

Diplomado en geotecnia vial como modalidad de grado

Jhovan Muñoz Velasquez

Cc 1214719043

Dayro Andrés Carvajal González

Cc 1017220626

Gildardo Yamit Guzmán Muñoz

Cc 1035521355

Noviembre 2020.

Universidad Cooperativa de Colombia
Facultad de Ingeniería Civil.
Modalidad de grado



A:

Nuestros padres, a nuestros compañeros de estudio y amigos quienes con su apoyo nos motivaron a realizar este trabajo con éxito en especial a aquellos que nos abrieron sus puertas y compartieron sus conocimientos.

A la Universidad Cooperativa de Colombia, directivos y docentes quienes con su esfuerzo lograron formar profesionales íntegros y por ser sede de todo el conocimiento adquirido a lo largo de estos años.

la principal finalidad de este estudio es que los profesionales implicados adquieran una formación integral en la rama de la ingeniería civil, aplicando conocimientos aprendidos durante el desarrollo su proceso de aprendizaje específicamente en el área de geotecnia y diseño vial.

Este trabajo comprende la identificación general de un proyecto asignado, además de dar enfoque en el análisis y los diseños requeridos para obras de mitigación y estabilización que solucionen el control de los taludes para evitar las fallas en los mismos. Adicionalmente, la realización de un diseño de pavimentos para un tramo de vía del municipio de Giraldo, Antioquia. Teniendo en cuenta la morfología, materiales y condiciones generales del terreno, tales como, presencia de agua, fallas y resultados de ensayos in-situ.

Teniendo en cuenta lo anterior, el conjunto de estos estudios se realiza con el fin de garantizar condiciones adecuadas de manera tal que estas den viabilidad al proyecto.

Abstract

the main purpose of this study is that the professionals involved acquire an integrated training in the branch of civil engineering, applying knowledge learned during the development of their learning process specifically in the area of geotechnical and road design. This work includes the general identification of an assigned project, as well as focusing on the analysis and designs required for mitigation and stabilization works that solve the control of the slopes to avoid failures in them. Additionally, the realization of a pavement design for a section of track in the municipality of Giraldo, Antioquia. Taking into account the morphology, materials and general conditions of the terrain, such as the presence of water, faults and in-situ test results

Objetivos	1
General	1
Específicos	1
Introducción	2
Problemática	4
Justificación	5
Capítulo 1 Estudio Geotécnico	6
1. DEL PROYECTO.....	6
1.1. Localización Municipio de Giraldo Antioquia	6
1.2. Objetivo del estudio	7
1.3. Descripción general del proyecto.....	7
2. DEL SUBSUELO	10
2.1. Exploración de campo.....	10
2.2. Geología Regional	11
2.3. Geología Local.....	13
2.3.1. Grupo Cañasgordas formación Penderisco (Miembro Urrao) Kaau.....	13
2.3.2. Depósitos Recientes (Qar)	16
2.4. Geología Estructural	17
2.4.1. Falla Mistrató o Guasabra	17
2.5. Análisis Multitemporal	18
2.5.1. Año 2012.....	18
2.5.2. Año 2014.....	18
2.5.3. Año 2015.....	19
2.5.4. Año 2019.....	19
2.6. Características físico-mecánicas	20
2.6.1. Ensayos de Laboratorio.....	20
2.5.1.1. Humedad Natural	21
2.5.1.2. Límites De consistencia	24
2.5.1.3. Granulometría	29
2.5.1.4. Corte directo.....	33
2.5.1.5. Correlaciones SPT	41
2.5.1.5.1. Perfil de suelo	41
2.5.1.5.2. Parámetros de resistencia	44
2.5.1.6. Estratigrafía del suelo de estudio	45
2.5.1.7. Lleno antrópico	46
2.5.1.8. Flujo de lodos.....	46
3. DE LOS ANÁLISIS GEOTÉCNICOS.....	47
3.1. Parámetros sísmicos.....	47
3.2. Análisis de estabilidad	48
3.2.1. Parámetros para el análisis Seudoestático.....	48
3.2.1.1. Coeficiente Fa	48
3.2.1.2. Coeficiente de Importancia	49
3.2.1.3. Espectro de aceleraciones	50
3.2.1.4. Factor de seguridad	51

3.2.2.	Perfiles Slide estabilidad.....	52vi
3.2.2.1.	Perfil 1.....	52
3.2.2.1.1.	Condición Actual de la vía – estático	52
3.2.2.1.2.	Condición Actual de la vía – seudoestático	53
3.2.2.1.3.	Condición Proyectada de la vía – estático	54
3.2.2.1.4.	Condición Actual de la vía – seudoestático	55
3.2.2.2.	Perfil 2.....	56
3.2.2.2.1.	Condición Actual de la vía – estático	56
3.2.2.2.2.	Condición Actual de la vía – seudoestático	57
3.2.2.2.3.	Condición Proyectada de la vía – estático	58
3.2.2.2.4.	Condición Actual de la vía – seudoestático	59
3.2.3.	Diseño de muros en voladizo.....	60
3.2.3.1.	Presiones Activas	62
3.2.3.2.	Presión pasiva.	63
3.2.3.3.	Estabilidad del muro	64
3.2.3.3.1.	Volcamiento.....	64
3.2.3.3.2.	Deslizamiento	66
3.2.3.3.3.	Capacidad portante.....	67
3.2.4.	Manejo de aguas	68
3.2.4.1.	Cunetas.....	69
3.2.4.2.	Concreto lanzado con malla electrosoldada.....	71
Capítulo 2	Pavimento.....	72
Capítulo 3	Conclusiones	79
Lista de referencias		81

Tabla 1 Profundidad de perforaciones. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	10
Tabla 2 Ensayos de laboratorio. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	21
Tabla 3 Muestras ensayo de humedad. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	22
Tabla 4 Ensayo de Contenido de humedad natural. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	23
Tabla 5 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto A. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	33
Tabla 6 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto B. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	36
Tabla 7 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto C. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	37
Tabla 8 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto C. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	40
Tabla 9 Correlaciones Velocidad de onda S1-S2. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	41
Tabla 10 Correlaciones Velocidad de onda S3-S4. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	42
Tabla 11 Correlaciones Velocidad de onda. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	43
Tabla 12 Clasificación de los perfiles de suelo Tabla A.2.4-1. Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Título A. (modificado).	44
Tabla 13 Valores de Aa, Av, Ae Y Ad y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos. Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Título A. (modificado).	47
Tabla 14 Tabla A.2.4-3. Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro. Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Título A. (modificado).	49
Tabla 15 Tabla A.2.5-1. Valores del coeficiente de importancia, I. Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Título A. (modificado).	49
Tabla 16 Tabla H.5.2-1. Valores de KST amax Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes. Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Título A. (modificado).	50
Tabla 17 Tabla H.2.4-1. Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos. Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Título A. (modificado).	51
Tabla 18 Empujes del suelo por Rankine. Referencia: (Suarez, Estructuras de Contención de Gravedad, 2009). (modificado).	64
Tabla 19 Aforos vehiculares. Referencia: Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	72
Tabla 20 Valores de MMTA Referencia: IDEAM (modificado)	75
Tabla 21 Valores para el dimensionamiento de la vía.	76
Tabla 22 Opciones de estructuras de pavimento.	78
Tabla 23 Estructura de pavimento definitiva.	78

Lista de figuras

Ilustración 1 Localización municipio de Giraldo Antioquia. Referencia: Colombia - Antioquia - Giraldo.svg, (modificado).....	7
Ilustración 2 Vista tramo de vía en planta. Referencia: Google Earth, (modificado).....	8
Ilustración 3 Reconocimiento zona de estudio. Referencia: Google Earth, (modificado).....	9
Ilustración 4 Reconocimiento zona de estudio. Referencia: Google Earth, (modificado).....	9
Ilustración 5 Profundidad de perforaciones. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	11
Ilustración 6 Geología plancha 130, Santa Fe de Antioquia. Referencia: (Ingeominas, 2010), (modificado).....	12
Ilustración 7 Geología local municipio de Giraldo Antioquia, Geología plancha 130, Santa Fe de Antioquia. Referencia: (Ingeominas, 2010), (modificado).	13
Ilustración 8 Grupo Cañasgordas formación Penderisco, plancha 130 Santa Fe de Antioquia. Referencia: (Ingeominas, 2010), (modificado).	15
Ilustración 9 Falla de Guasabra o Mistrató, Geología plancha 130, Santa Fe de Antioquia. Referencia: (Ingeominas, 2010), (modificado).	17
Ilustración 10 Análisis multitemporal Año 2012. Referencia: Google earth (modificado).....	18
Ilustración 11 Análisis multitemporal Año 2014. Referencia: Google Earth (modificado).	18
Ilustración 12 Análisis multitemporal Año 2015. Referencia: Google Earth (modificado).	19
Ilustración 13 Análisis multitemporal Año 2019. Referencia: Google Earth (modificado).	19
Ilustración 14 Ensayo Limites de Atterberg S1, M 2-3-6. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).....	25
Ilustración 15 Ensayo Limites de Atterberg S1, M 7-10-11. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).....	26
Ilustración 16 Ensayo Limites de Atterberg S1, M 12-15. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).....	26
Ilustración 17 Ensayo Limites de Atterberg S3, M 2-5. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).....	27
Ilustración 18 Ensayo Limites de Atterberg S3, M 6. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).....	28
Ilustración 19 Ensayo Limites de Atterberg S3, M 11-14. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).....	28
Ilustración 20 Ensayo granulometría, S1, M 2-6. Referencia: (Invias, 2012)(modificado).	30
Ilustración 21 Ensayo granulometría, S1, M 7-11. Referencia: (Invias, 2012)(modificado).	30
Ilustración 22 Ensayo granulometría, S1, M 12-15. Referencia: (Invias, 2012)(modificado).	31
Ilustración 23 Ensayo granulometría, S3, M 2-5. Referencia: (Invias, 2012)(modificado).	31
Ilustración 24 Ensayo granulometría, S3, M 6. Referencia: (Invias, 2012) (modificado).....	32
Ilustración 25 Ensayo granulometría, S3, M 11-14. Referencia: (Invias, 2012) (modificado). ...	32
Ilustración 26 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto A. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).....	35
Ilustración 27 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto B. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).....	37
Ilustración 28 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto C. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).....	39

Ilustración 29 Envolverte de falla S3-M7. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	ix 40
Ilustración 30 Envolverte de falla flujo de lodos por Kishida. Referencia: (Gonzalez, 1999) (modificado).....	45
Ilustración 31 Envolverte de falla flujo de lodos por JNR. Referencia: (Gonzalez, 1999) (modificado).....	45
Ilustración 32 Estratigrafía lleno antrópico. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	46
Ilustración 33 Estratigrafía Flujo de lodos. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	47
Ilustración 34 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g. Referencia: (Ministerio de Ambiente, 2010) (modificado).	50
Ilustración 35 Perfiles análisis de estabilidad. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).	52
Ilustración 36 perfil 1 análisis de estabilidad condición actual estático. Referencia: Slide V06, (modificado).....	53
Ilustración 37 Perfil 1 análisis de estabilidad condición actual sudeoestático. Referencia: Slide V06, (modificado).....	54
Ilustración 38 Perfil 1 análisis de estabilidad condición proyectada estático. Referencia: Slide V06, (modificado).....	55
Ilustración 39 Perfil 1 análisis de estabilidad condición proyectado sudeoestático. Referencia: Slide V06, (modificado).....	56
Ilustración 40 Perfil 2 análisis de estabilidad condición actual estático. Referencia: Slide V06, (modificado).....	57
Ilustración 41 Perfil 2 análisis de estabilidad condición proyectado sudeoestático. Referencia: Slide V06, (modificado).....	58
Ilustración 42 Perfil 2 análisis de estabilidad condición proyectada estático. Referencia: Slide V06, (modificado).....	59
Ilustración 43 Perfil 2 análisis de estabilidad condición proyectado sudeoestático. Referencia: Slide V06, (modificado).....	60
Ilustración 44 Muro propuesto en el análisis de estabilidad. Fuente: AutoCAD (modificado)....	61
Ilustración 45 Diseño geométrico cuneta de los taludes. Fuente: EPM modificado).	70
Ilustración 46 CBR, Referencia: Tutores de universidad coopertaiva de colombia sede medellin.	76
Ilustración 47 Cartas de diseño, Referencia: INVIAS.	78

Objetivos

General

Realizar los estudios geotécnicos y diseños correspondientes para el trazado de un proyecto vial en el municipio de Giraldo Antioquia, con el fin de brindar soluciones ingenieriles de movilidad sostenible a los habitantes ofreciendo soluciones de construcción de obras de mitigación, estabilización de taludes y diseño vial.

Específicos

1. Recopilar todos los datos e información general de la zona de estudio.
2. Analizar y comparar la información obtenida de los estudios geotécnicos realizados, con los datos existentes de la zona.
3. Caracterizar los perfiles estratigráficos de la zona para identificar los distintos tipos de suelo presentes.
4. Evaluar el comportamiento de los materiales encontrados en la zona de estudio mediante simulaciones con cargas estáticas y dinámicas proyectadas.
5. Generar soluciones a partir de diseños preliminares de obras de estabilización, drenaje, compactación y pavimentación para la vía proyectada.
6. Entregar recomendaciones y conclusiones necesarias para la ejecución de las obras de estabilidad del tramo de vía en estudio con el fin de garantizar su correcto funcionamiento, su viabilidad técnica y económica según el alcance del proyecto.

Introducción

Los estudios geotécnicos y diseños viales son una parte fundamental de la ingeniería civil que se enfocan en dar soluciones que permitan la reducción de tiempos de trayectos, mejorar la accesibilidad, asegurando la calidad y la seguridad de la circulación vial en cualquier parte de la región.

Para garantizar la viabilidad de un proyecto vial se deben tener cuenta los diferentes comportamientos del suelo tales como su estado natural, estático y dinámico y deben realizarse con detalle dado que son de vital importancia para el alcance y ejecución del proyecto en estudio.

Teniendo en cuenta lo anterior se requiere realizar un estudio geotécnico y un diseño vial para un tramo de vía en el municipio de Giraldo, Ant ubicado en la zona rural que conecta la cabecera urbana del municipio, con los corregimientos de Manglar, Tinajita y Boquero de Penitas.

Se presentan distintas obras de estabilización, diseño y construcción de una vía con sus respectivas obras de drenaje a fin de presentar una solución ingenieril que facilite la movilidad, eficaz y segura, mejorando la calidad de vida de las personas del municipio.

En este diseño concentraremos la atención en uno de los factores más importantes de la construcción vial que es el estudio geotécnico. Dichos estudios nos dan un paradigma claro sobre los diferentes estados del suelo en las zonas de intervención y las modificaciones necesarias antes de la construcción de cualquier estructura de mitigación en el terreno, pues en este se determina el comportamiento del suelo en sus diferentes

estados, así simular las cargas a aplicar con la finalidad de determinar posibles patologías en la estructura vial.

En consecuencia, se expondrán los resultados de los estudios de laboratorios que comprenden datos de CBR, granulometría, límites de consistencia, humedad, penetración estándar, entre otros; y su aplicación en las distintas actividades en busca de la solución.

Problemática

Dada la centralización global de los habitantes y el crecimiento poblacional en las ciudades y corregimientos que se refleja en transformaciones dinámicas del territorio nacional, y que tienden a expandir sus fronteras mediante obras de construcción y nuevas infraestructuras con la finalidad de mejorar y cumplir las condiciones de la población y facilitar el acceso a las necesidades básicas de la misma, tales como, educación, vivienda digna, salud, ofertas laborales y servicio públicos domiciliarios. Como consecuencia de esto, es necesario el desarrollo de obras viales que permitan la comunicación entre los diferentes sitios del territorio nacional para facilitar el acceso a las necesidades básicas de manera competente.

Teniendo en cuenta que de 142.000 km de vías terciarias que hay en el país, solo el 6% están en buenas condiciones para comunicar los municipios con las veredas y reflejan el panorama sombrío de las interconexiones viales entre las zonas rurales del país¹. Esto trae consigo mayores tiempos de desplazamiento entre sitios y menos seguridad por las condiciones morfológicas y climáticas de cada zona que en algunos casos obstruyen la totalidad de las vías impidiendo la correcta circulación en ella.

¹ **Revista La República:** <https://www.larepublica.co/economia/colombia-tiene-un-promedio-de-94-de-todas-sus-vias-terciarias-en-mal-estado-2939581>

Justificación

Durante el análisis de la información realizada en el tramo de vía en el municipio de Giraldo, Ant, es notoria la necesidad de mejorar las condiciones de la vía desarrollando un estudio geotécnico y un diseño vial, teniendo en cuenta que las condiciones actuales no proporcionan seguridad y comodidad a los habitantes de la zona.

Dado lo anterior, se brindará una solución ingenieril que mejorará las condiciones de comunicación intermunicipal para facilitar el acceso seguro mediante la construcción de obras de estabilidad, manejo de aguas y diseño de pavimentos.

Capítulo 1

Estudio Geotécnico

1. DEL PROYECTO

1.1.Localización Municipio de Giraldo Antioquia

Giraldo, se encuentra ubicado al noroeste de Colombia y hace parte de la subregión occidental del departamento de Antioquia. El municipio este situado a $6^{\circ}40'55''$ de latitud norte y $75^{\circ}57'08''$ de longitud al oeste de Greenwich. Limita por el norte con los municipios de Cañasgordas y Buriticá, por el sur con el municipio de Santa Fe de Antioquia y por el oeste con los municipios de Abriaquí y Cañasgordas. Su cabecera dista 127 kilómetros de la ciudad de Medellín, capital del departamento de Antioquia. Su altura es de 1925 M sobre el nivel del mar, pero comprende un rango de 1000 y 3200. (Giraldo, 2020).



Ilustración 1 Localización municipio de Giraldo Antioquia. Referencia: Colombia - Antioquia - Giraldo.svg, (modificado).

1.2.Objetivo del estudio

Caracterizar física y mecánicamente los materiales presentes en el lugar de estudio para la estabilización de taludes y diseño de la estructura de pavimento mediante la metodología de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito, en un tramo de vía del municipio de Giraldo Antioquia.

1.3.Descripción general del proyecto

El proyecto contempla la construcción de un tramo de vía, ubicado en la zona rural del municipio de Giraldo Antioquia, que conecta la cabecera urbana del municipio, con los corregimientos de Manglar, Tinajita y Boquero de Penitas.



Ilustración 2 Vista tramo de vía en planta. Referencia: Google Earth, (modificado).

Se realiza un reconocimiento de la zona:

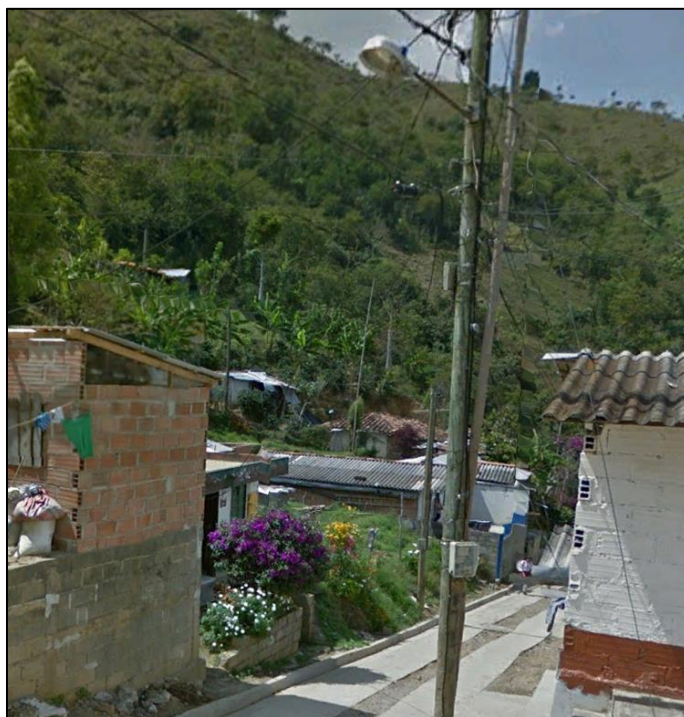


Ilustración 3 Reconocimiento zona de estudio. Referencia: Google Earth, (modificado).

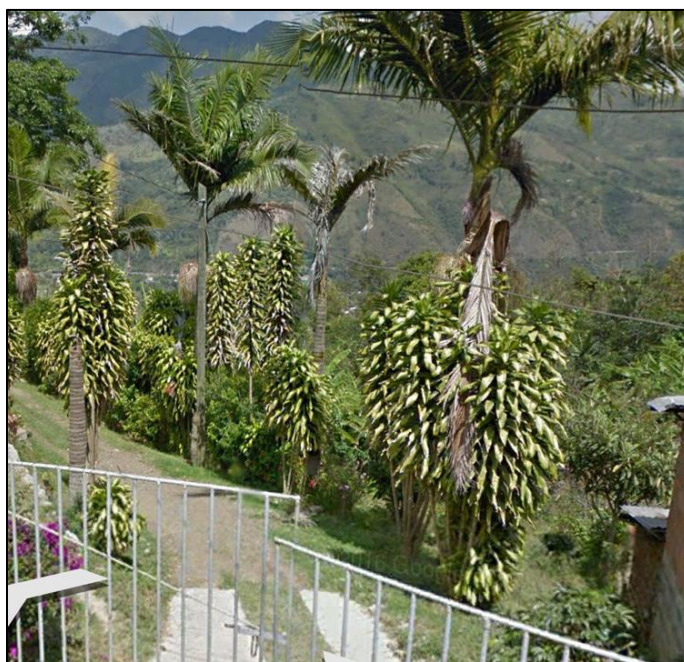


Ilustración 4 Reconocimiento zona de estudio. Referencia: Google Earth, (modificado).

