos.

2.2.2. Fisuración en Bloque.

Cuando las fisuras se presentan en forma de bloque, se pueden ver como grandes pedazos rectangulares, que por lo general están entre los 0.1 a 10 metros cuadrados, tal como se presenta en la **Figura 2**.

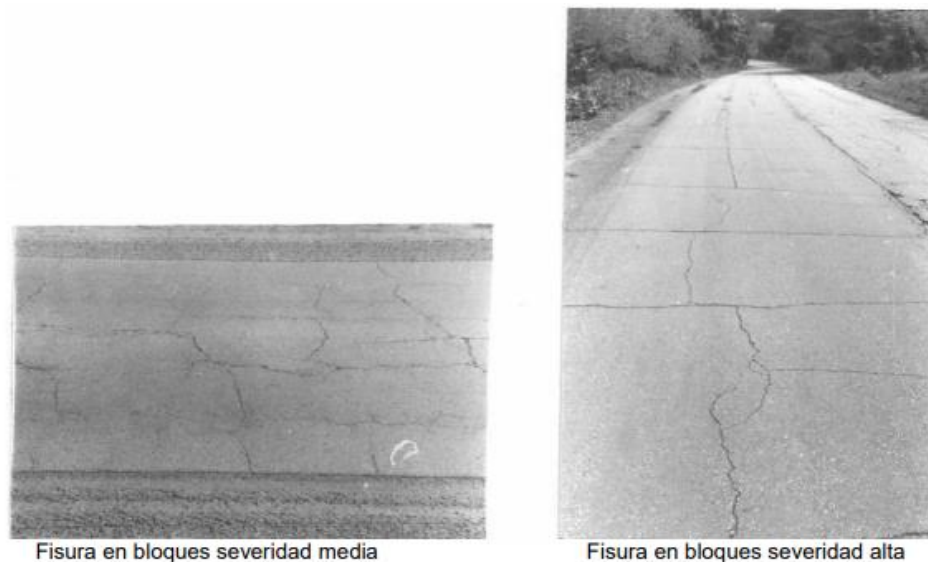


Figura 2. Fisuración en bloque (DEPARTAMENTO DE ADMINISTRACIÓN Y EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS, 1990)

Una de las causas principales de esta falla es por las tensiones que se dan en el asfalto por las variaciones de las temperaturas, más que todo cuando tiene módulos de rigidez altos. Otras posibles causas es el espesor de la carpeta asfáltica, fatiga del paquete estructural, escasez de soporte de la capacidad de la estructura de pavimento, o mala ejecución constructiva de las capas que conforman el pavimento.

2.2.3. Fisuración de Borde.

Estas fisuras las encontramos a una distancia no mayor a 0.60 metros desde el borde de la calzada, otra característica principal es su forma de medialuna, la podemos observar en la **Figura 3**.



Figura 3. Fisuración de Borde.

Este tipo de fisuraciones se da en bordes de la carpeta asfáltica la cual no posee bermas pavimentadas.

La débil base granular, sea por falta de confinamiento o por la mala compactación hace que se presenten este tipo de fisuras. Otra causa que puede producir fisuras de borde es el insuficiente o inexistente sistema de drenaje, provocando una disminución en la estabilidad del soporte de la estructura del pavimento.

2.2.4. Fisuración Longitudinal.

Las fisuras longitudinales presentan un paralelismo con relación al eje de la vía, esto lo podemos observar en la **Figura 4**.

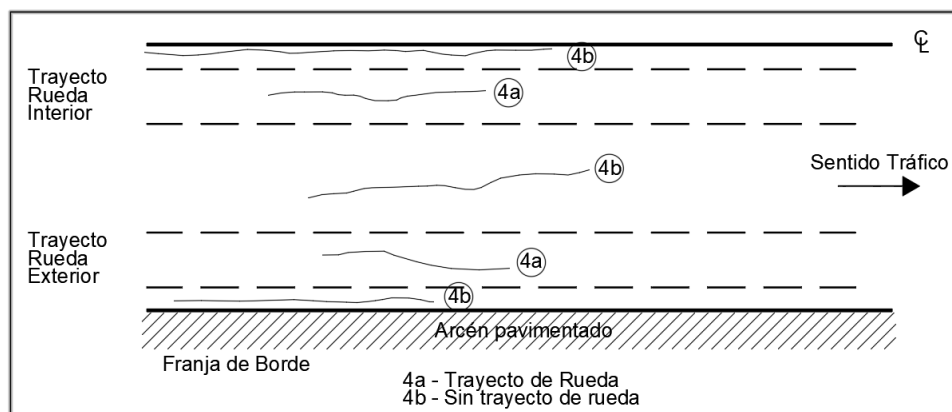


Figura 4. Tipos de fisuración longitudinal. Fuente: (Valdés et al., 2012)

Las fisuras longitudinales pueden ser ascendentes o descendentes. Las fisuras ascendentes, se presentan cuando las capas inferiores presentan un debilitamiento

de su capacidad de soporte; las fisuras descendentes, se generan por las tensiones de tracción de la capa de rodadura a consecuencia del paso de vehículos pesados cuando los neumáticos poseen altas presiones de inflado, en la **Figura 5** podemos observar un tipo de fisura longitudinal.



Figura 5. Fisuración longitudinal descendente/descendente.

2.2.5. Fisuración por reflexión en juntas.



Figura 6. Fisuración por reflexión de juntas. Fuente: (Valdés et al., 2012)

En la **Figura 6** podemos observar fisuras en el asfalto, esto se debe a que debajo de ella existe una capa de hormigón hidráulico, provocando que las juntas que existe entre cada bloque de hormigón se reflejen en la superficie, y mientras el hormigón hidráulico reciba mayor cantidad de carga vehicular, más será el reflejo de las juntas. Este tipo de falla se produce igualmente en los recapeos asfálticos, cuando

la antigua estructura posee fisuras, provocando que se reflejen en la nueva superficie asfáltica.

2.2.6. Fisuración transversal.

Por lo general esta falla forma fisuras aproximadamente normales al eje de la vía sin necesidad de que exista un pavimento de hormigón hidráulico en la parte inferior, tal como lo representa la **Figura 7**; otras causas pueden ser por efectos térmicos, donde la rigidez juega un papel importante, otra causa también es un mal proceso constructivo, cuando al existir fisuras en capas inferiores no son corregidas provocando el reflejo de la fisura en la parte superior.



Figura 7. Fisuración transversal.

2.3. Suelos de la subrasante

El suelo natural influye directamente en el desempeño de la estructura de la vía puesto que sirve de capa de soporte para la estructura de pavimento, debido a esto es de gran importancia conocer las características geotécnicas de los suelos que conforman la subrasante.

En la siguiente sección describiremos algunas características geotécnicas que nos permitirán evaluar los suelos de la subrasante.

2.3.1. Resistencia al corte de los suelos.

La resistencia al corte de los suelos es uno de los más importantes aspectos de ingeniería geotécnica (Robert D. Holtz et al., 2011)

Esta se define como la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo puede ofrecer para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior. Esta afecta directamente a la capacidad portante de los suelos de cimentación de los pavimentos (Das, 2015)

La resistencia al corte para los suelos saturados puede ser descrita usando el criterio de falla de Mohr-Coulomb, el cual indica que los esfuerzos de falla de los materiales están en función de los esfuerzos normales en el plano de falla, de la cohesión, del ángulo de fricción y de la presión de poros (agua). La expresión general para el esfuerzo de corte de un suelo saturado es la **Ecuación 1**:

$$\tau = (\sigma - u_w) \tan \phi' + c'$$

Ecuación 1. Esfuerzo de Corte de un Suelo Saturado

Donde: τ : Esfuerzo de corte en el plano de falla

σ : Esfuerzo normal al plano de falla

Φ' : Angulo de fricción efectivo

u_w : Presión de poros (Agua)

c' : Cohesión efectiva entre partículas de suelo

Hay dos variantes principales de resistencia al corte en suelos: la resistencia drenada y la no drenada. Debido a que la condición crítica a la que están sometidos los suelos a evaluar, la resistencia al corte no drenado es particularmente crítica. Esto es así porque en el diseño de cimentaciones para cargas inmediatas, se toma en cuenta el escenario más crítico. Por lo tanto, la investigación se centrará en profundizar en la resistencia a la corte no drenada.

La resistencia al corte no drenado es una condición que se presenta en el suelo cuando la velocidad con la que se aplica la carga supera la capacidad de drenaje de este. Esta condición es especialmente relevante en suelos cohesivos por su baja permeabilidad. En el ámbito de las cimentaciones, la resistencia al corte no drenado a menudo representa el caso más crítico, siendo un factor clave para el diseño estructural. Durante los ensayos de corte no drenado, se mantiene constante tanto el contenido de agua como el volumen de la muestra. (Elsa Gabriela Sulca Marro et al., 2020)

Es aquella resistencia que se desarrolla en el suelo cuando se le aplica una carga a una velocidad mayor a la velocidad de drenaje de este; un tipo de falla por corte en el que la muestra a ensayar no presenta cambios en el contenido de agua. Esto quiere decir que el suelo se encuentra completamente saturado y no hay posibilidad de que haya cambios de volumen:

- Suelo completamente Saturado ($S=100\%$)
- No hay drenaje de agua ($\Delta V=0$)

2.3.2. Capacidad Portante de los Suelos en las vías.

Los suelos que cubren la corteza terrestre son el resultado de la degradación de rocas existentes lo que ocurre por la erosión del macizo rocoso, se producen por efectos mecánicos, químicos o biológicos.

La capacidad portante del suelo o capacidad de carga equivale a la resistencia que pueda soportar el suelo a la deformación, producto de la fuerza de fricción y cohesión de las partículas. Es de suma importancia el análisis de los suelos ya que la mayoría de las obras civiles son apoyadas en éstos. Se produce una falla por capacidad de carga cuando se aplica una carga mucho mayor a la que realmente debería soportar el suelo; por lo general se presenta en suelos rellenos no compactados correctamente, cuando las zonas de fundación no se encuentran ubicadas en el estrato fuerte o firme, entre otras posibles causas.

En vías, la capacidad portante, es la capacidad en la que el terreno o suelo es capaz de soportar los esfuerzos producidos por la circulación de los vehículos.

Actualmente la construcción de toda obra de tipo civil requiere un buen control de calidad en todas sus etapas, sea diseño o construcción, por ende, es importante conocer cuál es el comportamiento de todos los materiales que intervienen, y más aún del suelo. Es de conocimiento general que los suelos son el material más antiguo y complejo de construcción, ya que se ve afectados por muchos factores externos dependiendo del lugar de donde se encuentra.

La capacidad portante admisible estará controlada en uno de los siguientes criterios:

- Cuando el suelo de cimentación debe soportar una tensión determinada independiente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.
- Si lo que se pretende es equilibrar la tensión que se aplique al suelo y la deformación que este sufre, la capacidad de carga será calculada a partir de asientos admisibles

De acuerdo con lo estipulado por la NEVI-12 en el valor mínimo de CBR de la subrasante debe ser mayor o igual al 3%. Si el CBR del suelo es menor al 3% puede ocurrir problemas de deformabilidad, resistencia y puesta en obra (NEVI-12MTOPTOP 2013).

En la **Tabla 2** se establecen parámetros de CBR por ciertas categorías de subrasante.

Tabla 2. CBR de subrasantes por categorías (Quezada Osoria, 2017).

| Categoría de Subrasante | CBR |
|--------------------------------|---------------|
| Inadecuada | < 3% |
| Insuficiente | ≥ 3% A < 6% |
| Regular | ≥ 6% A < 10% |
| Buena | ≥ 10% A < 20% |
| Muy Buena | ≥ 20% A < 30% |
| Excelente | ≥ 30% |

También se debe tener en consideración los límites de Atterberg, al respecto se indica que:

- Suelos Seleccionados
 - Límite líquido LL < 30%
 - Índice de plasticidad IP < 10%
- Suelos Adecuados
 - Límite líquido LL < 40%
 - Si el límite líquido LL > 30% el Índice de plasticidad será IP > 4%
- Suelos Tolerables
 - Límite líquido LL < 65%
 - Índice de plasticidad IP > 0.73% si LL > 20%

El ensayo CBR (California Bearing Ratio) nos ayuda a determinar cuál es la capacidad de soporte de bases, subbase y subrasantes de los suelos por medio de un índice de resistencia denominado valor de relación de soporte, previo al conocimiento de la humedad óptima y la densidad máxima seca. Por tanto, la condición de humedad se vuelve más desfavorable cuando el suelo está saturado.

El CBR incrementa cuando hay mayor energía de compactación. Al momento de aumentar el número de golpes causa una densificación del suelo, disminuyendo los

vacíos entre partículas; esto implica que el contenido de agua óptimo sea menor porque hay menos vacíos entre las partículas que puedan ser llenadas con agua. (Hussain, 2017).

En suelos granulares el valor del CBR suele ser más alto debido a su menor cohesión y mayor capacidad de drenaje; por lo contrario, en suelos finos el valor del CBR suele ser más bajo por su mayor cohesión y menor capacidad de drenaje. Por ende, en los suelos finos existe más variabilidad debido a su sensibilidad a cambios en la humedad y a la compactación. Cada suelo es diferente y único, teniendo que considerar la humedad, densidad, composición y otros factores por lo que es necesario realizar análisis específicos para determinar este fenómeno (Thai et al., 2021).

2.4. Suelos Problemáticos.

Los suelos problemáticos presentan características que requieren intervenciones de manejo para evitar problemas que afecten las carreteras. . Existen un sin número de tipos de suelos problemáticos, se identifican principalmente por sus características, de entre las que destacan su deformabilidad.

Los suelos problemáticos más comunes son:

Suelos expansivos

Suelos dispersivos

Suelos colapsables

Suelos blandos

Al comprender las particularidades de cada uno de estos suelos problemáticos, podremos identificar las posibles causas de las fallas que se manifiestan en la vía que está siendo evaluada. Es crucial considerar estas características para conocer si existe una variación en el comportamiento geotécnico de los suelos respecto al estado con el cual se diseñó la vía previamente.

2.4.1. Suelos Expansivos.

Al hablar de suelos expansivos propiamente dicho, tenemos que decir que este tipo de suelos por lo general tienen entre sus componentes, minerales de caolinitas, illitas y montmorillonitas; como definición este tipo de suelos se expanden o aumentan

su volumen cuando ganan humedad y se contraen o reducen su volumen cuando pierden humedad.

Los minerales de arcilla poseen granos con dimensiones menores a 2 micras (0.002 mm) y pueden llegar a tener dimensiones moleculares como de los coloides. Los minerales de arcilla se producen por alteración química de rocas, originados particularmente por la hidratación de sus componentes litológicos. (López Lara et al., 2010)

De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se requiere el uso de la Carta de Plasticidad de Casagrande (**Figura 8**), para lo cual es necesario conocer el límite de plasticidad y el límite líquido (Das, 2015).

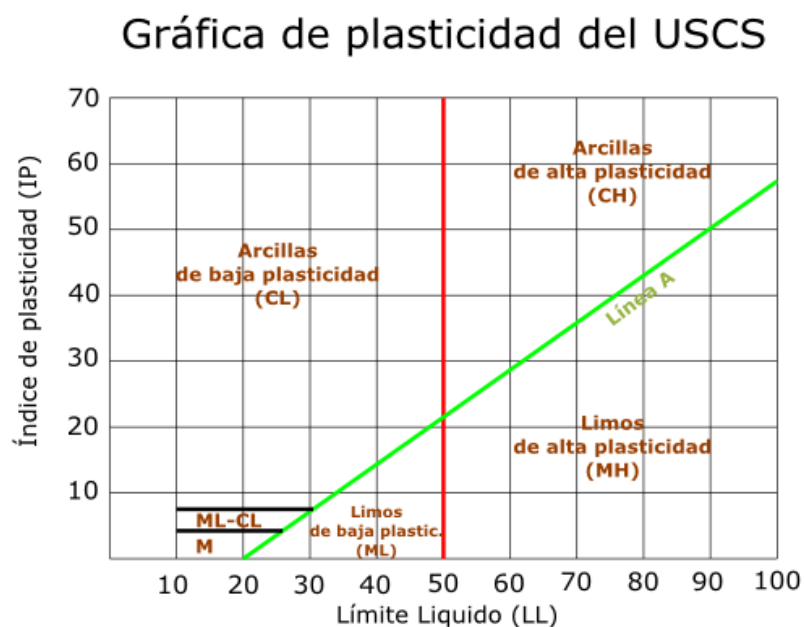


Figura 8. Carta de Plasticidad de Casa Grande

La clasificación mostrada en la **Tabla 3** sirve de guía para estimar probables cambios de volúmenes en suelos expansivos en base a los valores del límite líquido propuesto por Chen (1975).

Tabla 3. Datos para estimaciones probable de cambio de volumen para suelos expansivos. Adaptado de “Foundations on Expansive Soils”, por Chen, 1975

| Grado de Expansión | LL (%) |
|--------------------|--------|
| Bajo | < 30 |

| | |
|----------|---------|
| Medio | 30 - 40 |
| Alto | 40 - 60 |
| Muy alto | > 60 |

Otro criterio para analizar el grado de expansión de suelos problemáticos es propuesto por Dakshanamurthy & Raman (1973), la cual está en función del límite líquido, parámetros mostrados en la **Tabla 4**.

Tabla 4. Rangos correspondientes a la carta de plasticidad para suelos expansivos. Nota: Adaptado de “A simple method of identifying an soil”, por Dakshanamurthy & Raman, 1973.

| Límite Líquido | Grado de expansión |
|----------------|-------------------------|
| 0 - 20 | No hay hinchamiento |
| 20 - 35 | Bajo hinchamiento |
| 35 - 50 | Hinchamiento medio |
| 50 - 70 | Alto hinchamiento |
| 70 - 90 | Muy alto hinchamiento |
| > 90 | Extra alto hinchamiento |

Otro parámetro para poder relacionar el potencial de hinchamiento de los suelos problemáticos es con relación al índice de plasticidad propuesto por Chen (1975), los cuales se detallan en la **Tabla 5**.

Tabla 5. Datos para estimar potencial de hinchamiento en base al índice de plasticidad. Adaptado de “Foundations on Expansive Soils”, por Chen, 1975.

| Potencial de hinchamiento | Índice de plasticidad (%) |
|---------------------------|---------------------------|
| Bajo | 0 - 15 |
| Medio | 10 - 35 |
| Alto | 20 - 55 |
| Muy Alto | > 35 |

A parte de los límites de Atterberg para caracterizar los suelos problemáticos, Marín Nieto (1991) propuso una carta de Gradiente Mineral para poder determinar cuál es el tipo de mineral arcilloso que se encuentra presente en la muestra de suelo, la carta que realizó la basó en análisis realizados a las arcillas expansivas en las provincias de Manabí y Azuay. La carta establece la relación entre el Límite Líquido dividido para el Índice de Plasticidad en el eje X y el Índice de plasticidad en el eje Y. La línea “A” es la que tiene la Carta de Plasticidad de Casagrande, con la ecuación

“ $LL=0.73 (IP - 20)$ ”, graficada en escala logarítmica. La carta la mostramos en la **Figura 9**.

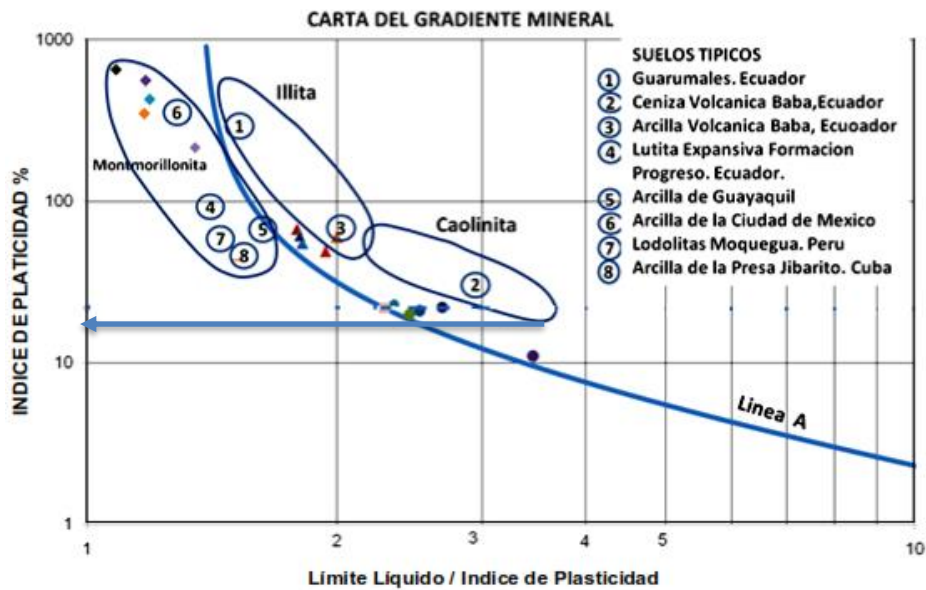


Figura 9. Gradiente Mineral (Marín Nieto, 1991).

En base a la carta de gradiente mineral, las arcillas que tienen mayor porcentaje del mineral montmorillonita se encuentra con un índice de plasticidad de más de 60% y una relación de límite líquido e índice de plasticidad menor que 2%, siempre por debajo de la línea A (Marín Nieto, 1991). A diferencia de las illitas y caolinitas se encuentran ubicadas por encima de la línea A con un valor de índice de plasticidad de más del 40% y una relación de límite líquido e índice de plasticidad menor que de 4%.

Otro parámetro que se analiza para la caracterización de estos suelos problemáticos es el propuesto por Skempton (1953), en el que clasifica a las arcillas en términos de la relación índice de Plasticidad dividido para la fracción de arcilla (% < 0.002mm) como se muestra en la **Ecuación 2**. A esta relación se la conoce como actividad coloidal.

$$Actividad\ Coloidal = \frac{Indice\ Plasticidad}{\% Pasante < 0.002\ mm}$$

Ecuación 2. Actividad Coloidal

En función de la actividad coloidal Skempton (1953) clasifica a las arcillas inactivas, normales y activas, como se puede observar en la **Tabla 6**

Tabla 6. Clasificación de arcillas por actividad coloidal según Skempton (1953)

| ARCILLA | ACTIVIDAD COLOIDAL |
|----------------|---------------------------|
| Inactiva | < 0.75 |
| Normal | 0.75 – 1.25 |
| Activa | > 1.25 |

Aunque los suelos que tengan un elevado potencial de hinchamiento presentan un índice de plasticidad o límite líquido elevado, cabe indicar que esta relación no siempre aplica, por tal motivo es recomendable ensayar el grado de expansión con métodos más directos como el que se muestra en la **Tabla 7** donde los criterios de varios investigadores relacionan el porcentaje de expansión libre con el potencial expansivo.

Tabla 7. Porcentaje de Expansión según varios Investigadores

| Investigadores | Expansión (%) | Grado de expansión |
|----------------------------------|----------------------|---------------------------|
| Holtz y Gibbs (1956) | <10 | Bajo |
| Seed, Woodward y Lundgren (1962) | 4 – 25 | Alto |
| Chen (1975) | 3 – 10 | Alto |

2.4.2. Suelos Dispersivos.

Son suelos de grano fino fácilmente erosionables que tienen un mayor contenido de sodio disuelta en el agua de poro, el proceso de erosión que sufre este tipo de suelos ocurre cuando el agua que se encuentra estancada remueve las partículas coloides de las arcillas.

2.4.3. Suelos Colapsables.

Son aquellos suelos que sufren asentamientos bruscos cuando están sometidos a cargas y/o saturación.

Estos suelos se caracterizan por tener una estructura macroporosa, es decir presente altos índices de vacíos, con una granulometría fina donde predominan los limos y arcillas. Tienen partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos y unidas entre sí por arcillas o cristales de sales.

