PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE HÁBITAT, INFRAESTRUCTURA Y CREATIVIDAD

Maestría en Geotecnia Aplicada

TÍTULO DE LA INVESTIGACIÓN

Análisis Geotecnico y propuesta de estabilización del talúd en el sector de Challuabamba, provincia del Azuay

Autor: Anali Larriva Arévalo

Director: Mgtr. Irigoyen Samaniego Alejandro Roberto

Quito, Julio de 2026

RESUMEN

La dinámica de expansión urbana en el sector de Challuabamba, en el cantón Cuenca, ha propiciado una alteración significativa de la morfología original del terreno. Estas intervenciones, consistentes en cortes y rellenos ejecutados frecuentemente sin una caracterización geotécnica rigurosa, han derivado en la formación de taludes artificiales cuya integridad estructural se encuentra comprometida por mecanismos de inestabilidad activa. La detección de grietas de tensión, procesos erosivos acelerados y asentamientos diferenciales en el área no solo evidencia la vulnerabilidad intrínseca del depósito coluvial, sino que representa un riesgo geológico latente para la infraestructura vial y habitacional del sector.

Bajo este escenario, la presente investigación desarrolla una evaluación geomecánica sistémica orientada a diagnosticar el estado de equilibrio de dichas laderas. El estudio se fundamentó en una campaña de exploración multimetódica que integró sondeos mecánicos con ensayos de penetración estándar (SPT), levantamientos topográficos de alta resolución y prospección geofísica mediante sísmica de refracción para la delimitación del basamento rocoso. Paralelamente, la fase experimental de laboratorio permitió cuantificar el comportamiento mecánico de las unidades litoestratigráficas, determinando parámetros críticos de resistencia al corte a través de ensayos triaxiales, además de la caracterización de la plasticidad y el régimen hídrico natural del suelo.

La integración de la data *in situ* y experimental facilitó la estructuración de un modelo geotécnico u. Este modelo ratifica la presencia de depósitos coluviales conformados por limos arcillosos de plasticidad media a alta; materiales que exhiben una marcada susceptibilidad ante la fluctuación de la presión de poros y la consecuente degradación de los esfuerzos efectivos. A partir de esta arquitectura del subsuelo, se ejecutó una simulación

numérica mediante métodos de equilibrio límite, computando el Factor de Seguridad (FS) bajo diversos escenarios de saturación crítica y solicitaciones gravitacionales.

Finalmente, el diagnóstico técnico permitió delimitar las áreas de mayor criticidad y jerarquizar los agentes detonantes de la inestabilidad. Como medida de mitigación, se diseñó una propuesta de estabilización integral que combina el control de la saturación, enemigo primordial de los suelos y la optimización de la configuración geométrica del talud y la implementación de sistemas de contención estructural. Los hallazgos de esta investigación no solo resuelven una problemática técnica local, sino que aportan insumos empíricos relevantes para la gestión del riesgo en formaciones coluviales similares de la región interandina

Palabras clave: estabilidad de taludes, geotecnia, depósitos coluviales, análisis de estabilidad, Challuabamba.

ABSTRACT

The accelerated urban expansion in the Challuabamba sector, located in the Cuenca canton, has led to a significant alteration of the terrain's original morphology. These interventions, primarily consisting of cuts and fills often executed without rigorous geotechnical characterization, have resulted in the formation of artificial slopes whose structural integrity is compromised by active instability mechanisms. The detection of tension cracks accelerated erosive processes, and differential settlements in the area not only evidences the intrinsic vulnerability of the colluvial deposit but also represents a latent geological risk for the sector's road and housing infrastructure.

Within this framework, the present research develops a systemic geomechanical evaluation aimed at diagnosing the equilibrium state of these slopes. The study was based on a multi-method exploratory campaign that integrated mechanical boreholes with Standard Penetration Tests (SPT), high-resolution topographic surveys, and geophysical prospection using seismic refraction to delineate the bedrock. In parallel, the experimental laboratory phase allowed for the quantification of the mechanical behavior of the lithostratigraphic units, determining critical shear strength parameters through triaxial tests, as well as characterizing soil plasticity and the natural hydric regime.

The integration of *in situ* and experimental data facilitated the structuring of a unified geotechnical model. This model confirms the prevalence of colluvial deposits composed of clayey silts of medium to high plasticity; materials that exhibit a marked susceptibility to fluctuations in pore water pressure and the subsequent degradation of effective stresses. Based on this subsurface architecture, a numerical simulation was executed using limit equilibrium methods, computing the Factor of Safety (FS) under various scenarios of critical saturation and gravitational loading.

Finally, the technical diagnosis allowed for the delimitation of the most critical areas and the prioritization of the triggering agents of instability. As a mitigation measure, a comprehensive stabilization proposal was designed, combining soil saturation control—a critical factor in shear strength loss—with the optimization of slope geometry and the implementation of structural retaining systems. The findings of this research not only address a local technical problem but also provide relevant empirical data for risk management in similar colluvial formations within the Inter-Andean region.

DEDICATORIA

A mis padres, los arquitectos de mi vida y mi mayor ejemplo de integridad. Gracias por heredarme la disciplina y la fuerza para conquistar mis metas; cada palabra escrita, lleva el sello del sacrificio y el amor que me entregaron desde el primer día. Este título es, en esencia, el fruto de su fe en mí.

A mi esposo, mi compañero inquebrantable, gracias por ser el equilibrio en mis días de caos, por sostener este hogar mientras yo perseguía este sueño y por creer en mi capacidad incluso cuando el cansancio me hacía dudar. Sin tu apoyo, tu paciencia y tu amor, este camino habría sido imposible de transitar.