2. DEL SUBSUELO

2.1. Exploración de campo

Para el presente proyecto se ejecutaron 4 perforaciones o sondeo con muestreo, que alcanzaron 15 metros de profundidad, con el fin de conocer y caracterizar el perfil del subsuelo afectado por el proyecto, ejecutar pruebas directas o indirectas sobre los materiales encontrados y obtener muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010).

Tabla 1 Profundidad de perforaciones. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Perforación	Profundidad (m)
P1	15
P2	15
P3	15
P4	15

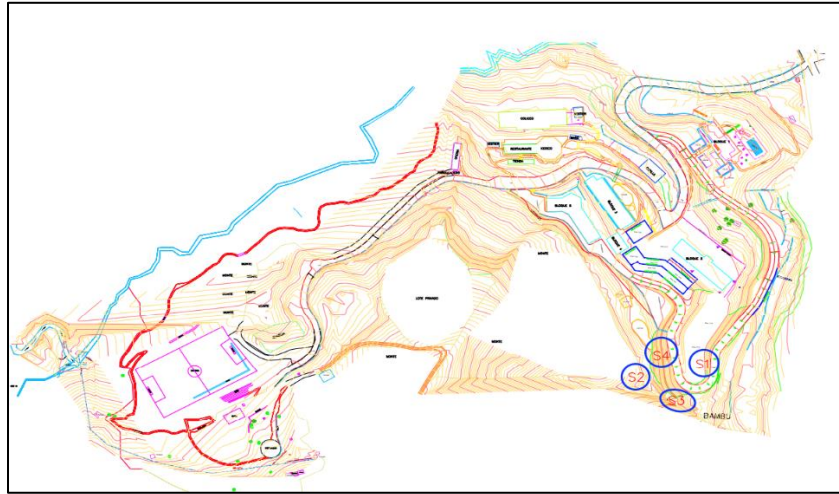


Ilustración 5 Profundidad de perforaciones. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

2.2. Geología Regional

A partir de la plancha 130, Santa Fe de Antioquia, desde el punto de vista geológico, la zona de estudio se encuentra regionalmente entre la margen occidental de la cordillera Central, la depresión intracordillerana Cauca - Patía, y la margen oriental de la cordillera Occidental. La cordillera Central posee una gran variedad de unidades litológicas y estructurales entre las que se encuentran rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias, está compuesta por un basamento polimetamórfico Pre-Mesozoico que incluye rocas oceánicas y continentales, intruído por varios plutones mesozoicos y cenozoicos. (Ingeominas, 2010)

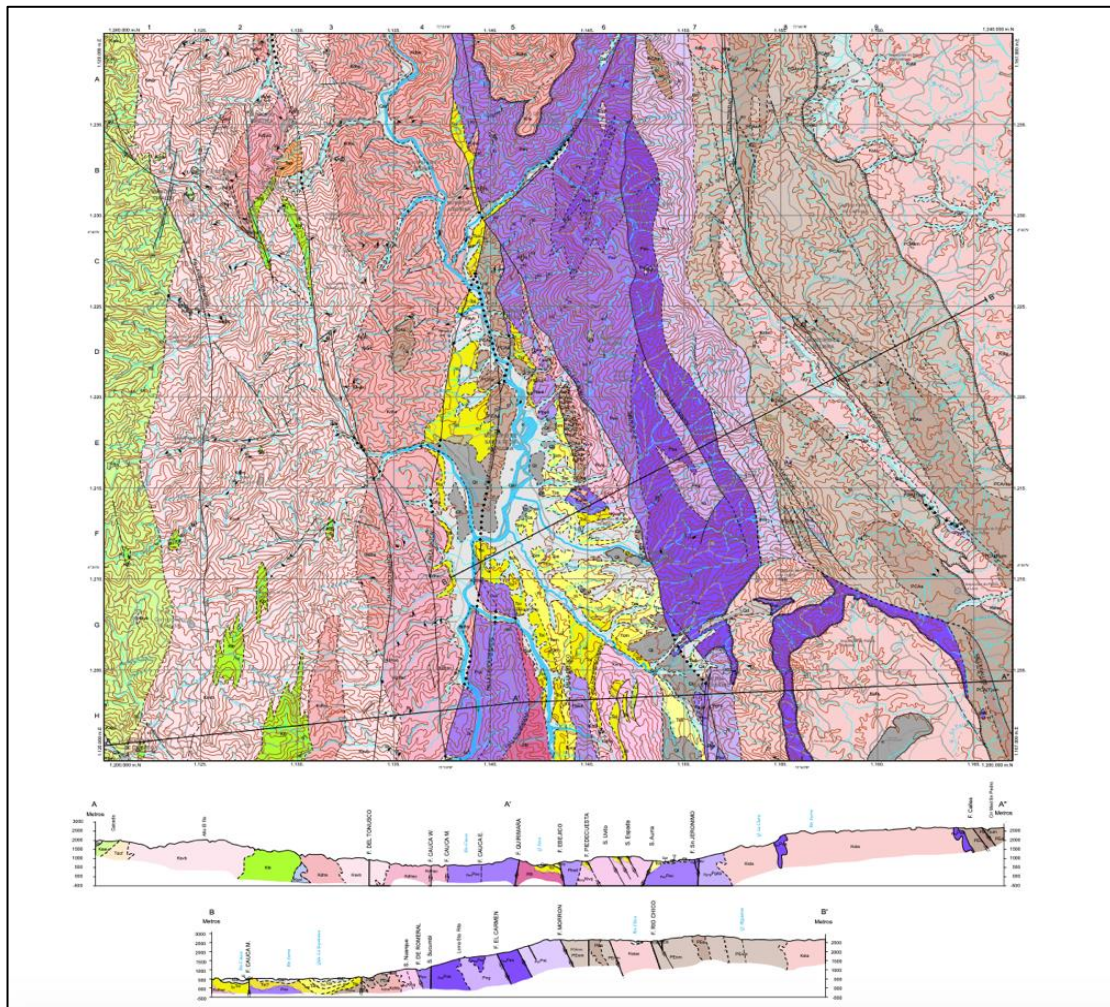


Ilustración 6 Geología plancha 130, Santa Fe de Antioquia. Referencia: (Ingeominas, 2010), (modificado).

2.3.Geología Local

A partir de la plancha 130, Santa Fe de Antioquia, desde el punto de vista geológico, el municipio de Giraldo Antioquia, se encuentra el grupo Cañasgordas formación Penderisco, miembro Urrao, Grupo Cañasgordas formación barroso, aluviones resientes. (Ingeominas, 2010)

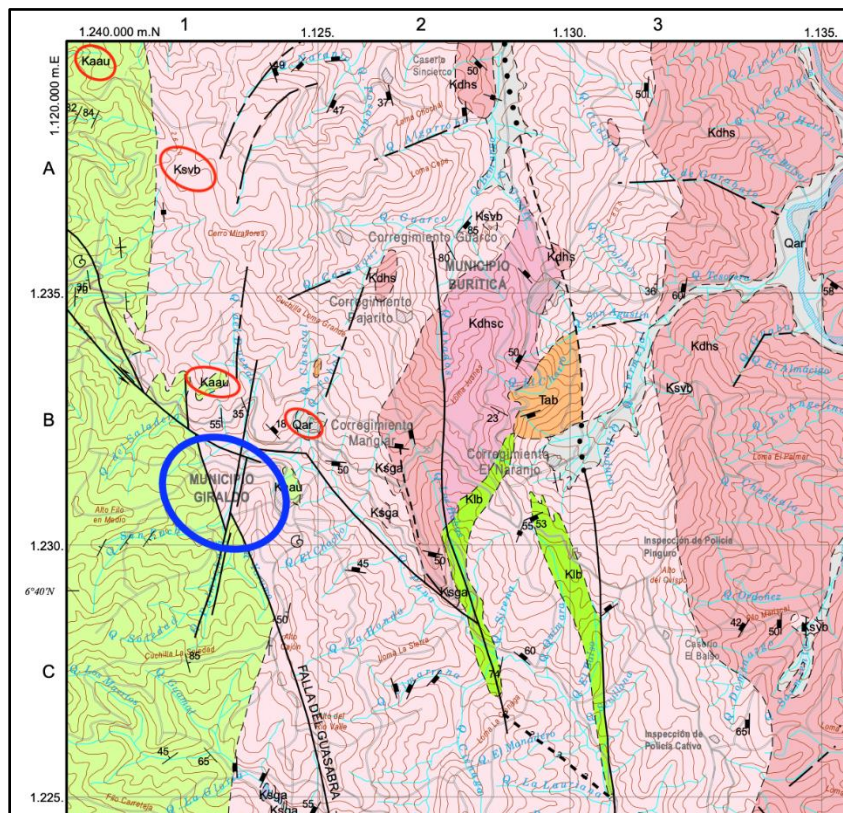


Ilustración 7 Geología local municipio de Giraldo Antioquia, Geología plancha 130, Santa Fe de Antioquia. Referencia: (Ingeominas, 2010), (modificado).

2.3.1. Grupo Cañasgordas formación Penderisco (Miembro Urrao) Kaau

El nombre de **Grupo Cañasgordas** fue propuesto por Álvarez (1971) para definir una secuencia volcano sedimentaria que conforman el núcleo de la Cordillera Occidental

de Colombia en el Departamento de Antioquia. Está conformado por las formaciones Barroso y Penderisco (Álvarez & González, 1978). La Formación Barroso está constituida, generalmente, por rocas volcánicas básicas (no aflora en esta plancha), mientras que la Formación Penderisco está conformada por sedimentitas de los Miembros sedimentarios Urrao y Nutibara. (Ingeominas, 2010)

Formación Penderisco, fue definida por Álvarez & González (1978) mediante una sección levantada en el río Penderisco, en la Plancha 145 Urrao, al noroeste del Municipio de Urrao, Departamento de Antioquia, donde se reconocieron dos secuencias de origen marino, una calcáreo silícea y otra areno arcillosa, las cuales fueron denominadas Miembros Nutibara y Urrao, respectivamente. (Ingeominas, 2010)

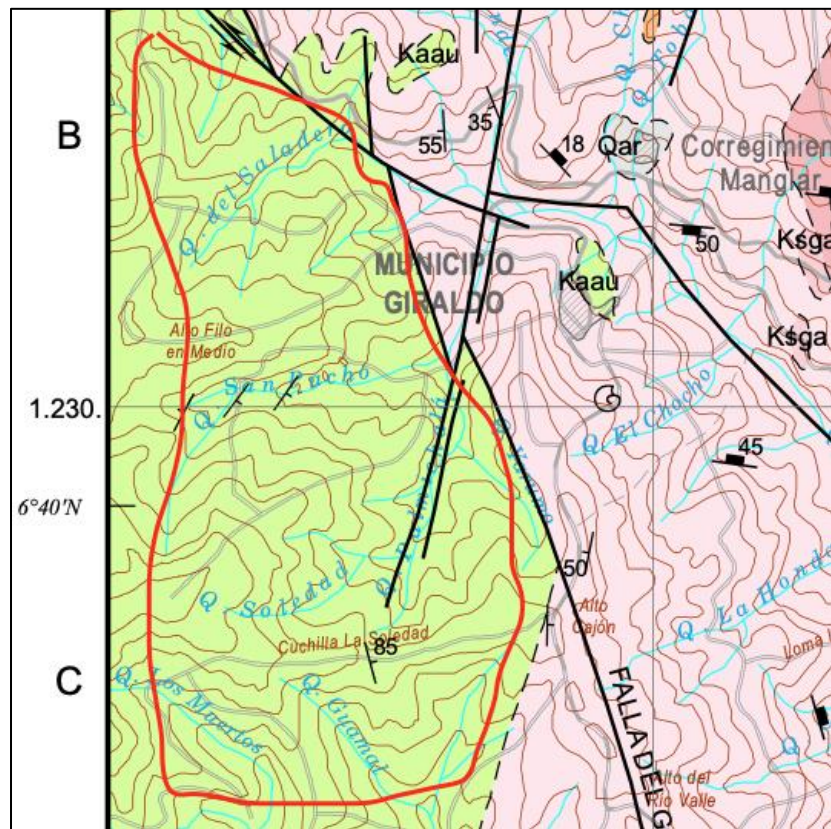
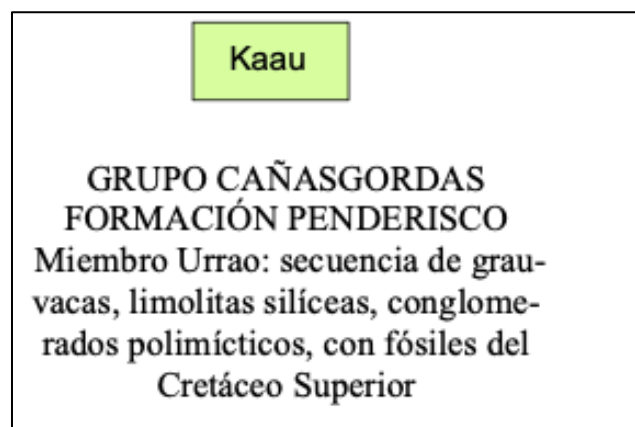


Ilustración 8 Grupo Cañasgordas formación Penderisco, plancha 130 Santa Fe de Antioquia. Referencia: (Ingeominas, 2010), (modificado).



Miembro Urrao (Kaau). La unidad está conformada esencialmente por limolitas, lodolitas y arenitas, con algunos niveles de conglomerados. Buenos afloramientos se observan en la carretera Pereira - Santa Cecilia, a lo largo del río San Juan (H-12) y en los ríos Baboso (C- 10), Adoidó (D-9, 10) y Jajarandó (D-9).

Fundamentalmente, esta unidad la conforman capas medias de arcillolitas y limolitas, plano paralelas, de color gris oscuro a pardo cuando están meteorizadas, con interestratificaciones de capas medias a muy gruesas de areniscas y conglomerados. Las areniscas son de color gris claro a gris verdoso, plano paralelas. Localmente, en las areniscas se aprecia estratificación cruzada de ángulo bajo, marcas de oleaje y calcos de carga. En general, la unidad está cizallada y microplegada, con desarrollo de un incipiente clivaje y un lustre micáceo. Microscópicamente, estas rocas presentan cierta orientación de minerales micáceos (sericita), laminación interna debido al cambio de color y, en ocasiones, al cambio de granulometría. (Ingeominas, 2010)

2.3.2. Depósitos Recientes (Qar)

Los depósitos recientes más representativos de la zona se encuentran bajo los municipios de Santafé de Antioquia, Sopetrán y Giraldo, también son importantes las terrazas del río Cauca como a las terrazas del Tonusco se les confiere un origen tectónico por medio de levantamiento regional, subsidencia y levantamientos diferenciales a través de fallas (Vergara, 1976). Esta teoría es apoyada por Campuzano y Caballero (1976), quienes comparan las desembocaduras de los ríos Poblano y Tonusco en el Cauca en periodos y condiciones climáticas similares, notando la ausencia de terrazas altas en el río Poblano lo cual apoya la hipótesis tectónica para la génesis de las terrazas del Tonusco.

En la formación de estos depósitos también se debe tener en cuenta el clima y la litología de la zona. (Herrera, 2012).

2.4.Geología Estructural

A partir de la plancha 130, Santa Fe de Antioquia, existen en el área rasgos morfológicos y datos estructurales que indican una intensa actividad tectónica de edad cretácica hasta reciente. (Ingeominas, 2010)

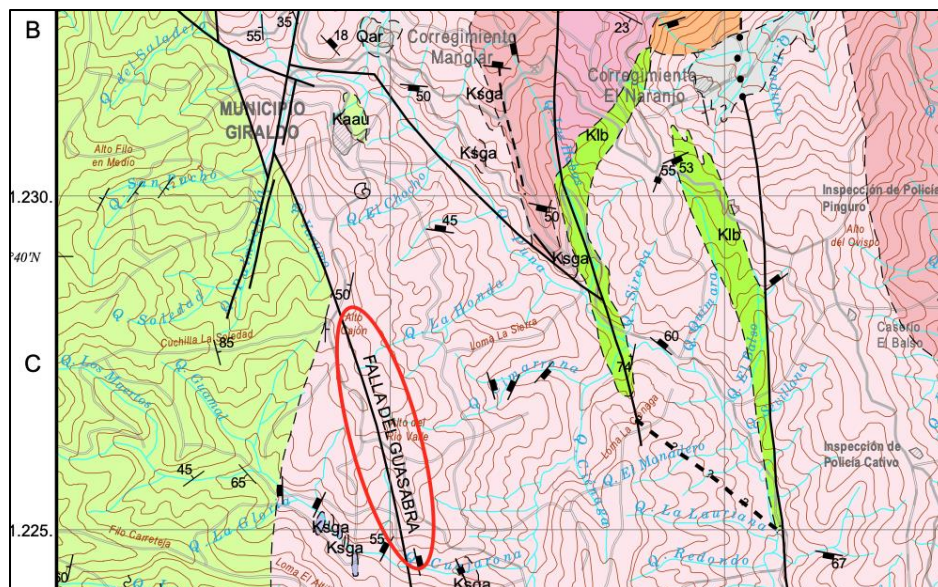


Ilustración 9 Falla de Guasabrá o Mistrató, Geología plancha 130, Santa Fe de Antioquia. Referencia: (Ingeominas, 2010), (modificado).

2.4.1. Falla Mistrató o Guasabrá

Dirección general es N-S. Los diferentes autores que la han descrito infieren un desplazamiento vertical, aunque desconocen su naturaleza. En parte corresponde al límite entre las Formaciones Combia y Barroso (Calle y González, 1980). (Ingeominas, 2010).

2.5. Análisis Multitemporal

Para identificar el cambio a través del tiempo de la superficie del lugar de estudio, se utiliza Google earth mediante imágenes satelitales, para el análisis multitemporal del proyecto en el municipio de Giraldo.

2.5.1. Año 2012

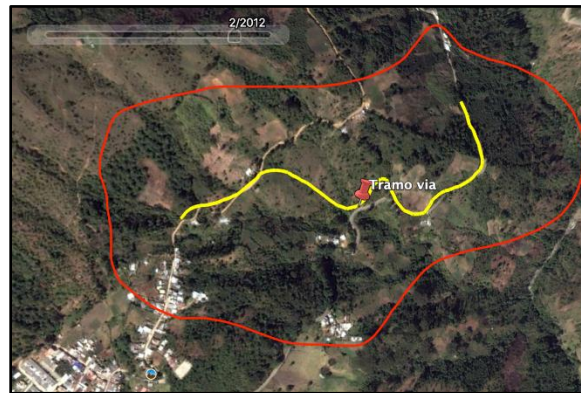


Ilustración 10 Análisis multitemporal Año 2012. Referencia: Google earth (modificado).

2.5.2. Año 2014

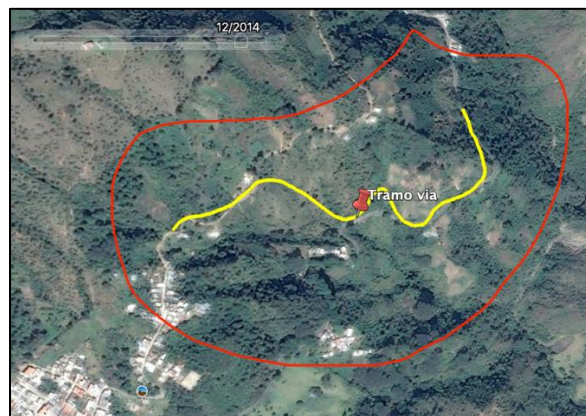


Ilustración 11 Análisis multitemporal Año 2014. Referencia: Google Earth (modificado).

2.5.3. Año 2015



Ilustración 12 Análisis multitemporal Año 2015. Referencia: Google Earth (modificado).

2.5.4. Año 2019

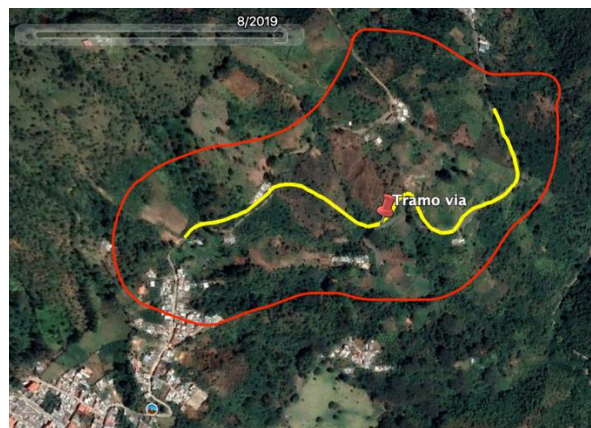


Ilustración 13 Análisis multitemporal Año 2019. Referencia: Google Earth (modificado).

2.6.Características físico-mecánicas

Las propiedades básicas mínimas de los suelos a determinar con los ensayos de laboratorio son: peso unitario, humedad y clasificación completa para cada uno de los estratos o unidades estratigráficas y sus distintos niveles de meteorización. Igualmente debe determinarse como mínimo las propiedades de resistencia en cada uno de los materiales típicos encontrados en el sitio mediante compresión simple ó corte directo en suelos cohesivos, y corte directo o SPT en suelos granulares. (Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010).