2.4.4. Suelos Blandos.

Los suelos blandos presentan desafíos significativos debido a su baja resistencia y alta deformabilidad. Cada factor se caracteriza por lo siguiente:

- Baja Resistencia:

- La baja resistencia de los suelos blandos se traduce en una capacidad portante limitada. Esto significa que no pueden soportar cargas pesadas sin experimentar asentamientos excesivos o incluso fallas.
- En proyectos de construcción de carreteras, es crucial evaluar la resistencia del suelo para garantizar la estabilidad y seguridad de las estructuras.
- La baja resistencia también puede afectar la estabilidad de taludes (pendientes de terreno). Los suelos blandos son propensos a deslizamientos y colapsos, lo que puede ser peligroso en áreas urbanas o en proyectos de excavación.
- Alta Deformabilidad:
 - La alta deformabilidad se refiere a la capacidad del suelo para cambiar de forma bajo carga o presión. Los suelos blandos son altamente compresibles y pueden experimentar grandes asentamientos o hundimientos.
 - Estos cambios de asentamientos pueden afectar la infraestructura, como carreteras, puentes o edificios. Si un suelo blando se comprime demasiado, las estructuras pueden sufrir daños o incluso colapsar.
 - La deformabilidad también está relacionada con la capacidad de los suelos blandos para absorber agua. Cuando se saturan, pueden expandirse, lo que agrava aún más los problemas de asentamiento.

Estos suelos presentan una serie de rasgos específicos que los hacen fácilmente identificables (Provincial Gallardo, 2020):

- Asociación con Niveles Freáticos Elevados: Los suelos blandos suelen estar vinculados a niveles freáticos altos. La presencia de agua cerca de la superficie puede afectar la estabilidad y la capacidad de carga del suelo.
- Contenido de Materia Orgánica: En ocasiones, estos suelos contienen una cantidad significativa de materia orgánica. La descomposición de material vegetal contribuye a su característica de consistencia blanda.
- Composición de Partículas Finas: Los suelos blandos están mayoritariamente compuestos por partículas finas, como arcillas y limos. Estas partículas facilitan la ascensión de humedad por capilaridad, lo que puede afectar la estructura de las obras construidas sobre ellos.

2.5. Factores que afectan los suelos problemáticos.

Los suelos problemáticos tienden a cambiar de volumen como respuesta al contenido de humedad; es decir, aumenta su volumen cuando se encuentra mojado, y disminuye cuando están secos. El tipo de ambiente climático también influye en los cambios de volumen, cuando el clima es húmedo, como en meses de invierno, los

suelos problemáticos se expanden; en cambio, cuando existen meses secos, estas se contraen; produciendo movimientos horizontales, y provocando fisuras abiertas en meses secos, y cierre en meses húmedos.

Los factores más importantes que afectan a los suelos problemáticos en el cambio de volumen como respuesta a su contenido de humedad y que no han sido influenciados por cubiertas vegetales o por las edificaciones, los cuales se indican a continuación:

2.5.1. Tipo y cantidad de arcilla.

La composición química y la estructura de la arcilla, incluida la concentración de sal del agua que se encuentra en el suelo, por lo general determinan el potencial de hinchamiento. Es decir, si encontramos unas arcillas montmorilonitas, podemos deducir que habrá hinchamiento porque este grupo es el que más agua absorbe por su estructura reticular y si hay más cantidad de esta arcilla presente en el suelo más cantidad de agua absorberá.

2.5.2. Perfil del Suelo.

El perfil del suelo influye en los suelos problemáticos. Puesto que los estratos y la ubicación de estos determinan como se comportará este tipo de suelos, el comportamiento está influenciado por los cambios estacionales, manifestándose en movimientos horizontales y verticales del suelo. El movimiento horizontal provoca que existan fisuras en el suelo, mientras que los verticales provocan cambios cíclicos a nivel de la superficie del suelo, los movimientos cíclicos van disminuyendo con la profundidad. Por tanto, al tener mayores profundidades no se generan cambios de volúmenes significativos porque no existe modificación del suelo debido a las estaciones. La profundidad a la que se generan estos cambios de volúmenes se conoce como profundidad de movimiento estacional, y generalmente varían de 1 a 5 metros, pero dependiendo del patrón climático que prevalezca en el sitio.

2.5.3. Drenaje del Sitio.

Cuando el lugar de la construcción posee pendientes considerables, es menos propenso a que los suelos se humedezcan y se produzca hinchamiento o ablandamiento según el caso, ya que el agua escurre muy rápidamente; es todo lo contrario en una superficie plana, donde pasa inundada, es mucho más probable que exista un efecto adverso del agua en los suelos.

2.5.4. Clima.

En general, varios tipos de suelos son más propensos al hinchamiento en condiciones donde prevalecen climas semiáridos, lo que produce periodos cortos de humedad y largos de sequía, generando grandes cambios de humedad.

2.5.5. Cargas.

Cuando las cargas sobre las capas de suelos expansivos son comparativamente altas, se contrarresta la presión de hinchamiento y por lo tanto se producirá un menor cambio volumétrico. Este factor se vuelve importante cuando se requiere realizar cantidades significativas de relleno, puesto que se minimizaría los efectos de la expansión en los suelos.

2.5.6. Ubicación y tipo de vegetación.

Existen asentamientos localizados cuando las raíces de los árboles y arbustos atraen el agua de los suelos, provocando una desecación por ende una contracción o disminución del volumen de los suelos; mientras más cantidad de árboles existan, la condición de secado será mucho mayor, por ejemplo, si existe una hilera de árboles o grupo, la medida en que seca lateralmente, será de 1.5 veces la altura de los árboles.

2.6. Influencia de la subrasante en el comportamiento del pavimento.

Como se indicó en la sección 2.1.2, la subrasante es de gran importancia para la estructura de pavimento ya que sobre esta se apoya toda la estructura. Dependiendo de la capacidad de soporte de la subrasante se establecerá los espesores totales de las capas del pavimento. El suelo de fundación debe estar libre de material orgánico y poseer una estabilidad aceptable con la finalidad de evitar futuras fisuras superficiales en el pavimento.

El terreno natural o subrasante al estar formado de materiales finos es propenso a cambio de humedad y por tanto pueden llegar a modificar su volumen, resistencia y deformar la sección estructural de la vía.

El desempeño de una subrasante generalmente depende de dos características:

- Capacidad de carga. La subrasante debe poder soportar cargas transmitidas desde la estructura de pavimento.

- Cambios de volumen. La mayoría de los suelos sufren algún cambio de volumen cuando se exponen a humedad excesiva.

3. DESCRIPCIÓN DEL TRAMO A EVALUAR.

3.1. Ubicación.

El tramo de estudio se encuentra ubicada en el cantón Pedro Carbo, Provincia del Guayas; en el límite provincial con Manabí (sector La Cadena), en la zona sur oeste del país; como se puede observar en la **Figura 10**. Las coordenadas UTM WGS84 de inicio son (584586E;9799953N) zona 17S y del fin (570981E;9807709N) zona 17S; con una cota aproximada de 25.00 msnm, con una longitud total del 15.80 km. La calzada es de 11.90 m de ancho, con espesores variables de carpeta asfáltica entre 10 y 45 cm, cabe recalcar que los mayores espesores se encuentran en las bermas, ya que estas fueron ampliadas, donde se usó material asfáltico como nivelación vial.

Toda vía se ve afectada por fenómenos naturales o por efectos del ser humano. Varios de los fenómenos naturales que modifican las condiciones viales son: el clima, los sismos, eventos externos, tipos de suelos en el que sustenta la vía, tipo de infraestructura, etc. La vía en estudio sufre principalmente los efectos de: el tipo de suelo que sustentan la vía, el clima y sismicidad. Por lo cual se realiza comúnmente un mantenimiento vial cada 4 años, pero en ciertas ocasiones la vía presenta complicaciones antes de ese periodo de tiempo, presentándose fisuras antes de los 2 años; la vía fue recapeada en el año 2022 y ya se presentan fisuras longitudinales a diciembre 2024.

Por lo que, del tramo en estudio, se revisará el estado actual del pavimento y se realizará una exploración del subsuelo en aquellos sitios que presenten complicaciones de la estructura vial. La finalidad es realizar una evaluación de la influencia de las condiciones actuales de la subrasante en el comportamiento de la vía. Se debe acotar que la vía posee múltiples fisuras longitudinales, las podemos encontrar al filo del asfalto, aproximadamente a unos 60 cm, dentro del carril de circulación, justo bajo la circulación de los neumáticos.

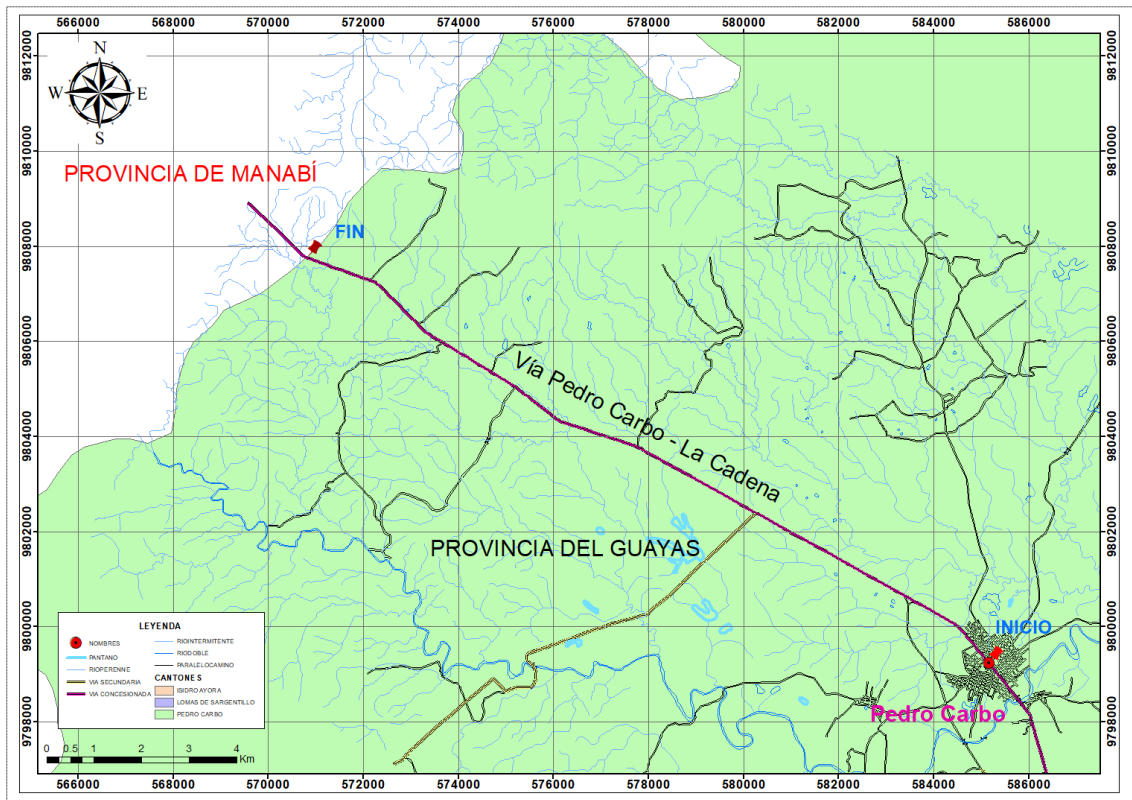


Figura 10. Ubicación del Tramo Pedro Carbo – La Cadena.

3.2. Descripción Geológica del área de estudio.

Geología Regional.

La zona de estudio se ubica en la parte central de la región costa de la República del Ecuador, al oeste de la Cordillera de los Andes que atraviesa completamente el país con rumbo SSW – NNE.

En la vía de la presente evaluación, es decir entre Pedro Carbo y el límite de la provincia del Guayas, según la **Figura 11** el tipo de geología que prevalece es de tipo Aluviales y terrazas recientes, también se puede encontrar la Falla Cascol; hacia la parte Suroeste podemos encontrar las formaciones Piñon y Angostura, a más de la Falla de Colonche. La falla Piñon está conformada por lava volcánica y basaltos. En la falla de Angostura, formada generalmente por arenisca, capas gruesas arcillosas. La formación Onzole, ocupa la mayoría parte norte del cantón Pedro Carbo, y está ligada a la presencia de relieves colinados bajos a medios en donde la litología se compone de material erodable como arcillolitas y limolitas, que generalmente se encuentran formando las vertientes bajas de las mesas (Fundación Santiago de Guayaquil, 2011).

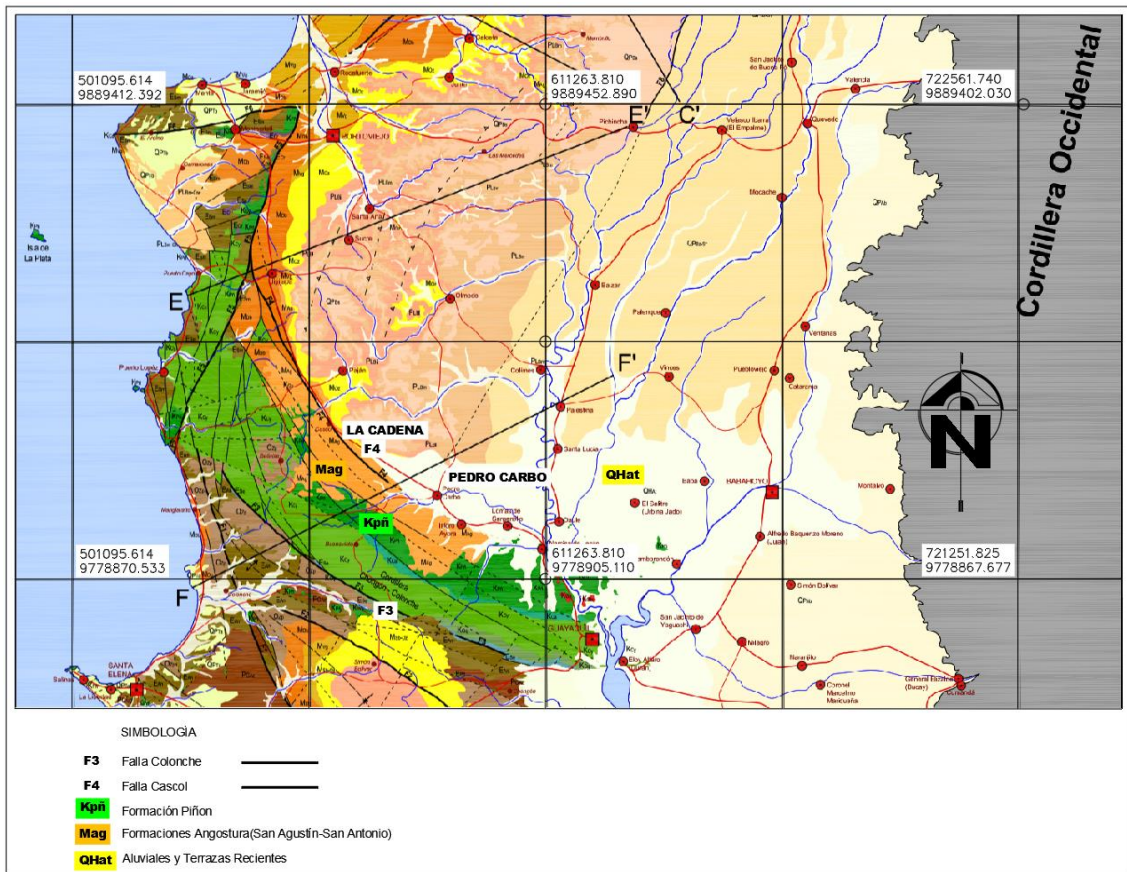


Figura 11. Mapa Geológico Costa Ecuatoriana. (Reyes P. & Michaud F., 2012).

3.3. Clima

Pedro Carbo tiene dos temporadas, seca e invernal; dependiendo de la temporada el ambiente es caluroso, caliente, nublado o parcialmente nublado. En el transcurso del año, generalmente la temperatura varía entre 20 a 30 °C, en raras ocasiones baja a menos 19 °C o sube más de 32 °C. Tiene un clima tropical de sabana. El calor está presente todos los meses, tanto en épocas de verano como en invierno.

3.4. SISMISIDAD.

A lo largo de la historia del Ecuador los fenómenos de origen natural que mayores consecuencias negativas dejaron son los sismos. Los movimientos sísmicos se relacionan con la subducción de la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana (**Figura 12**). En el tramo entre Pedro Carbo y La Cadena, se encuentra la falla de Cascol (Reyes & Michaud, 2012). Las fallas geológicas también pueden generar los sismos; unas son más activas que otras, la cantidad, frecuencia y magnitud de estos eventos provocados por una falla geológica determinada es variable.

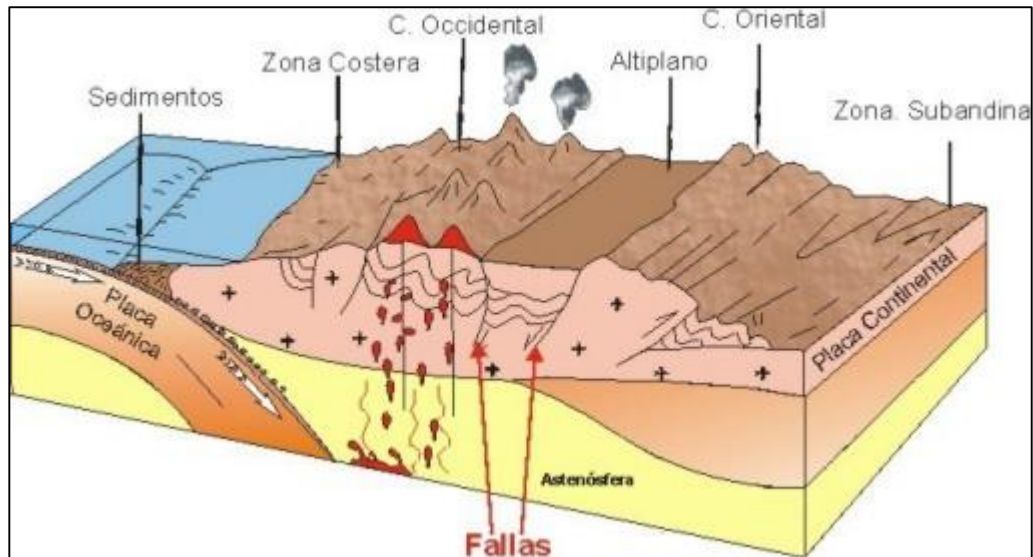


Figura 12. Esquema de zona de Subducción

Debido al peligro sísmico que experimenta la zona, se han realizados monitoreos y revisiones históricas de sismos a nivel nacional; entre el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN) y la Secretaría Nacional de Educación Superior, realizaron un convenio para la instalación y monitoreo sísmico de banda ancha en los cantones de Balzar, Milagro, General Villamil (Playas), Durán y Cerro del Morro, en el cantón Milagro también se instaló una estación acelerográfica la cual contribuye al monitoreo de la actividad sísmica del país en tiempo real.

Otro tipo de falla es la que se produce a lo largo de las fallas geológicas, estas fallas se producen por el mismo problema de subducción, generando fallas regionales o locales, y que liberan la energía cuando existe una gran acumulación de esta.

EL Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional generó una zonificación sísmica, la cual sirve como referencia para determinar el nivel de amenaza pronosticado para cada cantón. La provincia del Guayas, en especial el cantón Pedro Carbo se encuentra en una zona sísmica catalogada como V “cinco”, donde su caracterización de peligro sísmico es Alta. (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

4. METODOLOGÍA.

El presente trabajo se realiza debido a que la vía entre el Cantón Pedro Carbo y el límite provincial con Manabí, sentido de sur a norte, se han encontrado un sin número de fisuras longitudinales, las que se pueden encontrar al borde del asfalto y

en medio de carriles; el objetivo del trabajo es conocer el por qué se presentan este tipo de problemas, y básicamente si están relacionados al tipo o condición de la subrasante natural.

Para alcanzar nuestros objetivos nos basaremos en una metodología secuencial conformada por los siguientes ítems:

- Recopilación de información existente
- Evaluación de las condiciones de la vía
- Análisis/evaluación superficial
- Exploración subsuperficial
- Caracterización de materiales
- Análisis de resultados

4.1. Recopilación de la información existente.

Para esta etapa se buscará información existente sobre la geotécnica del sitio del tramo de vía a evaluar, una buena fuente de información constituye los trabajos realizados por la empresa CONORTE S.A., encargada del mantenimiento vial desde el año 2000. A continuación, se revisa información proporcionada por la empresa en mención.

4.1.1. Estudio de Suelos para Ampliación en Espaldones de Vía Pedro Carbo – La Cadena

En el año 2005, la empresa CONORTE S.A., decidió realizar el DISEÑO Y ESTUDIOS DE LA AMPLIACIÓN E LOS ESPALDONES DE LA VÍA PEDRO CARBO – LA CADENA; para posteriormente realizar la construcción de esta.

La realización de este estudio se le encargó a la empresa HIDALGO e HIDALGO S.A. La cual procedió a excavar 8 calicatas a lo largo del tramo que inicia en la abscisa 31+500 salida del cantón Pedro Carbo y finaliza en la abscisa 47+200 del sitio La Cadena esto con la finalidad de evaluar mediante una caracterización geotécnica el tipo de suelo que conforma la subrasante y en específico su capacidad portante (CBR), y con esta información diseñar la estructura de pavimento flexible. La ubicación de estas calicatas se presenta en la **Tabla 8**. En estas calicatas se alcanzó una profundidad de entre 2.5-3.0 metros.

Tabla 8. Ubicación de Perforaciones (Hidalgo e Hidalgo S.A.)

| CALICATA | PROFUNDIDAD (m) | ABSCISA | LADO | COORDENADAS | |
|----------|--------------------|---------|-----------|-------------|---------|
| | | | | ESTE | NORTE |
| C1 | 2.50 | 31+700 | IZQUIERDO | 584430 | 9800059 |
| C2 | 3.00 | 33+600 | IZQUIERDO | 582775 | 9800995 |
| C3 | 2.70 | 35+600 | DERECHO | 581031 | 9801975 |
| C4 | 3.00 | 37+900 | DERECHO | 579021 | 9803092 |
| C5 | 2.50 | 40+000 | IZQUIERDO | 577135 | 9803996 |
| C6 | 2.50 | 41+900 | DERECHO | 575446 | 9804861 |
| C7 | 3.30 | 45+500 | IZQUIERDO | 572920 | 9806593 |
| C8 | 3.00 | 46+900 | DERECHO | 571346 | 9807576 |

En laboratorio se realizaron los siguientes ensayos bajo las normas correspondientes, según se indica en la **Tabla 9**:

Tabla 9. Ensayos y Procedimientos realizados para la Caracterización Geotécnica (Hidalgo e Hidalgo S.A.)

| ENSAYO | PROCEDIMIENTO |
|--|----------------------------|
| PROPIEDADES ÍNDICES | |
| Contenido de Humedad | ASTM-D-2216 |
| Límite líquido, plástico e índice de plasticidad | ASTM-D-4318-95 Método B |
| Método de prueba estándar para CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR) de suelos compactados en laboratorio | ASTM-D-1883-16 |
| Clasificación de los suelos | ASTM-D-2487 |

Los resultados de estos ensayos se muestran en la **Tabla 10**

Tabla 10. Columnas estratigráficas de Calicatas realizadas por (HIDALGO e HIDALGO S.A.)

| PROFUNDIDAD (m) | C1 - 31+000 LI | | | | | C2 - 33+600 LI | | | | | C3 - 35+600 LD | | | | | C4 - 37+900 LD | | | | |
|-----------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-----------------------------|------|------|------|-------|-----------------------------|------|------|------|------|-----------------------------|-----|------|------|------|
| | CLASIFICACIÓN SUCS - AASHTO | W % | LL % | IP % | %CBR | CLASIFICACIÓN SUCS - AASHTO | W % | LL % | IP % | %CBR | CLASIFICACIÓN SUCS - AASHTO | W % | LL % | IP % | %CBR | CLASIFICACIÓN SUCS - AASHTO | W % | LL % | IP % | %CBR |
| 0.5 | SC A-2-6 | 17.00 | 36.30 | 12.80 | 20.20 | GP-GC A-2-7 | 6.4 | 45.1 | 19.6 | 12.21 | GC A-2-6 | 7 | 32 | 13.2 | 39.5 | SC A-2-6 | 11 | 34 | 16 | 21.8 |
| 1 | CL A-6 | 17.00 | 33.10 | 10.50 | 15.92 | SC A-6 | 10 | 33.9 | 14.4 | 14.25 | SC-SM A-2-4 | 13.5 | 26.1 | 4.9 | 33.2 | SC A-2-7 | 12 | 43 | 23 | 23.1 |
| 1.5 | CH A-7-5 | 24.2 | 87.8 | 49 | 11.36 | CH A-7-5 | 29.9 | 68.7 | 38 | 12.67 | CH A-7-5 | 11.8 | 68.7 | 38 | 37.5 | | | | | |
| 2 | | | | | | | | | | | | | | | | CL A-6 | 14 | 40 | 20 | 16.4 |
| 2.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| PROFUNDIDAD (m) | C5 - 40+000 LI | | | | | C6 - 41+900 LD | | | | | C7 - 45+500 LI | | | | | C8 - 46+900 LD | | | | |
|-----------------|-----------------------------|------|------|------|-------|-----------------------------|------|------|------|-------|-----------------------------|------|------|------|------|-----------------------------|------|------|------|------|
| | CLASIFICACIÓN SUCS - AASHTO | W % | LL % | IP % | %CBR | CLASIFICACIÓN SUCS - AASHTO | W % | LL % | IP % | %CBR | CLASIFICACIÓN SUCS - AASHTO | W % | LL % | IP % | %CBR | CLASIFICACIÓN SUCS - AASHTO | W % | LL % | IP % | %CBR |
| 0.5 | SM A-1-b | 7.1 | 28.3 | 4.3 | 42.83 | SC A-2-6 | 6.8 | 35.8 | 12.7 | 25.63 | GP-GC A-2-6 | 4.4 | 32.8 | 17.2 | 13.5 | GC A-2-6 | 8 | 31 | 15 | 19.7 |
| 1 | ML A-6 | 17.5 | 35.7 | 11.3 | 11.59 | SM A-2-6 | 14.3 | 38.5 | 13.3 | 21.74 | CH A-7-6 | 14.3 | 80.2 | 54.3 | 10.7 | GC A-2-6 | 9.6 | 39 | 19 | 13.6 |
| 1.5 | CL A-6 | 8 | 37.9 | 15.5 | 11.02 | CH A-7-5 | 22.1 | 58.7 | 35 | 14.32 | | | | | | CH A-7-5 | 27.1 | 48.1 | 26.5 | 15.8 |
| 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Como se puede observar en la **Tabla 10** los estratos que se encuentra entre 2-2.5 metros de profundidad, el cual es el nivel de la subrasante de la vía, predominan las CH y CL; y con porcentajes de CBR 11.02% – 37.05%. Estos valores se utilizaron para el diseño del pavimento de la ampliación en el espaldón de la vía.