A mi hija, mi motor absoluto y mi razón de ser. Eres la luz que me impulsó a no rendirme jamás; espero que este logro te enseñe que el estudio y la perseverancia son las llaves para abrir cualquier puerta en el mundo. Todo mi esfuerzo tiene como único fin tu felicidad y tu ejemplo.

A mis hermanos, mis cómplices de vida y mi apoyo constante, gracias por estar siempre presentes con la palabra precisa y el abrazo oportuno. Son el lazo inquebrantable que me recuerda que, pase lo que pase, siempre tendré un lugar seguro al cual volver.

A todos ustedes, por ser mi refugio y mi mayor bendición, les dedico este peldaño alcanzado con todo mi amor y gratitud.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por ser mi fortaleza y guía en cada paso de este camino. Gracias por darme la salud y la templanza necesarias para no rendirme y por permitirme alcanzar esta meta que hoy pongo en tus manos.

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador (PUCE), por ser el puente hacia este nuevo horizonte profesional. Gracias por romper las barreras de la distancia, permitiéndome acceder a una formación de excelencia que se adaptó a mi vida y a mis sueños de superación.

A mis docentes, por su compromiso y calidez humana. Gracias por cada conocimiento compartido y por demostrarme que la verdadera enseñanza trasciende la presencialidad, inspirándome a ser una profesional más crítica y humana.

A mi tutor de tesis, por su guía invaluable. Gracias por estar presente en cada consulta, por sus acertadas correcciones y por brindarme la seguridad necesaria para llevar esta investigación a un alto nivel técnico. Su acompañamiento fue el pilar fundamental de este proyecto.

Finalmente, a todas las personas que, con su apoyo silencioso y sus palabras de aliento, formaron parte de este proceso. Este logro también les pertenece.

ÍNDICE

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR FACULTAD DE HÁBITAT, INFRAESTRUCTURA Y CREATIVIDAD 1
RESUMEN 2
ABSTRACT 4
DEDICATORIA 6
AGRADECIMIENTO 7
ÍNDICE 8
FIGURAS 11
TABLAS 13
Capítulo 1 15
1.1 Introducción 15
1.2 Planteamiento del problema 16
1.3 Justificación e Importancia del Estudio 16
1.4 Objetivos 17
1.4.1 Objetivo general 18
1.4.2 Objetivos específicos 18
1.5 Hipótesis 18
1.6 Ubicación y descripción del área de Estudio 19
CAPÍTULO 2 Revisión de la Literatura 20
Nota: Elaboración propia 20
2.1 Estado del arte: Estabilidad de taludes. 20
2.2 Materiales finos de alta plasticidad 21
2.3 Influencia del agua en la estabilidad del talud 23
2.3.1 Suelos parcialmente saturados y succión matricial 24
2.3.2 Reptación o deformación progresiva 25
2.4 Resistencia al corte en suelos finos 26
2.4.1 Condición drenada y no drenada 27
2.5 Ensayo triaxial UU 28
2.6 Integración entre campo, laboratorio y geofísica 29
2.7 Métodos de análisis de estabilidad de taludes 30
2.7.1 Métodos de equilibrio límite 31
2.7.2 Análisis pseudoestático 32
2.7.3 Clasificación del sitio según la NEC 33

2.8 Técnicas de estabilización de taludes 34
2.8.1 Control del agua y drenaje 36
2.8.2 Modificación geométrica del talud 37
2.8.3 Refuerzo o mejoramiento del suelo 38
2.8.4 Estructuras de contención y refuerzo 39
2.8.5 Verificaciones geotécnicas del muro 40
Capítulo 3: Metodología del estudio 42
3.1 Diseño metodológico 42
3.2 Investigaciones de campo 43
3.2.1 Levantamiento topográfico del área de estudio 44
3.2.2 Exploración geotécnica mediante perforaciones 47
3.2.3 Ensayo de penetración estándar (SPT) 49
3.2.4 Exploración geofísica mediante sísmica de refracción 51
3.3 Ensayos de laboratorio 53
3.3.1 Contenido de humedad natural 54
3.3.2 Límites de Atterberg 56
3.3.3 Clasificación del suelo según el sistema SUCS 58
3.3.4 Ensayo triaxial no consolidado–no drenado (UU) 62
3.3.5 Investigación geofísica mediante sísmica de refracción 63
3.4 Procesamiento e integración de la información geotécnica y geofísica 66
Identificación del estrato crítico 67
3.5 Selección de parámetros para el análisis de estabilidad 68
3.6 Metodología para el análisis de estabilidad del talud 70
3.7 Criterios de evaluación de la estabilidad 71
3.8 Definición de las alternativas de estabilización evaluadas 73
Capítulo 4 Resultados de la investigación Geotécnica 75
4.1 Caracterización geotécnica del sitio 75
4.2 Interpretación estratigráfica y definición del modelo geotécnico 77
4.3 Parámetros geotécnicos adoptados para el análisis de estabilidad 82
4.4 Análisis de estabilidad del talud en condición actual 89
4.5 Evaluación de la alternativa de estabilización propuesta 94
4.6 Discusión integral de los resultados 101
CAPÍTULO 5. DISEÑO DE LA ALTERNATIVA DE ESTABILIZACIÓN 103
5.1 Criterios de diseño de la alternativa propuesta 103

5.2 Geometría propuesta del muro 104
Nota: Elaboración propia. 106
5.3 Cálculo del empuje activo sobre el muro 106
5.4 Verificación al volteo, deslizamiento y capacidad portante 107
5.4.1 Verificación al volteo 108
5.4.2 Verificación al deslizamiento 108
5.4.3 Verificación de la capacidad portante 109
5.5 Diseño estructural preliminar del muro 110
5.6 Obras complementarias de drenaje 111
Conclusiones 114
RECOMENDACIONES 117
Referencias 118
REGISTRO FOTOGRÁFICO 120