2.6.1. Ensayos de Laboratorio

Para el presente proyecto se recuperaron un total de 60 muestras alteradas e inalteradas las cuales el geotécnista clasifico para el desarrollo de ensayos de laboratorio. Las muestras obtenidas de la exploración de campo deberán ser objeto de los manejos y cuidados que garanticen su representatividad y conservación. Las muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio deberán ser seleccionadas por el

ingeniero geotecnista y deberán corresponder a los diferentes materiales afectados por el proyecto.

(Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010).

A continuación, en la tabla 2 se muestran los ensayos realizados y la cantidad correspondiente.

Tabla 2 Ensayos de laboratorio. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Ensayo	Cantidad	NORMA INVIAS
Humedad Natural	9	INV E-107-07
Límites de Atterberg	6	INV E-126-07; 125-07
Granulometría	6	NV E-123-07
Corte Directo	1	INV E-154-07

2.5.1.1. Humedad Natural

La humedad natural es una propiedad física del suelo es de gran utilidad en la construcción civil y se obtiene de una manera sencilla, pues el comportamiento y la resistencia de los suelos en la construcción están regidos, por la cantidad de agua que contienen. (Mario, 2008).

El presente proyecto se realizaron 9 ensayos de humedad para los sondeos 1 Y 3

Tabla 3 Muestras ensayo de humedad. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

PERFORACIÓN	MUESTRA
1	1
	3
	7
	11
	14
3	1
	3
	6
	12

Para el cálculo de la humedad natural se utilizó la siguiente ecuación:

$$w = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_C} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

- W= Contenido de agua (%)
- W1= Masa del recipiente y del espécimen húmedo, g.
- W2= Masa del recipiente y del espécimen seco, g.
- Wc= Masa del recipiente, g.
- Ww =masa del agua, g
- Ws = masa de las partículas sólidas, g.

A partir de los datos entregados por el docente Eduard Vanegas se realizó el cálculo para cada muestra previamente seleccionado.

Tabla 4 Ensayo de Contenido de humedad natural. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL											
Proyecto	Diplomado en geotecnia vial										
Grupo	4										
Fecha Ejecución:				Fecha Ejecución:				Fecha Ejecución:			
Sondeo No.:	1			Sondeo No.:	1			Sondeo No.:	1		
Muestra No.:	1			Muestra No.:	3			Muestra No.:	7		
Profundidad: (m)	0,50-0,95			Profundidad: (m)	2,50-2,95			Profundidad: (m)	6,50-6,95		
Tara No	715	714	708	Tara No	707	705	702	Tara No	706	703	
Peso Tara (g)	7,71	7,67	7,84	Peso Tara (g)	7,70	7,64	7,87	Peso Tara (g)	10,10	7,74	
Peso Sh + Tara (g)	11,36	11,58	12,22	Peso Sh + Tara (g)	11,12	11,30	12,64	Peso Sh + Tara (g)	24,70	13,08	
Peso Ss + Tara (g)	10,55	10,72	11,25	Peso Ss + Tara (g)	9,98	10,09	11,09	Peso Ss + Tara (g)	21,20	10,78	
w (%)	28,52	28,20	28,45	w (%)	50,00	49,39	48,14	w (%)	31,53	75,66	
% W Promedio	28,39			% W Promedio	49,17			% W Promedio	53,59		

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL											
Proyecto	Diplomado en geotecnia vial										
Grupo	4										
Fecha Ejecución:				Fecha Ejecución:				Fecha Ejecución:			
Sondeo No.:	1			Sondeo No.:	1			Sondeo No.:	3		
Muestra No.:	11			Muestra No.:	14			Muestra No.:	1		
Profundidad: (m)	10,50-10,95			Profundidad: (m)	13,50-13,95			Profundidad: (m)	0,50-0,95		
Tara No	704	701		Tara No	710	712		Tara No	83	39	42
Peso Tara (g)	7,61	7,64		Peso Tara (g)	7,60	7,52		Peso Tara (g)	10,78	9,92	10,14
Peso Sh + Tara (g)	14,05	15,04		Peso Sh + Tara (g)	15,46	16,15		Peso Sh + Tara (g)	20,50	20,10	20,37
Peso Ss + Tara (g)	11,94	12,60		Peso Ss + Tara (g)	12,42	12,87		Peso Ss + Tara (g)	18,14	17,73	17,96
w (%)	48,73	49,19		w (%)	63,07	61,31		w (%)	32,07	30,35	30,82
% W Promedio	48,96			% W Promedio	62,19			% W Promedio	31,08		

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL											
Proyecto	Diplomado en geotecnia vial										
Grupo	4										
Fecha Ejecución:				Fecha Ejecución:				Fecha Ejecución:			
Sondeo No.:	3			Sondeo No.:	3			Sondeo No.:	3		
Muestra No.:	3			Muestra No.:	6			Muestra No.:	12		
Profundidad: (m)	2,50-2,95			Profundidad: (m)	5,50-5,95			Profundidad: (m)	11,50-11,95		
Tara No	74	82	84	Tara No	67	47		Tara No	48	44	
Peso Tara (g)	10,62	10,41	9,38	Peso Tara (g)	9,36	9,78		Peso Tara (g)	9,76	10,15	
Peso Sh + Tara (g)	20,69	20,25	20,03	Peso Sh + Tara (g)	21,30	21,94		Peso Sh + Tara (g)	25,93	25,55	
Peso Ss + Tara (g)	18,68	18,36	18,05	Peso Ss + Tara (g)	17,02	17,64		Peso Ss + Tara (g)	18,59	18,64	
w (%)	24,94	23,77	22,84	w (%)	55,87	54,71		w (%)	83,13	81,39	
% W Promedio	23,85			% W Promedio	55,29			% W Promedio	82,26		

Análisis de resultados

Las 9 muestras de suelo estudiadas presentan una humedad natural que alcanzó un porcentaje de 82,26% para la muestra 12 del sondeo 3 a una profundidad de 11,50 metros, las humedades más bajas se

obtuvieron en las muestras 1 del sondeo 1 y la muestra 3 del sondeo 3 con 28,39% y 23,85% respectivamente.

2.5.1.2. Límites De consistencia

Los límites de Atterberg son ensayos de laboratorio normalizados que permiten obtener los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Con ellos, es posible clasificar el suelo en la Clasificación Unificada de Suelos (Unified Soil Classification System, USCS). (Casagrande, 1948)

Para obtener estos límites se requiere remoldear (manipular) la muestra de suelo destruyendo su estructura original y por ello es que una descripción del suelo en sus condiciones naturales es absolutamente necesaria y complementaria. (Casagrande, 1948)

Para realizar los límites de Atterberg se trabaja con todo el material menor que la malla #40 (0.42 mm). Esto quiere decir que no solo se trabaja con la parte fina del suelo (< malla #200), sino que se incluye igualmente la fracción de arena fina. (ASTM, 1995)

Es importante tener presente los siguientes conceptos:

- a) **Límite Líquido (w_L ó LL):** contenido de humedad del suelo en el límite entre el estado semi-líquido y plástico.
- b) **Límite Plástico (w_p ó LP):** es el contenido de humedad del suelo en el límite entre los estados semi-sólido y plástico.
- c) **Índice de Plasticidad (IP):** es la diferencia entre los límites líquido y plástico, es decir, el rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene plástico:

$$IP = L_L - L_P$$

A continuación, se muestran los resultados obtenidos mediante los resultados de ensayo de laboratorio, entregados por el profesor del diplomado

LÍMITE LÍQUIDO				INDICE PLÁSTICO					
Localizacion				Localizacion					
Sondeo No.:		1		Sondeo No.:		1		RESULTADOS	
Muestra No.:		2-3-6		Muestra No.:		2-3-6		IP	14,13
Profundidad: (m)				Profundidad: (m)		0,00		LL	55,35
Tara No		127	128	114	Tara No		119	121	138
Peso Tara (g)		15,84	15,92	15,74	Peso Tara (g)		15,77	15,83	15,66
Peso Sh + Tara (g)		24,79	24,53	24,79	Peso Sh + Tara (g)		17,34	17,29	17,29
Peso Ss + Tara (g)		21,69	21,48	21,46	Peso Ss + Tara (g)		16,89	16,86	16,81
Número de Golpes		31,00	25,00	18,00					
w (%)		52,99	54,86	58,22	w (%)		40,18	41,75	41,74
% W Promedio		55,35			% W Promedio		41,22		
CLASIFICACIÓN		MH		Limo de alta compresibilidad					

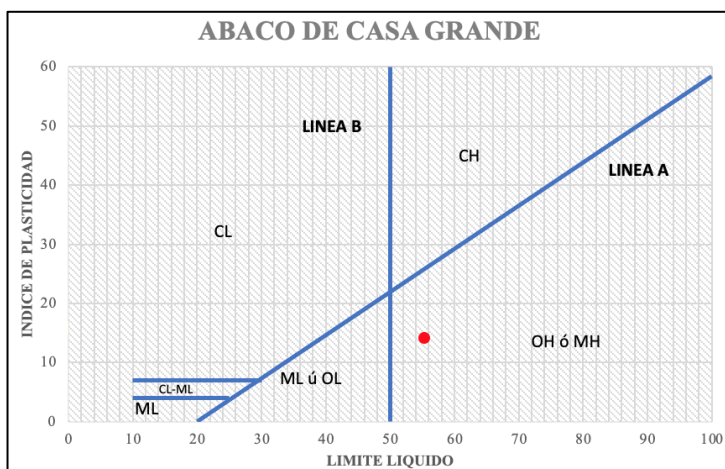


Ilustración 14 Ensayo Límites de Atterberg S1, M 2-3-6. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).

Para el S1, M 2-3-6. se obtuvo una clasificación MH, es decir un material limoso de alta compresibilidad

LÍMITE LÍQUIDO				INDICE PLÁSTICO					
Localizacion				Localizacion					
Sondeo No.:		1		Sondeo No.:		1		RESULTADOS	
Muestra No.:		7-10-11		Muestra No.:		7-10-11		IP	16,46
Profundidad: (m)				Profundidad: (m)				LL	71,06
Tara No		135	141	129	Tara No		142	112	133
Peso Tara (g)		15,92	15,79	15,42	Peso Tara (g)		15,79	15,83	15,79
Peso Sh + Tara (g)		26,99	26,98	26,98	Peso Sh + Tara (g)		17,23	17,50	17,21
Peso Ss + Tara (g)		22,50	22,37	22,03	Peso Ss + Tara (g)		16,72	16,91	16,71
Número de Golpes		32,00	23,00	18,00					
w (%)		68,24	70,06	74,89	w (%)		54,84	54,63	54,35
% W Promedio		71,06		% W Promedio		54,61			
CLASIFICACIÓN	MH	Limo de alta compresibilidad							

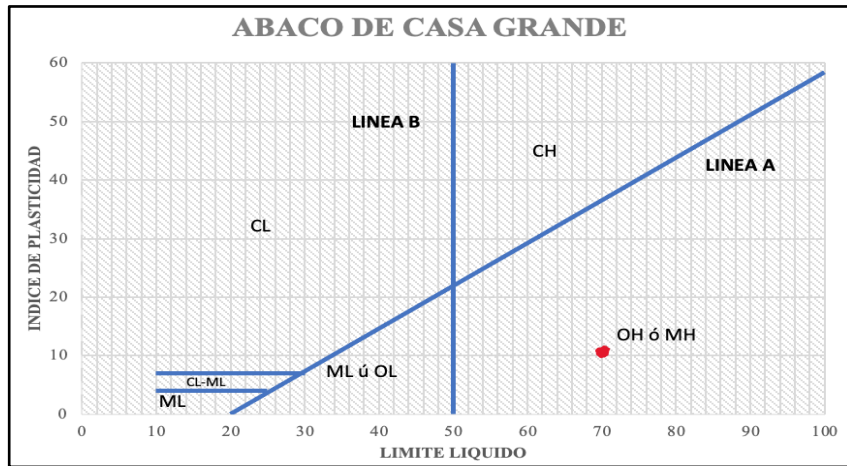


Ilustración 15 Ensayo Límites de Atterberg S1, M 7-10-11. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).

Para el S1, M 7-10-11 se obtuvo una clasificación MH, es decir un material limoso de alta compresibilidad

LÍMITE LÍQUIDO			ÍNDICE PLÁSTICO				
Localización			Localización				
Sondeo No.:	1		Sondeo No.:	1		RESULTADOS	
Muestra No.:	12-15		Muestra No.:	12-15		IP	26,11
Profundidad: (m)	11,50-14,95		Profundidad: (m)	11,50-14,95		LL	79,36
Tara No	125	115	105	Tara No	120	137	131
Peso Tara (g)	15,72	15,54	15,84	Peso Tara (g)	15,83	15,75	16,02
Peso Sh + Tara (g)	31,47	31,07	31,39	Peso Sh + Tara (g)	18,19	17,93	18,30
Peso Ss + Tara (g)	24,63	24,30	24,29	Peso Ss + Tara (g)	17,37	17,18	17,50
Número de Golpes	30,00	25,00	20,00				
w (%)	76,77	77,28	84,02	w (%)	53,25	52,45	54,05
% W Promedio	79,36			% W Promedio	53,25		
CLASIFICACIÓN	MH		Limo de alta compresibilidad				

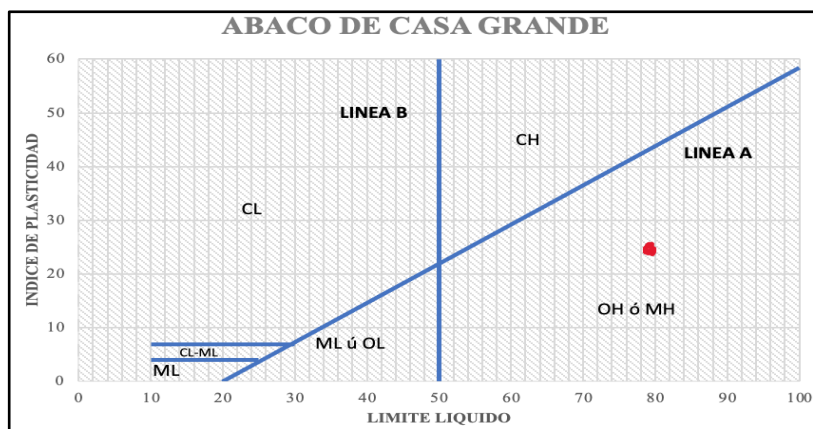


Ilustración 16 Ensayo Límites de Atterberg S1, M 12-15. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).

Para el S1, M 12-15 se obtuvo una clasificación MH, es decir un material limoso de alta compresibilidad

LÍMITE LÍQUIDO			INDICE PLÁSTICO				
Localización			Localización				
Sondeo No.:	3		Sondeo No.:	3		RESULTADOS	
Muestra No.:	2-5		Muestra No.:	2-5		IP	18,65
Profundidad: (m)			Profundidad: (m)			LL	65,87
Tara No	79	59	40	Tara No	43	50	49
Peso Tara (g)	10,03	9,36	9,80	Peso Tara (g)	9,85	9,74	10,42
Peso Sh + Tara (g)	19,46	19,01	18,30	Peso Sh + Tara (g)	11,55	11,24	12,24
Peso Ss + Tara (g)	15,86	15,12	14,85	Peso Ss + Tara (g)	11,00	10,76	11,66
Número de Golpes	26,00	21,00	17,00				
w (%)	61,75	67,53	68,32	w (%)	47,83	47,06	46,77
% W Promedio	65,87			% W Promedio	47,22		
CLASIFICACIÓN	MH		Limo de alta compresibilidad				

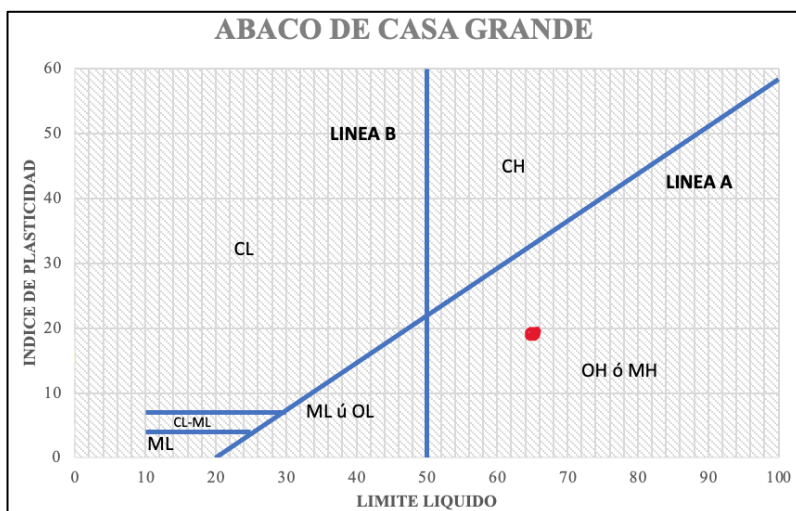


Ilustración 17 Ensayo Límites de Atterberg S3, M 2-5. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).

Para el S3, M 2-5 se obtuvo una clasificación MH, es decir un material limoso de alta compresibilidad

LÍMITE LÍQUIDO			INDICE PLÁSTICO				
Localización			Localización				
Sondeo No.:	3		Sondeo No.:	3		RESULTADOS	
Muestra No.:	6		Muestra No.:	6		IP	15,82
Profundidad: (m)	5,50-5,95		Profundidad: (m)	5,50-5,95		LL	54,94
Tara No	64	65	80	Tara No	63	52	54
Peso Tara (g)	10,63	9,62	10,05	Peso Tara (g)	10,04	9,63	9,26
Peso Sh + Tara (g)	22,19	21,18	22,56	Peso Sh + Tara (g)	11,58	11,18	11,15
Peso Ss + Tara (g)	18,22	17,10	17,97	Peso Ss + Tara (g)	11,15	10,74	10,62
Número de Golpes	28,00	23,00	17,00				
w (%)	52,31	54,55	57,95	w (%)	38,74	39,64	38,97
% W Promedio	54,94			% W Promedio	39,12		
CLASIFICACIÓN	MH		Limo de alta compresibilidad				

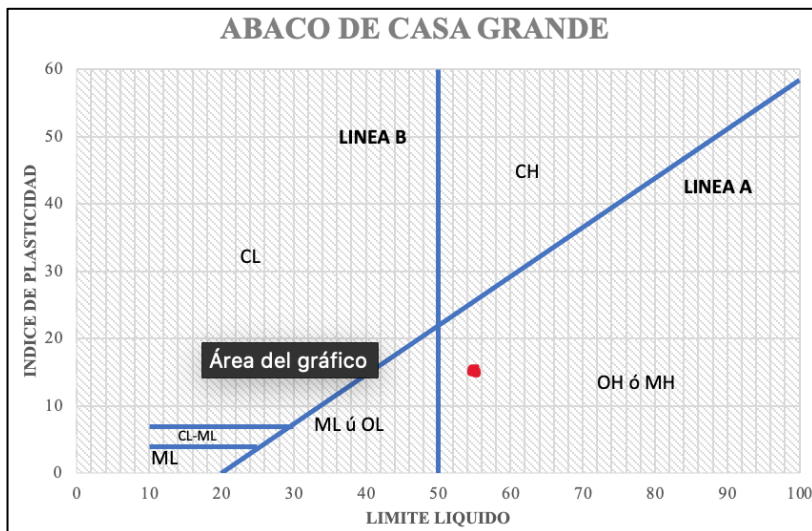


Ilustración 18 Ensayo Limites de Atterberg S3, M 6. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).

Figura 1. Ensayo Limites de Atterberg S3, M 6. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).

Para el S3, M6 se obtuvo una clasificación MH, es decir un material limoso de alta compresibilidad

LÍMITE LÍQUIDO				INDICE PLÁSTICO				
Localizacion				Localizacion				
Sondeo No.:	3			Sondeo No.:	3		RESULTADOS	
Muestra No.:	11-14			Muestra No.:	11-14		IP	21,54
Profundidad: (m)	10,50-13,95			Profundidad: (m)	10,50-13,95		LL	74,13
Tara No	39	82	81	Tara No	84	42	83	
Peso Tara (g)	9,92	10,41	9,83	Peso Tara (g)	9,38	10,14	10,78	
Peso Sh + Tara (g)	20,90	21,82	20,71	Peso Sh + Tara (g)	10,60	11,20	11,78	
Peso Ss + Tara (g)	16,33	16,96	15,98	Peso Ss + Tara (g)	10,18	10,84	11,43	
Número de Golpes	31,00	25,00	21,00					
w (%)	71,29	74,20	76,91	w (%)	52,50	51,43	53,85	
% W Promedio	74,13			% W Promedio	52,59			
CLASIFICACIÓN	MH	Limo de alta compresibilidad						

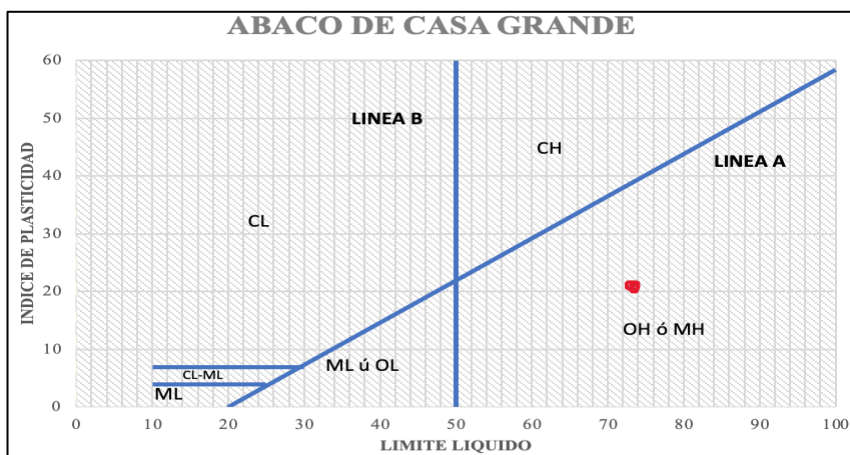


Ilustración 19 Ensayo Limites de Atterberg S3, M 11.14. Referencia: (Casagrande, 1948) (modificado).