4.1.2. Estudios de suelos CEVACONSULT

Debido a que se presentan fisuras longitudinales de borde en los espaldones, la empresa CONORTE S.A. encargada del mantenimiento vial de este tramo de vía,

decidió realizar los ESTUDIOS DE SUELOS PARA DIAGNÓSTICO EN ESPALDONES EN LA VÍA E482 ENTRE PEDRO CARBO ABSCISA 31+500 Y LA CADENA ABSCISA 47+200; la cual fue desarrollado por la empresa CEVACONSULT.

En los estudios de suelos realizados por la empresa CEVACONSULT podemos destacar que la toma de muestras se las realizó cada cuatro (4) kilómetros aproximadamente y de manera alternada, las perforaciones llegaron a profundidades de 7.50 metros, con la finalidad de determinar las características de los materiales que se encuentran bajo la estructura del pavimento.

De las perforaciones se obtuvieron muestras con muestreador tipo cuchara partida, a más de que se realizaron ensayos SPT (Standard Penetration Test), para suelos granulares y cohesivos de consistencia dura, y, a través de tubo SHELBY para suelos cohesivos blandos, siguiendo las normativas correspondientes, según se indica en la **Tabla 11**.

| | |
|------------------------------|-------------|
| Toma con muestra tipo Shelby | ASTM S-4220 |
| Ensayo de SPT | ASTM D-1586 |

Tabla 11. Especificaciones Técnicas para tomas de muestras y ensayos de campo.

Ubicación de las Perforaciones

De la información tomada por CEVACONSULT, presentamos la **Tabla 12** de perforaciones con las respectivas ubicaciones, abscisas y profundidad de muestreo, adicional se añade un mapa con sus respectivas ubicaciones, tal como se observa en la **Figura 13**.

Tabla 12. Coordenadas de las perforaciones. (CEVACONSULT).

| Perforaciones | Coordenadas WGS84 | | Abscisa m | Profundidad m |
|---|-------------------|---------|--------------|------------------|
| | Este | Norte | | |
| P1 LD | 571433 | 9807549 | 46+811 | 7.50 |
| P2 | - | - | - | - |
| La perforación P2 no se tomó ya que no existen fisuras presentes. | | | | |
| P3 LD | 578937 | 9803142 | 38+000 | 7.50 |
| P4 LI | 582792 | 9800985 | 33+620 | 7.50 |

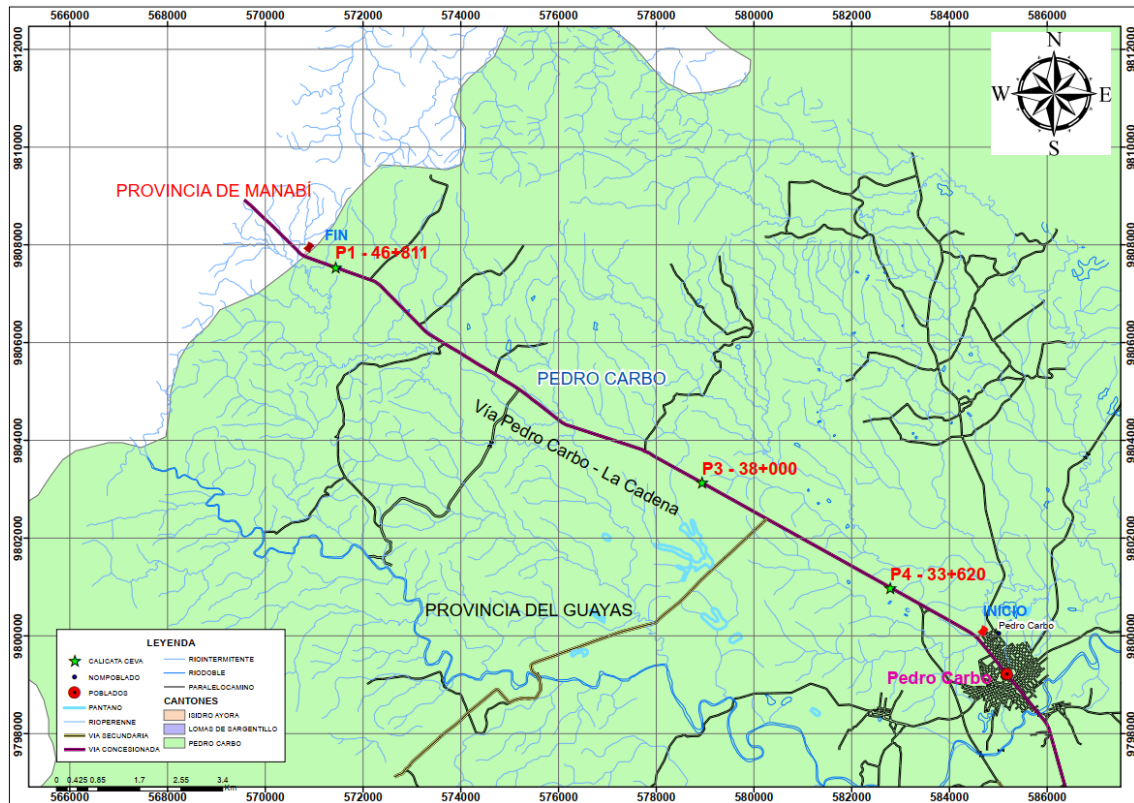


Figura 13. Ubicación de las perforaciones

Las muestras fueron embaladas, etiquetadas y protegidas para ser transportadas hasta el laboratorio donde realizaron los ensayos respectivos y que se indican en la **Tabla 13** con la respectiva norma aplicable:

| ENSAYO | PROCEDIMIENTO |
|--|----------------------------|
| PROPIEDADES ÍNDICES | |
| Contenido de Humedad | ASTM-D-2216 |
| Material menor No. 200 | ASTM-D-1140 |
| Límite líquido, plástico e índice de plasticidad | ASTM-D-4318-95 Método B |
| Análisis granulométrico por tamizado | ASTM-D-422 |
| Clasificación de los suelos | ASTM-D-2487 |

Tabla 13. Especificaciones ASTM para ensayos de laboratorio. (CEVACONSULT)

Según la investigación generada por la empresa CEVACONSULT y entregada a la concesionaria CONORTE S.A., han clasificado los diferentes tipos de suelos bajo la capa de asfalto, generando un perfil tipo, los que constan de materiales como gravas, arenas y arcillas, tal como se muestra en la **Tabla 14**.

Tabla 14.Columnas estratigráficas de Perforaciones P1 – P3 – P4

| MATERIAL | P1 | | | | | | P3 | | | | | P4 | | | | |
|---|---------------|--|--------|---------|---------|---------|---------------|--------|---------|---------|---------|---------------|--------|---------|---------|---------|
| | PROFUND. m | | W % | LL % | LP % | IP % | PROFUND. m | W % | LL % | LP % | IP % | PROFUND. m | W % | LL % | LP % | IP % |
| Asfalto | 0.00 - 0.35 | | | | | | 0.00 - 0.45 | | | | | 0.00 - 0.55 | | | | |
| Gravas y arenas limosas café, compactas a medio compactar. GW-GM, SP-SM, GP-GM | 0.35 - 0.85 | | 6 | NO | PLAS | TICO | 0.45 - 0.95 | 6 | NO | PLAS | TICO | 0.55 - 1.10 | 6 | NO | PLAS | TICO |
| | 0.85 - 1.50 | | 8 | NO | PLAS | TICO | 0.95 - 1.30 | 4 | NO | PLAS | TICO | 1.10 - 1.45 | 10 | NO | PLAS | TICO |
| Arcilla amarilla verdosa a gris verdosa, de alta plasticidad de consistencia dura a rígida. CH | 1.50 - 2.50 | | 32 | 69 | 25 | 44 | 1.30 - 2.50 | 28 | 78 | 28 | 50 | 1.45 - 2.50 | 32 | 64 | 23 | 41 |

Para los sondeos P1, P3 y P4, se tiene una capa de asfalto entre 35 a 45 centímetros de espesor. Por debajo de la capa de asfalto se encuentra una grava y arena limosa color café, compacta a media compacta (GW-GM, SP-SM, GP-GM) que llegan hasta profundidades entre los 1.35 y 1.50 metros. Subyace una arcilla amarilla verdosa a gris verdosa (CH), con una consistencia dura a rígida hasta una profundidad de los 5.50 metros.

4.2. Evaluación de las Condiciones de la Vía.

Para complementar la información anterior, realizamos un recorrido en las abscisas donde frecuentemente se presentan las fisuras longitudinales, la finalidad es evaluar la condición de la vía actual, de la cual se pudo determinar las siguientes características generales:

La vía está compuesta de 2 carriles, uno de ida y uno de retorno; cada carril tiene un ancho de 3.65 metros y un espaldón de 2.30 metros de cada lado; dando un total de ancho de calzada 11.90 metros. La parte del espaldón se encuentra asfaltada y al mismo nivel de la calzada.

Se realizó recorridos para levantar la información de los sitios que presentan problemas en la calzada. Para ubicar espacialmente estos sitios se utilizó como referencia el abscisado que utiliza la Concesionaria la cual comienza en la abscisa 31+500 en la salida del cantón Pedro Carbo y culmina en la abscisa 47+200 en la Cadena.

De recorrido realizado el 8 de diciembre del 2023, cuando no empezaba la época invernal, en la zona de evaluación se pudieron encontrar diferentes sitios donde existen fisuras longitudinales en el borde y en el centro de la vía; los cuales se puede observar detalladamente en la **Tabla 15**.

En la columna no. 1 se detalló la ubicación del tramo afectado con el abscisado referencial de la Concesionaria. En la columna no. 2 se coloca el lado en que se

encuentra el daño tomando en cuenta el eje central y en el sentido de avance del abscisado. En la columna no. 3 se establece el tipo de daño encontrado y del que ya fue analizado en la sección 2.3. En la columna no. 4 se coloca el grado de severidad que presenta el daño el cual fue calificado en base a la normativa ASTM D6433-20 “Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys”; en cuyos anexos detalla por cada tipo de daño como se debe asignar el tipo de severidad de forma objetiva. En la columna no. 5, se detalla la longitud en metros totales de las fisuras encontradas en dicho tramo y la separación de esas fisuras. Y finalmente en la última columna se indica donde está ubicado la fisura con respecto al filo de asfalto (FA).

Tabla 15. Evaluación superficial de acuerdo con el sistema PAVER y ubicación de fisuras existentes

| ABSCISA | LADO | DAÑO | SEVERIDAD | CANTIDADES LINEARES | UBICACIÓN DEL DAÑO |
|--------------------|---------------------|-----------------------------------|-----------|---------------------------------------|---|
| 33+035 | Izquierdo | Fisura de borde | Baja | 5m s=10mm | a 1.7m del FA |
| 33+060 | Derecho | Fisura de borde | Alta | 15m s=30mm | En FA |
| 33+070 | Izquierdo | Fisura de borde | Baja | 6m s=6mm | a 0.3m de FA |
| 33+260 - 33+320 | Izquierdo | Fisura de borde | Alta | 60m s=9mm | a 1m del FA |
| 33+970 - 34+000 | Derecho | Fisura de borde | Media | 30m s=10mm | a 1.8m del FA y en el FA |
| 34+000 | Izquierdo | Fisura de borde | Baja | 20m s=14mm | a 1m del FA |
| 34+400 - 34+600 | Izquierdo y Derecho | Fisuras longitudinales y de borde | Alta | 150m s=6-10mm | Varios sitios en Espaldón y en carriles centrales |
| 34+800 | Derecho | Fisura de borde | Alta | 10m s=20mm | 1.5m del FA |
| 34+920 | Derecho | Fisura de borde | Media | 15m s=10mm | 1m del FA |
| 35+540 - 35+560 | Derecho | Fisura de borde | Alta | 20m s=8-15mm (doble línea de fisuras) | 1m del FA y en el F.A. |
| 37+100 | Derecho | Fisura de borde | Baja | 10m s=8mm | 0.8 del FA |
| 37+480 | Derecho | Fisura de borde | Media | 10m s=15mm | en el F.A. |

| | | | | | |
|--------------------|-----------|-----------------|--------------|--------------|--------------------|
| 37+740 | Derecho | Fisura de borde | Baja | 6m s=13mm | 0.60m del FA |
| 38+020 - 38+040 | Derecho | Fisura de borde | Media - Alta | 15m s=14mm | 0.60m del FA |
| 38+080 - 38+120 | Derecho | Fisura de borde | Alta | 20m s=8-20mm | 0.6m - 1m del FA |
| 38+080 - 38+100 | Izquierdo | Fisura de borde | Media | 10m s=8mm | 0.8m del FA |
| 38+920 - 39+000 | Derecho | Fisura de borde | Media | 60m s=8mm | 0.3m - 0.8m del FA |
| 39+340- 39+400 | Derecho | Fisura de borde | Media | 20m s=8mm | 0.60m - 1m del FA |
| 46+590 | Izquierdo | Fisura de borde | Baja | 10m s=10mm | 1m del FA |
| 45+980 - 46+040 | Derecho | Fisura de borde | Baja | 20m s=8mm | 1m del FA |
| 45+570 | Izquierdo | Fisura de borde | Media | 15m s=8mm | 0.60m-1m del FA |
| 43+480 - 43+560 | Derecho | Fisura de borde | Media | 20m s=6mm | 0.5-1m del FA |

s: separación en milímetros

FA: Filo de Asfalto

Como se puede observar en la **Tabla 15** anterior las fisuras se presentan en su mayoría en los bordes de la vía en el área del espaldón.

Hay mayor presencia de fisuras entre las abscisas 33+000 – 39+400 en especial del lado derecho. En el tramo entre 39+400 – 43+480 no se visualiza fisuras.

Un hecho muy notable en el tramo de vía entre las abscisas 34+400 – 34+600, las fisuras eran muy recurrentes y se presentaban en el eje de la vía, en los carriles izquierdo, derecho, espaldón izquierdo y derecho. Cabe recalcar que este sector es el único que tiene en el área lateral arboles de teca con alturas mayores a 15 metros, por lo tanto, en la mayor parte del día se encuentra bajo sombra. Adicionalmente del lado derecho existe una depresión natural de 6 metros de profundidad y con un talud de 1H:2V como se puede observar en las **Figura 14**. Holland & Richards (1982) menciona que los árboles y arbustos absorben la humedad del suelo por medio de su sistema de raíces. La salida de esta agua de los suelos arcillosos causa contracción y por lo tanto asentamientos localizados en las zonas donde el árbol tiene el alcance

de absorber la humedad. Este alcance de absorción de agua del sistema de raíces de los árboles es comúnmente aceptado decir que corresponde a una distancia horizontal igual a 1.5 veces la altura del árbol cuando están plantados en línea o en grupo.



(a)



(b)

Figura 14. Tramo entre abscisas. 34+400 – 34+600. (a) fisuras longitudinales (b) Talud lateral lado izquierdo de la vía con pendiente 1H:2V

Adicionalmente en ciertos lugares no existe espaldón que proteja la estructura de pavimento, existiendo desniveles en el filo del asfalto de entre 0.60m – 0.80m. En la **Figura 15** se esquematiza las ubicaciones de las fisuras existentes.

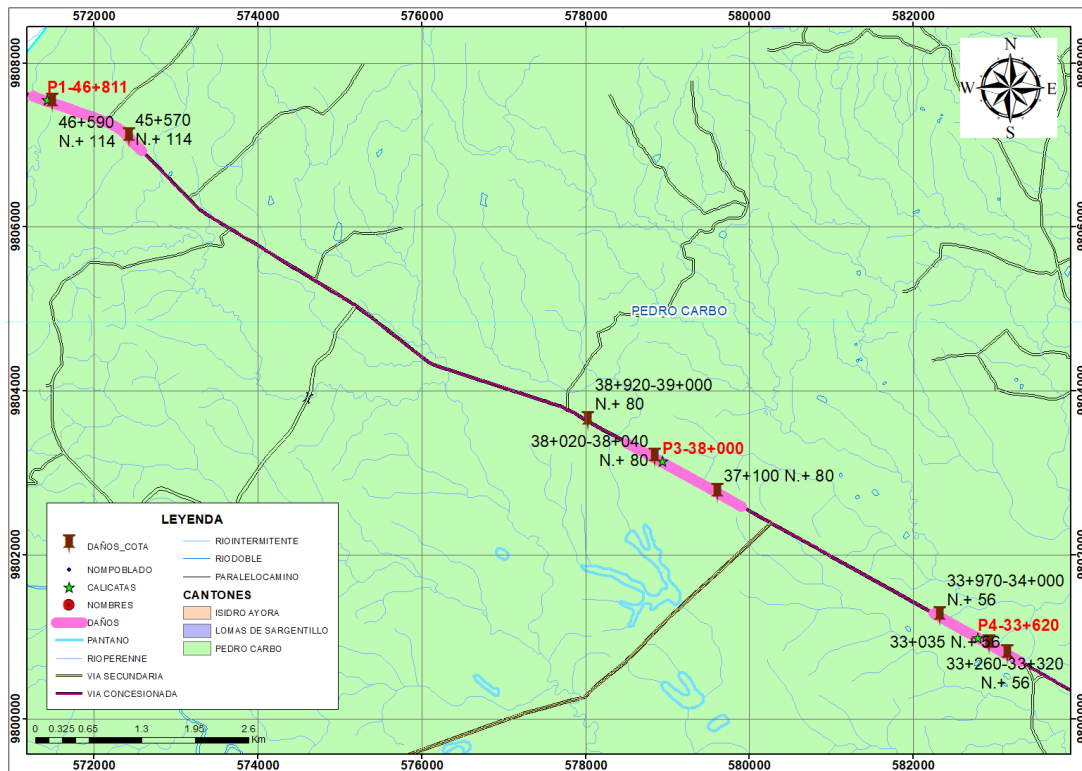


Figura 15. Esquema de Ubicación de Fisuras Existentes

A continuación, presentamos un detalle fotográfico de las fisuras longitudinales, presentes tanto al filo del asfalto, aproximadamente dentro del ancho de la berma, y en los ejes de calzada de circulación vehicular, estas imágenes están con relación a 3 (tres) lugares con mayores problemas de fisuras.

- Abscisa 33+540 a 33+700 – fisuras longitudinales (**Figura 16**).



Figura 16. Fisuras Longitudinales

- Abscisa 37+920 a 38+080 – fisuras longitudinales (**Figura 17**).



Figura 17. Fisuras Longitudinales

- Abscisa 46+731 a 46+891 – fisuras longitudinales (**Figura 18**).



Figura 18. Fisuras Longitudinales

4.3. Evaluación Superficial

Para realizar una evaluación superficial del estado que se encuentra la vía se utilizará el Sistema Paver, el cual fue desarrollado en la década de los 80 por el Laboratorio de Investigación Ingenieril de Construcción del Cuerpo de Ingenieros de la Fuerza Armada de los Estados Unidos (CERL, por sus siglas en ingles).

Este sistema utiliza el Índice de Condición del Pavimento (PCI, por sus siglas en inglés) se constituye en la metodología más completa para la evaluación objetiva de pavimentos flexibles.

El deterioro de la estructura de pavimento es una función de la clase de daño, su severidad y cantidad o densidad de este. Por lo que para involucrar estos tres elementos se utiliza los valores deducidos, como un factor de ponderación, con el fin de indicar de manera objetiva el grado de afectación según como se presente la

combinación de la clase de daño, severidad y densidad sobre la condición del pavimento.

El PCI es un índice numérico que varía desde cero (0), para un pavimento fallado o en mal estado, hasta cien (100) para un pavimento en perfecto estado. Para esta evaluación superficial se identifican los daños teniendo en cuenta la clase o tipo, severidad y densidad (cantidad) de los mismos.

En lo que respecta a la clase o tipo de daño, para lo que es pavimento flexible ya fueron descritos en la sección 2.3. En referencia a la severidad del daño se lo puede ponderar como leve (L), medio (M) o alto (H) de acuerdo lo que indica la norma ASTM 6433-20 según cada daño que se esté analizando. Para la densidad se hace mediciones en el caso de daños como fisuras longitudinales, transversales y de borde en metros lineales; y para el caso de daños superficiales como baches, ahuellamientos, fisuras de bloques, piel de cocodrilo, etc., se mide en metros cuadrados.

Esta evaluación se la realizó durante el mes de diciembre 2023 y los resultados se presentan en la **Tabla 15** de la sección 4.2.

4.4. Exploración subsuperficial

La exploración subsuperficial para nuestro caso es la identificación de los estratos que se encuentran bajo la estructura de pavimento, incluida sus características.

Para llegar a determinar el tipo de estructura de suelo se realizará un reconocimiento de la estratigrafía del suelo por cortes profundos estos lo realizaremos mediante calicatas a cielo abierto. Con la finalidad de correlacionar los datos y tomando en consideración los resultados recopilados en evaluaciones anteriores que se mencionaron en la sección 4.1, se decidió realizar 6 calicatas a cielo abierto tomando como referencia tanto las abscisas como la ubicación de las fisuras que se presentan en la carpeta asfáltica y de las cuales se escogen las abscisas presentadas en la **Tabla 16**.

Debido a que el objetivo del presente estudio es evaluar el aspecto geotécnico de la subrasante natural y puesto que la estructura del pavimento existente tiene 2.00 metros de altura; por lo que se decidió realizar calicatas que alcancen aquella profundidad, puesto que a partir de aquí comienza la subrasante sobre la cual estaría

cimentada el pavimento. Adicional a esto y tomando en cuenta la estratigrafía de los estudios previos que se muestran en el ANEXO 4, en el que se indica que a los 2.00 metros de profundidad hacia abajo se encuentran arcillas de alta plasticidad en estratos homogéneos. Por lo anteriormente expuesto se tomó la decisión de realizar la extracción de una muestra de suelo por cada calicata realizada a la profundidad mencionada anteriormente para de aquí ejecutar cada uno de los ensayos enumerados en la sección 4.5.1.

La topografía en el sector donde se tomará la primera calicata C1, abscisa 33+620 lado izquierdo (sentido sur a norte), posee un desnivel con relación al asfalto de menos 1.00 metro, se observa agua acumulada a una distancia de aproximadamente 5.00 metros desde el filo de asfalto, más que todo en etapa invernal, a más de ser sector ganadero, no se encuentran construcciones vecinas y el tipo de vegetación es solo maleza.

La calicata C2 realizada en la abscisa 35+525 lado derecho a una profundidad de 2.00 metros y a una distancia lateral de 2.00 metros desde el filo del asfalto, aproximadamente a tres metros desde el filo del asfalto tiene una pendiente 1H:2V con un desnivel de más menos 6.00 metros de altura desde la cota del asfalto.