FIGURAS

Figura 1 Ubicación del proyecto 20
Figura 2 Tipos de fallas en taludes (rotacional, traslacional, y compuesta) 21
Figura 3 Esquema de análisis de estabilidad mediante método de equilibrio límite 31
Figura 4 Plano topográfico del área de estudio y ubicación de los puntos de exploración geotécnica.....46
Figura 5 Perfil topográfico del terreno en en área de estudio, sector Challuabamba, provincia del Azuay.....47
Figura 6 Ubicación de las perforaciones.....49
Figura 7 Perfil sísmico interpretado y correlacionado con los sondeos SPT (P1, P2 y P3) en el sector de estudio en Challuabamba 52
Figura 8 Esquema del método de sísmica de refracción utilizando en el estudio. 53
Figura 9 Diagrama de plasticidad de Casagrande (P1).....60
Figura 10 Diagrama de plasticidad de Casagrande P2.....60
Figura 11 Diagrama de plasticidad de Casagrande (P3).....61
Figura 12 Perfil sísmico interpretado de la línea sísmica LS1 66
Figura 13 Perfil sísmico interpretado de la línea sísmica LS2 66
Figura 14 Sección geotécnica integrada del talud elaborada a partir de las perforaciones P-1, P-2 Y P-3, mostrando la continuidad de los estratos y las principales evidencias de inestabilidad.....78
Figura 15 Modelo geotécnico simplificado empleado en GEO5, dividido en nueve regiones para la asignación de propiedades mecánicas y la representación del muro de contención existente.....80
Figura 16 Vista tridimensional del modelo geotécnico final empleado en el análisis de estabilidad.....81
Figura 17 Parámetros geotécnicos asignados a la unidad superficial tipo SM. 84
Figura 18 Parámetros geotécnicos asignados al estrato de limos de alta compresibilidad (MH).....85
Figura 19 Parámetros geotécnicos asignados a la unidad de lutita meteorizada. 87
Figura 20 Superficie crítica localizada detrás del muro obtenida mediante el método de Bishop. Factor de seguridad FS=1.27. 90
Figura 21 Superficie de falla ampliada obtenida para el talud en condición actual. Factor de seguridad FS=1.45 92
Figura 22 Mecanismo de falla circular identificado en la condición actual del talud, evidenciando el desarrollo de la superficie de deslizamiento por debajo del nivel de desplante del muro existente.....93
Figura 23. Representación 3D del modelo de intervención, donde se observa la interacción del muro de desplante profundo con los estratos coluviales y la lutita meteorizada. 95
Figura 24 Superficie crítica de falla obtenida para el talud estabilizado mediante el nuevo muro. El análisis mediante Bishop arroja un factor de seguridad FS=2.53 97
Figura 25 Envolvente de superficies de falla y distribución de factores de seguridad para el talud estabilizado. 98

Figura 26 Análisis de estabilidad del talud estabilizado bajo escenario de saturación crítica, mostrando una reducción del Factor de Seguridad a 1.66 debido al incremento de presiones de poro. 100

TABLAS

Tabla 1 Contenido de humedad natural de las muestras analizadas 56
Tabla 2 Resultados de los límites de Atterberg 58
Tabla 3 Resultados del ensayo triaxial UU 63
Tabla 4 Velocidades sísmicas interpretadas a partir del estudio de refracción. 65
Tabla 5 Parámetros geotécnicos adoptados para las unidades consideradas en el modelo de estabilidad. 83
Tabla 6 Geometría adoptada para el muro de contención propuesto 106
Tabla 7 Resultados de las verificaciones de estabilidad del muro. 110
Tabla 8 Propiedades mecánicas y resistencias de diseño de los materiales estructurales adoptados para el muro de contención 110
Tabla 9 Componentes y funciones de las obras de drenaje propuestas 113

"Análisis geotécnico y propuesta de estabilización del talud en el sector de Challuabamba, provincia del Azuay"

Autor:

ANALI LARRIVA ARÉVALO

Capítulo 1

1.1 Introducción

El crecimiento urbano en sectores de la parroquia Challuabamba, ubicada en el cantón Cuenca, ha ocasionado intervenciones sobre terrenos con pendientes naturales que presentan tipologías geotécnicas susceptibles a procesos de inestabilidad. La ejecución de cortes y rellenos sin estudios técnicos apropiados ha dado lugar a la formación de taludes artificiales que demuestran procesos de erosión, agrietamientos superficiales y desplazamientos del terreno.

Las condiciones geológicas de la zona se caracterizan por la presencia de depósitos coluviales de baja cohesión y resistencia mecánica. La estabilidad de este tipo de suelos puede verse modificada por la infiltración de agua y las variaciones climáticas. Estos factores elevan la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos superficiales que comprometen la seguridad de edificaciones, vías y diversos servicios.

En este contexto, el análisis geotécnico del talud seleccionado constituye una herramienta indispensable para comprender el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga y humedad, identificando los posibles mecanismos de falla, antes de que ocurran.

Por ello, el presente estudio tiene como finalidad caracterizar integralmente el suelo de la zona, estimar su estabilidad mediante métodos de equilibrio límite y diseñar propuestas técnicas de estabilización que contribuyan a mejorar las condiciones de seguridad del terreno.

1.2 Planteamiento del problema

El acelerado crecimiento urbano registrado en el sector de Challuabamba ha empujado a la ocupación de áreas de terreno con condiciones topográficas desfavorables, que actualmente muestran indicios de daños estructurales.

En gran parte de esta área, la construcción de viviendas, vías de acceso y obras de infraestructura se han llevado a cabo, en muchos casos, sin la ejecución previa de estudios geotécnicos detallados, lo que ha propiciado la formación de taludes artificiales con riesgos de deslizamiento.