Para el S3, M 11-14 se obtuvo una clasificación MH, es decir un material limoso de alta compresibilidad

Análisis de resultados

Los 6 ensayos realizados dieron como resultado la misma clasificación es decir MH, suelos limosos de alta compresibilidad. Indicando variación nula en los suelos estudiados.

2.5.1.3. Granulometría

La granulometría refiere a la determinación del porcentaje de diversos tamaños de partículas que son constituyentes del suelo, indica que con la experimentación se ha llegado a

determinar que los suelos gruesos bien graduados, que tienen amplia gama de tamaños, tienen mejores comportamientos ingenieriles. (Boyacá, 2016)

En las siguientes gráficas se registra el análisis gráfico de la granulometría para cada una de las muestras.

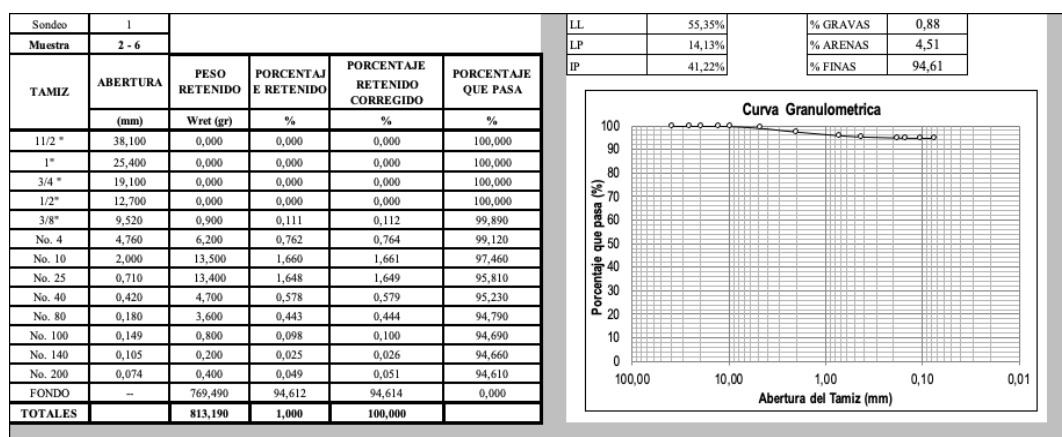


Ilustración 20 Ensayo granulometría, S1, M 2-6. Referencia: (Invias, 2012)(modificado).

De la muestra 2 a 6 del sondeo 1, se obtiene un % Gravas de 0,88, %de Arenas de 4,51 y un % de Finos de 94,61. clasificación ASSTHO MH, es decir limo de alta compresibilidad, la clasificación USCS A-5, es decir suelos limosos.

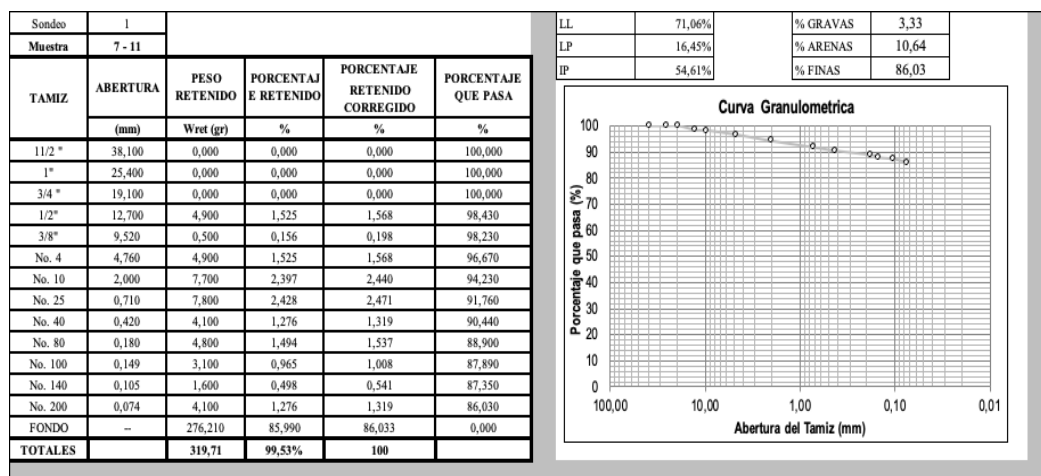


Ilustración 21 Ensayo granulometría, S1, M 7-11. Referencia: (Invias, 2012)(modificado).

De la muestra 7 a 11 del sondeo 1, se obtiene un % Gravas de 3,33, %de Arenas de 10,64 y un % de Finos de 86,03. clasificación ASSTHO MH, es decir limo de alta compresibilidad, la clasificación USCS A-5, es decir suelos limosos.

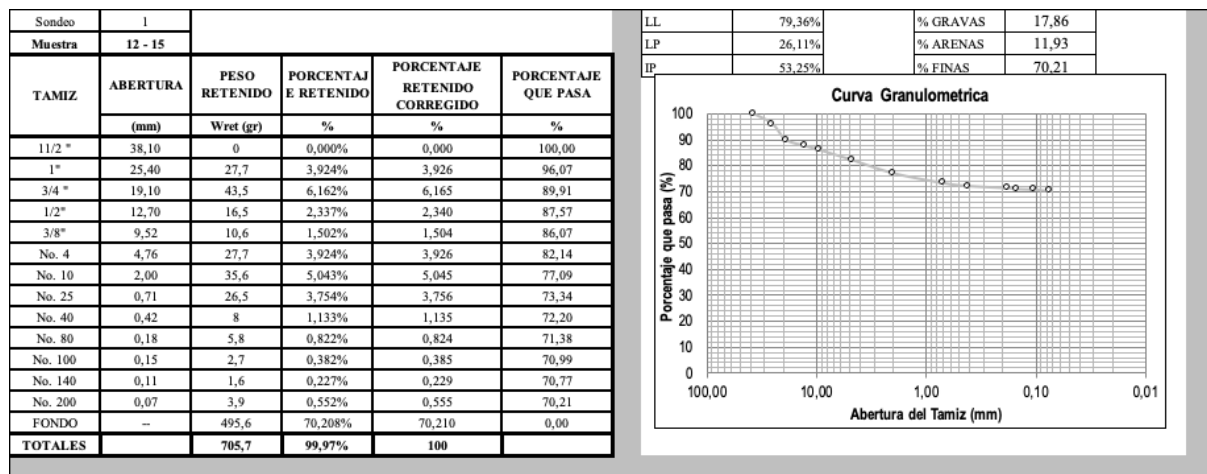


Ilustración 22 Ensayo granulometría, S1, M 12-15. Referencia: (Invias, 2012)(modificado).

De la muestra 12 a 15 del sondeo 1, se obtiene un % Gravas de 17,86, %de Arenas de 11,93 y un % de Finos de 70,21. clasificación ASSTHO MH, es decir limo de alta compresibilidad, la clasificación USCS A-5, es decir suelos limosos.

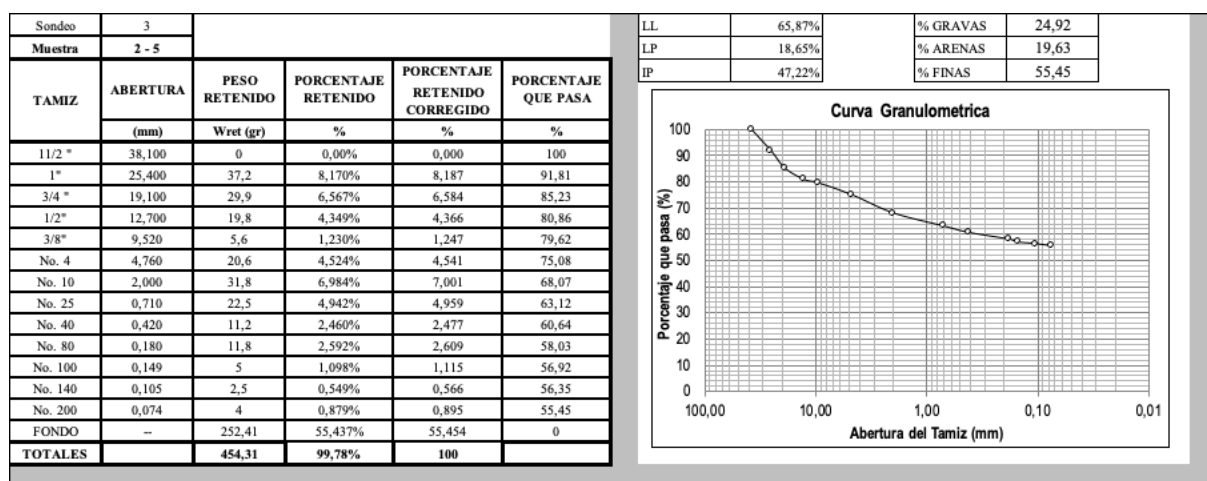


Ilustración 23 Ensayo granulometría, S3, M 2-5. Referencia: (Invias, 2012)(modificado).

De la muestra 2 a 5 del sondeo 3, se obtiene un % Gravas de 24,92, %de Arenas de 19,63 y un % de Finos de 55,45. clasificación ASSTHO MH, es decir limo de alta compresibilidad, la clasificación USCS A-5, es decir suelos limosos.

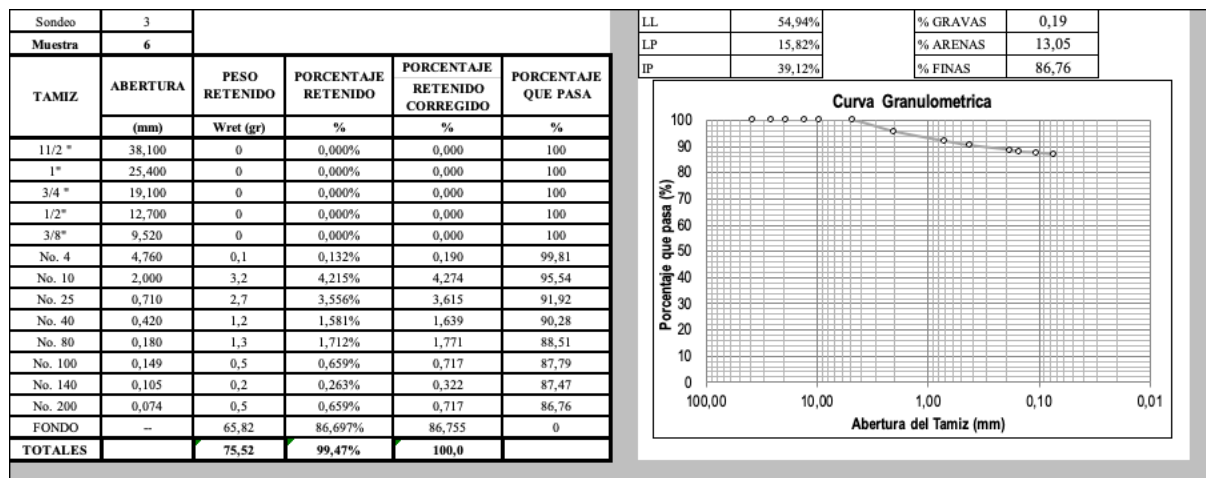


Ilustración 24 Ensayo granulometría, S3, M 6. Referencia: (Invias, 2012) (modificado).

De la muestra 6 del sondeo 3, se obtiene un % Gravas de 0,19, %de Arenas de 13,05 y un % de Finos de 86,76. clasificación ASSTHO MH, es decir limo de alta compresibilidad, la clasificación USCS A-5, es decir suelos limosos.

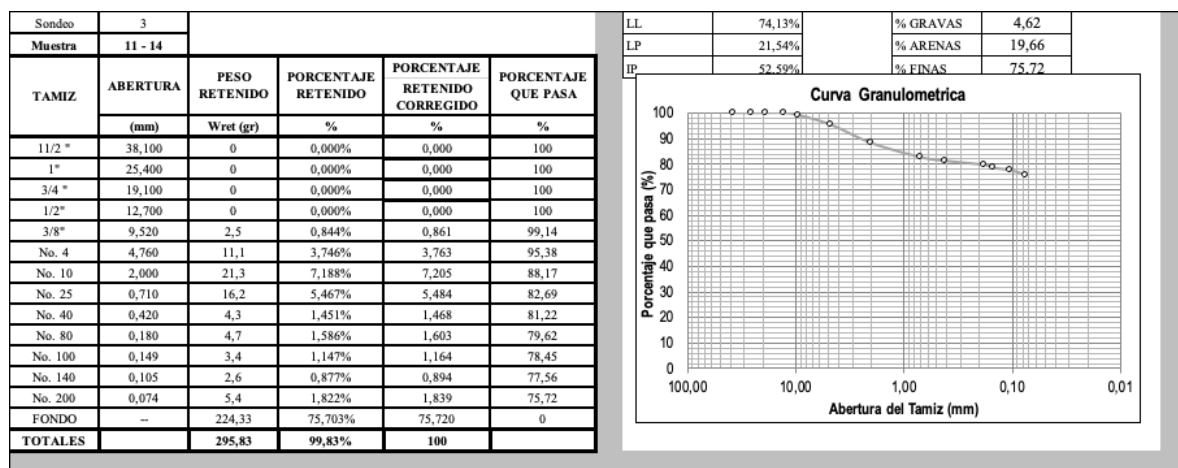


Ilustración 25 Ensayo granulometría, S3, M 11-14. Referencia: (Invias, 2012) (modificado).

Figura 2. Ensayo granulometría, S3, M 11-14. Referencia: (Invias, 2012)(modificado).

De la muestra 11 a 14 del sondeo 3, se obtiene un % Gravas de 4,62, %de Arenas de 19,66 y un % de Finos de 75,72. clasificación ASSTHO MH, es decir limo de alta compresibilidad, la clasificación USCS A-5, es decir suelos limosos.

2.5.1.4.Corte directo

El ensayo de corte directo consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento. (Unitec, 2010)

De la ley de Coulomb se desprende que la resistencia al corte de suelos en términos generales tiene dos componentes:

a) *Fricción (Φ) que se debe a la trabazón entre partículas y al roce entre ellas cuando están sometidas a esfuerzos normales.*

b) *Cohesión (C) que se debe a fuerzas internas que mantienen unidas a las partículas en una masa.*

A partir de la información dada por el profesor del diplomado en geotecnia vial, se procede a realizar los cálculos del ensayo de corte directo teniendo en cuenta la Norma INV E-154-07.

Tabla 5 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto A. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Ensayo 1 ($\sigma=75$ kPa)					
Lectura	Fuerza cortante kN	Deformacion horizontal (mm)	Deformacion vertical (mm)	Axial Strain (%)	Esfuerzo cortante (kPa)
0	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,000
1	0,066	0,201	0,0203	0,401	33,526
2	0,094	0,401	0,0314	0,801	47,750
3	0,111	0,601	0,0341	1,200	56,385
4	0,119	0,801	0,0314	1,600	60,449
5	0,123	1,001	0,0268	1,999	62,481
6	0,124	1,202	0,0212	2,401	62,989

Ensayo 1 ($\sigma=75$ kPa)					
Lectura	Fuerza cortante kN	Deformacion horizontal (mm)	Deformacion vertical (mm)	Axial Strain (%)	Esfuerzo cortante (kPa)
7	0,125	1,402	0,0175	2,800	63,497
8	0,124	1,602	0,0148	3,200	62,989
9	0,123	1,802	0,0120	3,599	62,481
10	0,122	2,003	0,0092	4,001	61,973
11	0,121	2,203	0,0074	4,400	61,465
12	0,121	2,404	0,0046	4,802	61,465
13	0,122	2,603	0,0028	5,199	61,973
14	0,121	2,804	0,0000	5,601	61,465
15	0,121	3,005	-0,0018	6,002	61,465
16	0,121	3,204	-0,0037	6,400	61,465
17	0,120	3,404	-0,0157	6,799	60,957
18	0,120	3,605	-0,0166	7,201	60,957
19	0,119	3,805	-0,0175	7,600	60,449
20	0,119	4,005	-0,0194	8,000	60,449
21	0,119	4,206	-0,0203	8,401	60,449
22	0,119	4,406	-0,0221	8,801	60,449
23	0,118	4,607	-0,0221	9,202	59,941
24	0,118	4,806	-0,0240	9,600	59,941
25	0,117	5,007	-0,0249	10,001	59,433
26	0,117	5,207	-0,0258	10,400	59,433
27	0,117	5,407	-0,0268	10,800	59,433
28	0,117	5,608	-0,0286	11,201	59,433
29	0,117	5,808	-0,0295	11,601	59,433
30	0,117	6,008	-0,0305	12,000	59,433
31	0,116	6,208	-0,0323	12,400	58,925
32	0,115	6,408	-0,0332	12,799	58,417
33	0,115	6,609	-0,0332	13,201	58,417
34	0,114	6,809	-0,0341	13,600	57,909
35	0,114	7,009	-0,0351	14,000	57,909
36	0,114	7,209	-0,0351	14,399	57,909
37	0,113	7,411	-0,0369	14,803	57,401
38	0,113	7,610	-0,0378	15,200	57,401
39	0,113	7,811	-0,0378	15,602	57,401
40	0,112	8,010	-0,0378	15,999	56,893
41	0,112	8,211	-0,0378	16,401	56,893

Ensayo 1 ($\sigma=75$ kPa)					
Lectura	Fuerza cortante kN	Deformacion horizontal (mm)	Deformacion vertical (mm)	Axial Strain (%)	Esfuerzo cortante (kPa)
42	0,112	8,412	-0,0378	16,802	56,893
43	0,111	8,611	-0,0378	17,200	56,385
44	0,111	8,811	-0,0378	17,599	56,385
45	0,111	9,012	-0,0369	18,001	56,385
46	0,111	9,212	-0,0369	18,400	56,385
47	0,111	9,413	-0,0369	18,802	56,385
48	0,111	9,613	-0,0360	19,201	56,385
49	0,111	9,813	-0,0360	19,601	56,385
50	0,110	10,013	-0,0369	20,000	55,877
51	0,110	10,015		20,004	55,877

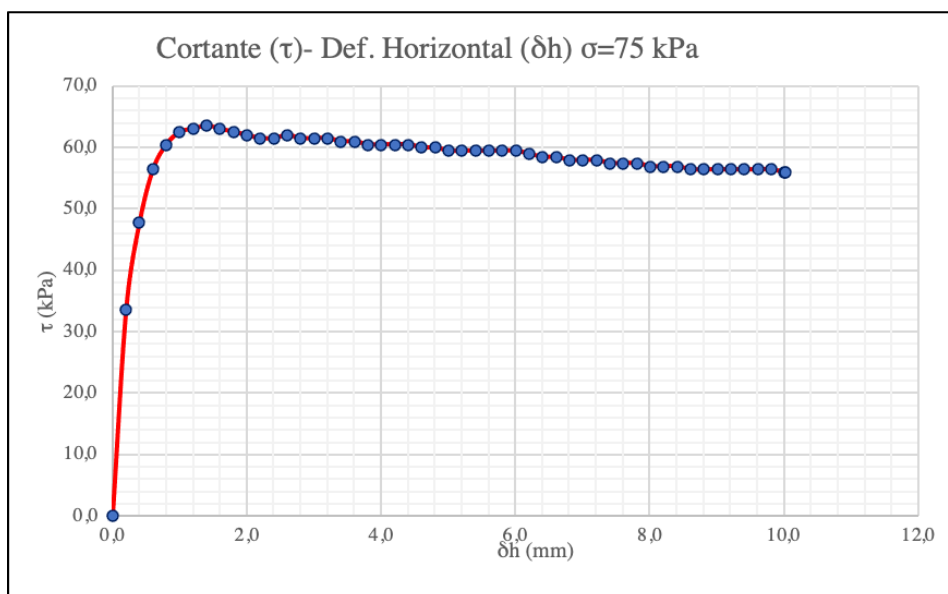


Ilustración 26 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto A. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Tabla 6 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto B. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia

Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Ensayo 2 ($\sigma=150$ kPa)					
Lectura	Fuerza cortante kN	Deformacion horizontal (mm)	Deformacion vertical (mm)	Axial Strain (%)	Esfuerzo cortante (kPa)
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,000
1	0,0880	0,2010	0,0508	0,401	44,702
2	0,1230	0,4010	0,0914	0,801	62,481
3	0,1520	0,6020	0,1190	1,202	77,212
4	0,1700	0,8010	0,1366	1,600	86,356
5	0,1840	1,0020	0,1495	2,001	93,467
6	0,1940	1,2020	0,1578	2,401	98,547
7	0,2020	1,4020	0,1633	2,800	102,611
8	0,2070	1,6020	0,1670	3,200	105,151
9	0,2120	1,8020	0,1707	3,599	107,691
10	0,2150	2,0030	0,1781	4,001	109,214
11	0,2180	2,2040	0,1846	4,402	110,738
12	0,2200	2,4030	0,1901	4,800	111,754
13	0,2210	2,6030	0,1947	5,199	112,262
14	0,2210	2,8040	0,1975	5,601	112,262
15	0,2210	3,0040	0,1993	6,000	112,262
16	0,2180	3,2040	0,2012	6,400	110,738
17	0,2180	3,4050	0,2030	6,801	110,738
18	0,2170	3,6050	0,2049	7,201	110,230
19	0,2180	3,8050	0,2058	7,600	110,738
20	0,2180	4,0050	0,2067	8,000	110,738
21	0,2180	4,2050	0,2076	8,399	110,738
22	0,2180	4,4060	0,2086	8,801	110,738
23	0,2180	4,6070	0,2095	9,202	110,738
24	0,2180	4,8010	0,2095	9,590	110,738