En la abscisa 38+000 tercera calicata C3 lado derecho (sentido sur a norte), no posee desnivel con relación al asfalto, se encuentra un cerramiento como construcción, el nivel del terreno es hacia la vía, generando un empozamiento de las aguas lluvias, el tipo de vegetación es solo maleza y arboles presentes a un costado de la vía.

La 4ta calicata C4 tomada en la abscisa 41+987 lado derecho a una profundidad de 2.00 metros también fue tomada a una distancia de dos metros lateral desde el filo del asfalto, a partir de los tres metros de distancia también encontramos un talud 1H:2V con desnivel de aproximadamente 4.00 metros desde la cota del asfalto, encontramos vegetación (maleza) y ciertos árboles.

En la abscisa 45+560 se realizó una calicata C5 (número 5) a lado izquierdo de la vía, a una distancia lateral de aproximadamente 1.50 metros, la profundidad para la toma de la muestra se realizó a 2.00 metros de profundidad. El terreno natural está a un desnivel de 0.50 metros con relación al asfalto, y de ahí posee un talud de 1H:2V.

La topografía en la sexta calicata C6, abscisa 46+811 lado derecho (sentido sur a norte), tiene un talud hacia el asfalto de la vía, existe empozamiento de aguas lluvias por ser terrenos blandos y ganaderos, existe solo cerramiento de madera y alambres de púas como tipo construcción, las casas están un poco más alejadas desde el filo de asfalto, a casi 15 metros, el tipo de vegetación es solo maleza.

De lo anteriormente citado se presenta un resumen de las calicatas con sus respectivas profundidades en donde fueron tomadas las muestras **Tabla 16**, se detalla la abscisa de ubicación que va de norte a sur iniciando el recorrido desde el cantón Pedro Carbo, lado de toma de muestra y las coordenadas respectivas.

Tabla 16. Localización Geográfica de las Calicatas.

| Calicata | Profundidad (m) | Abscisa | Lado | Coordenadas UTM | |
|----------|-----------------|-----------|-----------|-----------------|------------|
| | | | | Este | Norte |
| C1 | 2.30 | 33+620.00 | IZQUIERDO | 582792.00 | 9800985.00 |
| C2 | 2.00 | 35+525.00 | DERECHO | 581982.35 | 9801450.89 |
| C3 | 2.00 | 38+000.00 | DERECHO | 578937.00 | 9803142.00 |
| C4 | 2.00 | 41+987.00 | DERECHO | 575407.41 | 9804902.15 |
| C5 | 2.00 | 45+560.00 | IZQUIERDO | 572452.45 | 9807060.14 |
| C6 | 2.00 | 46+811.00 | DERECHO | 571433.00 | 9807549.00 |

Toda vez que se identificaron las zonas de extracción, procedimos a extraer las muestras de suelo de tal manera que conserven su estructura y humedad, como en su estado natural. Para el proceso de toma de calicatas, se siguieron el procedimiento descrito en la Norma INEN 0687. De la misma manera nos basamos en la misma Norma, para transportar la muestra inalterada y conservar la humedad y estructura de la muestra. Una vez definida la norma aplicable, dimos paso a los trabajos en campo.

Para ello, en primer lugar, nos apoyamos de una retroexcavadora para realizar una excavación de 1.50 x 1.50 m en el terreno con las coordenadas definidas para la calicata C1, llegamos a una profundidad de 2.30 m como se observa en la **Figura 19**.



Figura 19. Calicata en C1 33+620 Lado Izquierdo.

Con la profundidad deseada, procedimos a marcar en el fondo de la pared el contorno de lo que será la cara de la calicata hasta obtener un bloque cubico de 0.40 m por lado, para este trabajo nos valimos de palas cuadradas, espátulas, barretas, pico. Una vez finalizada las labores de tallado y perfilado de las caras del bloque de suelo, procedimos a retirar el bloque con cuidado para envolver la muestra en fundas plásticas y colocar cinta de embalaje en todas las caras para sellar herméticamente la muestra y evitar la pérdida de humedad. En el proceso de embalaje se procedió a colocar el identificativo de la muestra con la información correspondiente a número de calicata, procedencia, fecha de muestra, profundidad, lado.

El proceso anteriormente descrito se usó para tomar las muestras de suelo de las calicatas C3 y C6, para la muestra de suelo de la calicata C3 llegamos a una profundidad de 2.00 m como observamos en la **Figura 20**; al igual que la calicata C6 llegamos a una altura de excavación de 2.00 m como se visualiza en la **Figura 21**.

Para las calicatas C2, C4 y C5 se procedió a tomar las muestras de la forma descrita anteriormente, las tres calicatas se tomaron a 2.00 metros de profundidad, se formó un cubo de 40 cm por lado.



Figura 20. Calicata C3 Abscisa 38+000 Lado Derecho.



Figura 21. Calicata C6 Abscisa 33+620 Lado Derecho.

Una vez realizada la exploración subsuperficial en donde se realizaron las calicatas procederemos a caracterizar los materiales bajo la superficie del suelo.

4.5. Caracterización de Materiales.

Cuando se realizaron las calicatas a cielo abierto se pudo observar la presencia de tres tipos de capas; la primera capa de entre 0 – 80 centímetros el material es una capa vegetal, entre los 80 – 140 centímetros se pudo observar una arcilla amarillenta color verdosa de alta plasticidad y consistencia dura, y entre los 140 – 230 centímetros el tipo de suelo observado es una arcilla gris verdosa, alta plasticidad de consistencia muy dura.

En la calicata C2 abscisa 35+525 al momento de realizar la perforación a una profundidad de 2.00 metros se pudo observar la presencia de agua, el nivel del agua se elevó hasta una altura de un metro desde el fondo de la calicata. Lo comentado anteriormente se volvió a presentar en la calicata C4 abscisa 41+987.

En general, en los seis puntos donde se tomaron las calicatas, no se observa ningún tipo de drenaje superficial lateral, en muchos casos el material que conforma el espaldón está compuesto de una capa vegetal y capas de arcilla inorgánica.

4.5.1 Ensayos de Caracterización Física.

Los diferentes ensayos de caracterización física fueron ejecutados en Laboratorio de la Empresa Hidalgo e Hidalgo S.A. ubicado en el Km 31.5 de la Vía Daule – Campamento Chivería y en el laboratorio de la Escuela Superior Politécnica del Litoral, ambos ubicados en la Provincia del Guayas.

Análisis Granulométrico por Sedimentación (Hidrómetro).

Este ensayo se realiza en base al principio de sedimentación de los granos de suelo en agua, fundamentándose en la Ley de Stokes. Para esto se determina el porcentaje de partículas que permanecen en suspensión en un tiempo determinado; para lo cual se utiliza un hidrómetro graduado para leer el peso específico de la suspensión o los gramos por litro de suspensión. Se realiza este ensayo en base a las normas INEN 696 (2011), ASTM D-422, AASHTO T88, MTC E 109-2000. Para esto se utiliza partículas de suelos que pasan el tamiz No. 200.

Los instrumentos para utilizar son: aparato agitador mecánico con su vaso (**Figura 22**), hidrómetro 152H (**Figura 23**), cilindros de vidrio 1000 ml. (**Figura 24**), termómetro

de inmersión (**Figura 25**), cronometro, horno, agente dispersante que en nuestro caso se usará el hexametáfosfato de sodio en 40 gramos por litro de solución de agua destilada (**Figura 26**).



Figura 22. Aparato agitador y su vaso



Figura 23. Hidrómetro 152H



Figura 24. Cilindros de vidrio 1000 ml



Figura 25. Termómetro de inmersión



Figura 26. Agente dispersante

Se prepara el agente dispersante en la proporción indicada y se mezcla con la muestra, se agita por un tiempo de 1 minuto, inmediatamente después se coloca en el cilindro de vidrio graduado y se coloca agua destilada hasta completar 1000 ml, se agita nuevamente la muestra dentro de la probeta con un agitador metálico. De inmediato se coloca el hidrómetro 152H, desde aquí se comienza a tomar las lecturas y a la vez la temperatura de la solución en diferentes tiempos (1 min., 2 min., 5 min., 10 min., 15 min., 30 min., 1 hora, 2 horas, 8 horas y 24 horas).

Límite de Atterberg o Consistencia.

Límite de Atterberg, ensayo de laboratorio normalizado con el que podemos obtener los límites del rango de humedad de un suelo cuando se mantiene en estado plástico. Con los ensayos y con el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (ANEXO 5), es posible clasificarlos.

Fue el sueco de nombre Atterberg, especialista en agronomía, quien ideó originalmente el método, posteriormente fueron refinados por Casagrande para la mecánica de suelos de la manera en la que hoy la conocemos.

Para la obtención de los límites es necesario contar con una muestra en sus condiciones naturales, para de esta manera remoldear (manipular) la muestra de suelo destruyéndola.

Por lo anteriormente descrito es necesario trabajar con todo material que sea menor a la malla #40 (0.42 mm), queriendo mencionar que no solo debemos trabajar con la parte fina del suelo, sino que igualmente se incluye la fracción de arena fina.

Contenido de Humedad.

Contenido de humedad (W) en un suelo, está definida como la relación que hay entre la masa de agua existente en el suelo y la misma masa del suelo seca, expresada comúnmente como porcentaje como se indica en la **Ecuación 3**.

$$W = \frac{W1 - W2}{W2 - Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

Ecuación 3. Contenido de Humedad.

Donde:

W: es el contenido de humedad en %

Ww: Peso del agua

Ws: Peso del suelo seco

W1: Peso de tara más el suelo húmedo, en gramos

W2: Peso de tara más el suelo secado en horno, en gramos

Wt: Peso de la tara, en gramos

Para nuestro caso nos basamos en la norma ASTM D2216-00; el objetivo del ensayo consiste en determinar la humedad respecto del peso del agua que se encuentra en los poros de una muestra de suelo, realizado por secado en horno a temperatura constante de 110°C ± 5°C, hasta llegar a un peso constante. El agua que se evapora de la muestra es el peso de agua contenida en la muestra de suelo y el material de suelo seco pasa a ser el peso de las partículas sólidas.

Los equipos requeridos para el ensayo en cuestión son: Balanza, Horno, Vasija, Recipiente, Espátula, Guantes, Desecador, utensilios en general.

Para realizar el ensayo es necesario la cantidad recomendada de 20 gramos, tal como se muestra en la **Tabla 17**.

Tabla 17. Relación necesaria para determinar el contenido de humedad.

| Máximo tamaño de partícula (pasa el 100%) | Tamaño de malla Estándar | Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados a $\pm 0.1\%$ | Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados a $\pm 1\%$ |
|---|--------------------------|---|---|
| 2 mm o menos | 2.00 mm (N° 10) | 20 g | 20 g* |
| 4.75 mm | 4.760 mm (N° 4) | 100 g | 20 g* |
| 9.5 mm | 9.525 mm (3/8") | 500 g | 50 g |
| 19.0 mm | 19.050 mm (3/4") | 2.5 kg | 250 g |
| 37.5 mm | 38.1 mm (1½") | 10 kg | 1 kg |
| 75.0 mm | 76.200 mm (3") | 50 kg | 5 kg |

Nota.- * Se usará no menos de 20 g para que sea representativa.

Para determinar la humedad del material se trabajó de la siguiente manera:

- Tomamos un recipiente limpio y seco, se lo pesó y registró su valor.
- Seleccionamos un espécimen de acuerdo con la **Tabla 17**.
- La muestra húmeda seleccionada la colocamos en el recipiente con la finalidad de tomar su peso y registrarlo (peso húmedo).
- El espécimen que está en el contenedor lo colocamos dentro del horno a una temperatura de 110 ± 5 °C, secando hasta obtener una masa constante. El tiempo de secado será de 24 horas.
- Cuando el recipiente con el material se haya secado a temperatura constante, será retirado del horno y se deja secar hasta el punto de poder manipularlo manualmente, una vez que haya sucedido esto, colocamos en recipiente en la balanza para tomar y registrar su peso (peso seco).
- Para ambos casos; peso húmedo y peso seco, restamos el valor de la tara o recipiente para tener el peso neto del material.
- Ya con el peso seco y húmedo se procedió al cálculo de la humedad del material con la formula antes descrita.

Límite Líquido.

Se considera como Límite Líquido en suelos cohesivos (Das, 2015), al contenido de agua expresado en porcentaje, de un suelo en el límite entre el estado semilíquido y plástico. La norma ASTM D4318-05 indica que el límite líquido es la humedad contenida en el suelo cuando el surco se cierra a los 25 golpes, con altura de caída de 10mm y unión de la muestra de 13mm.

Arthur Casagrande diseñó un dispositivo al cual conocemos como Copa de Casagrande, como se muestra en la **Figura 27**, indica que el mecanismo posee una copa de latón la cual se deja caer sobre una base de goma a una altura de 10mm, esta es operado manualmente por medio de manivela.

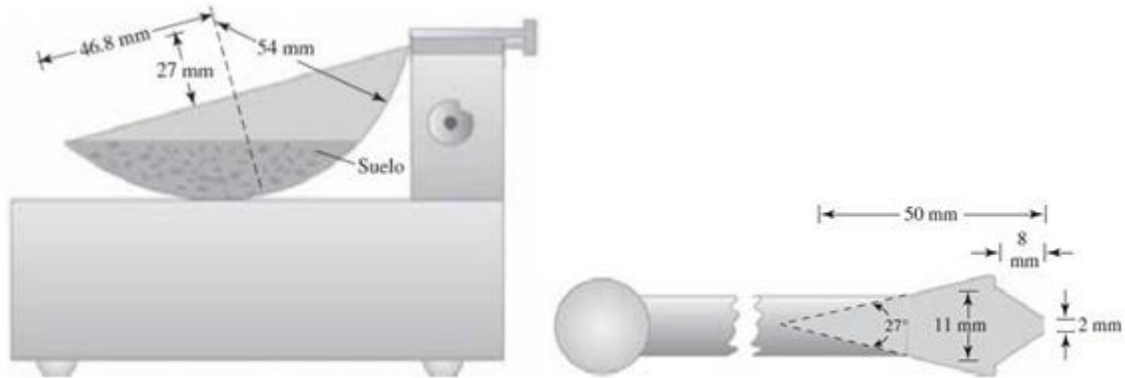


Figura 27. Dimensiones estándar de equipo Casa Grande (Das, 2015).

Para el cálculo del límite líquido nos referimos a la norma ASTM D 4318 – 17.

Entre los equipos que se utilizaron para realizar el ensayo se enlistan los siguientes: Plato (de preferencia sin esmaltar), Calibrador, Espátula, Recipientes, Copa de Casagrande, Ranurador, Balanza de sensibilidad de 0.01 g. y Horno para temperaturas de $110 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ (**Figura 28**).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 28. Equipos usados para Límite Líquido – laboratorio Chiveria - HeH S.A.

El ensayo lo practicamos con una muestra de entre 150 a 200 g del material que pasa por el tamiz de 425 μm (No. 40).

Para determinar el Límite Líquido realizamos el siguiente procedimiento:

- De la muestra de suelo tomada entre 150 a 200 g lo mezclamos en el plato agregando agua destilada, con ayuda de la espátula mezclamos el material hasta tener una mezcla uniforme, sin que quede material sin mezclar, la idea es que la consistencia de la mezcla se cierre con una cantidad de entre 25 a 35 golpes de la Copa de Casagrande.
- De la mezcla realizada anteriormente, tomamos la cantidad aproximada de 50 a 70 g y la colocamos en la Copa de Casagrande, la alisamos o enrasamos y verificamos que no se hayan formado burbujas durante el proceso.
- Con ayuda del ranurador y con cuidado, se hace un surco sobre la muestra tomando como simetría el eje del equipo de Casagrande, esto tiene la finalidad de separar la muestra.

- Procedemos a girar la manivela del equipo con velocidad constante de dos revoluciones por segundo hasta que el surco se cierre en media pulgada (aproximadamente 13mm) de longitud, los golpes que se hicieron para cerrar el surco deben ser anotados. En caso de que la muestra con diferente contenido de humedad se cierre con número menor a 25 golpes, repetimos el ensayo, de volverse a dar la misma condición, se considera un suelo no plástico.
- De la zona del surco donde se cerró, tomamos una muestra de 5g la cual va de borde a borde de la copa, la colocamos en un recipiente previamente identificado y pesado, con la finalidad de obtener el contenido de humedad.
- El recipiente es colocado al horno para secar la muestra, una vez seca se registra el peso para poder obtener el contenido de humedad.
- Como vamos a trabajar con el método multipunto, repetimos los procedimientos antes descritos para un mínimo de dos ensayos adicionales, para que el cierre del surco se produzca a menor cantidad de golpes. El objetivo es hacer el ensayo para los siguientes rangos de golpes: 25 a 35, 20 a 30, 15 a 25.
- Finalmente se grafican los puntos obtenidos en un gráfico semilogarítmico, en la que representaremos el número de golpes sobre el eje de las X y el contenido humedad sobre las Y. Trazamos una línea recta tratando de intersecar los tres puntos, esta recta toma el nombre de curva de fluidez **Figura 29**, el valor del límite líquido corresponde al valor de la ordenada para una abscisa de N= 25 golpes.

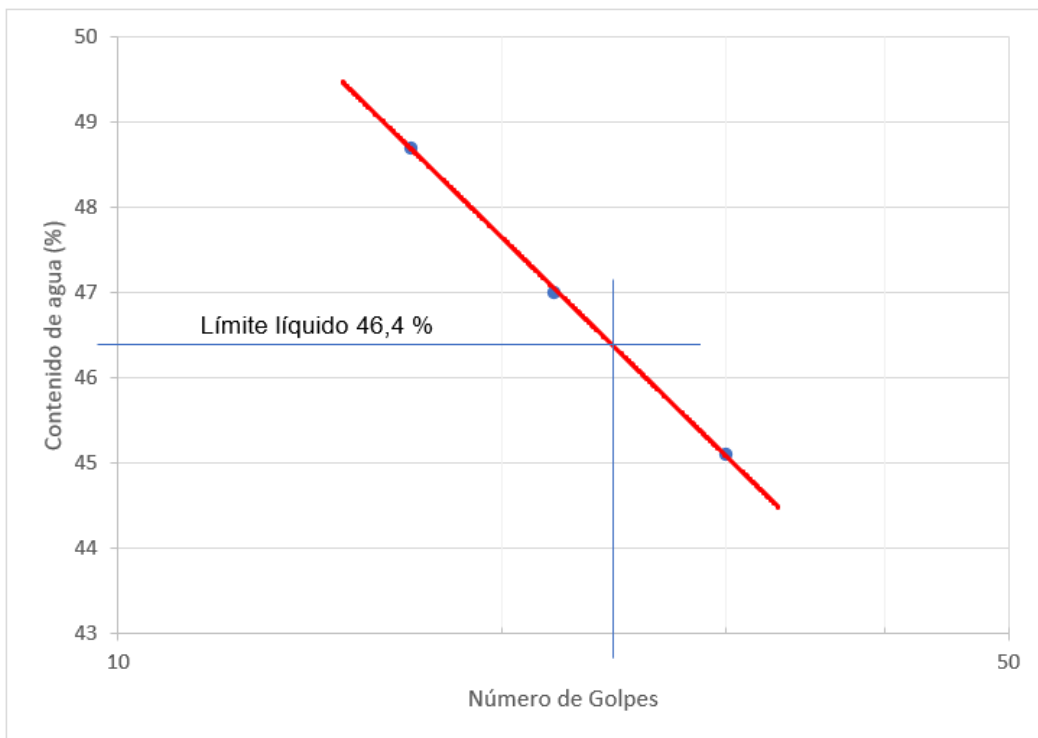


Figura 29. Curva de Fluidez.

Límite Plástico.

Este parámetro, comparado con el Límite Líquido, es mucho más sencillo ya que no se necesita de equipos complejos.

Se describe al límite plástico, cuando el suelo cambia de estado plástico a semisólido al momento de disminuir su contenido de agua, y cuando se aumenta su contenido de agua pasa de consistencia semisólida a plástica, todo este contenido de humedad es expresado en porcentaje, definiendo al límite inferior del estado plástico (Das, 2015). De acuerdo con la norma ASTM D 4318 – 17, el límite plástico se define como el contenido de humedad cuando al formar rollos de 3.2mm de diámetro este presenta grietas, observar la **Figura 30**.

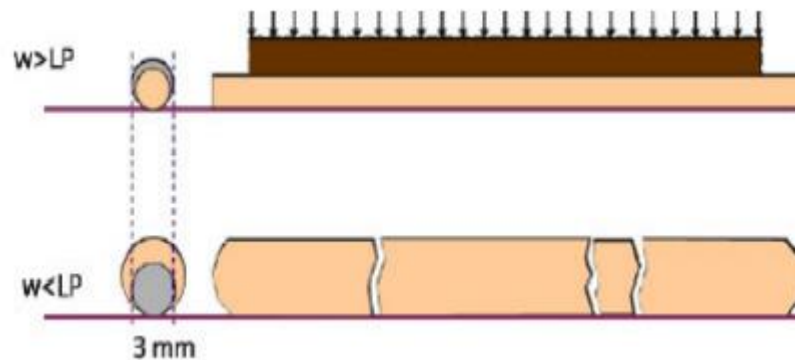


Figura 30. Límite Plástico. (Blázquez, 2016)

Para el cálculo del límite plástico nos referenciamos en la **Ecuación 4** (Das, 2015):

$$LP = \frac{W_H - W_S}{W_S} * 100 = \frac{W_W}{W_S} * 100$$

Ecuación 4. Límite Plástico.

Donde:

- W_H = peso de los rollos húmedos en gramos.
- W_S = peso de los rollos secos en gramos.
- W_W = contenido de humedad de los rollos en gramos.

Los equipos necesarios para realizar el ensayo de límite plástico son: Plato de porcelana o esmerilado para la mezcla del material, espátula, superficie de rodadura o placa de vidrio esmerilado, horno capaz de mantener temperaturas de 110 ± 5 °C, Balanza de sensibilidad de 0.01 g., tamiz No. 40 (0.425mm) y agua destilada (**Figura 31**).



Fig. 26



Fig. 27



Fig. 28



Fig. 29



Fig. 30

Figura 31. Equipos usados para Límite Plástico – laboratorio Chiveria - HeH S.A.

Se necesita una cantidad aproximada de suelo de 20 g del pasante por el tamiz No. 40 (0.425mm), el suelo debe ser preparado con la norma AASHTO T 87 o AASHTO T 146

Para determinar el Límite Plástico seguimos el siguiente procedimiento:

- Toda vez que el suelo se ha secado al ambiente lo amasamos con agua destilada en el plato de mezcla una porción de entre 1.5 a 2.0 g, hasta obtener una mezcla plástica y que podamos formar con facilidad esferas de suelo.

- La masa de suelo la rodamos en la placa de vidrio esmerilado presionando con la palma de la mano hacia adelante y hacia atrás, debemos proveer una presión suficiente y una velocidad constante de 80 a 90 ciclos por minuto.
- Formamos hilos o rollos con diámetro uniforme en toda la longitud, estos deben tener 3.2 mm de diámetro sin tomar más de 2 minutos.
- Si al momento que alcanzamos el diámetro requerido de 3.2 mm el hilo de la muestra no se ha desmoronado o segmentado en porciones de ± 1 cm, lo rompemos en 6 u 8 pedazos. Nuevamente tomamos los pedazos amasando entre los dedos pulgar e índice para volver a formar un elipsoide, se vuelve a enrollar.
- Se continúa enrollando la muestra para llegar a los 3.2 mm de diámetro, este proceso lo repetimos de forma continua, la finalidad es que el rollo se rompa en tres segmentos a causa del enrollado entre el vidrio y la palma de la mano, justo cuando alcanza el diámetro de 3.2 mm.
- Las porciones que se disgregan las colocamos en una tara seca de peso conocido, registramos el peso de la muestra más la tara, tomar en cuenta que por lo menos debemos tener 6 gr de muestra.
- Procedemos a colocar la tara con la muestra en el horno, el tiempo aproximado de secado es de 24 horas, llegado a este tiempo se pesa la muestra seca más la capsula y se registra el peso.
- Con la masa preparada inicialmente repetimos los procesos antes indicados.
- Ya realizada algunas muestras, y teniendo los pesos en húmedo y seco se procede a calcular el contenido de humedad, el cual nos indica el límite plástico del suelo.
- Es recomendable tener el promedio de al menos 2 muestras ensayadas, la finalidad es tener un promedio.