Físicamente, este desgaste presenta grietas en la superficie, procesos de erosión y movimientos del terreno, fenómenos que indican una posible disminución del factor de seguridad de la obra. Estas condiciones están estrechamente relacionadas con la naturaleza coluvial del suelo, su baja cohesión, la infiltración de agua y la presencia de humedad, factores que alteran drásticamente su capacidad portante.

Sin una evaluación a fonde del terreno, resulta imposible deducir la dinámica de rotura del talud, y por ende, dificulta la propuesta de soluciones técnicas adecuadas. Como consecuencia, las construcciones aledañas y la infraestructura existente permanecen expuestas a riesgos potenciales de deslizamiento, lo que puede generar pérdidas económicas y un peligro real para los habitantes.

Ante esta realidad, resulta importante evaluar técnicamente la estabilidad del talud, determinar con precisión sus propiedades geomecánicas, y a partir de ahí, plantear medidas de estabilización que permitan controlar los riesgos asociados.

1.3 Justificación e Importancia del Estudio

Garantizar la estabilidad de taludes forma parte de uno de los pilares más críticos en la rama de la ingeniería civil, ya que de ello depende la protección de vidas humanas y la preservación de las infraestructuras.

En zonas de rápida expansión como es Challuabamba, la modificación de la topografía del terreno sin estudios geotécnicos adecuados multiplica la probabilidad de fallas que pueden desencadenar deslizamientos y daños estructurales.

Por consiguiente, el desarrollo de este estudio responde a la necesidad de comprender el comportamiento del terreno seleccionado, lo que permitirá detectar los factores que influyen en su estabilidad y establecer criterios técnicos para su control.

La aplicación de métodos de exploración geotécnica, análisis de estabilidad y diseño de medidas de corrección contribuye a reducir riesgos y mejorar la seguridad del entorno construido.

Desde el punto de vista académico, la presente investigación supone un avance práctico al unir de forma completa el levantamiento de información, y las simulaciones digitales, más allá de solucionar un problema local, los datos de este proyecto aspiran a convertirse en una guía para estudios futuros en zonas con características geológicas similares.

Desde una perspectiva sociotécnica, las medidas de mitigación propuestas, fundamentadas en criterios de ingeniería, permitirán no solo proteger la infraestructura actual, sino también optimizar el uso del suelo y que le resulte mucho más eficaz, favoreciendo un desarrollo urbano más seguro y sostenible.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluar la estabilidad del talud ubicado en la parroquia Challuabamba mediante una caracterización geotécnica integral del terreno, con el propósito de proponer soluciones técnicas de estabilización acordes a sus condiciones geomecánicas.

1.4.2 Objetivos específicos

• Identificar y caracterizar los tipos de suelo presentes en el talud de estudio mediante ensayos de campo y laboratorio.

• Determinar las condiciones naturales y antrópicas que influyen en la estabilidad del talud.

• Evaluar la estabilidad del talud mediante métodos de equilibrio límite y modelación numérica.

• Diseñar propuestas de estabilización técnica y económicamente viables en función de los resultados obtenidos.

1.5 Hipótesis

Se plantea que la inestabilidad observada en el talud del sector de Challuabamba está relacionada con el comportamiento geomecánico de los suelos coluviales presentes, así como con la influencia de la infiltración de agua y las alteraciones del terreno producto de la intervención humana.

Estas condiciones reducen la capacidad resistente del suelo e incrementan la probabilidad de aparición de mecanismos de falla.

A partir de una caracterización geotécnica detallada y del análisis de estabilidad del talud, es posible identificar las causas que conducen a la aparición de dicha inestabilidad y definir soluciones técnicas que permitan mejorar el comportamiento del terreno, incrementando su factor de seguridad.

1.6 Ubicación y descripción del área de Estudio

El área de estudio se localiza en la parroquia Challuabamba, situada al noreste del cantón Cuenca, provincia del Azuay. Este sector ha experimentado un proceso de expansión urbana significativo en los últimos años, lo que ha impulsado la ocupación de terrenos con pendientes naturales y condiciones geotécnicas heterogéneas.

El talud objeto de estudio se encuentra dentro de una zona urbanizada en la cual se han realizado cortes y movimientos de tierra para la construcción de edificaciones e infraestructura vial.

La topografía del lugar presenta pendientes moderadas a fuertes, propias de depósitos coluviales originados por procesos de transporte gravitacional de materiales.

Desde el punto de vista geotécnico, el subsuelo está conformado predominantemente por materiales finos de comportamiento variable, los cuales presentan sensibilidad a variaciones en el contenido de humedad, afectando directamente su resistencia al corte y, por tanto, la estabilidad del talud.

La combinación de estas condiciones, junto con factores climáticos y la intervención antrópica, configura un escenario propenso a la ocurrencia de movimientos de masa, lo que justifica el análisis geotécnico detallado y la evaluación del riesgo asociado.

Esta condición es particularmente crítica debido a la predominancia de materiales finos de plasticidad media a alta, cuyo comportamiento mecánico se ve fuertemente influenciado por la variación del contenido de humedad, incrementando la susceptibilidad del talud a procesos de inestabilidad.

Figura 1 *Ubicación del proyecto*



Nota: Elaboración propia

2.1 Estado del arte: Estabilidad de taludes.

Desde una perspectiva geomecánica, la estabilidad de una ladera implica evaluar cómo una masa de tierra logra contrarrestar las tensiones que intentan desplazarla. Básicamente, el equilibrio topográfico se mantiene siempre que la resistencia interna del material sea mayor a las cargas que lo empujan; cuando esta relación se invierte, inevitablemente ocurre el colapso o el movimiento del terreno.