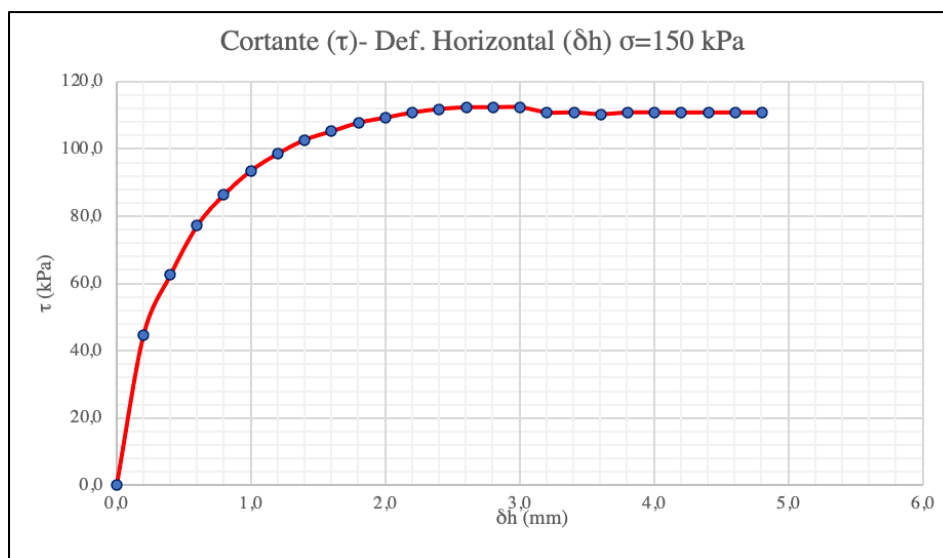


Ilustración 27 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto B. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Figura 3. Ensayo de Corte directo modalidad cd punto B. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Tabla 7 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto C. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Ensayo 3 ($\sigma=298$ kPa)					
Lectura	Fuerza cortante kN	Deformacion horizontal (mm)	Deformacion vertical (mm)	Axial Strain (%)	Esfuerzo cortante (kPa)
0	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,000
1	0,131	0,200	0,0434	0,399	66,545
2	0,173	0,401	0,1015	0,801	87,880
3	0,210	0,601	0,1495	1,200	106,675
4	0,236	0,801	0,1892	1,600	119,882
5	0,257	1,001	0,2243	1,999	130,549
6	0,277	1,202	0,2547	2,401	140,709
7	0,294	1,402	0,2805	2,800	149,344

Ensayo 3 ($\sigma=298$ kPa)					
Lectura	Fuerza cortante kN	Deformacion horizontal (mm)	Deformacion vertical (mm)	Axial Strain (%)	Esfuerzo cortante (kPa)
8	0,309	1,602	0,3018	3,200	156,964
9	0,322	1,802	0,3193	3,599	163,568
10	0,334	2,004	0,3350	4,003	169,663
11	0,339	2,203	0,3488	4,400	172,203
12	0,346	2,403	0,3608	4,800	175,759
13	0,353	2,603	0,3691	5,199	179,315
14	0,356	2,804	0,3774	5,601	180,839
15	0,358	3,004	0,3839	6,000	181,855
16	0,361	3,204	0,3885	6,400	183,379
17	0,363	3,404	0,3931	6,799	184,395
18	0,365	3,606	0,3968	7,203	185,411
19	0,370	3,805	0,3996	7,600	187,950
20	0,375	4,005	0,4033	8,000	190,490
21	0,378	4,206	0,4061	8,401	192,014
22	0,378	4,406	0,4097	8,801	192,014
23	0,376	4,607	0,4227	9,202	190,998
24	0,372	4,806	0,4254	9,600	188,966
25	0,372	5,007	0,4282	10,001	188,966
26	0,372	5,207	0,4300	10,400	188,966
27	0,372	5,407	0,4319	10,800	188,966
28	0,372	5,607	0,4347	11,199	188,966
29	0,373	5,808	0,4365	11,601	189,474
30	0,375	6,008	0,4384	12,000	190,490
31	0,374	6,208	0,4402	12,400	189,982
32	0,375	6,409	0,4420	12,801	190,490
33	0,376	6,609	0,4439	13,201	190,998
34	0,377	6,810	0,4365	13,602	191,506
35	0,376	7,009	0,4374	14,000	190,998
36	0,376	7,209	0,4393	14,399	190,998
37	0,376	7,423	0,4402	14,827	190,998
38	0,375	7,791	0,4411	15,562	190,490
39	0,375	7,828	0,4430	15,636	190,490
40	0,375	8,028	0,4457	16,035	190,490
41	0,375	8,228	0,4457	16,435	190,490
42	0,372	8,428	0,4476	16,834	188,966

Ensayo 3 ($\sigma=298$ kPa)					
Lectura	Fuerza cortante kN	Deformacion horizontal (mm)	Deformacion vertical (mm)	Axial Strain (%)	Esfuerzo cortante (kPa)
43	0,372	8,628	0,4485	17,234	188,966
44	0,373	8,829	0,4504	17,635	189,474
45	0,373	9,029	0,4513	18,035	189,474
46	0,372	9,229	0,4522	18,434	188,966
47	0,370	9,430	0,4531	18,836	187,950
48	0,370	9,630	0,4540	19,235	187,950
49	0,369	9,830	0,4550	19,634	187,442
50	0,368	10,014	0,4550	20,002	186,935

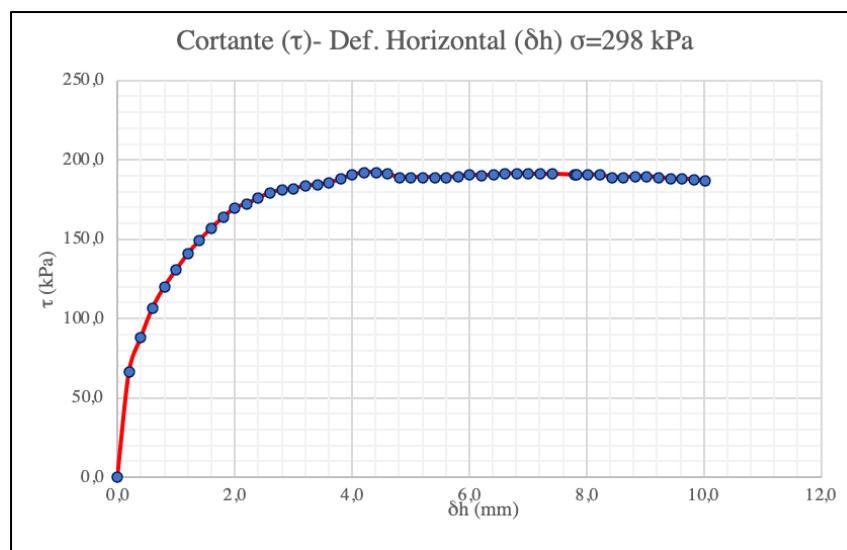


Ilustración 28 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto C. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Luego de obtener el esfuerzo cortante máximo para cada punto, A, B y C, se procede a realizar la gráfica de la envolvente Esfuerzo Cortante Vs Esfuerzo axial.

El esfuerzo axial se calculó mediante la carga aplicada en cada punto y el área del molde del equipo del ensayo.

Tabla 8 Ensayo de Corte directo modalidad cd punto C. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Esfuerzo Axial	Esfuerzo cortante
(kPa)	(kPa)
75	63,4970
150	112,2620
298	192,0140

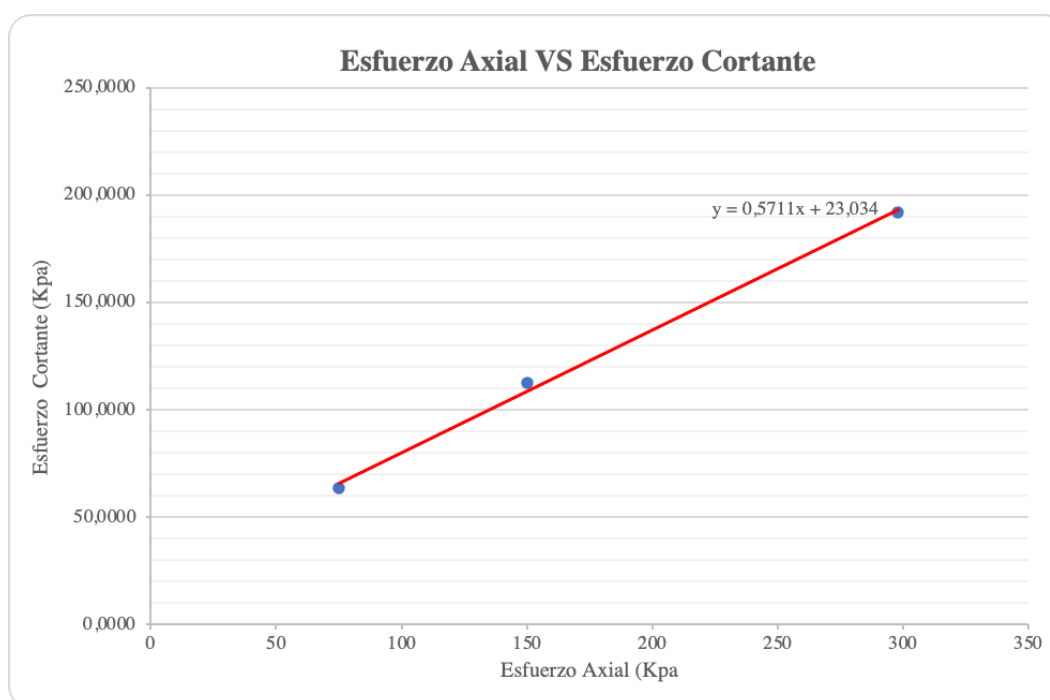


Ilustración 29 Envolvente de falla S3-M7. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

De la envolvente de falla del ensayo de corte directo para la muestra 7 del sondeo 3, que de acuerdo al registro de perforación la estratigrafía determina un Flujo de lodos. El ángulo de fricción es de $29,73^\circ$ y la cohesión de 23,04 Kpa.

2.5.1.5. Correlaciones SPT

2.5.1.5.1. Perfil de suelo

para obtener la caracterización dinámica del subsuelo y a pesar de su importancia es poco común la realización de su ensayo, por esto se recurre a correlaciones desarrolladas en diferentes partes del mundo. (J. Alejandro Ordóñez Alfaro & Angulo, 2012)

Tabla 9 Correlaciones Velocidad de onda S1-S2. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia

Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

SONDEO	PROFUNDIDAD	ESTRATO	Velocidad de onda (m/s) SONDEO 1			PROMEDIO
			Imai y Yoshimura	Ohta y Goto	Okamoto et al	
SONDEO 1	0,73	LLENO ANTRÓPICO	158,64	185,43	244,04	212,86
	1,73	FLUJO DE LODOS	227,89	271,70	339,21	
	2,73		221,80	264,04	330,95	
	3,73		152,70	178,12	235,72	
	4,73		142,17	165,19	220,90	
	5,73		148,57	173,04	229,91	
	6,73		172,25	202,25	263,00	
	7,73		138,14	160,26	215,20	
	8,73		119,59	137,65	188,75	
	9,73		170,11	199,60	260,03	
	10,73		182,64	215,14	277,38	
	11,73		188,38	222,27	285,29	
	12,73		188,98	223,01	286,12	
	13,73		196,02	231,78	295,79	
	14,73		180,99	213,08	275,10	
SONDEO	PROFUNDIDAD	ESTRATO	Velocidad de onda (m/s) SONDEO 1			PROMEDIO
			Imai y Yoshimura	Ohta y Goto	Okamoto et al	
SONDEO 2	0,73	LLENO ANTRÓPICO	172,36	202,38	263,15	220,52
	1,73	FLUJO DE LODOS	239,78	286,67	355,27	
	2,73		252,43	302,63	372,26	
	3,73		232,08	276,97	344,88	
	4,73		153,04	178,53	236,19	

	5,73		143,49	166,81	222,76	
	6,73		175,53	206,31	267,55	
	7,73		141,00	163,75	219,23	
	8,73		127,96	147,83	200,73	
	9,73		150,60	175,54	232,77	
	10,73		173,82	204,19	265,17	
	11,73		179,77	211,56	273,41	
	12,73		154,42	180,23	238,12	
	13,73		162,17	189,78	248,97	
	14,73		225,75	269,01	336,32	

Tabla 10 Correlaciones Velocidad de onda S3-S4. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia

Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

SONDEO	PROFUNDIDAD	ESTRATO	Velocidad de onda (m/s) SONDEO 1			PROMEDIO
			Imai y Yoshimura	Ohta y Goto	Okamoto et al	
SONDEO 3	0,73	LLENO ANTRÓPICO	178,45	209,94	271,60	228,44
	1,73	FLUJO DE LODOS	245,31	293,63	362,70	
	2,73		263,21	316,28	386,69	
	3,73		224,66	267,64	334,84	
	4,73		157,93	184,56	243,04	
	5,73		198,34	234,67	298,97	
	6,73		216,53	257,42	323,79	
	7,73		209,08	248,10	313,66	
	8,73		178,68	210,21	271,90	
	9,73		150,60	175,54	232,77	
	10,73		122,67	141,39	193,17	
	11,73		120,33	138,55	189,82	
	12,73		118,16	135,92	186,70	
	13,73		136,32	158,03	212,62	
	14,73		262,94	315,93	386,32	
SONDEO	PROFUNDIDAD	ESTRATO	Velocidad de onda (m/s) SONDEO 1			PROMEDIO
			Imai y Yoshimura	Ohta y Goto	Okamoto et al	
SONDEO 4	0,73	LLENO ANTRÓPICO	238,23	284,71	353,17	261,74
	1,73	FLUJO DE LODOS	242,58	290,19	359,03	
	2,73		246,20	294,76	363,90	
	3,73		249,37	298,77	368,16	

4,73	207,35	245,94	311,30
5,73	148,52	172,98	229,85
6,73	191,29	225,89	289,30
7,73	160,35	187,54	246,42
8,73	153,32	178,88	236,59
9,73	156,20	182,43	240,62
10,73	193,93	229,18	292,93
11,73	207,51	246,13	311,51
12,73	277,56	334,49	405,80
13,73	240,68	287,80	356,47
14,73	283,79	342,41	414,08

Tabla 11 Correlaciones Velocidad de onda. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

Velocidad de onda (m/s)	PROMEDIO
Sondeo 1	212,86
Sondeo 2	220,52
Sondeo 3	228,44
Sondeo 4	261,74
PROMEDIO GENERAL	230,89

Tabla 12 Clasificación de los perfiles de suelo Tabla A.2.4-1. Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10

Titulo A. (modificado).

Tabla A.2.4-1 Clasificación de los perfiles de suelo		
Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w $\geq$ 40% $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Se determina un perfil de suelo tipo D de acuerdo con el valor obtenido en las correlaciones de la velocidad de onda de 230,89 m/s

2.5.1.5.2. Parámetros de resistencia

Mediante los golpes del ensayo de penetración estándar y con la propuesta de Álvaro Gonzales se presenta un método aproximado de evaluación de los parámetros efectivos de resistencia c' y ϕ' , mediante el empleo de los datos de SPT (N en golpes/pie). Aunque el método provee valores estimados, se obtienen resultados razonables útiles iniciales, especialmente para materiales granulares o intermedios, siendo menos aproximados para materiales cohesivos. (Gonzalez, 1999).

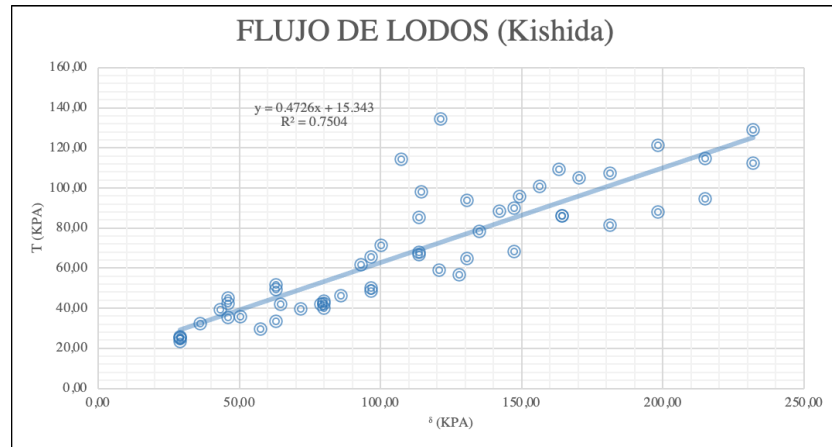


Ilustración 30 Envolvente de falla flujo de lodos por Kishida. Referencia: (Gonzalez, 1999) (modificado).

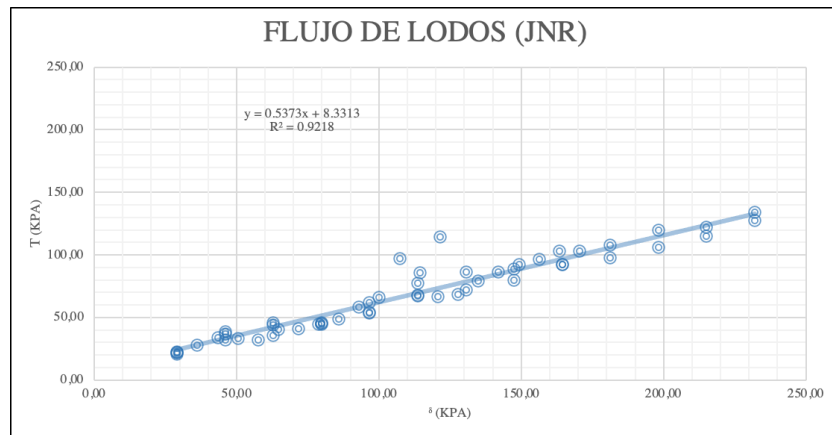


Ilustración 31 Envolvente de falla flujo de lodos por JNR. Referencia: (Gonzalez, 1999) (modificado).

Se logra obtener valores aproximados de valores efectivos de resistencia c' y ϕ' con SPT es el siguiente, teniendo en cuenta todo lo expuesto por Álvaro Gonzales y las gráficas 26 y 27. El flujo de lodos presenta una cohesión de 15,34 Kpa y ángulo de fricción de 25,30° por Kishida y 8,33 Kpa y 28° por JNR.

2.5.1.6. Estratigrafía del suelo de estudio

La estratigrafía del lugar de estudio muestra 2 materiales, lleno antrópico y flujo de lodos.

Nivel Freático

Se reporto nivel freático a 2,73 metros de la profundidad de exploración en el sondeo 4 y a 7,73 metros del sondeo 1, en los sondeos 2 y 3 no se reporto nivel freático.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)
P1	7,73
P2	NO
P3	NO
P4	2,73

2.5.1.7.Lleno antrópico

Este material se encontró de acuerdo con el ensayo de penetración estándar SPT en el primer metro de material recuperado. Los ensayos de clasificación determinan una humedad que varía de 28,39% a 31,08%, no se le realizo ensayos de limites o granulometría, por lo que se desconoce su clasificación USCS o AASTHO.

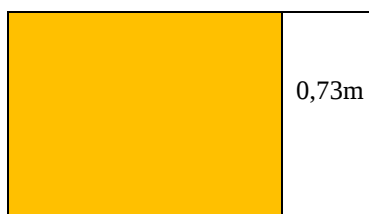


Ilustración 32 Estratigrafía lleno antrópico. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

2.5.1.8.Flujo de lodos

Este material de acuerdo con el reporte de perforación resultado del ensayo de penetración estándar SPT, se encuentra desde 1,73 metros hasta 14,73 metros de profundidad en todos

los sondeos realizados. De acuerdo con los ensayos de clasificación presenta una humedad que varía 23,85% a 82,26%, el límite líquido mínimo determinado fue de 54,94% y máximo de 79,36%, el índice plástico mínimo de 14,13% y máximo de 26,11%.

El ensayo de granulometría determina un % de finos entre 0,19 y 17,86; el % de arenas entre 4,51 y 19,66; el % de finos entre 55,45 y 94,61.

La clasificación USCS del presente material es MH, limo de alta compresibilidad.

De acuerdo a el ensayo de corte directo el material presenta un ángulo de fricción de 29,73° y cohesión de 23,04 Kpa.

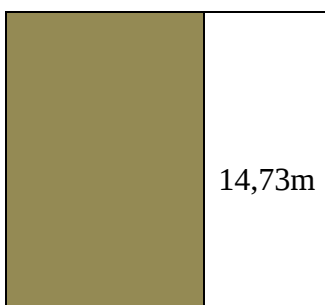


Ilustración 33 Estratigrafía Flujo de lodos. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

3. DE LOS ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

3.1. Parámetros sísmicos

El municipio de estudio Giraldo Antioquia presenta los siguientes parámetros sísmicos:

Tabla 13 Valores de Aa, Av, Ae Y Ad y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos. Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Título A. (modificado).