Índice de Plasticidad.

Se conoce al Índice de Plasticidad de suelos cohesivos, al rango del contenido de humedad en el cual el suelo se comporta de manera plástica, calculada a través de la **Ecuación 5** (ASTM D 4318 – 17):

$$IP = LL - LP$$

Ecuación 5. Índice de Plasticidad.

Donde:

- IP = Índice de plasticidad
- LL = Límite líquido

- LP = Límite Plástico

Rabat Blázquez (2016) define a los suelos por su índice de plasticidad de la siguiente manera: “suelos desmenuzables ($IP < 1$), suelos débilmente plásticos ($1 < IP < 7$), suelos medianamente plásticos ($7 < IP < 15$), suelos altamente plásticos ($IP > 15$)”

En la Carta de Plasticidad **Figura 32**, definimos dónde ubicar los valores que correspondan al límite líquido y al índice de plasticidad, la finalidad es separar los limos de las arcillas.

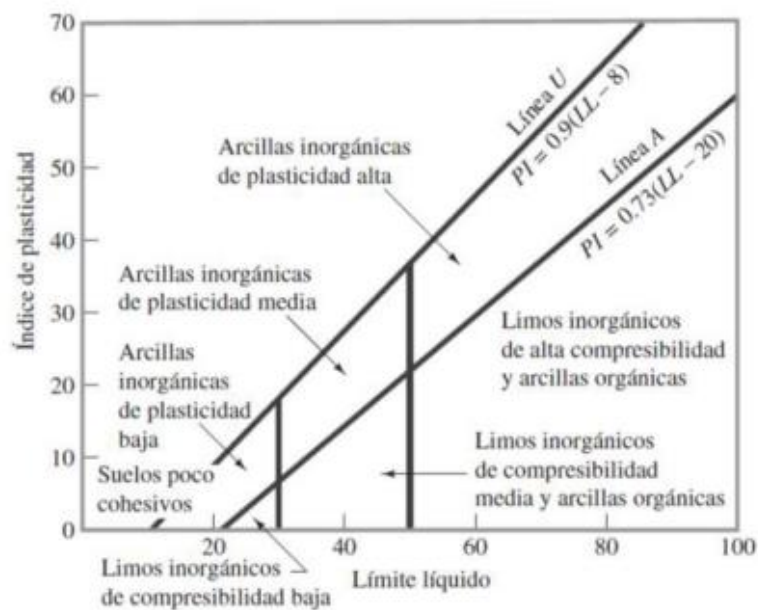


Figura 32. Carta de Plasticidad (Das, 2015).

Expansión Libre.

Basado en la norma ASTM D4546. Se define como un procedimiento para medir la expansión unidimensional inducida por el humedecimiento de muestras inalteradas de suelo. Es decir, se medirá la elevación máxima que el suelo sufrirá por el incremento de humedad, simulando que la muestra está en las mismas condiciones de campo en su depósito natural.

Para esto se utiliza un edómetro (**Figura 33**), deformímetro (**Figura 34**), capsula de confinamiento (**Figura 35**), anillo de corte, bandejas de aluminio, horno (**Figura 36**).



Figura 33. Edómetro



Figura 34. Deformímetro ELE



Figura 35. Cápsula de confinamiento



Figura 36. Espátula, Anillo de corte, bandeja de aluminio

De la muestra de suelo inalterada obtenida de campo, se talla la muestra para extraer con el anillo de corte solo el volumen de suelo requerido para el ensayo. Este procedimiento se lo realiza con extremo cuidado sin producir esfuerzos excesivos que podrían cambiar la condición de campo.

Una vez obtenido la muestra de suelo dentro del anillo de corte se lo procede a pesar para obtener valores de humedad. Este se coloca en la cápsula de confinamiento y posteriormente en el edómetro y se instala el deformímetro.

Se humedece la muestra dentro de la cápsula y se comienza a tomar lecturas del deformímetro a diferentes tiempos (inicial, 6seg., 10seg., 15seg., 30seg., 45seg., 1min., 2min., 4min., 8min., 15min., 30min., 1 hora, 2 horas, 4 horas, 6 horas, 24 horas).

Una vez terminado el ensayo, se procede a secar el material en el horno por 24 horas adicionales, de la cual se obtendrá el peso seco, para los cálculos de humedad.

Expansión Controlada.

En este ensayo también se utiliza la norma ASTM D4546. En la expansión controlada se mide la magnitud de la presión vertical necesaria para mantener sin cambio de volumen especímenes confinados lateralmente y cargados sobre un eje axial con una presión conocida.

Para la ejecución del ensayo se procede a tallar la muestra en el anillo de corte y este se coloca en la cápsula de confinamiento con piedra porosas y papel filtro, tanto en la parte superior e inferior de la muestra. Luego se coloca en el edómetro y se inunda la cámara de confinamiento. Debido al agua, la muestra va a incrementar su

volumen lo que será marcado por el dial del deformímetro. Para evitar este hinchamiento de la muestra se va añadiendo pesas (desde 50 gr. Hasta 1 kg, en función de contrarrestar la expansión) para que el deformímetro se mantenga en $\pm 0.01\text{mm}$ de la lectura inicial.

La presión de hinchamiento será aquella presión vertical que mantiene sin cambio de volumen la muestra. Esta se calculará como el peso colocado dividido para el área de la superficie de la probeta.

Una vez terminado el ensayo, se procede a secar el material en el horno por 24 horas adicionales, de la cual se obtendrá el peso seco, para los cálculos de humedad.

Ensayo Torvane

Esta es una herramienta (**Figura 37**) para ensayar suelos utilizado para una rápida determinación de la resistencia al cortante no drenado de los suelos cohesivos (S_u).

Durante la ejecución del ensayo (**Figura 38**), las cuchillas de la veleta se insertan en el terreno y se gira el mando lentamente hasta que el suelo circundante cede; en el indicador de aguja queda registrado la lectura máxima. El valor de esta escala está relacionado con el resorte torsional y dependiendo del diámetro de las cuchillas de la veleta se aplica un factor multiplicador para dar el valor de esfuerzo cortante no drenado. La ventaja de este equipo es que para realizar el ensayo no se necesita una preparación muy extensa de la muestra, solo se requiere una muestra plana de un diámetro de 50 milímetro. La norma que rige el procedimiento para realizar este ensayo es la ASTM D8121.



Figura 37. Set Equipo Torvane.

De las muestras obtenidas de las calicatas C2, C4 y C5; en el laboratorio se realizó el ensayo torvane. Se preparó 3 muestras para cada calicata, colocando el suelo en un anillo metálico de 50mm de diámetro, y en cada una de estas se aplicó la rotación del ensayo.



Figura 38. Ensayo Torvane realizado a la muestra extraída de la C2.

Ensayo de Cono Dinámico de Penetración

El procedimiento para realizar el ensayo DCP se detalla a continuación:

- Personal: Se necesita entre dos a tres personas, dos personas para realizar el ensayo y la tercera para tomar los apuntes.
- Preparación: Señalar el sitio del ensayo a la profundidad necesaria para realizar el ensayo.
- Datos del Sitio: Indicar la fecha, lugar, abscisas (de ser el caso), coordenadas geográficas, cantidad de sondeos, características del suelo, masa usada del instrumento (8 kg, 4.6 kg).
- Colocación del DCP: Una vez armado el equipo se procede a colocarlo en la superficie a ensayar, debe estar totalmente vertical, se debe anotar la referencia inicial con valor cero.
- Penetración: El ensayo inicio levantando el martillo hasta la manija y dejándolo caer sin necesidad de empujarlo, anotar la cantidad de golpes que va en función de la resistencia del suelo, es recomendable intervalos de golpe de 1,

2, 3, 5, 10 y 20 golpes, anotar la penetración registrada (mm) según la regla graduada, repetir el proceso hasta que se entierre toda la varilla inferior.

- Ajuste de la cantidad de golpes: El ajuste de la cantidad de golpes depende de si es mayor o menor la penetración en el suelo bajo un mismo intervalo de golpes, mientras menos es la cantidad de golpes la penetración es mayor.
- Criterio de rechazo: El ensayo se detiene cuando al dar 5 golpes no penetra más de 2 mm o si existe una desviación en vertical de más de 75 mm.
- Remover DCP: Se puede usar gata de extracción o con el mismo martillo golpear suavemente la parte superior de la manija, pero siempre manteniendo la verticalidad para no doblarla.

De los ensayos enunciados anteriormente, en la **Tabla 18** se muestra un resumen de lo que se realizó en las calicatas de esta evaluación a la profundidad indicada en cada una de estas.

Tabla 18. Ensayos a muestras extraídas en calicatas realizadas

| ENSAYOS REALIZADOS A MUESTRAS EXTRAÍDAS | | | | | | |
|--|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| NOMBRE DE ENSAYO | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 | C6 |
| | 33+620,00 | 35+525,00 | 38+000,00 | 41+987,00 | 45+560,00 | 46+811,00 |
| PROFUNDIDAD | 2,30 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 |
| LADO DE ENSAYO | IZQ | DER | DER | DER | IZQ | DER |
| LÍMITES DE ATTERBERG | X | X | X | X | X | X |
| HIDRÓMETRO | X | X | X | X | X | X |
| EXPANSIÓN LIBRE | X | X | X | X | X | X |
| EXPANSIÓN CONTROLADA | X | X | X | X | X | X |
| DCP (PENETRÓMETRO) | | X | | X | X | |
| TORVANE | | X | | X | X | |

NOTA: "X", INDICA EL ENSAYO REALIZADO A LA MUESTRA.

4.6. Análisis de Resultados

Una vez que se muestren los resultados obtenidos de los diferentes ensayos a ejecutar, se procederá a realizar una correlación de dichos valores con respecto a los obtenidos en estudios previos de la vía objeto de este estudio.

También se contrastará los resultados obtenidos con los diferentes criterios de varios investigadores que relacionan los parámetros geotécnicos, como lo son: límites de Atterberg, gradiente mineral, porcentaje de expansión.

5. RESULTADOS E INTERPRETACIÓN.

El objetivo de la presente se enmarca en correlacionar los diferentes aspectos geotécnicos de la subrasante natural sin dejar de lado los aspectos hidrológicos, de la vía Pedro Carbo – La Cadena; con la finalidad de conocer la problemática que se refleja en la carpeta asfáltica y de esta manera conservar la integridad física de la vía a largo plazo.

Para esto se realizó inspecciones en sitio para identificar los problemas que afecta a la carpeta asfáltica. De los sitios más problemáticos se escogieron 6 puntos tanto del margen izquierdo y derecho para poder realizar calicatas a cielo abierto, que nos permita obtener muestras alteradas e inalteradas de la subrasante. Con estas muestras se procedió a realizar varios ensayos de caracterización geotécnica que nos permitió evaluar el estado natural de la subrasante que es fundamental para la estabilidad y buen desempeño de la vía; dichos resultados se presentarán a continuación

5.1. Límites de Atterberg o Consistencia.

Los límites de Atterberg no solo pueden ser usados para la clasificación de los suelos según los sistemas SUCS y AASHTO, también sirven determinar la consistencia en la que el suelo se encuentra en su estado natural; inclusive se usan los límites de Atterberg para la determinación del grado de expansión aproximado de los suelos. La consistencia natural del suelo está relacionada con la humedad del material, además de los límites de Atterberg; a continuación, se revisan estos dos aspectos.

5.1.1. Contenido de Humedad.

Un parámetro fundamental para caracterización de los suelos es la humedad inicial. Por tal motivo se realizó la determinación del contenido de humedad para las calicatas del proyecto, tomando en consideración la norma ASTM D- 2216-98

De las muestras obtenidas de las calicatas realizadas en el tramo de estudio se realizaron dos ensayos de humedad por cada una de las muestras tomadas, los resultados se presentan en la **Tabla 19**.

Tabla 19. Resultados Humedad Natural

| No CALICATA | PTO | ABSCISA | LADO | PROFUNDIDAD | Wo 1 | Wo 2 | Wop (1+2)/2 |
|-------------|-----|-----------|------|-------------|-------|-------|-------------|
| C1 | ● | 33+620,00 | IZQ | 2,30 | 29,63 | 30,40 | 30,02 |
| C2 | ● | 35+525,00 | DER | 2,00 | 38,50 | 38,00 | 38,25 |
| C3 | ● | 38+000,00 | DER | 2,00 | 27,03 | 26,26 | 26,65 |
| C4 | ● | 41+987,00 | DER | 2,00 | 31,50 | 32,40 | 31,95 |
| C5 | ● | 45+560,00 | IZQ | 2,00 | 25,84 | 26,64 | 26,24 |
| C6 | ● | 46+811,00 | DER | 2,00 | 30,77 | 29,73 | 30,25 |

Como podemos observar en la **Tabla 19**, la humedad natural del suelo posee un límite inferior de 26.24% y un límite superior de 38.25%.

Ahora procedemos a realizar una comparación de los resultados obtenidos en este estudio con los de la empresa CEVACONSULT los que sirven de antecedentes de la zona de estudio, los que mostramos en la **Tabla 20**:

Tabla 20. Resultados Humedad Natural, Autores Vs. CEVACONSULT


| COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE HUMEDAD NATURAL | | | | | | |
|--|-----------|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| CALICATA | ABSCISA | LADO | AUTORES | | CEVACONSULT | |
| | | | PROFUNDIDAD (m) | HUMEDAD NATURAL | PROFUNDIDAD (m) | HUMEDAD NATURAL |
| C1 | 33+620.00 | IZQUIERDO | 2,30 | 30,02 | 1.60 - 2.10 | 32,00 |
| C2 | 35+525.00 | DERECHO | 2,00 | 38,25 | | |
| C3 | 38+000.00 | DERECHO | 2,00 | 26,65 | 1.50 - 2.00 | 28,00 |
| C4 | 41+987.00 | DERECHO | 2,00 | 31,95 | | |
| C5 | 45+560.00 | IZQUIERDO | 2,00 | 26,24 | | |
| C6 | 46+811.00 | DERECHO | 2,00 | 30,25 | 1.50 - 2.00 | 32,00 |

Como podemos observar en la **Tabla 20**, existe una diferencia entre los resultados obtenidos en este estudio en comparación con la empresa CEVACONSULT, el promedio entre las tres calicatas que coinciden con las abscisas donde fueron tomadas las muestras es de 1.70 puntos porcentuales, con lo que podemos observar pequeñas variaciones en la humedad natural de los sectores.

5.1.2. Límite Líquido.

El límite líquido se determinó siguiendo los procedimientos descritos en la sección 4.5.1 de acuerdo con la norma ASTM D 4318 – 17, de las muestras de suelo obtenida de forma alterada en cada una de las calicatas; lo cual se obtuvo los siguientes resultados (**Tabla 21**):

Tabla 21. Resultados de Límite Líquido

| No. CALICATA | PTO | ABSCISA | LADO | PROFUNDIDAD (m) | LL (%) |
|--------------|---|-----------|------|-----------------|--------|
| C1 |  | 33+620.00 | IZQ | 2.30 | 68.00 |
| C2 | | 35+525.00 | DER | 2.00 | 55.60 |
| C3 | | 38+000.00 | DER | 2.00 | 65.20 |
| C4 | | 41+987.00 | DER | 2.00 | 40.90 |
| C5 | | 45+560.00 | IZQ | 2.00 | 52.80 |
| C6 | | 46+811.00 | DER | 2.00 | 58.85 |

De la **Tabla 21** llegamos a determinar que los valores de límite líquido están entre 40.90% y 68.00%.

Ya obtenidos los datos de límite líquido, mostrados en la **Tabla 22**, podemos hacer un comparativo con los datos que fueron recopilados del estudio realizado por la empresa CEVACONSULT en la sección 4.1.2

Tabla 22. Resultados de Límite Líquido, Autores Vs. CEVACONSULT

| COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LÍMITE LÍQUIDO | | | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|
| CALICATA | ABSCISA | LADO | AUTORES | | CEVACONSULT | |
| | | | PROFUNDIDAD (m) | LÍMITE LÍQUIDO | PROFUNDIDAD (m) | LÍMITE LÍQUIDO |
| C1 | 33+620.00 | IZQUIERDO | 2,30 | 68,00 | 1.60 - 2.10 | 64,00 |
| C2 | 35+525.00 | DERECHO | 2,00 | 55,60 | | |
| C3 | 38+000.00 | DERECHO | 2,00 | 65,20 | 1.50 - 2.00 | 78,00 |
| C4 | 41+987.00 | DERECHO | 2,00 | 40,90 | | |
| C5 | 45+560.00 | IZQUIERDO | 2,00 | 52,80 | | |
| C6 | 46+811.00 | DERECHO | 2,00 | 58,85 | 1.50 - 2.00 | 69,00 |

La diferencia porcentual promedio entre los resultados obtenidos en la presente evaluación en comparación con los de la empresa CEVACONSULT es de 6%.

Con los resultados obtenidos de los ensayos de Límite Líquido (**Tabla 21**), podemos estimar el grado de expansión de la zona de estudio por medio de la **Tabla 3**, llegando a la conclusión de las seis muestras las que se encuentran entre Alto a Muy Alto según la clasificación de Chen (1975).

Relacionando los resultados mostrados en la **Tabla 21** referente al límite líquido y según la clasificación de Dakshanamurthy & Raman (1973) mostrado en la **Tabla 4**; las muestras ensayadas casi en su totalidad resultarían de alto hinchamiento, ya que el límite líquido está en el rango de 50 – 70%.

5.1.3. Límite Plástico.

El límite plástico se determinó siguiendo los procedimientos descritos en la norma ASTM D 4318 – 17, como se había mencionado en la sección 4.5.1, realizando al menos dos ensayos, de cada muestra tomada, se llegan a los resultados mostrados en la **Tabla 23**.

Tabla 23. Resultados de Límite Plástico

| No. CALICATA | PTO | ABSCISA | LADO | PROFUNDIDAD (m) | LP (%) |
|--------------|-----|-----------|------|-----------------|--------|
| C1 | ● | 33+620.00 | IZQ | 2.30 | 25.40 |
| C2 | ● | 35+525.00 | DER | 2.00 | 25.79 |
| C3 | ● | 38+000.00 | DER | 2.00 | 24.74 |
| C4 | ● | 41+987.00 | DER | 2.00 | 22.19 |
| C5 | ● | 45+560.00 | IZQ | 2.00 | 26.34 |
| C6 | ● | 46+811.00 | DER | 2.00 | 24.17 |

De la **Tabla 23** llegamos a determinar que los valores de límite plástico están entre 22.19% y 26.34%.

Al contar con los datos recabados de la empresa CEVACONSULT podemos realizar un comparativo con nuestros datos obtenidos en laboratorio, a continuación, presentamos la **Tabla 24** donde mostramos las comparaciones entre ambos resultados.

Tabla 24. Resultado Límite Plástico (Autores Vs. CEVACONSULT).

| COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LÍMITE PLÁSTICO | | | | | | |
|--|-----------|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| CALICATA | ABSCISA | LADO | AUTORES | | CEVACONSULT | |
| | | | PROFUNDIDAD (m) | LÍMITE PLÁSTICO | PROFUNDIDAD (m) | LÍMITE PLÁSTICO |
| C1 | 33+620.00 | IZQUIERDO | 2,30 | 25,40 | 1.60 - 2.10 | 23,00 |
| C2 | 35+525.00 | DERECHO | 2,00 | 25,79 | | |
| C3 | 38+000.00 | DERECHO | 2,00 | 24,74 | 1.50 - 2.00 | 28,00 |
| C4 | 41+987.00 | DERECHO | 2,00 | 22,19 | | |
| C5 | 45+560.00 | IZQUIERDO | 2,00 | 26,34 | | |
| C6 | 46+811.00 | DERECHO | 2,00 | 24,17 | 1.50 - 2.00 | 25,00 |

Como podemos observar en la **Tabla 24** la diferencia del límite plástico entre las calicatas C1, C3 y C6, obtenidos en este estudio Vs. la empresa CEVACONSULT se encuentran en un promedio de un punto porcentual.

5.1.4. Índice de Plasticidad.

Para obtener el Índice de Plasticidad, lo calculamos mediante la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico usando la **Ecuación 5** descrita en este documento.

A continuación, en la **Tabla 25** presentamos los resultados obtenidos de los índices de plasticidad para cada una de las calicatas ensayadas en laboratorio.

Tabla 25. Resultados del Índice de Plasticidad

| No. CALICATA | PTO | ABSCISA | LADO | PROFUNDIDAD (m) | IP (%) |
|--------------|----------------------------|-----------|------|-----------------|--------|
| C1 | ● ● ● ● ● ● | 33+620.00 | IZQ | 2.30 | 42.60 |
| C2 | | 35+525.00 | DER | 2.00 | 29.81 |
| C3 | | 38+000.00 | DER | 2.00 | 40.46 |
| C4 | | 41+987.00 | DER | 2.00 | 18.71 |
| C5 | | 45+560.00 | IZQ | 2.00 | 26.46 |
| C6 | | 46+811.00 | DER | 2.00 | 34.68 |

De los resultados mostrados en la **Tabla 25** determinamos que la plasticidad de los suelos está entre el 18.71% y 42.60%.

Con los datos de laboratorio obtenidos en las calicatas podemos hacer un comparativo de las tres muestras tomadas por la empresa CEVACONSULT y que coinciden con tres de las abscisas tomadas para este estudio, en la **Tabla 26** podemos observar dichos resultados.

Tabla 26. Resultado Índice de Plasticidad (Autores Vs. CEVACONSULT).

| RESUMEN DE ENSAYOS - ÍNDICE DE PLASTICIDAD | | | | | | |
|--|-----------|-----------|-----------------|-----------------------|-----------------|-----------------------|
| CALICATA | ABSCISA | LADO | AUTORES | | CEVACONSULT | |
| | | | PROFUNDIDAD (m) | ÍNDICE DE PLASTICIDAD | PROFUNDIDAD (m) | ÍNDICE DE PLASTICIDAD |
| C1 | 33+620.00 | IZQUIERDO | 2,30 | 42,60 | 1.60 - 2.10 | 41,00 |
| C2 | 35+525.00 | DERECHO | 2,00 | 29,81 | | |
| C3 | 38+000.00 | DERECHO | 2,00 | 40,46 | 1.50 - 2.00 | 50,00 |
| C4 | 41+987.00 | DERECHO | 2,00 | 18,71 | | |
| C5 | 45+560.00 | IZQUIERDO | 2,00 | 26,46 | | |
| C6 | 46+811.00 | DERECHO | 2,00 | 34,68 | 1.50 - 2.00 | 44,00 |

Como podemos darnos cuenta de la **Tabla 26** la diferencia del índice de plasticidad entre las calicatas C1, C3 y C6, obtenidos en este estudio Vs. la empresa CEVACONSULT se encuentran en un promedio de seis puntos porcentuales.

Así como usamos los valores del límite líquido para determinar el potencial o grado de expansión, también podemos usar los valores del índice de plasticidad.

Con los resultados de Índice de Plasticidad de la **Tabla 26** podemos estimar el grado de expansión de la zona de estudio comparándola con la **Tabla 5**, llegando a la conclusión que los suelos ensayados se encuentran entre un potencial de hinchamiento de mediano a muy alto, como se muestra en la **Tabla 27**.

Tabla 27. Grados de Expansión Probable del Índice de Plasticidad, según Chen (1975).

| ESTIMACIÓN PROBABLE - GRADO DE EXPANSIÓN PARA ÍNDICE DE PLASTICIDAD | | | | |
|---|-----------------|-----------------------|----------------|---------------------------|
| CALICATA | PROFUNDIDAD (m) | ÍNDICE DE PLASTICIDAD | IP CHEN (1975) | POTENCIAL DE HINCHAMIENTO |
| C1 | 2,30 | 42,60 | > 35 | Muy Alto |
| C2 | 2,00 | 29,81 | 20 - 55 | Alto |
| C3 | 2,00 | 40,46 | > 35 | Muy Alto |

| | | | | |
|----|------|-------|---------|----------|
| C4 | 2,00 | 18,71 | 10 - 35 | Medio |
| C5 | 2,00 | 26,46 | 20 - 55 | Alto |
| C6 | 2,00 | 34,68 | > 35 | Muy Alto |

Con la carta de gradiente mineral de Marín Nieto (1991) procedemos a graficar los puntos de las calicatas realizadas en campo y del cual poseemos tanto el índice de plasticidad y limite líquido, para tal efecto nos ayudaremos de la **Tabla 28**.