Si nos enfocamos en los suelos de origen coluvial, como los que predominan en el sector de Challuabamba, este nivel de seguridad depende de una interacción compleja: la geometría local, la naturaleza del macizo, la cantidad de agua infiltrada y la constante intervención antrópica. Este tipo de depósitos se caracterizan por ser sumamente heterogéneos y poco cementados, presentando propiedades que cambian bruscamente de un punto a otro. Esta alta variabilidad lateral eleva la inseguridad al momento de predecir su respuesta estructural, situación que se evidencio durante las perforaciones.

Cuando estas laderas están dominadas por materiales finos, las inestabilidades suelen manifestarse a través de las siguientes dinámicas principales:

Movimientos de tipo rotacional.

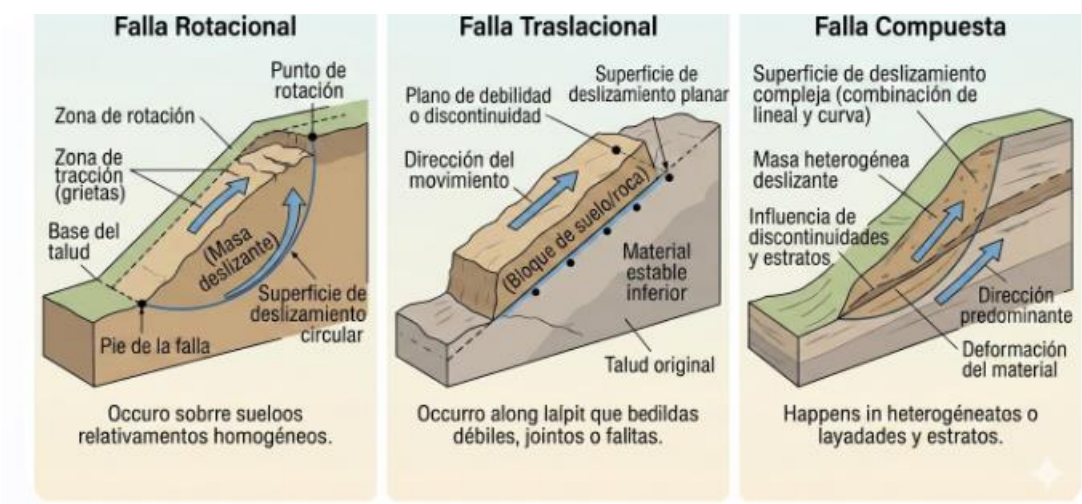
Desplazamientos traslacionales a lo largo de planos débiles.

Deformaciones lentas y continuas, conocidas como reptación.

Procesos acelerados de erosión y socavación superficial.

Particularmente en terrenos conformados por limos y arcillas altamente plásticas, el escenario más habitual es la formación de fallas rotacionales. Estas superficies de ruptura suelen seguir la ruta de menor esfuerzo, concentrándose y propagándose justamente a través de los estratos más débiles del perfil estratigráfico.

Figura 2 *Tipos de fallas en taludes (rotacional, traslacional, y compuesta)*



Nota: Elaboración propia.

2.2 Materiales finos de alta plasticidad

En el análisis del comportamiento de los suelos, la fracción fina aquella conformada por partículas que pasan el tamiz N° 200 (menor a 0.075 mm) establece de manera categórica la respuesta tanto hidráulica como mecánica del material. Siguiendo los criterios del Sistema

Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), los depósitos finos demuestran una alta plasticidad, se agrupan en las categorías de limos (MH) y arcillas (CH).

El comportamiento de los materiales nombrados como MH y CH está gobernado por una serie de particularidades críticas para la ingeniería de taludes: poseen una importante capacidad para retener agua, coeficientes de permeabilidad sumamente bajos y una alta compresibilidad. Sin embargo, el factor más determinante es su extrema sensibilidad a las variaciones ambientales; esto se traduce en una drástica caída de la resistencia al esfuerzo cortante conforme aumenta su grado de saturación.

Para ponderar este estado, la magnitud de la plasticidad se evalúa a través del Índice de Plasticidad (IP), entendido como el rango de humedad en el cual el material experimenta un comportamiento plástico (calculado como la diferencia entre el Límite Líquido y el Límite Plástico). En la práctica, un IP elevado es un indicador directo de la susceptibilidad del macizo frente a deformaciones severas y cambios volumétricos considerables.

Convencionalmente, la magnitud de esta propiedad se clasifica de la siguiente manera:

IP inferior a 15: plasticidad baja.

IP oscilando entre 15 y 30: plasticidad media.

IP superior a 30: plasticidad alta.

De este modo, los perfiles estratigráficos que reportan índices plásticos en el rango de 30 a 40 se enmarcan en la categoría de alta deformabilidad. Ante la presencia de flujos subsuperficiales o infiltración directa, el estado tensional de esta masa se ve fuertemente alterado. Coincidiendo con los postulados de Das y Sobhan (2014), la progresiva incorporación de agua en la matriz de estos finos propicia una caída sistemática en su resistencia al esfuerzo cortante, mermando a su vez la rigidez global del macizo.

2.3 Influencia del agua en la estabilidad del talud

Desde una perspectiva geomecánica, el factor hídrico representa el agente desestabilizador de mayor incidencia en el equilibrio de laderas. Al interactuar con geomateriales de granulometría fina, el flujo de agua genera un doble impacto crítico: por un lado, densifica la masa potencialmente desplazable al aumentar su peso unitario y, paralelamente, degrada sustancialmente su resistencia al esfuerzo cortante.

A medida que la escorrentía superficial y la infiltración pluvial atraviesan el perfil estratigráfico, los vacíos intersticiales experimentan una progresiva saturación. Esta dinámica hidráulica se traduce en un incremento directo de la presión de poros, lo que desencadena una caída proporcional en el nivel de tensiones que la matriz sólida es capaz de soportar. Este comportamiento se fundamenta en el principio de esfuerzos efectivos postulado por Terzaghi (1943), definido a través de la siguiente expresión:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Donde:

σ': Esfuerzo efectivo.