Aa	0.20
Av	0.25

Ae	0,12
Ad	0.07
Zona de amenaza sísmica	Alta

3.2.Análisis de estabilidad

Eventos sísmicos son capaces de inducir fuerzas de gran magnitud (de naturaleza cíclica) las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas. Además, la resistencia al corte de un suelo puede reducirse a causa de las cargas oscilatorias que generan deformaciones cíclicas, o debido a la generación de presiones de poros altas. La combinación de la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad. El caso más crítico es el de los materiales no plásticos de grano fino, como son los limos o las arenas finas. (Suarez, 2009).

3.2.1. Parámetros para el análisis Seudoestático

3.2.1.1.Coeficiente Fa

En la tabla A.2.4-3 se dan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de T_0 , como muestra la figura A.2.4-1. Para valores intermedios de Aa se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil. (Ministerio de Ambiente, 2010)

Tabla 14 Tabla A.2.4-3. Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro.

Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Titulo A. (modificado).

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

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

3.2.1.2. Coeficiente de Importancia

En esta sección se definen los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia. (Ministerio de Ambiente, 2010).

El Coeficiente de Importancia, I , modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos II, III y IV deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1. Los valores de I se dan en la tabla A.2.5-1. (Ministerio de Ambiente, 2010).

Tabla 15 Tabla A.2.5-1. Valores del coeficiente de importancia, I . Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Titulo A. (modificado).

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

3.2.1.3. Espectro de aceleraciones

Se calcula el coeficiente horizontal para el análisis seudoestático mediante la siguiente formula:

$$Ch = Aa * Fa * I * Amax$$

El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual al de amax y se admiten los siguientes valores mínimos de KST amax , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

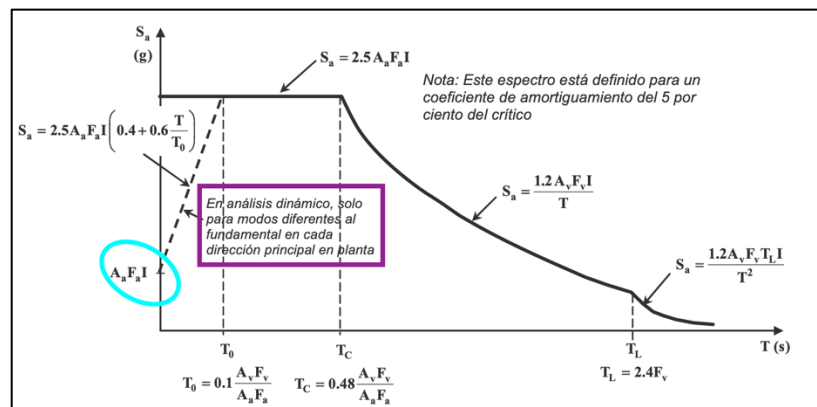


Ilustración 34 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g . Referencia: (Ministerio de Ambiente, 2010) (modificado).

Tabla 16 Tabla H.5.2-1. Valores de KST amax Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes.

Referencia: Norma Sismo Resistente NSR-10 Titulo A. (modificado).

Tabla H.5.2-1 Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes		
Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

$$Ch = 0,20 * 1,4 * 1 * 0,80$$

$$Ch = 0,224$$

Para calcular el coeficiente vertical sera 2/3 del coeficiente horizontal (Ministerio de Ambiente, 2010).

$$Cv = 2/3 * Ch$$

$$Cv = 2/3 * 0,224$$

$$Cv = 0,15$$

3.2.1.4. Factor de seguridad

El Factor de Seguridad Básico o directo F_{SB} definido en H.2.4.1 es el factor de seguridad geotécnico real, pero de él se derivan Factores de Seguridad Indirectos que tienen valores diferentes y los cuales se especifican en los diferentes capítulos de este Título H, pero en todo caso se debe demostrar que el empleo de éstos F_S indirectos implica Factores de Seguridad Básicos F_{SB} iguales o superiores a los valores mínimos F_{SBM} . (Ministerio de Ambiente, 2010).

Tabla 17 Tabla H.2.4-1. Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos. Referencia: Norma Sismo

Resistente NSR-10 Título A. (modificado).

Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos				
Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

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

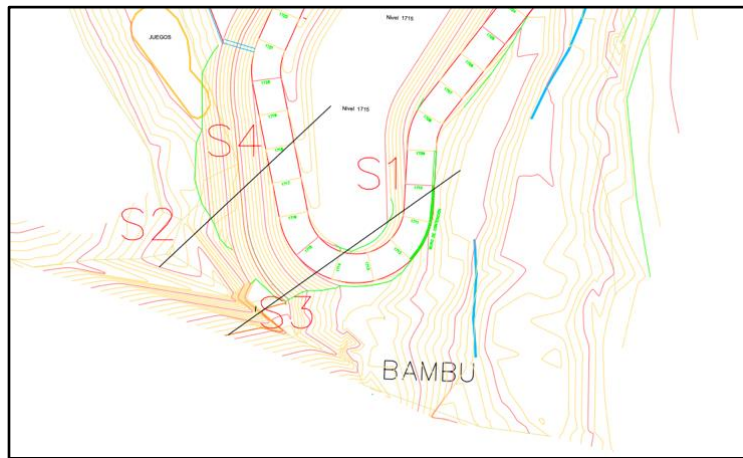


Ilustración 35 Perfiles análisis de estabilidad. Referencia: Eduard Vanegas, docente geotecnia

Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado).

3.2.2. Perfiles Slide estabilidad

3.2.2.1. Perfil 1

3.2.2.1.1. Condición Actual de la vía – estático

La vía actualmente se encuentra con taludes perfilados y con un ancho mayor a 7,5 metros por lo que cumple el ancho mínimo de 6,5 metros exigido por el docente del diplomado en geotecnia vial.

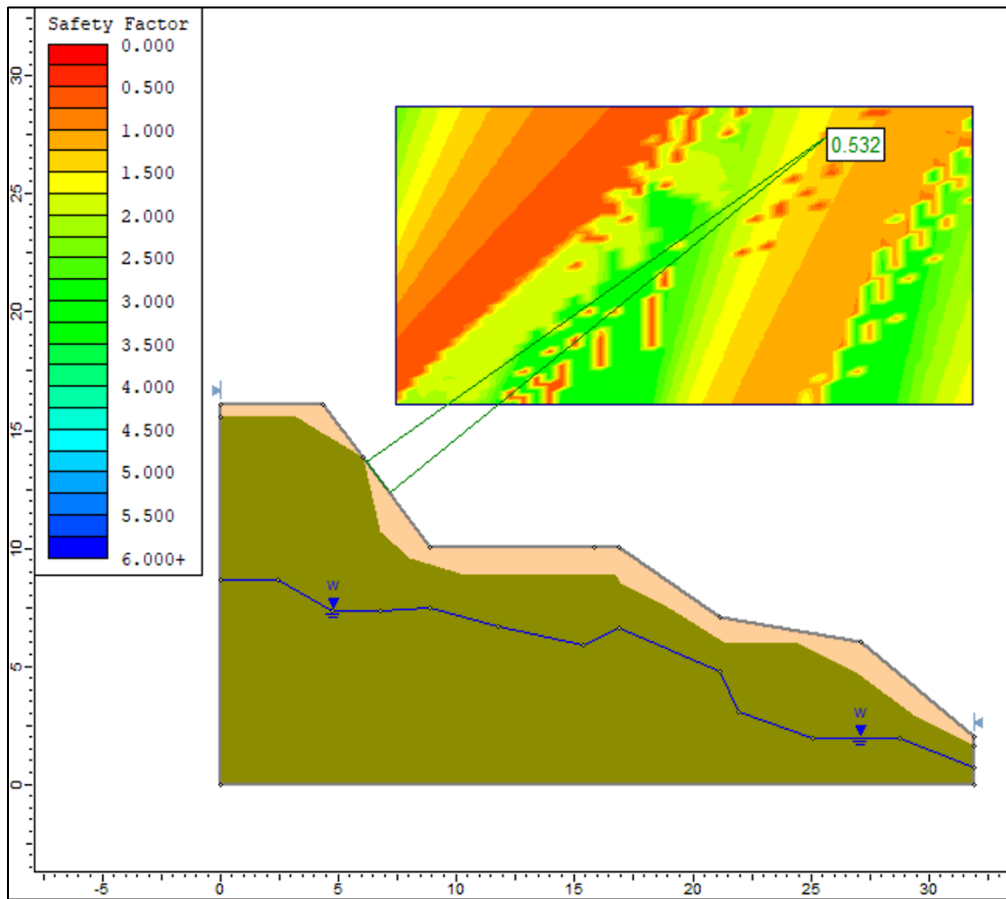


Ilustración 36 perfil 1 análisis de estabilidad condición actual estático. Referencia: Slide V06, (modificado).

El talud se encuentra inestable con un FS de 0,532, ya que no se obtiene un factor de seguridad mayor a 1,5 que es el mínimo exigido por la NSR-10, en estado estático.

3.2.2.1.2. Condición Actual de la vía – seudoestático

La vía actualmente se encuentra con taludes perfilados y con un ancho mayor a 7,5 metros por lo que cumple el ancho mínimo de 6,5 metros exigido por el docente del diplomado en geotecnia vial.

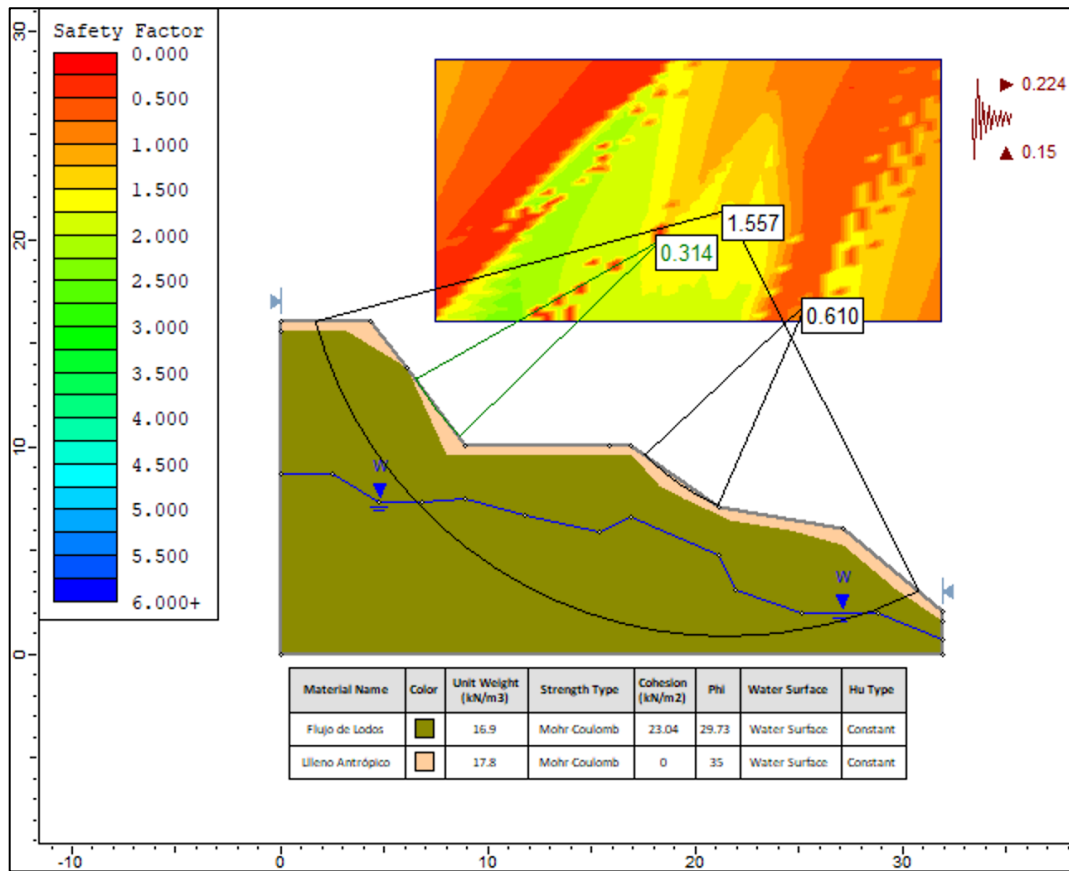


Ilustración 37 Perfil 1 análisis de estabilidad condición actual sudeostático. Referencia: Slide V06, (modificado).

El talud se encuentra inestable con un FS de 0,314, ya que no se obtiene un factor de seguridad mayor a 1,05 que es el mínimo exigido por la NSR-10, en estado pseudoestático.

3.2.2.1.3. Condición Proyectada de la vía – estático

Se realizan las obras necesarias pertinentes para garantizar la estabilidad de los taludes que involucran el proyecto, tales como un muro existente de 2 metros de altura, recubrimiento en concreto de 10 cm de espesor para cada talud, esto debido a que el material de lleno existente presenta propiedades mecánicas bajas.

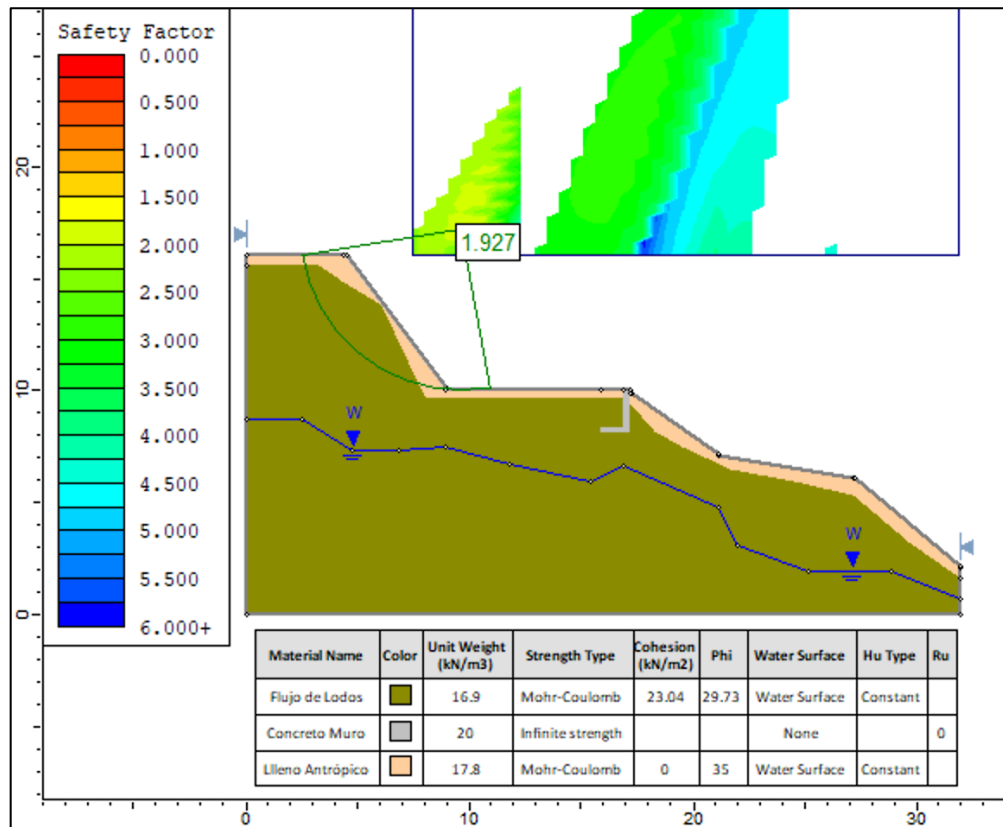


Ilustración 38 Perfil 1 análisis de estabilidad condición proyectada estático. Referencia: Slide V06, (modificado).

El talud se encuentra estable con un FS de 1,927, ya que no se obtiene un factor de seguridad mayor a 1,5 que es el mínimo exigido por la NSR-10, en estado estático.

3.2.2.1.4. Condición Actual de la vía – seudoestático

Se realizan las obras necesarias pertinentes para garantizar la estabilidad de los taludes que involucran el proyecto, tales como un muro existente de 2 metros de altura, recubrimiento en concreto de 10 cm de espesor para cada talud, esto debido a que el material de lleno existente presenta propiedades mecánicas bajas.

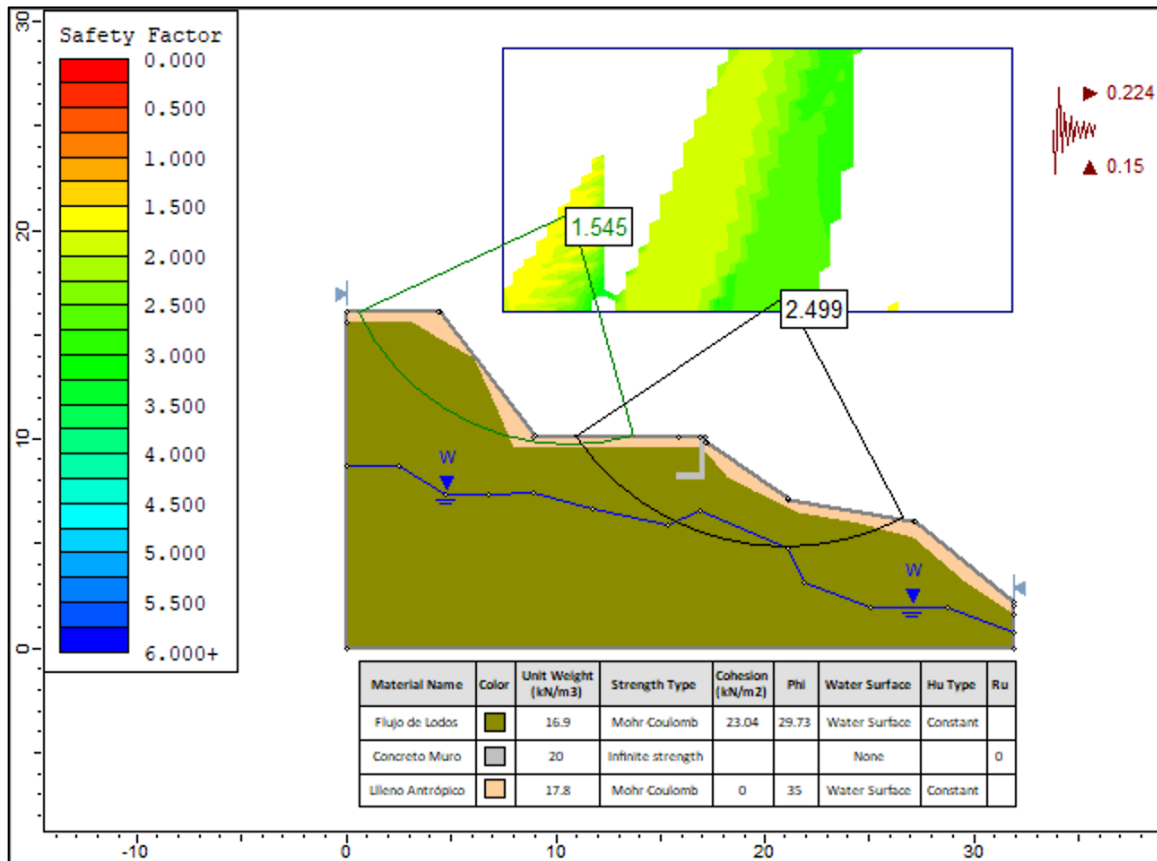


Ilustración 39 Perfil 1 análisis de estabilidad condición proyectado sudeoestático. Referencia: Slide V06, (modificado).

El talud se encuentra estable con un FS de 1,545, ya que no se obtiene un factor de seguridad mayor a 1,05 que es el mínimo exigido por la NSR-10, en estado pseudoestático.

3.2.2.2. Perfil 2

3.2.2.2.1. Condición Actual de la vía – estático

La vía actualmente se encuentra con taludes perfilados, un muro en la corona del talud del medio y con un ancho mayor a 7,5 metros por lo que cumple el ancho mínimo de 6,5 metros exigido por el docente del diplomado en geotecnia vial.