Tabla 28. Datos para graficar en Carta de Gradiente Mineral.

| No CALICATA | PTO | ABSCISA | LADO | PROFUNDIDAD | IP | LL / IP |
|-------------|-----|-----------|------|-------------|-------|---------|
| C1 | ● | 33+620,00 | IZQ | 2,30 | 42,60 | 1,60 |
| C2 | ● | 35+525,00 | DER | 2,00 | 29,81 | 1,87 |
| C3 | ● | 38+000,00 | DER | 2,00 | 40,46 | 1,61 |
| C4 | ● | 41+987,00 | DER | 2,00 | 18,71 | 2,19 |
| C5 | ● | 45+560,00 | IZQ | 2,00 | 26,46 | 2,00 |
| C6 | ● | 46+811,00 | DER | 2,00 | 34,68 | 1,70 |

Como podemos observar en la **Figura 39** la mayoría de los datos ensayados se encuentran bajo la línea "A", pero para que posean un alto grado de expansividad deben estar entre un LL/IP menor a 2 y un IP mayor que 60%. A pesar de que las muestras tomadas para este estudio estén bajo la línea "A" y que posean Montmorillonita se encuentran en un rango LL/IP de 1.61 a 2.19 e IP entre 18.71 a 42.60; lo que nos indica que las muestras tienen presencia de montmorillonita, pero con bajo grado de expansividad.

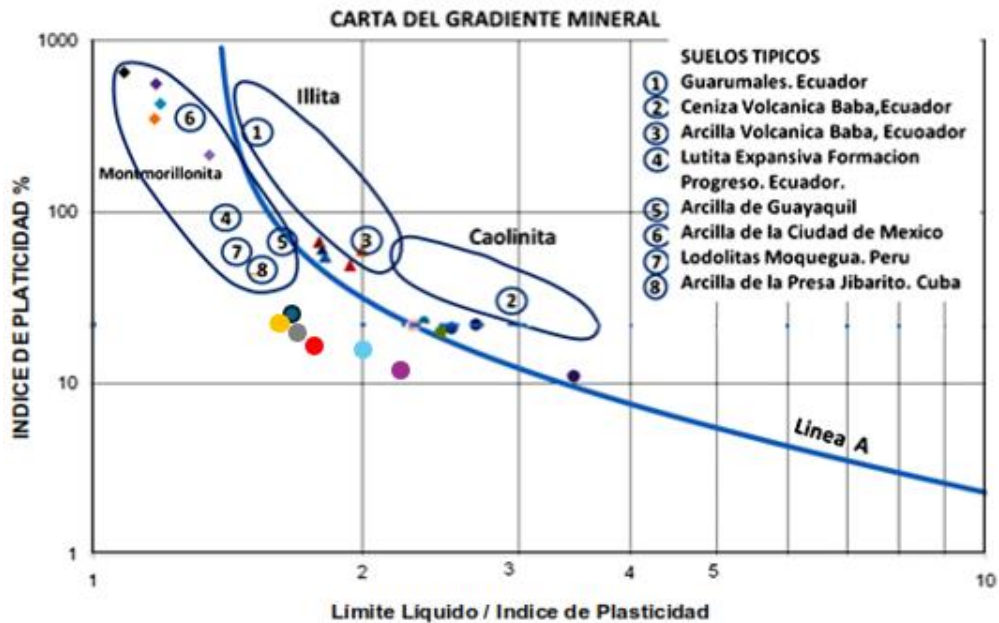


Figura 39. Ubicación de calicatas sobre la carta de gradiente mineral (Marín Nieto, 1991).

5.2. Clasificación de Suelo – Método SUCS.

En base a los resultados mostrados en la sección 5.1 que se muestran en la **Tabla 29** se procede a ubicar estos puntos en la carta de plasticidad de Das (2015) lo cual se muestra en la **Figura 40**.

Tabla 29. Resultados, Índice de Plasticidad y Límite Líquido.

| No CALICATA | PTO | ABSCISA | LADO | PROFUNDIDAD | LL | LP |
|-------------|-----|-----------|------|-------------|-------|-------|
| C1 | ● | 33+620,00 | IZQ | 2,30 | 68,00 | 25,40 |
| C2 | ● | 35+525,00 | DER | 2,00 | 55,60 | 25,79 |
| C3 | ● | 38+000,00 | DER | 2,00 | 65,20 | 24,74 |
| C4 | ● | 41+987,00 | DER | 2,00 | 40,90 | 22,19 |
| C5 | ● | 45+560,00 | IZQ | 2,00 | 52,80 | 26,34 |
| C6 | ● | 46+811,00 | DER | 2,00 | 58,85 | 24,17 |

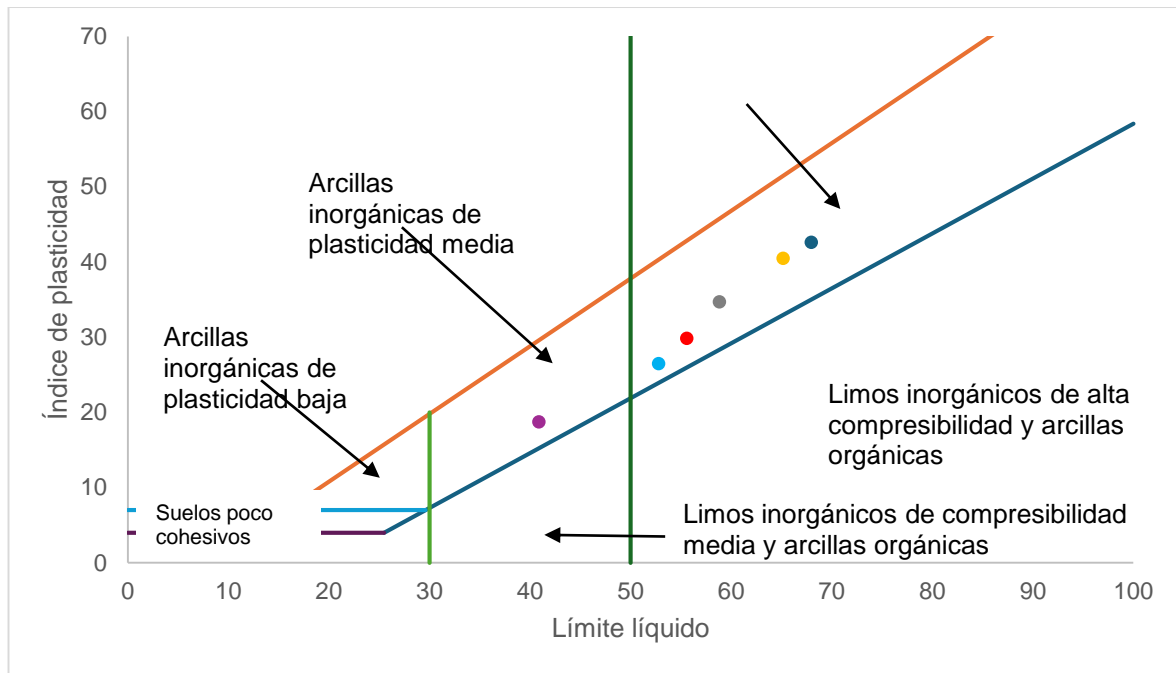


Figura 40. Carta de Plasticidad (Das, 2015).

Como podemos observar en las **Figura 40** las muestras de suelo provenientes de las calicatas obtenidas, cinco de las seis muestras son arcillas inorgánicas de plasticidad alta CH, y solo la calicata C4 es una arcilla inorgánica de plasticidad media CL.

5.3. Sedimentación por Hidrómetro.

De los ensayos análisis granulométrico por hidrómetro para el material pasante del tamiz No. 200; realizados a las seis muestras de suelos obtenidos en las calicatas C1-33+620, C2-35+525, C3-38+000, C4-41+987, C5-45+560 y C6-46+811 se obtiene el siguiente gráfico granulométrico en el orden mencionado (**Figura 41**).

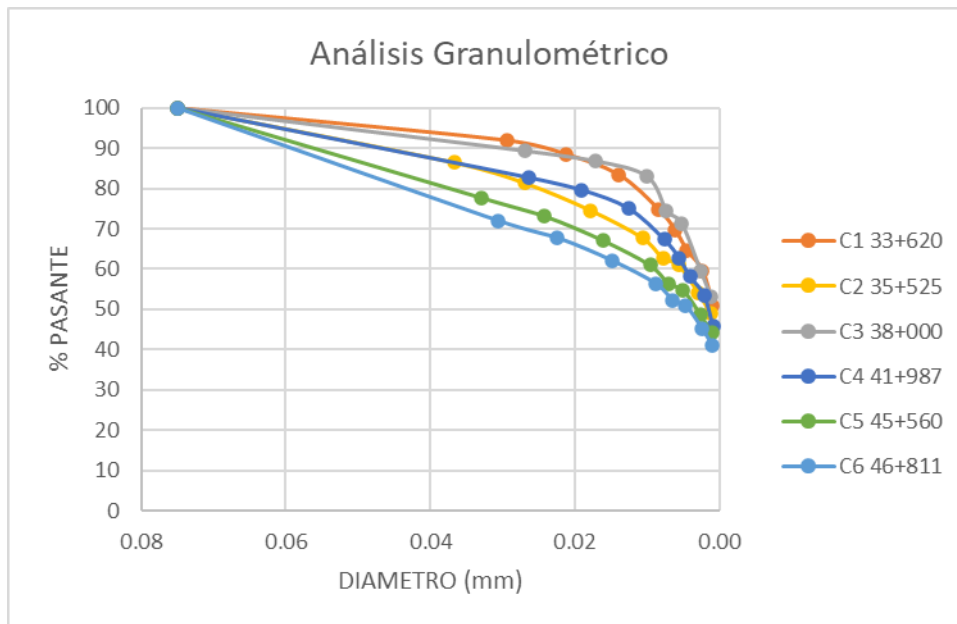


Figura 41. Distribución Granulométrica por hidrómetro

De la hidrometría se puede obtener el contenido de arcilla de las muestras las cuales corresponden al porcentaje en peso de las partículas menores a 0.002 mm. Lo cual se muestra en la **Tabla 30**.

Tabla 30. Contenido de Arcilla en muestras de campo (Coloides)

| CALICATA | ABSCISA | % pasante < 0.002 mm |
|----------|---------|----------------------|
| C1 | 33+620 | 55.32 |
| C2 | 35+525 | 51.67 |
| C3 | 38+000 | 56.30 |
| C4 | 41+987 | 49.79 |
| C5 | 45+560 | 46.49 |
| C6 | 46+811 | 43.05 |

Esta información se utiliza en conjunto con el índice de plasticidad que se muestra en la **Tabla 25** de la sección 5.1.4 y se obtiene la Actividad Coloidal que se define según Skempton (1953) con la **Ecuación 2**. La clasificación según la actividad coloidal se muestra en la **Tabla 6**.

Según los resultados de los ensayos realizados la clasificación se muestra en la **Tabla 31**:

Tabla 31. Contenido de Arcilla en muestras de campo (Coloides)

| CALICATA | ABSCISA | IP (%) | % pasante < 0.002 mm | ACTIVIDAD COLOIDAL | TIPO SEGÚN SKEMPTOM (1953) |
|----------|---------|--------|----------------------|--------------------|----------------------------|
| C1 | 33+620 | 42.60 | 55.32 | 0.78 | Normal |
| C2 | 35+525 | 29.81 | 51.67 | 0.58 | Inactiva |
| C3 | 38+000 | 40.46 | 56.3 | 0.71 | Normal |
| C4 | 41+987 | 18.71 | 49.79 | 0.38 | Inactiva |
| C5 | 45+560 | 26.46 | 46.49 | 0.57 | Inactiva |
| C6 | 46+811 | 34.68 | 43.05 | 0.81 | Normal |

5.4. Expansión Libre y expansión controlada

Para la obtención de los parámetros de porcentaje de expansión y presión de expansión, de las calicatas realizadas se extrajeron dos (2) muestras inalteradas de cada punto, las cuales fueron transportadas en fundas plásticas para evitar que pierdan la humedad; posteriormente en laboratorio cada muestra fue preparada adecuadamente y colocada en el consolidómetro para realizar los ensayos de expansión libre y controlada según lo descrito en la sección 4.5.1 correspondiente.

De estos ensayos se obtuvieron los resultados que se muestran en la **Tabla 32**

Tabla 32. Resultados de ensayos de Expansión Libre y Controlada

| No CALICATA | ABSCISA | LADO | PROFUNDIDAD (m) | % exp | P exp. (T/m ²) |
|-------------|-----------|------|-----------------|-------|----------------------------|
| C1 | 33+620,00 | IZQ | 2,30 | 0,86 | 1,40 |
| C2 | 35+525,00 | DER | 2,00 | 0,67 | 0,78 |
| C3 | 38+000,00 | DER | 2,00 | 0,92 | 1,54 |
| C4 | 41+987,00 | DER | 2,00 | 0,70 | 0,58 |
| C5 | 45+560,00 | IZQ | 2,00 | 1,02 | 0,99 |
| C6 | 46+811,00 | DER | 2,00 | 0,79 | 1,17 |

Revisando los datos de porcentaje de expansión de la **Tabla 32**, el más alto encontrado es de la muestra tomada en la calicata C6 con un valor de 4.2%, de ahí lo demás datos ensayados tienen menor porcentaje de expansividad. Tomando como referencia la **Tabla 7** de la sección 2.4.1 se puede concluir que las muestras obtenidas no clasifican como suelos expansivos; sino más bien como suelos de expansividad baja.

5.5. Ensayo Torvane

Como se indicó en la sección 4.5.1 referente a este ensayo se realizó a las muestras de suelos provenientes de las calicatas C1, C2, C4, C5 y C6; y los resultados de estos se encuentra presentados en la **Tabla 33**.

Tabla 33. Resultados Ensayos Torvane

| CALICATA | ABSCISA | LADO | PROFUNDIDAD (m) | Su (T/m ²) | | | Su (T/m ²) |
|----------|-----------|-----------|--------------------|------------------------|------|------|---------------------------|
| | | | | 1 | 2 | 3 | PROM. |
| C1 | 33+620.00 | IZQUIERDO | 2.30 | 7.18 | 7.18 | 7.23 | 7.20 |
| C2 | 35+525.00 | DERECHO | 2.00 | 3.74 | 3.35 | 3.54 | 3.54 |
| C4 | 41+987.00 | DERECHO | 2.00 | 3.64 | 3.44 | 3.84 | 3.64 |
| C5 | 45+560.00 | IZQUIERDO | 2.00 | 3.84 | 3.64 | 3.64 | 3.71 |
| C6 | 46+811.00 | DERECHO | 2.00 | 8.17 | 8.17 | 8.27 | 8.20 |

Como se puede los valores de la Resistencia al Corte No Drenado varía en las calicatas C2, C4 y C5, presentan valores de entre 3.54 T/m² – 3.71 T/m²; lo cuales son relativamente bajos. Y en las calicatas C1 y C6 hay valores más altos. En la calicata C3 no se realizó el ensayo de torvane.

Se puede observar que en las calicatas C2 (abscisa 35+525) y la calicata C5 (abscisa 45+560) muestran valores de 3.54 T/m² y 3.71 T/m² de resistencia al corte no drenado, lo cual nos indican valores muy bajos; y revisando la **Tabla 15** de la sección 4.2; cerca de estas abscisas existe presencia de fisuras longitudinales de borde con severidad alta y media respectivamente. Cabe indicar que en el sitio de la calicata C2 existe lateralmente un talud de pendiente 1H:2V, lo que puede provocar un deslizamiento a través de un círculo de falla al tener un valor bajo resistencia al corte no drenado. En la calicata C5 hay presencia de taludes de pendiente 1.5H:2V y cerca hay una alcantarilla existente que se encuentra a una distancia de 4 metros del borde de la vía y una profundidad de 4 metros. Adicionalmente a esto se pudo observar que en los sitios donde se realizó las calicatas C2, C4 y C5 existen gradas o desniveles de una altura que varía entre 0.60-0.80 metros, al filo de la carpeta asfáltica.

5.6. Ensayo de cono Dinámico de Penetración

Para la ejecución de este ensayo se alcanzó la profundidad de 2.00 metros, donde se encuentra la subrasante de la vía y se realizó según lo descrito en la sección 4.5.1,

los resultados se muestran en la **Tabla 34**. No se realizaron los ensayos de las calicatas C1, C3 y C5.

Tabla 34. Resultados de ensayo de Cono Dinámico de Penetración

| CALICATA | ABSCISA | LADO | PROFUNDIDAD (m) | DCP %CBR | | | | | DCP %CBR PROMEDIO |
|----------|-----------|-----------|--------------------|----------|------|------|------|------|----------------------|
| | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| C2 | 35+525.00 | DERECHO | 2.00 | 0.43 | 2.16 | | | | 1.30 |
| C4 | 41+987.00 | DERECHO | 2.00 | 1.48 | 1.64 | 2.37 | 3.24 | 3.91 | 2.53 |
| C5 | 45+560.00 | IZQUIERDO | 2.00 | 3.91 | 8.55 | 6.63 | 1.51 | 2.93 | 4.71 |

Como se puede observar en los resultados presentados, los valores de CBR de la subrasante son menores de 5, y analizando la **Tabla 10** de la sección 4.1.1 los CBR que se obtuvo para el Estudio de la Ampliación de los Espaldones de la vía Pedro Carbo – La Cadena, realizado por Hidalgo e Hidalgo S.A. en el año 2005, dieron valores de CBR de entre 11.32% – 37.46% a una profundidad 1.5 – 3.80m. Lo que indica que el diseño del pavimento flexible está sub-dimensionado.

En la **Tabla 35** se muestra un resumen de todos los parámetros obtenidos en el presente estudio.

Tabla 35. Parámetros obtenidos de las 6 calicatas realizadas

| Año | Perforación /Calicata | Profundidad (m) | ABSCISA | SUCS | W natural (%) | LL (%) | LP (%) | PASANTE No 0.002 mm |
|------|-----------------------|-----------------|---------|------|---------------|--------|--------|---------------------|
| 2023 | C1 | 2.30 | 33+620 | CH | 30.02 | 68.00 | 25.40 | 55.32 |
| 2023 | C2 | 2.00 | 35+525 | CH | 38.25 | 55.60 | 25.79 | 51.67 |
| 2023 | C3 | 2.00 | 41+987 | CH | 26.65 | 65.20 | 24.74 | 56.30 |
| 2023 | C4 | 2.00 | 41+987 | CL | 31.95 | 40.90 | 22.19 | 49.79 |
| 2023 | C5 | 2.00 | 45+560 | CH | 26.24 | 52.80 | 26.34 | 46.49 |
| 2023 | C6 | 2.00 | 46+811 | CH | 30.25 | 58.85 | 24.17 | 43.05 |

| Año | Perforación/ Calicata | Su (TORVANE) | DCP / CBR | POTENCIAL DE EXPANSION | | EXPANSION EN OEDOMETRO | |
|------|-----------------------|--------------|-----------|------------------------|-----------------|------------------------|--|
| | | | | CHEN 87 | MARIN NIETO 91 | % DE EXPANSION | PRESION DE EXPANSION (T/m ²) |
| 2023 | C1 | 7.20 | - | > 35 | Montmorillonita | 3.70 | 1.32 |
| 2023 | C2 | 3.54 | 1.30 | 20 - 55 | Montmorillonita | 0.71 | 1.35 |
| 2023 | C3 | - | - | > 35 | Montmorillonita | 3.69 | 1.30 |
| 2023 | C4 | 3.64 | 2.53 | 10 - 35 | Montmorillonita | 0.87 | 1.25 |
| 2023 | C5 | 3.71 | 4.71 | 20 - 55 | Montmorillonita | 0.79 | 1.29 |
| 2023 | C6 | 8.20 | - | > 35 | Montmorillonita | 4.20 | 1.20 |

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con la geología regional del sector de la vía evaluada, este se encuentra sobre arcillolitas y limolitas, consideradas como rocas sedimentarias con alto contenido de arcilla lo cual las hace susceptibles a deslizamientos; como se puede observar en las caracterizaciones geotécnicas obtenidas, se encontraron arcillas de alta plasticidad, que concuerda con lo especificado en la geología regional.

Se identificaron las áreas de mayor daño superficial en la vía en las siguientes abscisas: 33+260-33+320, 33+035, 33+970 – 34+000, 38+020 – 38+040, 37+100, 38+920 – 39+000, 45+570, 46+590.

Se caracterizó los suelos en las zonas más afectadas coincidiendo con información existente de estudios anteriores, llegando a encontrar suelos arcillosos clasificados según la SUCS como CH y CL. Los rangos promedios de los valores de límite líquido encontrados en la zona de estudio se encuentre entre 40.90% y 68.00%, el valor del índice de plasticidad entre 18.71% y 42.60%; con relación al porcentaje de expansión libre, el valor promedio esta entre 0.71% y 4.20%.

Respecto al potencial expansivo en los suelos analizados y relacionándolo con otras propiedades se han obtenido varias conclusiones:

Analizando los valores determinados del límite líquido de las muestras ensayadas, se puede concluir que en su mayoría pronosticarían un alto grado de hinchamiento, de acuerdo con la clasificación de Dakshanamurthy & Raman (1973).

En lo que respecta a los valores del índice de plasticidad, según el criterio de Chen (1975), se podría esperar un potencial de expansión de los suelos de la subrasante entre medio a muy alto.

De acuerdo con la carta de gradiente mineral propuesta por Marín Nieto (1991) las muestras ensayadas tienen minerales de montmorillonita en menor proporción, quiere decir que a pesar de que posean este mineral no son suelos con alto grado de expansividad.

Luego de revisar varias correlaciones entre los límites de Atterberg y el potencial expansivo de arcillas y siguiendo el criterio de diferentes autores, se esperaría una

respuesta expansiva alta para los suelos en estudio; sin embargo, ese comportamiento no se demuestra al momento de someter a los suelos a hinchamiento libre y controlado. Es por ello, que se podría concluir que las correlaciones revisadas no aplican en los suelos arcillosos de las abscisas 33+620, 35+525, 38+000, 41+987, 45+560 y 46+811 de la vía Pedro Carbo – La Cadena.

Se correlacionó los tipos de suelos y su comportamiento, con las zonas en donde la estructura del pavimento presenta problemas. En estas zonas se realizaron las calicatas comprobando que la resistencia al corte no drenado de la subrasante presenta valores muy bajos y que coinciden con los lugares donde se presentan las fisuras: abscisas 35+525 y 45+560; en donde además existen taludes laterales de gran magnitud que contribuyen a la presencia de fisuras de borde en la carpeta asfáltica. Se podría concluir que el ablandamiento de los suelos arcillosos debido a los taludes laterales al terraplén del pavimento y falta de drenaje de las aguas lluvias; están generando problemas funcionales en la vía Pedro Carbo La Cadena.

Referente a la correlación de las propiedades geotécnicas obtenidas en esta evaluación y las que realizó la empresa CEVACONSULT, se obtuvo diferencias porcentuales promedios entre el 1 y 6%, comprobando que las propiedades al nivel de las calicatas fueron relativamente semejantes.

Una vez analizados los aspectos geotécnicos actuales de la subrasante de la vía de estudio, se pudo encontrar que presentan valores entre 11.02% y 37.5% de CBR, lo que se clasificaría como una subrasante insuficiente para soportar la estructura de pavimento según Quezada Osoria (2017); esto se verifica, además, con la resistencia al corte no drenado de los suelos de la subrasante natural con valores entre 1.30% y 4.71%. Se puede notar una disminución significativa entre el CBR usado durante el estudio/construcción de la vía, respecto al CBR actual con el que está trabajando la subrasante natural. Lo que demuestra que la subrasante no posee las características geotécnicas para desempeñarse como soporte de las cargas impuestas por la estructura vial.

Con los resultados obtenidos, se podrían recomendar algunas medidas en procura de conseguir una vía con un adecuado desempeño:

El primer paso sería revisar el diseño de la estructura de la vía en función de las nuevas condiciones de la subrasante. Este estudio arrojaría las modificaciones necesarias para un correcto desempeño del pavimento.

Para futuras ampliaciones viales dentro del tramo de estudio se recomienda incrementar la capacidad de soporte de la subrasante mediante la colocación de una capa de piedra (Tamaño 30 – 40 cm) con un espesor promedio de 45 centímetros adicional a la estructura de pavimento que se vaya a considerar.