σ: Esfuerzo total.

u: Presión de poros (o presión intersticial).

Dado que la capacidad resistente de un suelo frente al corte está directamente gobernada por su estado de esfuerzos efectivos, cualquier elevación en la presión de poros debilita la resistencia al esfuerzo cortante del material. Este fenómeno conforma el escenario físico ideal para la propagación de superficies de rotura.

Específicamente, en formaciones como por limos y arcillas de alta plasticidad, la infiltración hídrica promueve una serie de alteraciones perjudiciales, entre las que destacan:

La rápida disipación de la cohesión aparente.

Una degradación paulatina y sostenida de la rigidez estructural del estrato.

El desarrollo de deformaciones progresivas a lo largo del tiempo.

Una amplificación notable de la susceptibilidad ante movimientos de masa.

Finalmente, resulta importante destacar que la inexistencia de un nivel freático permanente no garantiza de modo alguno la estabilidad del macizo. Durante episodios de precipitación, estos depósitos finos tienden a conformar zonas de saturación transitoria (o niveles freáticos colgados); dicha acumulación temporal induce presiones internas positivas en el talud, generando fallas imprevistas que difícilmente evidencian afloramientos de agua en la superficie.

2.3.1 Suelos parcialmente saturados y succión matricial

En el medio natural, los estratos de granulometría fina rara vez mantienen un estado de saturación total a lo largo de todo el ciclo hidrológico. Por el contrario, la condición predominante es la de un suelo parcialmente saturado, un estado físico donde coexisten de forma simultánea las fases líquidas (agua) y gaseosa (aire) dentro del sistema de vacíos del macizo.

Es justamente bajo esta interacción donde se genera el fenómeno de la succión matricial. Desde el rigor geomecánico, este parámetro se define como el diferencial existente entre la presión del aire intersticial y la presión del agua retenida en los poros. En la práctica, la succión matricial actúa como una tensión interna que le concede una "cohesión aparente" al material. Esta ganancia de resistencia adicional explica por qué muchas laderas arcillosas exhiben un comportamiento falsamente seguro y estable durante las épocas de estiaje prolongado.

No obstante, es necesario reconocer que este aporte resistente es estrictamente transitorio. Cuando el régimen de precipitaciones se aumenta y la infiltración logra desplazar

al aire encerrado en los intersticios, los valores de succión matricial bajan de forma progresiva hasta anularse por completo. Con la disipación de este esfuerzo capilar, el terreno experimenta una pérdida drástica de esa resistencia extra que lo sostenía.

Esta vulnerabilidad cobra una relevancia crítica cuando se evalúan formaciones dominadas por limos y arcillas de alta plasticidad (MH y CH). Debido a su elevada capacidad de retención hídrica, la transición hacia la saturación implica un colapso severo en los parámetros de corte del material. De hecho, apoyándose en los fundamentos desarrollados por Fredlund y Rahardjo (1993), omitir el análisis de esta pérdida paulatina de resistencia al evaluar depósitos finos conduciría a sobrestimar de manera peligrosa los factores de seguridad del talud.

2.3.2 Reptación o deformación progresiva

Dentro del estudio de inestabilidad de laderas, la reptación (también conocida como creep) es un movimiento de tierra extremadamente lento, pero constante. Este fenómeno ocurre cuando el suelo soporta cargas que lo llevan casi al límite de su resistencia, provocando que se deforme de manera continua a lo largo del tiempo, aunque sin llegar a un colapso repentino o catastrófico.

En suelos finos y de alta plasticidad, este avance paulatino se debe a una combinación de factores ambientales e internos. Entre los más importantes destacan:

Los constantes ciclos de mojado y secado, que provocan cambios de volumen en el terreno.

La pérdida gradual de la succión matricial cuando el suelo comienza a humedecerse.

El reacomodo continuo de las partículas de tierra en su interior.

La disminución progresiva de la resistencia del suelo frente a las fuerzas de corte.

En la superficie, las señales de este movimiento lento son inconfundibles. Se pueden notar fácilmente por la aparición de grietas de tensión, la inclinación de árboles, postes o cerramientos (elementos que originalmente estaban rectos) y la formación de hundimientos irregulares a lo largo de la ladera.

Por lo tanto, durante la exploración de campo, registrar la presencia de estas deformaciones es vital. Estas marcas físicas son la prueba más clara de que el talud se está moviendo actualmente por reptación o, en su defecto, nos advierten sobre la presencia de deslizamientos antiguos (paleodeslizamientos) que solo se encuentran estabilizados de manera temporal.

2.4 Resistencia al corte en suelos finos

En ingeniería geotécnica, la resistencia al corte es la propiedad interna que permite al terreno resistir las fuerzas que intentan hacerlo deslizar. Se puede entender como la "fuerza de agarre" entre las partículas de suelo, la cual evita que una masa de tierra se desplace sobre otra. Esta capacidad de soporte depende de dos factores esenciales que actúan en combinación: la cohesión (la unión química y física entre partículas finas) y la fricción interna (el roce mecánico entre los granos).

Para cuantificar este comportamiento, se utiliza tradicionalmente el criterio de Mohr-Coulomb, el cual establece una relación directa entre el estado de esfuerzos y la capacidad resistente del material mediante la siguiente expresión:

$$\tau = c + \sigma' \tan \varphi$$

Donde:

τ: Representa la resistencia máxima al corte.

c: Es la cohesión del suelo.

σ': Es el esfuerzo efectivo (la carga real que soportan los granos).

φ: Es el ángulo de fricción interna del material.