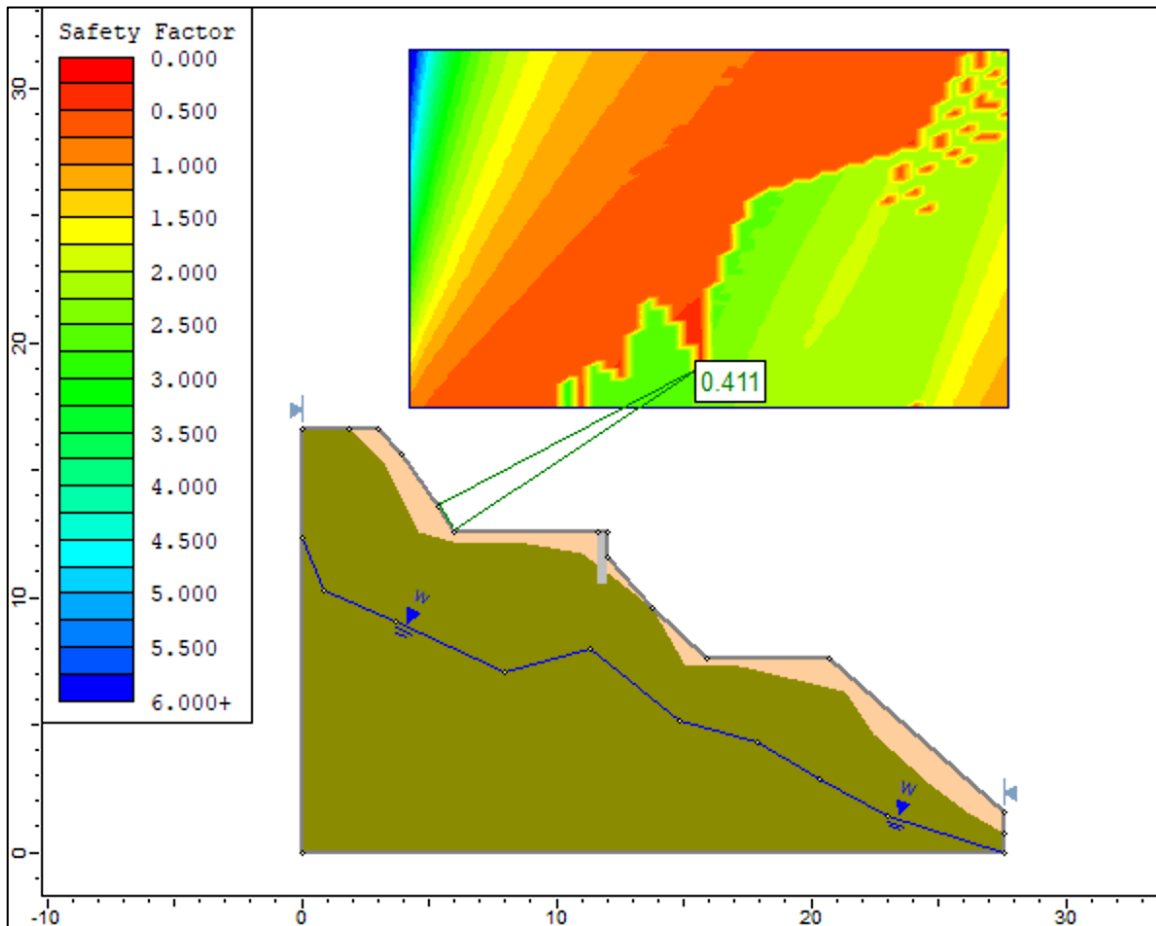


Ilustración 40 Perfil 2 análisis de estabilidad condición actual estático. Referencia: Slide V06, (modificado).

El talud se encuentra inestable con un FS de 0,411, ya que no se obtiene un factor de seguridad mayor a 1,5 que es el mínimo exigido por la NSR-10, en estado estático.

3.2.2.2.2. Condición Actual de la vía – seudoestático

La vía actualmente se encuentra con taludes perfilados, un muro en la corona del talud del medio y con un ancho mayor a 7,5 metros por lo que cumple el ancho mínimo de 6,5 metros exigido por el docente del diplomado en geotecnia vial.

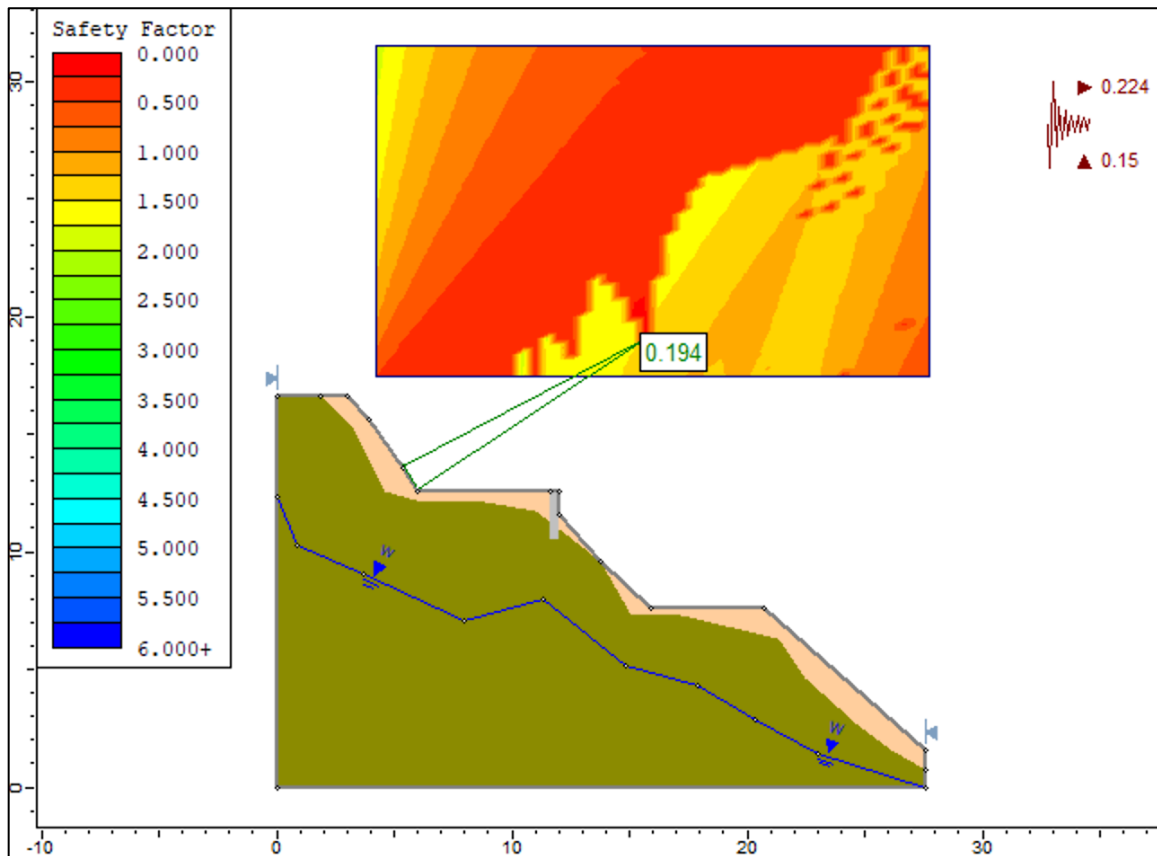


Ilustración 41 Perfil 2 análisis de estabilidad condición proyectado sudeoestático. Referencia: Slide V06, (modificado).

El talud se encuentra inestable con un FS de 0,194, ya que no se obtiene un factor de seguridad mayor a 1,05 que es el mínimo exigido por la NSR-10, en estado pseudoestático.

3.2.2.2.3. Condición Proyectada de la vía – estático

Se realizan las obras necesarias pertinentes para garantizar la estabilidad de los taludes que involucran el proyecto, tales como un muro existente de 2 metros de altura, recubrimiento en concreto de 10 cm de espesor para cada talud, esto debido a que el material de lleno existente presenta propiedades mecánicas bajas.

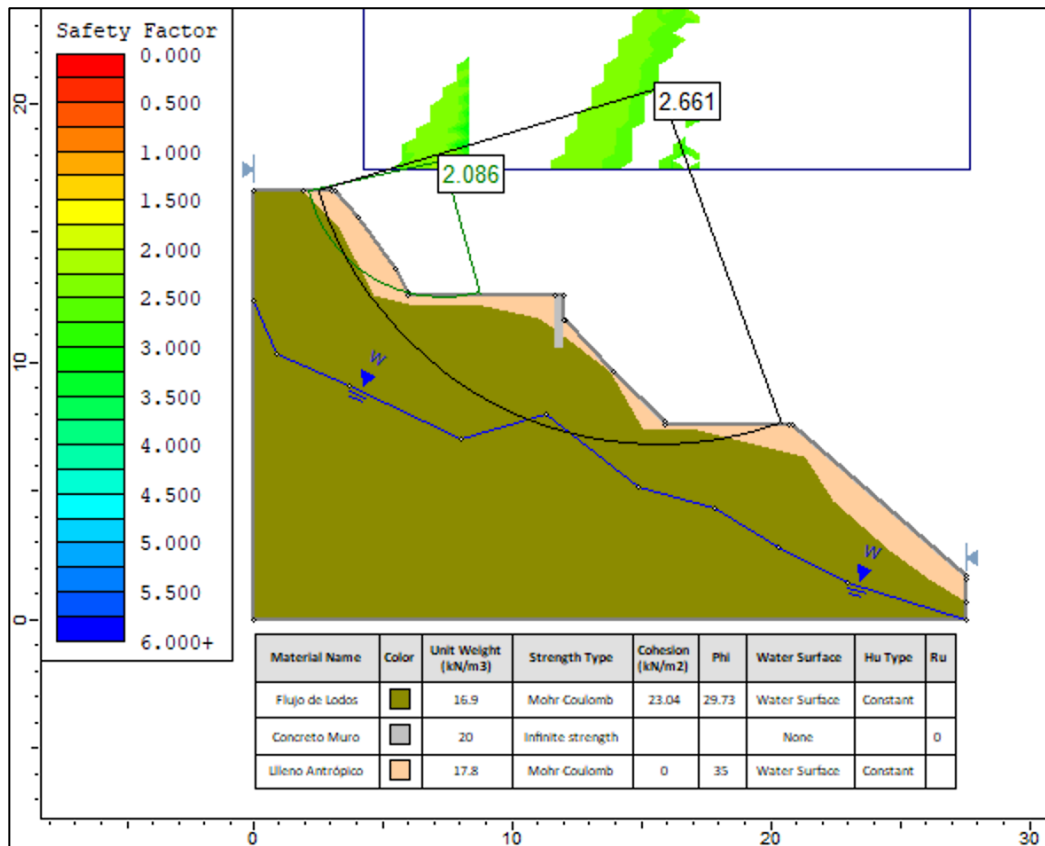


Ilustración 42 Perfil 2 análisis de estabilidad condición proyectada estático. Referencia: Slide V06, (modificado).

El talud se encuentra estable con un FS de 2,086, ya que no se obtiene un factor de seguridad mayor a 1,5 que es el mínimo exigido por la NSR-10, en estado estático.

3.2.2.2.4. Condición Actual de la vía – seudoestático

Se realizan las obras necesarias pertinentes para garantizar la estabilidad de los taludes que involucran el proyecto, tales como un muro existente de 2 metros de altura, recubrimiento en concreto de 10 cm de espesor para cada talud, esto debido a que el material de lleno existente presenta propiedades mecánicas bajas.

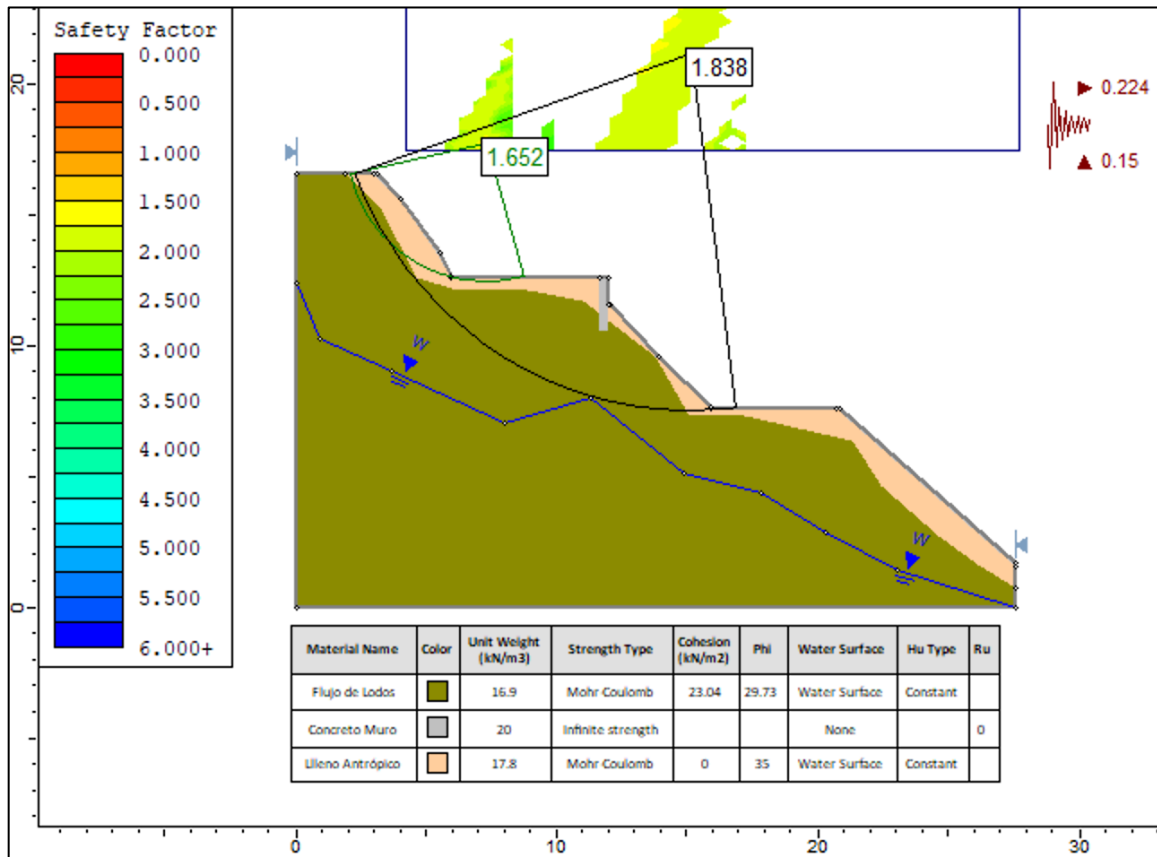


Ilustración 43 Perfil 2 análisis de estabilidad condición proyectado sudeoestático. Referencia: Slide V06, (modificado).

El talud se encuentra estable con un FS de 1,652, ya que no se obtiene un factor de seguridad mayor a 1,05 que es el mínimo exigido por la NSR-10, en estado seudoestático.

3.2.3. Diseño de muros en voladizo

En el diseño de los muros en voladizo se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Garantizar la estabilidad intrínseca del muro para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.
- Evaluar la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad, incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.

- Diseñar las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes utilizando procedimientos de ingeniería estructural. El diseño estructural interno requiere del cálculo de esfuerzos de flexión y de cortante tanto en la cimentación como en el cuerpo del muro.

Para el presente proyecto se utilizó muro en voladizo, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.

(Suarez, Estructuras de Contención de Gravedad, 2009)

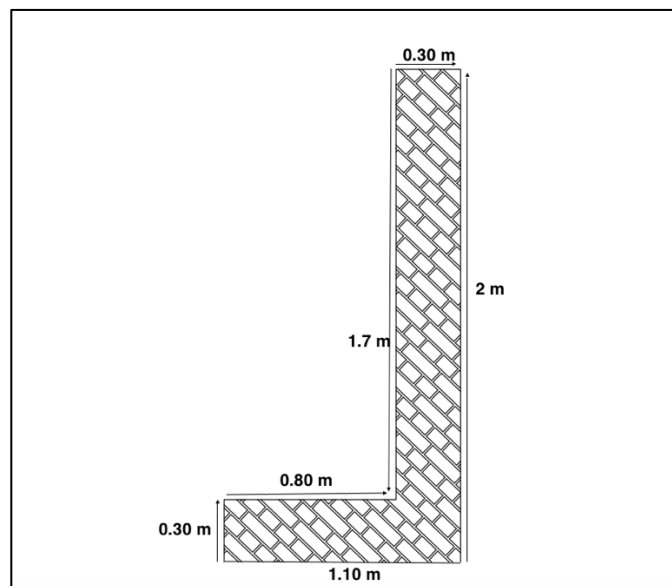


Ilustración 44 Muro propuesto en el análisis de estabilidad. Fuente: AutoCAD (modificado)

- Para el diseño estructural se recomienda suponer que la placa vertical del muro se encuentra totalmente empotrada en la placa de cimentación. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que en todos los casos de muro de concreto reforzado, se utilicen presiones de reposo para el cálculo de las fuerzas sobre las paredes del muro.

- El peso del suelo sobre el cimiento se debe considerar como parte integral de la masa del muro en el cálculo de fuerzas.
- Calcular la capacidad de soporte de la cimentación teniendo en cuenta todos los pesos y fuerzas externas.
- La fricción suelo - muro en su parte posterior no debe tenerse en cuenta en deslizamientos por no existir desplazamiento a lo largo de este plano. Se considera que el suelo se desplaza solidariamente con el muro.
- Se recomienda suponer que el plano de aplicación de las presiones activas es el plano vertical, tomado en el extremo posterior del cimiento del muro.

3.2.3.1. Presiones Activas

Según Rankine el valor de la presión activa en un suelo granular seco está dada por la expresión. (Suarez, Estructuras de Contención de Gravedad, 2009)

$$p_a = \gamma \times h \times K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción

c = Cohesión

β = Ángulo de la pendiente del terreno arriba del muro.

Para $\beta = 0$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

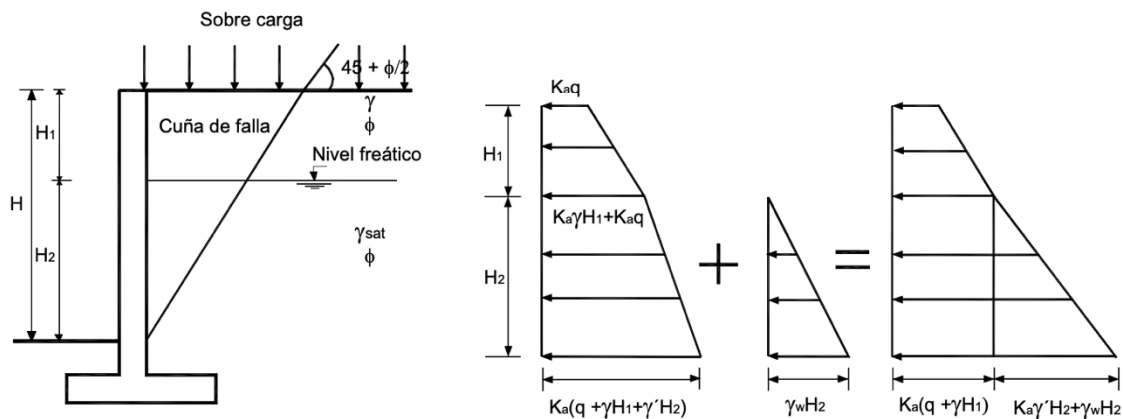


Figura 4. Distribución de presiones de tierra según Rankine en muro con sobrecarga y condición de sumergencia. Fuente: (Suarez, Estructuras de Contención de Gravedad, 2009) (modificado).

3.2.3.2. Presión pasiva.

Tanto Rankine como Coulomb presentan teorías para calcular las presiones pasivas. La teoría de Rankine generalmente subvalora la presión pasiva, porque en la mayoría de los casos la dirección de la fuerza pasiva es asumida en forma incorrecta, en cambio la teoría de Coulomb sobreestima la presión pasiva, debido al error de asumir un incremento muy rápido con el aumento de valores de δ . (Suarez, Estructuras de Contención de Gravedad, 2009)

La presión pasiva está dada por la relación:

$$K_p = \cos \beta \left[\cos \beta + \frac{\sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right]$$

De lo anterior y teniendo presente las condiciones geométricas del muro de 2 metros de altura con inclinación 0 en la corona del muro se obtienen los empujes del suelo.

Tabla 18 Empujes del suelo por Rankine. Referencia: (Suarez, Estructuras de Contención de Gravedad, 2009). (modificado).

Rankine	K_a=	0,337
	K_p=	2,968
Reposo	K₀=	0,50409

3.2.3.3. Estabilidad del muro

3.2.3.3.1. Volcamiento

El factor de seguridad en contra volcamiento sobre su pie, puede ser expresada:

$$F. S_{VOLCAMIENTO} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

Donde:

$\sum M_R$ = Sumatoria de momentos de fuerzas que tienden a volcar

ΣM_0 = Sumatoria de momentos de fuerzas que tienden a resistir el volcamiento

El momento de volcamiento está definido por

$$\Sigma M_0 = P_h \times \frac{H'}{3}$$

Donde

$$P_h = P_a \times \cos \delta$$

H' = Altura total del muro y del terreno si presenta inclinación

Proyectando una carga de 10 Kn/m² para la via se obtiene el cálculo del volcamiento

FUERZAS VERTICALES ESTABILIZADORAS

PESO	W (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO(kg-m)
W 1	800	0,95	760,00
W2	54	0,95	51,46
W3	4	0,550	2,13
W4	312	0,550	171,60
W5	936	0,425	397,80
W6	1.872	0,65	1.216,80
Σ MFf	3.978	Σ MoFy	2.599,78

FUERZAS HORIZONTALES DESESTABILIZADORAS

PESO	W (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO(kg- m)
F 1	875	1,000	875,08
F 2	34	0,87	29,46
ΣF_h	908,94	ΣMF_h	904,54

$F_s \quad V$	$\frac{2.599,78 \text{ kg/m}}{904,54 \text{ kg/m}}$	=	2,87	>	1,75	OK CUMPLE
---------------	---	---	------	---	------	-----------

3.2.3.3.2. Deslizamiento

El factor de seguridad contra deslizamiento puede ser expresado por la siguiente ecuación.

$$F \cdot S_{DESLIZAMIENTO} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_D}$$

Donde:

ΣF_R = Sumatoria de fuerzas de resistencia horizontales

$\Sigma F_D = \text{Componente horizontal } P_a$

$$\Sigma F_D = P_a \times \cos \delta$$

La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro.