Al momento de ejecutar/modificar la estructura vial, contemplar la inclusión de rellenos laterales, aprovechando el material de excavación para protección de los taludes ya que ayudan a la impermeabilización de estos; además realizar el correspondiente diseño de talud, tomando en cuenta los valores de la resistencia al corte no drenado de los suelos naturales.

Tomar en consideración la creación de drenajes naturales, sean estos por medio de material impermeabilizante o por medio de cunetas.

Construcción de drenajes subsuperficiales tales como subdrenes que eviten que el agua entre a la estructura de pavimento y a la vez, la conduzca hacia las descargas naturales, tales como alcantarillas o canales.

7. BIBLIOGRAFÍA

- American Society for Testing and Materials. (2000). Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo (ASTM D2216-00).
- American Society for Testing and Materials. (2005). Los métodos estándar de ensayos para límite líquido, límite plástico y el índice de plasticidad de los suelos (ASTM D4318-05).
- Rabat Blázquez, Alvaro (2016). Aplicabilidad del penetrómetro cónico en la determinación del límite líquido en suelos de baja y media plasticidad. Trabajo Fin de Máster. Universidad de Alicante.
- Brown, E. R., Kandhal, P. S., & Zhang, J. (2001). Performance Testing for Hot Mix Asphalt. (NCAT Report 01-05). National Center for Asphalt Technology - Auburn University. <https://eng.auburn.edu/research/centers/ncat/files/technical-reports/rep01-05.pdf>
- Chen, F. H. (1975). Foundations on Expansive Soils (1st ed.). Elsevier.
- Barry, R. Christopher, Schwartz, C., & Boudreau, R. (2006). Geotechnical Aspects of Pavements (FHWA NHI-05-037). Federal Highway Administration – U.S. Department of Transportation. <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/05037/05037.pdf>
- Dakshanamurthy, V., & Raman, V. (1973). A Simple Method of Identifying an Expansive Soil. Soils and Foundations. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 13 No. 1, pag. 97–104. <https://doi.org/10.3208/SANDF1972.13.97>
- Das, Braja M. (2015). Fundamentos de ingeniería geotécnica (4ta. Ed.). Cengage Learning Editores Inc.
- DEPARTAMENTO DE ADMINISTRACIÓN Y EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS. (1990). Identificación de Fallas en Pavimentos y Técnicas de Reparación (Catálogo de Fallas). <https://www.mopc.gob.do/media/2335/sistema-identifici%C3%B3n-fallas.pdf>
- Sulca Marro, E. G., Becerra Quispe, N. D., Almora Alvarez, O. B., Echeverría Cabrera, D. A. & Mántufar Canal, K. A. (2020). MÉTODOS IN-SITU DE OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE EN ARCILLAS. Trabajo de investigación para obtener el grado académico de Ba5632Iler en Ciencias con mención en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Fundación Santiago de Guayaquil. (2011). ACTUALIZACIÓN DEL PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL 2012-2019 DEL CANTÓN PEDRO CARBO. <https://ccpdpedrocarbo.gob.ec/wp-content/uploads/2022/02/Plan-de-Desarrollo-y-Ordenamiento-Territorial.pdf>
- Holland, J. E., & Richards, J. (1982). Road Pavements on expansive clays. En Reference: Aust. Rd Res. 1 (Vol. 2, Número 3). <https://worldcat.org/search?q=n2:00050164>
- Hussain, S. (2017). Effect of Compaction Energy on Engineering Properties of Expansive Soil. Civil Engineering Journal, 3(8).
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (1982). Mecánica de suelos. Tomas de muestras inalteradas (NTE-INEN 687).
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2011). Áridos, Análisis Granulométrico en los áridos, fino y grueso. (NTE-INEN 696)
- López Lara, T., Hernández Zaragoza, J. B., Horta Rangel, J., Coronado Márquez, A., & Castaño Meneses, M. (2010). POLÍMEROS PARA LA ESTABILIZACIÓN VOLUMÉTRICA DE ARCILLAS EXPANSIVAS. En Rev. Iberoamericana de Polímeros (Vol. 11, Número 3).
- Marín Nieto, L. (1991). ARCILLAS EXPANSIVAS EN ECUADOR. IX Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Viña de Mar – Chile.
- McGennis, R. B., Anderson, R. M., Kennedy, T. W., & Solaimanian, M. (1994). Background of Superpave Asphalt Mixture Design and Analysis (FHWA-SA-95-003). Federal Highway Administration – U.S. Department of Transportation. <https://www.fhwa.dot.gov/pavement/pubs/013177.pdf>
- Montejo Fonseca, A. (2002). Ingeniería de Pavimentos para Carreteras (2da Ed.). Universidad Católica de Colombia.
- Provincial Gallardo, O. (2020). Estudio de la mejora de suelos blandos con inclusiones rígidas. Trabajo de Fin de Grado Inédito. Universidad de Sevilla, Sevilla.

- Quezada Osoria, S. E. (2017). Estudio comparativo de la estabilización de suelos arcillosos con valvas de moluscos para pavimentación. Tesis de Grado. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú. <https://pirhua.udep.edu.pe/backend/api/core/bitstreams/2bcad64e-8632-4d41-87cc-40b7c913e9e2/content>
- Reyes, P., & Michaud, F. (2012). Mapa Geológico de la margen costera ecuatoriana (1 :500000). EP PetroEcuador – IRD (Eds). Quito, Ecuador.
- Robert D. Holtz, William D. Kovacs, & Thomas c. Sheahan. (2011). An introduction to geotechnical engineering (2nd ed.). Pearson Education, Inc.
- Roberts, F. L., Kandhal, P. S., Brown, E. R., Lee, D.-Y., & Kennedy, T. W. (1996). Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design, and Construction (Second Edition). National Asphalt Pavement Association Research and Education Foundation.
- Skempton, A. W. (1953). The Colloidal “Activity” of Clays. Proceedings of the 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 57–60.
- Thai, H. N., Nguyen, T., Nguyen, V., Nguyen, G., & Kawamoto, K. (2021). Characterization of compaction and CBR properties of recycled concrete aggregates for unbound road base and subbase materials in Vietnam. *Journal of Material Cycles and Waste Management*, 24. <https://doi.org/10.1007/s10163-021-01333-1>
- Valdés, G., Pérez, F., & Calabi, A. (2012). La fisuración en pavimentos asfálticos y sus mecanismos de deterioro. *Revista Ingeniería De Obras Civiles*, 1, 27–37. <https://revistas.ufro.cl/ojs/index.php/rioc/article/view/1964>

8. ANEXOS

ANEXO 1

ENSAYOS



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C1
LOCALIZACIÓN: 33+620 - LADO IZQUIERDO PROFUNDIDAD: 2.30 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-1

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 86.20 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 69.40 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 16.80 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.71 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 56.69 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 29.63% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C1
LOCALIZACIÓN: 33+620 - LADO IZQUIERDO PROFUNDIDAD: 2.30 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-2

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 91.60 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 73.20 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 18.40 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.68 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 60.52 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 30.40% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C2
LOCALIZACIÓN: 35+525 - LADO DERECHO PROFUNDIDAD: 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-1

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 125.70 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 94.30 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 31.40 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.75 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 81.55 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 38.50% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C2
LOCALIZACIÓN: 35+525 - LADO DERECHO PROFUNDIDAD: 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-2

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 123.29 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 92.75 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 30.54 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.38 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 80.37 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 38.00% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C3
LOCALIZACIÓN: 38+000 - LADO DERECHO PROFUNDIDAD: 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-1

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 110.90 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 90.00 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 20.90 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.67 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 77.33 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 27.03% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C3
LOCALIZACIÓN: 38+000 - LADO DERECHO PROFUNDIDAD: 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-2

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 110.80 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 90.40 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 20.40 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.71 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 77.69 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 26.26% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C4
LOCALIZACIÓN: 41+987 - LADO DERECHO PROFUNDIDAD: 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-1

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 119.00 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 93.50 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 25.50 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.54 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 80.96 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 31.50% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C4
LOCALIZACIÓN: 41+987 - LADO DERECHO PROFUNDIDAD: 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-2

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 119.86 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 93.64 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 26.22 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.71 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 80.93 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 32.40% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS **CALICATA No.:** C5
LOCALIZACIÓN: 45+560 - LADO IZQUIERDO **PROFUNDIDAD:** 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 **MUESTRA:** M-1

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 110.70 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 90.50 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 20.20 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.34 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 78.16 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 25.84% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C5
LOCALIZACIÓN: 45+560 - LADO IZQUIERDO PROFUNDIDAD: 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-2

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 109.23 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 88.85 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 20.38 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.36 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 76.49 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 26.64% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C6
LOCALIZACIÓN: 46+811 - LADO DERECHO PROFUNDIDAD: 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-1

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 90.60 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 72.30 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 18.30 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.82 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 59.48 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 30.77% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

FECHA:

01 DICIEMBRE 2023



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

OBRA: PROYECTO DE TESIS CALICATA No.: C6
LOCALIZACIÓN: 46+811 - LADO DERECHO PROFUNDIDAD: 2.00 m
PROCEDENCIA: PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 MUESTRA: M-2

CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO W

| | | |
|---|---|--------|
| 1 | W1 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO HÚMEDO (gr) | 102.70 |
| 2 | W2 - PESO DEL FRASCO + PESO DEL SUELO SECO (gr) | 82.00 |
| 3 | Ww - PESO DEL AGUA CONTENIDA (gr) | 20.70 |
| 4 | Wt - PESO DEL FRASCO (gr) | 12.37 |
| 5 | Ws - PESO DEL SUELO SECO (gr) | 69.63 |
| 6 | W - CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 29.73% |

$$W = \frac{W1-W2}{W2-Wt} * 100 = \frac{Ww}{Ws} * 100$$

OBSERVACIONES:

El contenido de agua o humedad de las arcillas están entre el rango $12\% < w < 325\%$

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

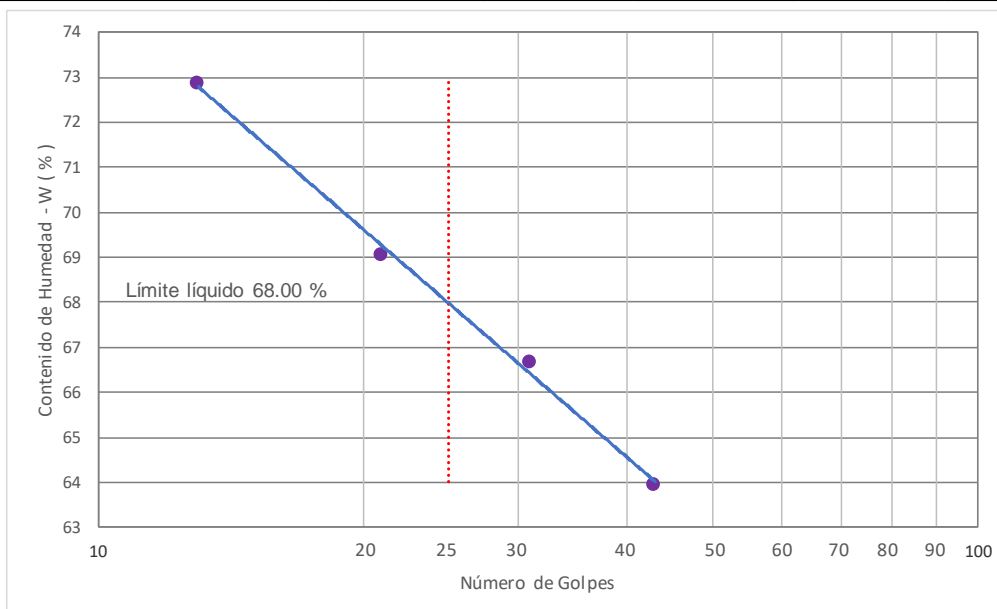
FECHA:

01 DICIEMBRE 2023

| | | | |
|---------------|------------------------------------|---------------|--------|
| OBRA: | PROYECTO DE TESIS | CALICATA No.: | C 1 |
| LOCALIZACIÓN: | 33+620 - LADO IZQUIERDO | PROFUNDIDAD: | 2.30 m |
| PROCEDENCIA: | PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 | MUESTRA: | M-1 |

LÍMITE DE LIQUIDEZ

| RECIPIENTE # | 41 | 39 | 30 | 36 | |
|--|-------|-------|-------|-------|--|
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 21.54 | 21.05 | 20.86 | 20.1 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 15.48 | 15.01 | 14.77 | 14.25 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 6.06 | 6.04 | 6.09 | 5.85 | |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 6 | 5.95 | 5.95 | 6.22 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 9.48 | 9.06 | 8.82 | 8.03 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 63.92 | 66.67 | 69.05 | 72.85 | |
| # DE GOLPES | 43 | 31 | 21 | 13 | |



LÍMITE DE PLASTICIDAD

| RECIPIENTE # | 43 | 27 | |
|--|-------|-------|--|
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 11.66 | 11.57 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 10.56 | 10.47 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 1.1 | 1.1 | |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 6.2 | 6.09 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 4.36 | 4.38 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 25.23 | 25.11 | |

RESULTADOS

| | |
|--------------------|-------|
| LÍMITE LÍQUIDO | 68.00 |
| LÍMITE PLÁSTICO | 25.40 |
| ÍNDICE PLASTICIDAD | 42.60 |

OBSERVACIONES:

S.U.C.S. - CH - Arcillas Inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.

Magras grasas color amarillo oscuro.

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

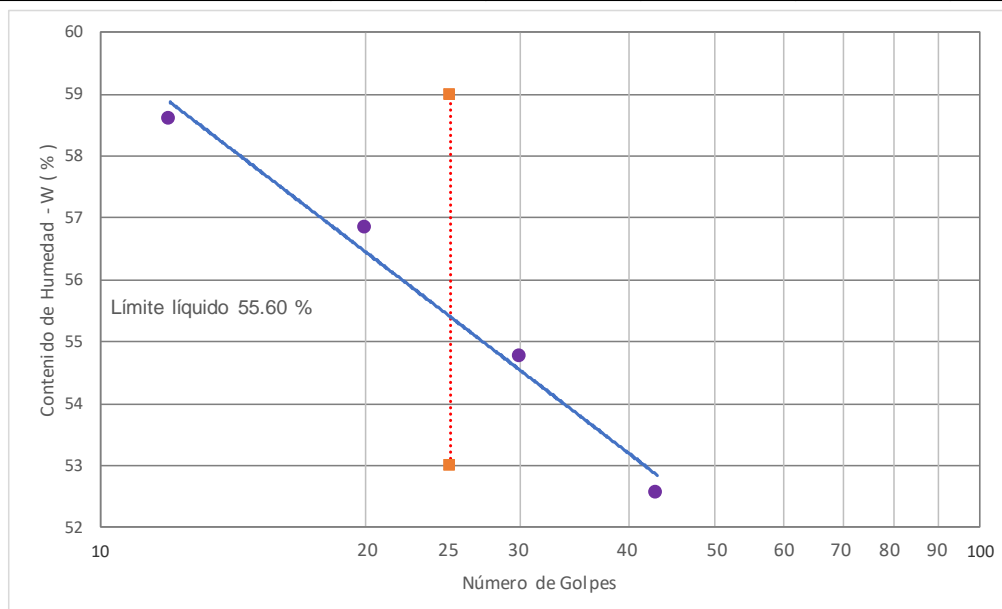
FECHA:

01 DICIEMBRE 2023

| | | | |
|---------------|------------------------------------|---------------|--------|
| OBRA: | PROYECTO DE TESIS | CALICATA No.: | C 2 |
| LOCALIZACIÓN: | 35+525 - LADO DERECHO | PROFUNDIDAD: | 2.00 m |
| PROCEDENCIA: | PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 | MUESTRA: | M-1 |

LÍMITE DE LIQUIDEZ

| RECIPIENTE # | 37 | 25 | 36 | 29 | |
|--|-------|-------|-------|-------|--|
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 22.65 | 21.37 | 20.9 | 19.89 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 16.98 | 15.95 | 15.58 | 14.74 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 5.67 | 5.42 | 5.32 | 5.15 | |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 6.19 | 6.05 | 6.22 | 5.95 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 10.79 | 9.9 | 9.36 | 8.79 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 52.55 | 54.75 | 56.84 | 58.59 | |
| # DE GOLPES | 43 | 30 | 20 | 12 | |



LÍMITE DE PLASTICIDAD

| RECIPIENTE # | 26 | 29 | |
|--|-------|-------|--|
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 11.87 | 11.89 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 10.71 | 10.69 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 1.16 | 1.2 | |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 6.19 | 6.06 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 4.52 | 4.63 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 25.66 | 25.92 | |

RESULTADOS

| | |
|--------------------|-------|
| LÍMITE LÍQUIDO | 55.60 |
| LÍMITE PLÁSTICO | 25.79 |
| ÍNDICE PLASTICIDAD | 29.81 |

OBSERVACIONES:

S.U.C.S. - CH - Arcillas Inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.

Magras grasas color café oscuro.

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

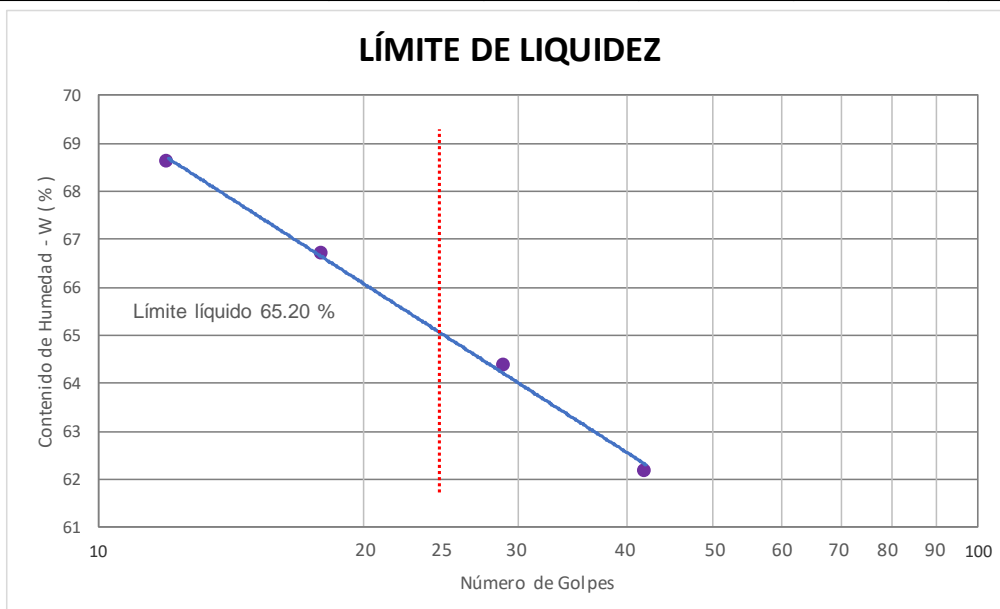
FECHA:

01 DICIEMBRE 2023

| | | | |
|----------------------|------------------------------------|----------------------|--------|
| OBRA: | PROYECTO DE TESIS | CALICATA No.: | C 3 |
| LOCALIZACIÓN: | 38+000 - LADO DERECHO | PROFUNDIDAD: | 2.00 m |
| PROCEDENCIA: | PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 | MUESTRA: | M-1 |

LÍMITE DE LIQUIDEZ

| | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|--|
| RECIPIENTE # | 26 | 38 | 37 | 32 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 22.52 | 21.63 | 20.96 | 20.45 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 16.26 | 15.51 | 15.05 | 14.53 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 6.26 | 6.12 | 5.91 | 5.92 | |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 6.19 | 6 | 6.19 | 5.9 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 10.07 | 9.51 | 8.86 | 8.63 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 62.16 | 64.35 | 66.70 | 68.60 | |
| # DE GOLPES | 42 | 29 | 18 | 12 | |



LÍMITE DE PLASTICIDAD

| | | | |
|--|-------|-------|--|
| RECIPIENTE # | 44 | 47 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 13.85 | 13.06 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 12.29 | 11.7 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 1.56 | 1.36 | |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 6.02 | 6.17 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 6.27 | 5.53 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 24.88 | 24.59 | |

RESULTADOS

| | |
|--------------------|-------|
| LÍMITE LÍQUIDO | 65.20 |
| LÍMITE PLÁSTICO | 24.74 |
| ÍNDICE PLASTICIDAD | 40.46 |

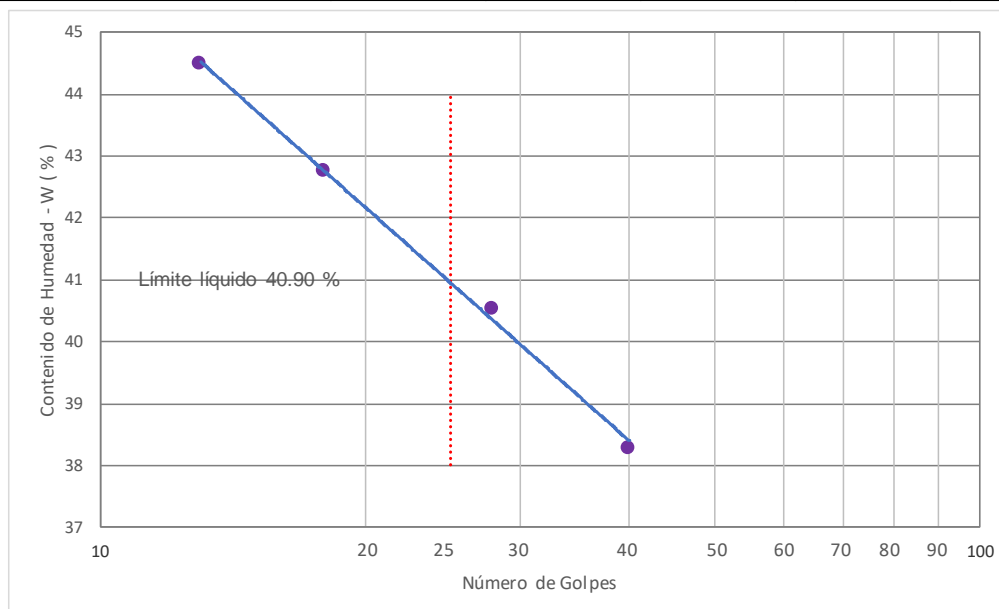
OBSERVACIONES:
 S.U.C.S. - CH - Arcillas Inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.
 Magras grasas color amarillento.

| | | |
|--|---|--|
| LABORATORISTA: PEDRO FERNÁNDEZ | RESPONSABLE: ING. COOPER AVILÉS ING. JULIO SANTACRUZ | FECHA: 01 DICIEMBRE 2023 |
|--|---|--|

| | | | |
|---------------|------------------------------------|---------------|--------|
| OBRA: | PROYECTO DE TESIS | CALICATA No.: | C 4 |
| LOCALIZACIÓN: | 41+987 - LADO DERECHO | PROFUNDIDAD: | 2.00 m |
| PROCEDENCIA: | PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 | MUESTRA: | M-1 |

LÍMITE DE LIQUIDEZ

| RECIPIENTE # | 46 | 43 | 30 | 41 | |
|--|-------|-------|-------|-------|--|
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 23.08 | 22.57 | 21.48 | 19.61 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 18.36 | 17.85 | 16.83 | 15.42 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 4.72 | 4.72 | 4.65 | 4.19 | |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 6.03 | 6.2 | 5.95 | 6 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 12.33 | 11.65 | 10.88 | 9.42 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 38.28 | 40.52 | 42.74 | 44.48 | |
| # DE GOLPES | 40 | 28 | 18 | 13 | |



LÍMITE DE PLASTICIDAD

| RECIPIENTE # | 34 | 45 | |
|--|-------|-------|--|
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 12.86 | 13.33 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 11.61 | 12.03 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 1.25 | 1.3 | |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 5.98 | 6.17 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 5.63 | 5.86 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 22.20 | 22.18 | |

RESULTADOS

| | |
|--------------------|-------|
| LÍMITE LÍQUIDO | 40.90 |
| LÍMITE PLÁSTICO | 22.19 |
| ÍNDICE PLASTICIDAD | 18.71 |

OBSERVACIONES:

S.U.C.S. - CH - Arcillas Inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.

Magras grasas color amarillento.