Es fundamental considerar que, en el caso de suelos finos que no están totalmente saturados, estos parámetros no son constantes. Tanto la cohesión como el esfuerzo efectivo son extremadamente sensibles a las condiciones ambientales. Cuando el contenido de humedad aumenta debido a las lluvias, el agua actúa como un lubricante y reduce las tensiones internas, provocando que la resistencia al corte caiga drásticamente. Esta pérdida de capacidad resistente es, precisamente, la que detona los deslizamientos en laderas conformadas por materiales limosos y arcillosos.

2.4.1 Condición drenada y no drenada

La respuesta resistente de un depósito de suelo está intrínsecamente ligada a su capacidad para tratar el agua intersticial durante la aplicación de cargas o cambios ambientales. Físicamente, esto se define por el tiempo disponible para que el fluido retenido en los poros sea evacuado.

En la práctica geotécnica, se evalúan dos escenarios fundamentales:

Condición drenada (Largo plazo): Se presenta cuando el terreno cuenta con el tiempo necesario para disipar las presiones de poros que genera una carga externa. En este estado, el agua fluye libremente y el suelo se consolida, permitiendo que las tensiones sean asumidas por el esqueleto sólido. Este escenario suele analizarse para evaluar la estabilidad de laderas naturales o estructuras que ya han alcanzado un equilibrio tras años de construcción.

Condición no drenada (Corto plazo): Ocurre cuando la aplicación de una carga o un aumento repentino de humedad sucede con tal rapidez que el agua no logra drenar. Al quedar "atrapada" en los poros, el agua asume la presión, reduciendo drásticamente la fricción entre partículas. Es la situación típica de eventos críticos como lluvias torrenciales, excavaciones masivas realizadas en poco tiempo o eventos sísmicos.

Para los materiales que predominan en tu zona de estudio, específicamente los limos elásticos (MH) y arcillas (CH), la condición no drenada representa el escenario más desfavorable. Debido a su bajísima permeabilidad, estos suelos retienen el agua con tenacidad, impidiendo que las presiones internas se disipen rápidamente. Esto genera un estado de vulnerabilidad donde el talud puede fallar de manera súbita ante una saturación repentina, siendo este el factor determinante para el diseño de las obras de estabilización.

2.5 Ensayo triaxial UU

El ensayo triaxial UU es una de las pruebas de laboratorio más críticas para este estudio, ya que permite medir la resistencia al corte de suelos cohesivos en su estado más vulnerable: el corto plazo. En este procedimiento, la muestra de suelo se ensaya tal como llega del campo, sin permitir que se consolide ni que el agua escape de sus poros durante la aplicación de la carga.

Debido a estas restricciones, el ensayo UU simula con gran precisión lo que ocurre en los limos y arcillas de Challuabamba cuando enfrentan cambios bruscos, como una tormenta intensa o una excavación rápida. Al no haber drenaje, el agua interna soporta la presión y el suelo depende totalmente de su estructura interna para no fallar.

De acuerdo con los principios establecidos por Braja M. Das, en suelos cohesivos completamente saturados bajo esta condición, el material se comporta de forma particular, el ángulo de fricción interna no drenado se considera nulo o muy cercano a cero. La resistencia al corte queda definida exclusivamente por la resistencia no drenada (Su).

En términos sencillos, esto significa que la estabilidad del talud no dependerá de qué tanto "rocen" las partículas entre sí (fricción), sino de la capacidad de unión interna del suelo (cohesión no drenada).

La elección de este ensayo para la presente investigación es fundamental. Dado que los materiales en la zona son de baja permeabilidad, su respuesta ante la infiltración de agua es casi inmediata. El ensayo UU nos proporciona, por tanto, el escenario de "el peor caso", asegurando que el análisis de estabilidad sea conservador y se ajuste a las condiciones más críticas que podría enfrentar la ladera.

2.6 Integración entre campo, laboratorio y geofísica

La caracterización técnica de una ladera no puede depender de una única fuente de datos. Para obtener un diagnóstico preciso en Challuabamba, es indispensable realizar una triangulación de información que combine la exploración directa en campo, los resultados controlados de laboratorio y el alcance de los métodos geofísicos.

Esta visión integral se desglosa de la siguiente manera:

Exploración directa (Perforaciones y calicatas): Constituyen la base del estudio. Permiten el contacto físico con el terreno, facilitando la identificación de los horizontes estratigráficos, la medición de niveles de agua y la recuperación de muestras para su análisis posterior.

Ensayos de laboratorio: Proporcionan la base científica del comportamiento del suelo. A través de ellos, cuantificamos variables críticas como la plasticidad (límites de Atterberg), la humedad natural y la resistencia al corte, permitiendo clasificar el material bajo estándares internacionales.

Investigación geofísica: Actúa como el puente entre los puntos de perforación. Su gran valor radica en que permite "mapear" el subsuelo de forma continua, ayudando a reconocer variaciones en la rigidez del terreno, detectar zonas con mayor saturación y delimitar el contacto entre los suelos superficiales sueltos y los estratos más firmes o competentes.

Al integrar estas tres herramientas, pasamos de tener datos aislados a construir un modelo geotécnico con conocimiento y criterio. Esta metodología permite visualizar con claridad dónde se ubica la zona potencial de falla y, lo más importante, asegura que los parámetros seleccionados para el cálculo de estabilidad no sean solo teóricos, sino que representen fielmente la realidad física del talud.