El ángulo de fricción interno del suelo es de $29,76^\circ$, de tal forma se obtiene el cálculo de el deslizamiento.

$$\eta = \tan \phi \leq 0,60$$

o

$$\eta = 29,76^\circ = 0,572 > 0,60$$

$$\eta = 0,57$$

F_s	D	$\frac{0,57 \cdot 3.978}{908,94}$	$=$	$2,50$	$>$	$1,25$	OK CUMPLE
-------	-----	-----------------------------------	-----	--------	-----	--------	------------------

3.2.3.3.3. Capacidad portante

El factor de seguridad contra fallos de capacidad de carga se puede determinar por:

$$F.S_{C.P} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

Donde:

$q_u = \text{Capacidad de carga ultima}$

q_{max} = Capacidad de carga maxima

Las presiones o cargas máximas (q_{max}) se producen en los extremos de las secciones de pie o talón de la estructura. El valor puede ser obtenido con la siguiente expresión.

$$q_u = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

Donde:

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales

B = Base de estructura

e = Excentricidad

La excentricidad se define como

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{net}}{\sum V}$$

Momento neto

$$M_{net} = \sum M_R - \sum M_o$$

$$x = \frac{3.421,61 - 904,54}{4.482}$$

$$x = 0,56$$

| **OK CUMPLE** |

3.2.4. Manejo de aguas

Unas de las técnicas más efectivas para la estabilización de laderas y taludes es el control de las aguas superficiales y subterráneas. Su objetivo es controlar el agua y sus efectos, disminuyendo las fuerzas que producen el movimiento y/o aumentando las fuerzas

resistentes. El drenaje y el subdrenaje generalmente son poco costosos y muy efectivos como medidas de prevención de los movimientos. (Suarez, Métodos de Manejo y Estabilización, 2009).

3.2.4.1.Cunetas

El agua de escorrentía debe ser desviada antes de que penetre al área en las inmediaciones de la corona del talud, para esto se deben construir cunetas en las líneas perimetrales y de coronación. (EPM, 2018)

Las cunetas deben construirse según lo que indiquen los planos de diseño del proyecto. En caso contrario se deben seguir las siguientes recomendaciones:

Se debe conformar el terreno de apoyo excavando o llenando hasta cumplir con la pendiente indicada por la Interventoría, y de acuerdo con las dimensiones y diseño señalados en esquema adjunto. Todo el material inadecuado debe ser retirado y sustituido por un material apropiado, previamente aprobado por la Interventoría. El material de apoyo debe ser compactado dando un acabado fino y firme a la superficie. (EPM, 2018)

La base para la cuneta debe ser humedecida y apisonada por métodos manuales o mecánicos hasta que quede firme antes de vaciar el concreto. Las juntas de dilatación deben ser del tipo planas sin mortero. Las juntas deben construirse formando ángulo recto con el eje longitudinal. Cuando la pendiente de la cuneta sea igual o mayor al 5%, se deben construir llaves de concreto de 0,15 m de profundidad por 0,20 m de ancho y 0,20 m de largo, separadas cada 10 m. (EPM, 2018)

EL diseño de la cuneta en líneas perimetrales y de coronación propuesta por nosotros es la siguiente:

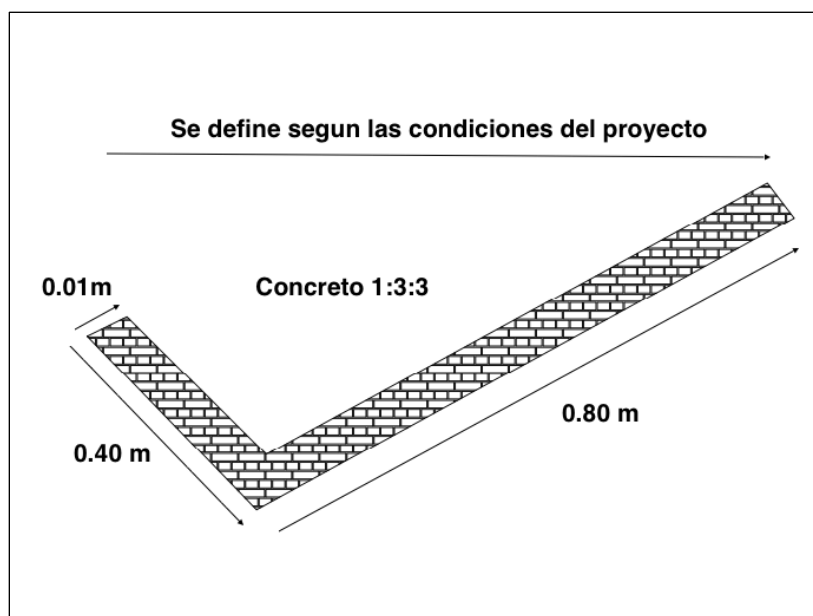


Ilustración 45 Diseño geométrico cuneta de los taludes. Fuente: EPM modificado).

3.2.4.2. Concreto lanzado con malla electrosoldada

En taludes conformados por roca de mala calidad, en los cuales la adherencia entre el concreto lanzado con la superficie del talud es baja, se debe utilizar una malla electrosoldada para aumentar la resistencia y la protección del talud.

Se debe fijar al talud una malla electrosoldada, con sus respectivos elementos de anclaje según las especificaciones presentadas en el diseño. Se debe tener especial cuidado al instalar la malla, ya que se busca que ésta quede despagada del talud, de tal forma que cuando se lance el concreto se obtenga un recubrimiento a ambos lados de la misma. Así mismo, se deben dejar instalados los sistemas de drenaje necesarios que se indiquen en el diseño, previo a la aplicación del concreto. (EPM, 2018).

Capítulo 2

Pavimento

A continuación, se presenta el diseño de pavimento con el dimensionamiento de los espesores de capas que conforman la estructura. El diseño se realizó a partir del método empírico del tránsito medio y alto, el cual es una adaptación del método AASHTO para el medio colombiano lo que lo hace un método viable para el diseño solicitado.

Aforos:

Tabla 19 Aforos vehiculares. Referencia: Universidad Cooperativa de Colombia, sede Medellín (modificado)

 Universidad Cooperativa de Colombia		AFOROS						
HORA INICIAL	HORA FINAL	VEHICULOS						
		AUTOS	BUSES	C-2P	C-2G	C-3-4	C-5	C-6
6:00	7:00	2	3	1	1	0	0	0
7:00	8:00	2	1	1	0	0	0	0
8:00	9:00	7	4	1	0	1	0	0
9:00	10:00	3	3	1	0	0	0	0
10:00	11:00	1	3	3	1	0	0	0
11:00	12:00	3	2	0	1	0	0	0
12:00	13:00	4	2	1	1	0	0	0
13:00	14:00	8	1	1	1	0	0	0
14:00	15:00	3	3	1	0	0	0	0
15:00	16:00	7	3	0	0	0	0	0
16:00	17:00	3	2	1	0	0	0	0
17:00	18:00	4	1	1	0	0	0	0
TOTAL		47	28	12	5	1	0	0

 Universidad Cooperativa de Colombia		AFOROS						
HORA INICIAL	HORA FINAL	VEHICULOS						
		AUTOS	BUSES	C-2P	C-2G	C-3-4	C-5	C-6
6:00	7:00	2	3	0	0	0	0	0
7:00	8:00	2	2	0	0	0	0	0
8:00	9:00	4	3	1	0	1	0	0
9:00	10:00	2	1	0	0	0	0	0
10:00	11:00	1	1	0	0	0	0	0
11:00	12:00	3	2	0	1	1	0	0
12:00	13:00	2	2	0	0	1	0	0
13:00	14:00	5	3	0	1	0	0	0
14:00	15:00	9	5	0	0	0	0	0
15:00	16:00	3	2	2	2	0	0	0
16:00	17:00	3	2	0	2	0	0	0
17:00	18:00	3	2	1	0	0	0	0
TOTAL		39	28	4	6	3	0	0

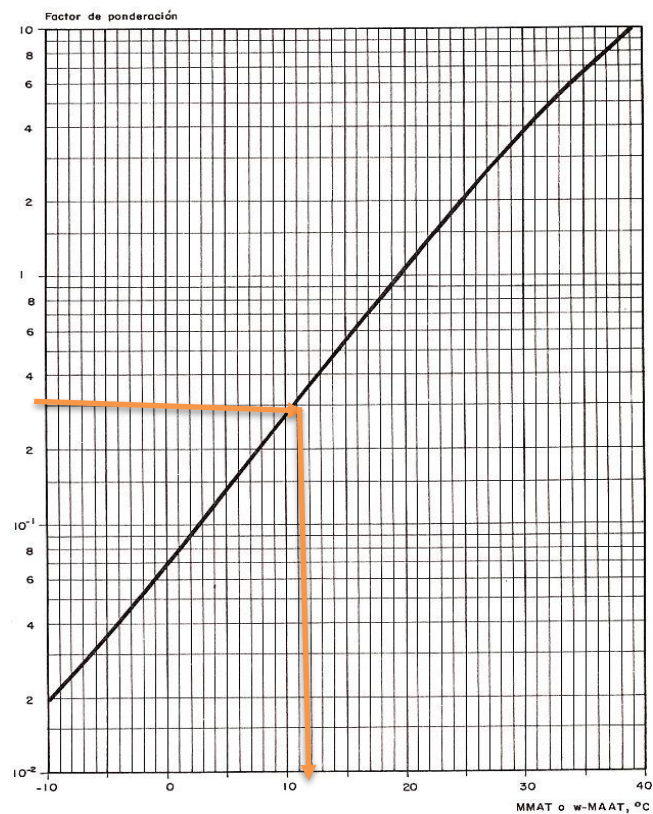
 Universidad Cooperativa de Colombia		AFOROS						
HORA INICIAL	HORA FINAL	VEHICULOS						
		AUTOS	BUSES	C-2P	C-2G	C-3-4	C-5	C-6
6:00	7:00	1	4	1	0	0	0	0
7:00	8:00	3	2	1	0	0	0	0
8:00	9:00	4	3	0	0	0	0	0
9:00	10:00	5	2	0	1	0	0	0
10:00	11:00	3	3	0	0	0	0	0
11:00	12:00	7	3	0	0	0	0	0
12:00	13:00	4	1	0	1	0	0	0
13:00	14:00	6	2	0	0	0	0	0
14:00	15:00	5	3	1	0	0	0	0
15:00	16:00	5	5	1	0	0	0	0
16:00	17:00	8	2	1	0	0	0	0
17:00	18:00	5	3	1	0	0	0	0
TOTAL		56	33	6	2	0	0	0

Clima:

Los valores correspondientes al ponderado de temperatura media anual del aire, w-MAAT, son tomados de la página del instituto de Hidrología, meteorología y estudios Ambientales (IDEAM).

Tabla 20 Valores de MMTA Referencia: IDEAM (modificado)

w-MMAT Giraldo Antioquia		
Mes	MMAT	Factor de ponderación
Enero	18.5	7.8
Febrero	20.5	1.3
Marzo	20.5	1.3
Abril	22.5	1.4
Mayo	19.5	1
Junio	18	8
Julio	25	2
Agosto	20.5	1.3
Septiembre	19.5	1
Octubre	16	6
Noviembre	18	8
Diciembre	11	3
	factor de ponderación total	42.1
	factor de ponderación promedio	3.5
	w-MMAT	11.5



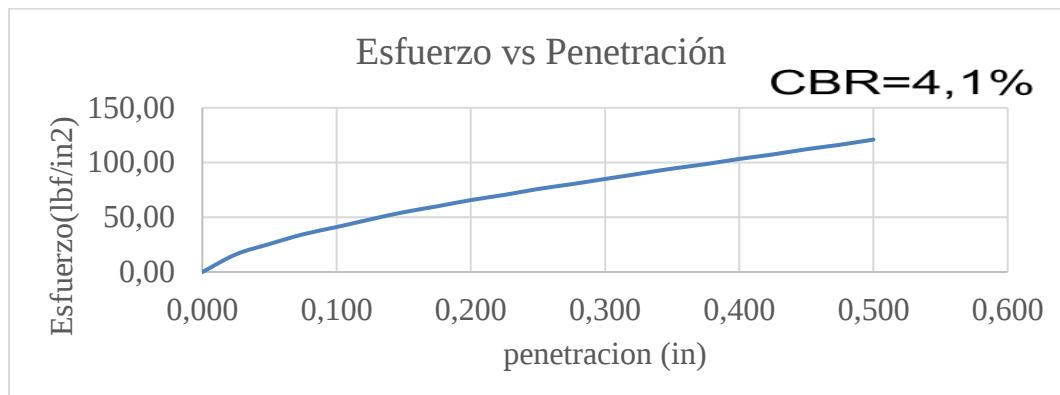
CBR:

Ilustración 46 CBR, Referencia: Tutores de universidad coopertaiva de colombia sede medellin.

Diseño de estructura:

Datos para dimensionar estructura de pavimentos

Tabla 21 Valores para el dimensionamiento de la vía.

Datos dimensionamiento	
w-MMAT (°C)	11.5
precipitación media anual (mm/año)	1880
CBR de diseño (%)	4.1
periodo de diseño (años)	10
Transito equivalente de Giraldo (N)	173289
Transito equivalente mínimo para diseño (N)	500000
TPD	126
CBR	4.1
Módulo de rotura MR(kg/cm2)	410
Módulo de rotura MR(Mpa)	41
Categoría de subrasante	S2
Categoría de vía TPD < 1000	III
Designación de rangos de transito $500000 \leq N < 1000000$	T1

El valor del tránsito equivalente del municipio de Giraldo es igual a 173289, sin embargo, el método de tránsito medio alto, es aplicable para N mayores a 500000. Teniendo en cuenta esto, para efectos académicos y de diseño se toma este valor como mínimo.

Cartas de diseño:

Dentro de las cartas de diseño existentes, se elige la carta nº2 que es la adecuada para nuestro rango de temperatura, con un N de 500000 y una categoría de la subrasante S2.

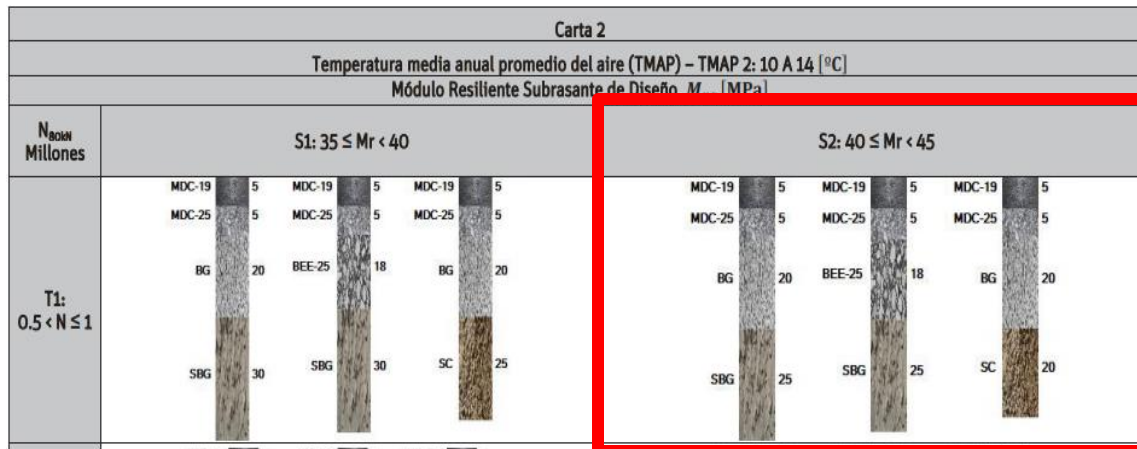


Ilustración 47 Cartas de diseño, Referencia: INVIAS.

Tabla 22 Opciones de estructuras de pavimento.

Se presentan tres opciones de estructuras de pavimento					
alternativa N.1 (medidas en cm)		alternativa N.2(medidas en cm)		alternativa N.3(medidas en cm)	
MDC-19	5	MDC-19	5	MDC-19	5
MDC-25	5	MDC-25	5	MDC-25	5
Base Granular	20	Base estabilizada con emulsión asfáltica-25	18	Base Granular	20
Subbase Granular	25	Subbase Granular	25	Suelo cemento	20
espesor total	55	espesor total	53	espesor total	50

Por facilidad constructiva y mayor manejo en la práctica del sistema colombiano de construcción de pavimentos se elige la alternativa N.1.

Tabla 23 Estructura de pavimento definitiva.

Diseño de pavimento final (medidas en cm)	
MDC-19	5
MDC-25	5
Base Grabular	20
Subbase Granular	25
espesor total	55

Capítulo 3

Conclusiones

- Para la realización de un proyecto geotécnico es indispensable, contar con la información adecuada, se debe partir de unos datos conocidos tales como ubicación, características del proyecto y la finalidad de este.
- Un buen resultado de las propiedades físicas y mecánicas del suelo parten de un adecuado estudio de campo, mediante el ensayo que se determine, para nuestro caso fue el SPT, el personal de campo debe empacar y rotular las muestras obtenidas para que estas puedan ser bien estudiadas y analizadas en laboratorio, los resultados de laboratorio son producto de las condiciones de las muestras antes de llegar y ser estudiadas.
- Identificar la geología del sitio es una entrada a conocer y caracterizar estratigráficamente el suelo de estudio, la herramienta que ofrece el Ingeominas es muy eficiente para dar una geología regional del sitio de estudio.
- La NSR-10 ofrece el paso a paso que nosotros debemos seguir para elaborar un estudio geotécnico, desde la introducción hasta los parámetros sísmicos de interés.
- El análisis de estabilidad parte de haber caracterizado adecuadamente cada material presente en el estudio, las propiedades de resistencia del suelo son las que determinarán que obras de contención y estabilidad serán necesarias para satisfacer los problemas y necesidades en el sitio de estudio.

- Las obras de contención parten de las necesidades geométricas del lugar, es decir para poder determinar la altura del muro, debemos basarnos en la necesidad del talud o el lleno que se está generando en el lugar específico del talud, no necesariamente la altura será igual en toda la longitud del muro.
- Las obras de manejo de agua superficiales y subsuperficiales de los taludes son un factor determinante en la vida útil de las obras y en la estabilidad global del proyecto, de nada sirve meter anclajes, muros, etc., y no hacer obras que abatan los guas presentes en el sitio de estudio.
- Un buen diseño de la estructura de pavimento parte de conocer bien las condiciones del tránsito, clima y del suelo. Si no se tienen estas condiciones bien definidas lo que se diseñe será producto de tas incoherentes que generen sobrecosto o un mal diseño de pavimento.
- La metodología propuesta para el diseño de la estructura de pavimento, consideramos se enfoca o tiene más como criterio la condición climática que incluso el flujo vehicular o condiciones de la subrasante, lo cual no es ideal para los costos de un proyecto, una vía con un flujo bajo a nivel de costo beneficio no será ideal invertir en 10cm de espesor asfáltico, pero por las cartas de diseño esto es lo que recomienda.

Lista de referencias

- Giraldo, M. d. (15 de Agosto de 2020). *Alcaldía Municipal de Giraldo - Antioquia*.
Obtenido de Alcaldía Municipal de Giraldo - Antioquia: <http://www.giraldo-antioquia.gov.co/municipio/nuestro-municipio>
- Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*. Bogotá: Gobierno de Colombia.
- Ingeominas. (2010). *Geología Santa Fe De Antioquia*. Bogotá: Ingeominas.
- Herrera, H. T. (29 de Noviembre de 2012). *Aproximación Al Patrimonio Geológico Y Geodiversidad En Santafé De Antioquia, Olaya Y Sopetrán, Departamento De Antioquia, Colombia*. Obtenido de Aproximación Al Patrimonio Geológico Y Geodiversidad En Santafé De Antioquia, Olaya Y Sopetrán, Departamento De Antioquia, Colombia: <http://www.scielo.org.co/pdf/bcdt/n32/n32a03.pdf>
- Mario, J. (7 de Octubre de 2008). *Determinación de la humedad natural de una muestra de suelo*. Obtenido de Determinación de la humedad natural de una muestra de suelo: <http://ingevil.blogspot.com/2008/10/determinacin-de-la-humedad-natural-de.html>
- INVIAS. (2012). *Determinación de laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelo, roca, y mezclas de suelo-agregado por peso*. Bogotá : INVIAS.
- Casagrande, A. (1948). *Clasification and Identification of Soils*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 113, p 901.
- ASTM. (1995). *Standard Test Method for Liquid Limit, and Plasticity Index of Soils*. ASTM.
- Boyacá, U. d. (2016). *Informe Granulometría 1*. Tunja: Universidad de Boyacá.
- Invias. (2012). *I.N.V E – 123*. Bogotá: Invias.
- Unitec. (2010). *Investigacion Sobre La Resistencia Al Corte De Suelos*. Unitec.

- Gonzalez, A. (1999). *Estimativos De Parametros Efectivos De Resistencia Con El SPT*. Bogotá: Análisis Geotécnicos Colombianos AGC Ltda.
- J. Alejandro Ordóñez Alfaro, J. F., & Angulo, J. (2012). *Correlación entre el número de golpes (N) del ensayo de penetración estándar y la velocidad de ondas de corte (Vs) para las arcillas de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas*. Cancún: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México; Geortec.
- Suarez, J. (2009). *Análisis de estabilidad . Erosion*.
- Ministerio de Ambiente, V. y. (2010). *Norma Sismo Resistente Colombiana . Bogotá: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial*.
- Suarez, J. (2009). *Estructuras de Contención de Gravedad*. Erosión.
- Suarez, J. (2009). *Métodos de Manejo y Estabilización*. Erosión.
- EPM. (2018). *Norma De Construcción Protección De Taludes*. Medellín: EPM.