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
ING. JULIO SANTACRUZ

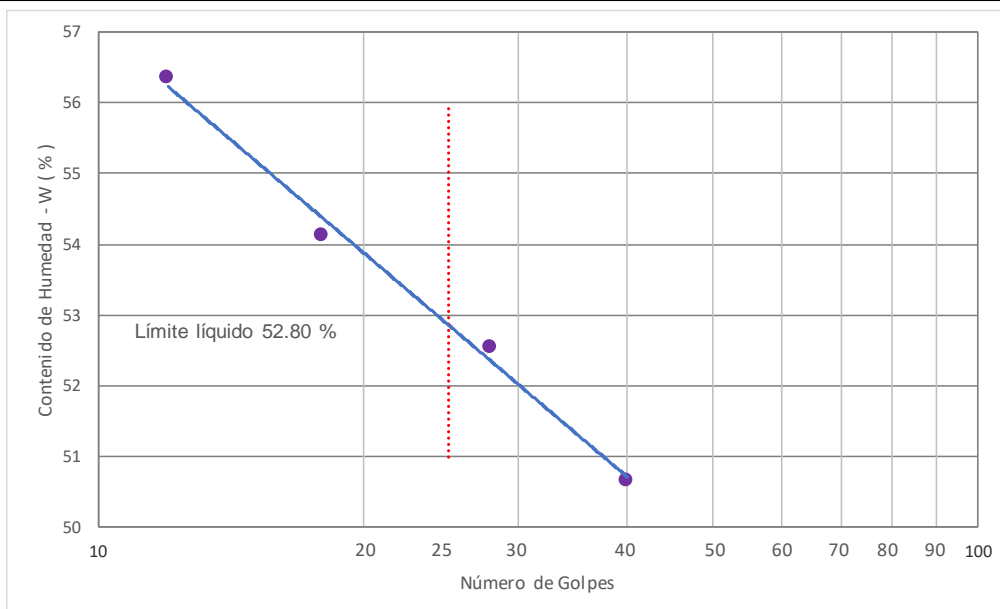
FECHA:

01 DICIEMBRE 2023

| | | | |
|----------------------|------------------------------------|----------------------|--------|
| OBRA: | PROYECTO DE TESIS | CALICATA No.: | C 5 |
| LOCALIZACIÓN: | 45+560 - LADO IZQUIERDO | PROFUNDIDAD: | 2.00 m |
| PROCEDENCIA: | PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 | MUESTRA: | M-1 |

LÍMITE DE LIQUIDEZ

| | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|--|
| RECIENTE # | 47 | 48 | 32 | 38 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIENTE + AGUA (P1) | 23.39 | 22.07 | 21.25 | 20.04 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIENTE (P2) | 17.6 | 16.6 | 15.86 | 14.98 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 5.79 | 5.47 | 5.39 | 5.06 | |
| PESO DEL RECIENTE (P4) | 6.17 | 6.19 | 5.9 | 6 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 11.43 | 10.41 | 9.96 | 8.98 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 50.66 | 52.55 | 54.12 | 56.35 | |
| # DE GOLPES | 40 | 28 | 18 | 12 | |



LÍMITE DE PLASTICIDAD

| | | | |
|--|-------|-------|--|
| RECIENTE # | 44 | 27 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIENTE + AGUA (P1) | 12.58 | 12.48 | |
| PESO DE MUESTRA + RECIENTE (P2) | 11.22 | 11.14 | |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 1.36 | 1.34 | |
| PESO DEL RECIENTE (P4) | 6.02 | 6.09 | |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 5.2 | 5.05 | |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 26.15 | 26.53 | |

RESULTADOS

| | |
|--------------------|-------|
| LÍMITE LÍQUIDO | 52.80 |
| LÍMITE PLÁSTICO | 26.34 |
| ÍNDICE PLASTICIDAD | 26.46 |

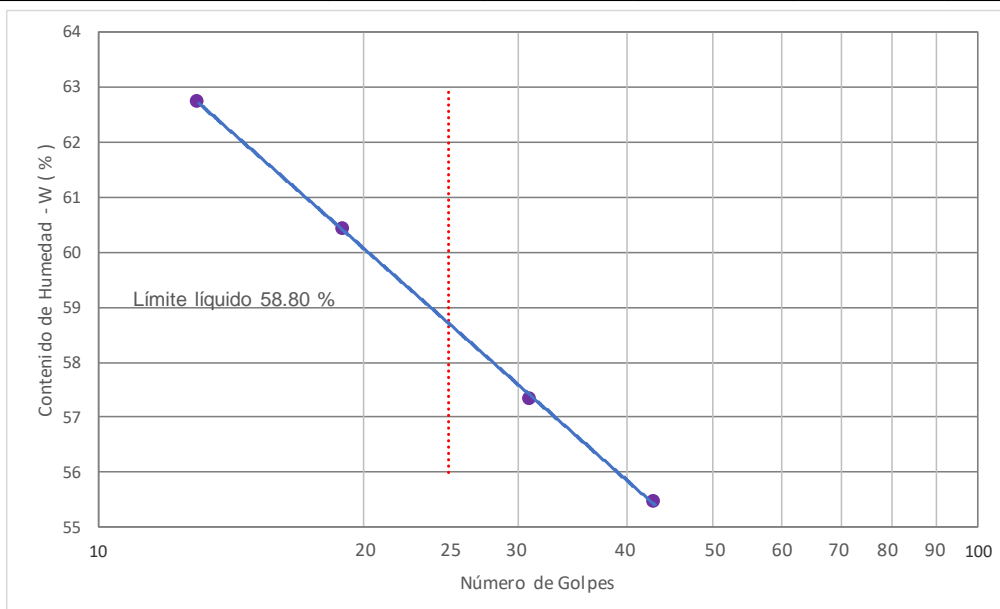
OBSERVACIONES:
 S.U.C.S. - CL - Arcillas Inorgánicas de plasticidad media.

| | | |
|--|---|--|
| LABORATORISTA: PEDRO FERNÁNDEZ | RESPONSABLE: ING. COOPER AVILÉS ING. JULIO SANTACRUZ | FECHA: 01 DICIEMBRE 2023 |
|--|---|--|

| | | | |
|---------------|------------------------------------|---------------|--------|
| OBRA: | PROYECTO DE TESIS | CALICATA No.: | C 6 |
| LOCALIZACIÓN: | 46+811 - LADO DERECHO | PROFUNDIDAD: | 2.00 m |
| PROCEDENCIA: | PEDRO CARBO - LA CADENA, RUTA E482 | MUESTRA: | M-1 |

LÍMITE DE LIQUIDEZ

| RECIPIENTE # | 25 | 45 | 34 | 29 |
|--|-------|-------|-------|-------|
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 22.45 | 22.17 | 21.83 | 20.77 |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 16.6 | 16.34 | 15.86 | 15.1 |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 5.85 | 5.83 | 5.97 | 5.67 |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 6.05 | 6.17 | 5.98 | 6.06 |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 10.55 | 10.17 | 9.88 | 9.04 |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 55.45 | 57.33 | 60.43 | 62.72 |
| # DE GOLPES | 43 | 31 | 19 | 13 |



LÍMITE DE PLASTICIDAD

| RECIPIENTE # | 46 | 48 |
|--|-------|-------|
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE + AGUA (P1) | 13.68 | 13.75 |
| PESO DE MUESTRA + RECIPIENTE (P2) | 12.19 | 12.28 |
| PESO DEL AGUA (P3 = P1 - P2) | 1.49 | 1.47 |
| PESO DEL RECIPIENTE (P4) | 6.03 | 6.19 |
| PESO DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4) | 6.16 | 6.09 |
| % DE HUMEDAD (W = P3 * 100 / P5) | 24.19 | 24.14 |

RESULTADOS

| | |
|--------------------|-------|
| LÍMITE LÍQUIDO | 58.80 |
| LÍMITE PLÁSTICO | 24.16 |
| ÍNDICE PLASTICIDAD | 34.64 |

OBSERVACIONES:

S.U.C.S. - CH - Arcillas Inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.

Magras grasas color amarillento.

LABORATORISTA:

PEDRO FERNÁNDEZ

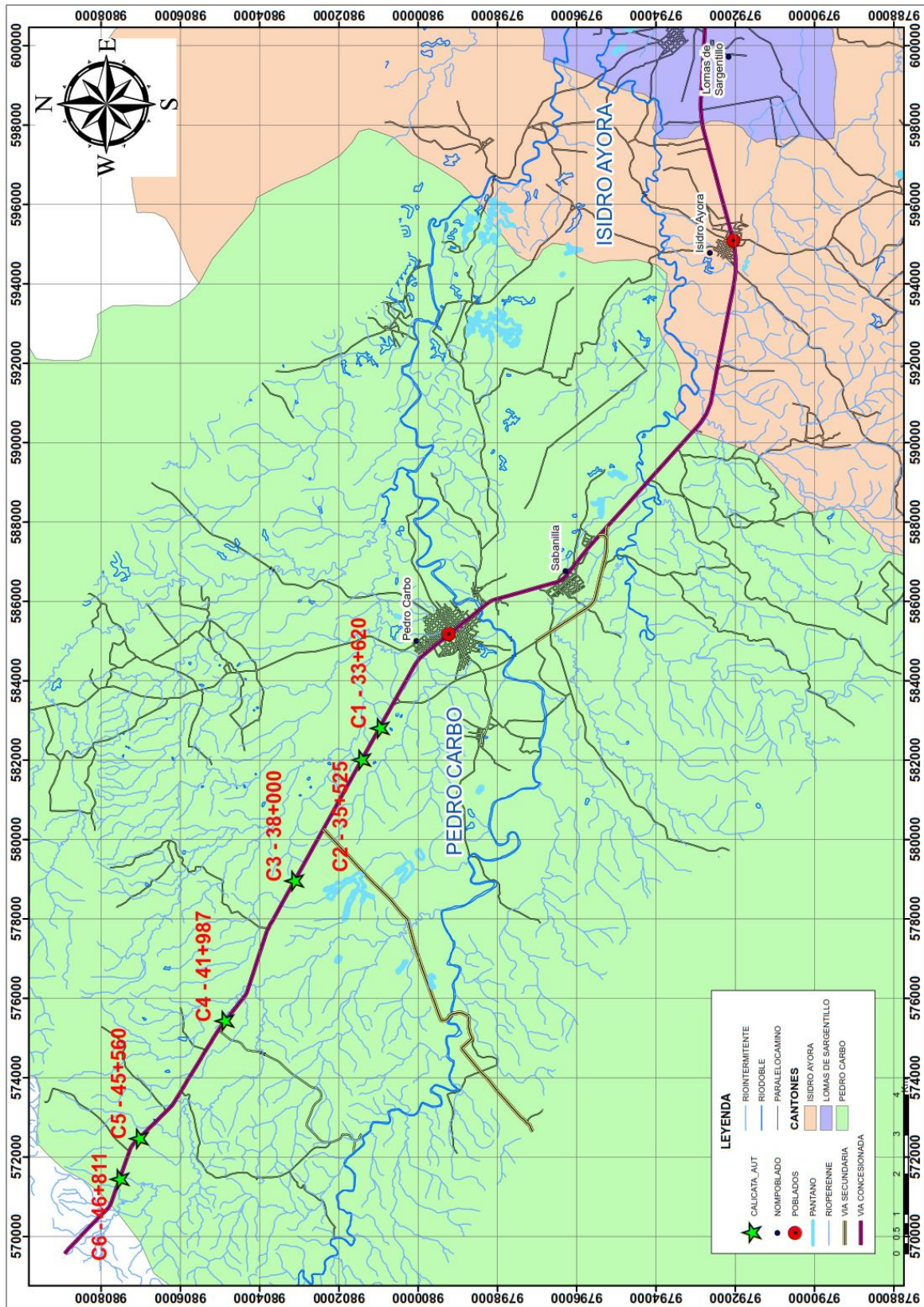
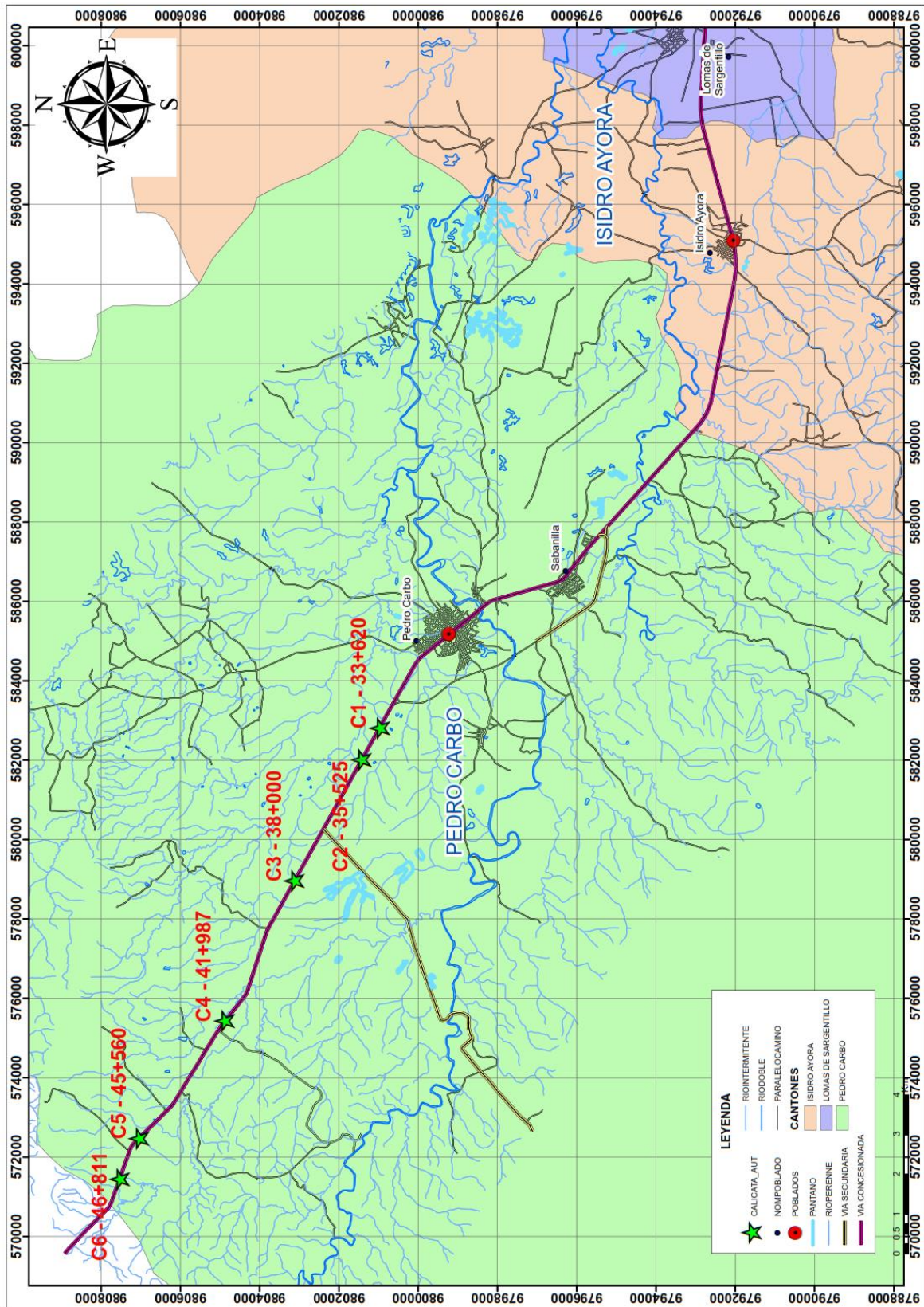
RESPONSABLE:

ING. COOPER AVILÉS
 ING. JULIO SANTACRUZ

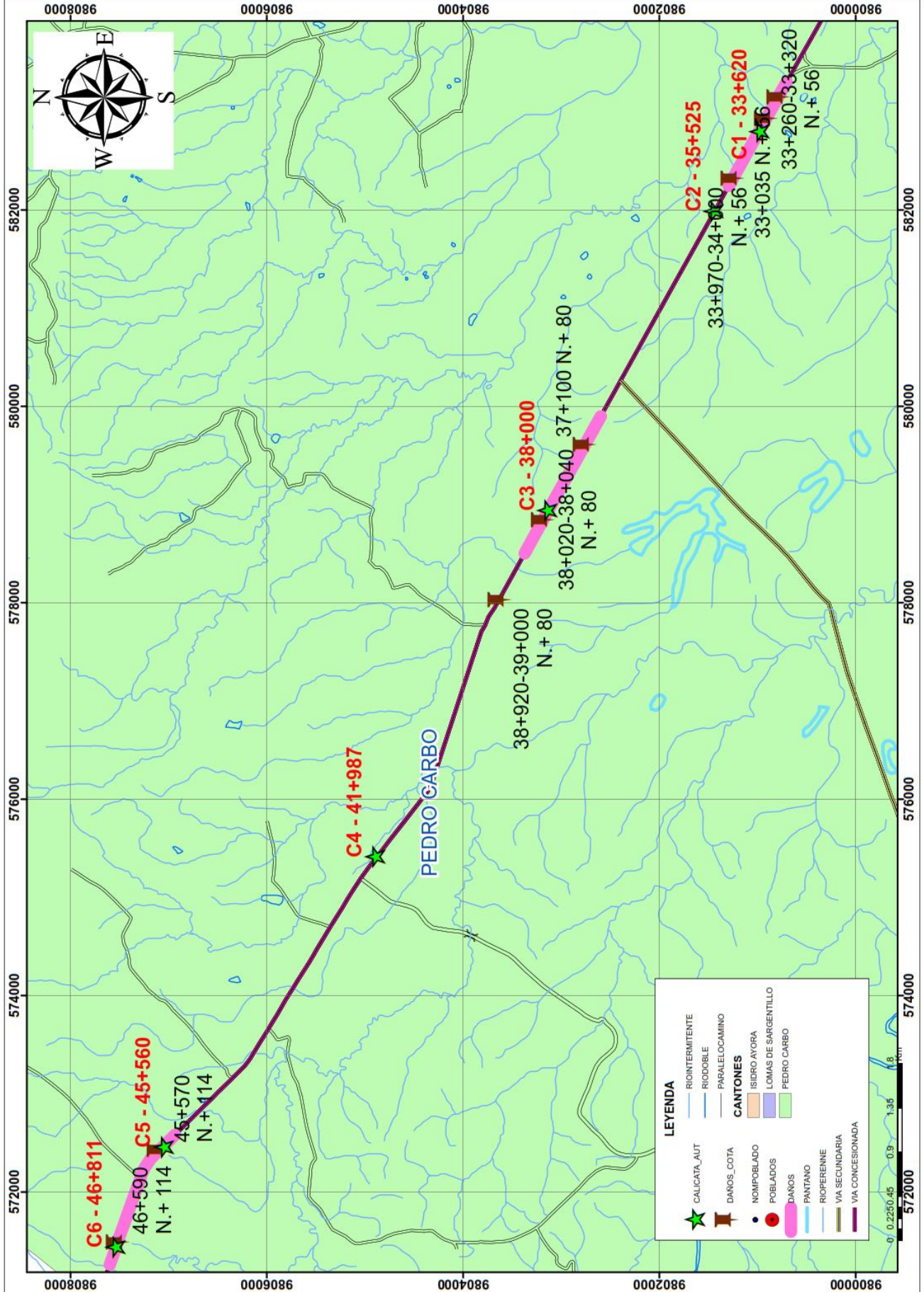
FECHA:

01 DICIEMBRE 2023

ANEXO 2
MAPA GENERAL DE UBICACIÓN DE
CALICATAS



ANEXO 3
MAPA GENERAL DE UBICACIÓN DE
DAÑOS EN LA VÍA



ANEXO 4
ESTRATIGRAFÍA DE PERFORACIONES P1-
P3-P4, REALIZADAS POR CEVACONSULT

| MATERIAL | P1 | | | | | P3 | | | | | P4 | | | | |
|---|---------------|--------|---------|---------|---------|---------------|--------|---------|---------|---------|---------------|--------|---------|---------|---------|
| | PROFUND. m | W % | LL % | LP % | IP % | PROFUND. m | W % | LL % | LP % | IP % | PROFUND. m | W % | LL % | LP % | IP % |
| Asfalto | 0.00 - 0.35 | | | | | 0.00 - 0.45 | | | | | 0.00 - 0.55 | | | | |
| Gravas y arenas limosas cafés, compactas a medio compactar. | 0.35 - 0.85 | 6 | NO | PLAS | TICO | 0.45 - 0.95 | 6 | NO | PLAS | TICO | 0.55 - 1.10 | 6 | NO | PLAS | TICO |
| GW-GM, SP-SM, GP-GM | 0.85 - 1.50 | 8 | NO | PLAS | TICO | 0.95 - 1.30 | 4 | NO | PLAS | TICO | 1.10 - 1.45 | 10 | NO | PLAS | TICO |
| Arcilla amarilla verdosa a gris verdosa, de alta plasticidad de consistencia dura a rígida. CH | 1.50 - 2.50 | 32 | 69 | 25 | 44 | 1.30 - 2.50 | 28 | 78 | 28 | 50 | 1.45 - 2.50 | 32 | 64 | 23 | 41 |

ANEXO 5
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN
DE SUELOS

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)
INCLUYENDO IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN

| DIVISIÓN MAYOR | | SIMBOLO | NOMBRES TÍPICOS | CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO | | | | | | | |
|--|---|---|---|---|---|---|--|---|--|--|---|
| SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ⊕ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista. | | | | | GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL, PUEDE USARSE ½ cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4 | GRAVAS LIMPAS Poco o nada de partículas finas | GW Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos | DETERMÍNENSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA, DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (fracción que pasa por la malla No. 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: Menos del 5%: GW, GP, SW, SP; más del 12%: GM, GC, SM, SC. Entre 5% y 12%: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles ** | GP Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos | COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Cu: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA Cc: entre 1 y 3. $Cu = D_{60} / D_{10}$ $Cc = (D_{30})^2 / (D_{10}(D_{60}))$ | |
| ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL, PUEDE USARSE ½ cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4 | | GRAVA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas | GM <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td>*</td><td>d</td></tr> <tr><td></td><td>u</td></tr> </table> | * | d | | u | | Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo | NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW. | |
| * | d | | | | | | | | | | |
| | u | | | | | | | | | | |
| | | ARENA LIMPAS Poco o nada de partículas finas | GC | Gravas arcillosas, mezclas de gravas, arena y arcilla | LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4. | Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles. | | | | | |
| | | ARENA LIMPAS Poco o nada de partículas finas | SW | Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos. | LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7. | Cu = D_{60} / D_{10} mayor de 6 ; Cc = $(D_{30})^2 / (D_{10}(D_{60}))$ entre 1 y 3. No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW | | | | | |
| | | ARENA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas | SP | Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos. | LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4. | | Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles. | | | | |
| | | ARENA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas | SM <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td>*</td><td>d</td></tr> <tr><td></td><td>u</td></tr> </table> | * | d | | | | u | Arenas limosas, mezclas de arena y limo. | LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7. |
| * | d | | | | | | | | | | |
| | u | | | | | | | | | | |
| | | ARENA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas | SC | Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla. | LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7. | | | | | | |
| SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 ⊕ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista. | | LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50 | ML | Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos. | G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo C – Arcilla, W – Bien Graduado, P – Mal Graduado, L – Baja Compresibilidad, H – Alta Compresibilidad | | | | | | |
| | | LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50 | CL | Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres. | CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.) | | | | | | |
| | | LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50 | OL | Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad. | | | | | | | |
| | | LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50 | MH | Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos. | | | | | | | |
| | | LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50 | CH | Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas. | | | | | | | |
| | | LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50 | OH | Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad. | | | | | | | |
| | | SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS | P | Turbas y otros suelos altamente orgánicos. | | | | | | | |

** CLASIFICACIÓN DE FRONTERA- LOS SUELOS QUE POSEAN LAS CARACTERÍSTICAS DE DOS GRUPOS SE DESIGNAN CON LA COMBINACIÓN DE LOS DOS SIMBOLOS; POR EJEMPLO GW-GC, MEZCLA DE ARENA Y GRAVA BIEN GRADUADAS CON CEMENTANTE ARCILLOSO.
 ⊕ TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA SON LOS U.S. STANDARD.
 * LA DIVISIÓN DE LOS GRUPOS GM Y SM EN SUBDIVISIONES d Y u SON PARA CAMINOS Y AEROPUERTOS UNICAMENTE, LA SUB-DIVISIÓN ESTA BASADA EN LOS LÍMITES DE ATTERBERG EL SUFJO d SE USA CUANDO EL L.L. ES DE 28 O MENOS Y EL I.P. ES DE 6 O MENOS. EL SUFJO u ES USADO CUANDO EL L.L. ES MAYOR QUE 28.