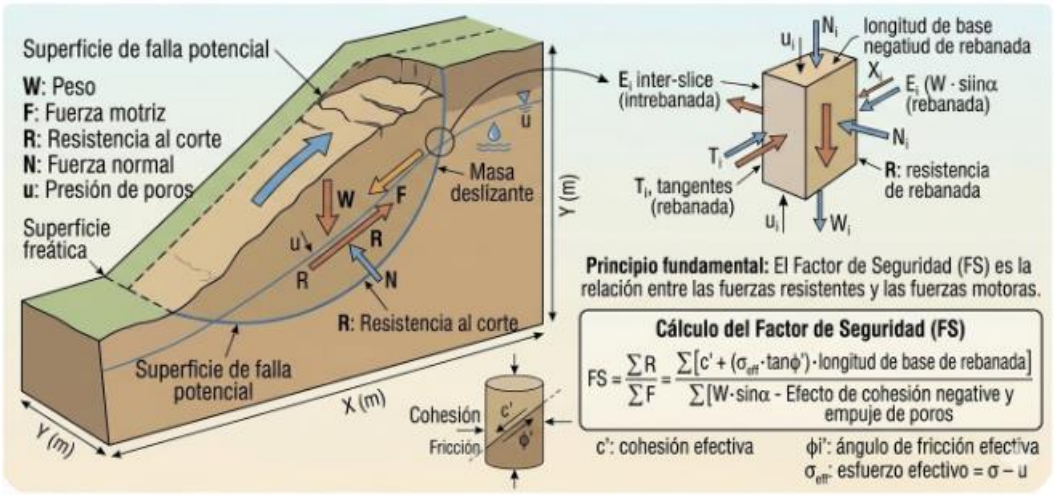
2.7 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

El propósito fundamental del análisis de estabilidad es determinar el equilibrio entre las fuerzas que mantienen la ladera en su posición y aquellas que intentan desplazarla. Esta relación se cuantifica mediante el Factor de Seguridad (FS). Para calcularlo, la ingeniería geotécnica se apoya en modelos matemáticos que permiten simular el comportamiento del terreno bajo diversas condiciones de carga, geometría y, especialmente, niveles de saturación hídrica.

Dentro de las herramientas de cálculo, los Métodos de Equilibrio Límite (MEL) son los más utilizados y validados en la práctica profesional. Su eficiencia reside en que ofrecen una aproximación conservadora de los mecanismos de rotura, asumiendo que el colapso se produce a través de una superficie de deslizamiento definida (Duncan & Wright, 2005).

En el contexto específico de Challuabamba, la aplicación de estos métodos resulta indispensable. Su enfoque permite dividir la masa de suelo potencialmente inestable en segmentos verticales denominados dovelas. Esta técnica facilita un análisis detallado, punto por punto, de cómo interactúan factores críticos como el peso propio del suelo coluvial, las presiones internas generadas por el agua y la inclinación del talud. Al desglosar estas fuerzas, es posible identificar con precisión los sectores más vulnerables y diseñar las medidas de estabilización más adecuadas para garantizar la seguridad de la zona.

Figura 3 *Esquema de análisis de estabilidad mediante método de equilibrio límite*



Nota. Elaboración propia con apoyo de inteligencia artificial generativa (Gemini).

2.7.1 Métodos de equilibrio límite

La evaluación cuantitativa de la estabilidad de un talud, en esta investigación se fundamenta en los Métodos de Equilibrio Límite. Estos modelos parten de un indicio básico: la existencia de una superficie potencial de rotura donde se comparan las fuerzas que oponen resistencia frente a aquellas que impulsan el deslizamiento.

Para realizar este cálculo, la masa de suelo que se considera inestable se segmenta en franjas verticales conocidas como dovelas. En cada una de estas secciones se analizan las fuerzas que interactúan internamente: el peso del material, las presiones intersticiales (agua), las fuerzas de contacto entre dovelas y la resistencia al corte que se moviliza en la base. El resultado final es el Factor de Seguridad (FS); si este valor se reduce ya sea por saturación hídrica o pérdida de cohesión, el riesgo de colapso aumenta proporcionalmente.

En los depósitos coluviales de Challuabamba, compuestos por materiales finos de alta plasticidad, estos métodos son esenciales. Permiten proyectar cómo varía la estabilidad cuando el contenido de agua altera la resistencia del suelo, permitiendo evaluar escenarios

de lluvia extrema o cambios en la geometría del talud. Se basa en algunos criterios de selección del método de cálculo

En la práctica geotécnica actual, existen diversas formulaciones matemáticas, siendo las más relevantes para este estudio:

Método de Bishop Simplificado: Es el estándar para analizar superficies de falla con forma circular. Se basa en el equilibrio de momentos y es sumamente confiable para suelos que presentan una relativa homogeneidad, como ocurre en muchos sectores de ladera con capas potentes de arcilla.

Método de Janbu: A diferencia de Bishop, este método es ideal para superficies de falla no circulares. Resulta de gran utilidad cuando el talud presenta diferentes capas o estratos con propiedades muy distintas, donde la falla suele seguir una trayectoria irregular.

Método de Morgenstern-Price: Es considerado el más completo y riguroso, ya que satisface tanto el equilibrio de fuerzas como el de momentos, considerando todas las interacciones entre las dovelas. Se emplea habitualmente para validar los resultados de los métodos anteriores en casos de alta complejidad.

Para el caso de Challuabamba, donde predominan los mecanismos de falla rotacionales en materiales finos, el uso del Método de Bishop Simplificado es ampliamente aceptado por la normativa internacional y proporciona un margen de seguridad técnico adecuado para el diseño de obras de estabilización.

2.7.2 Análisis pseudoestático

El análisis pseudoestático es la herramienta convencional para integrar los efectos de las aceleraciones sísmicas en la evaluación de estabilidad. Este método simplifica la compleja naturaleza dinámica de un sismo al aplicar una fuerza horizontal estática

equivalente sobre la masa de suelo potencialmente inestable. Esta fuerza se define mediante un coeficiente sísmico (Kh), el cual representa una fracción de la aceleración de la gravedad.

En regiones con una amenaza sísmica considerable, como es el caso del callejón interandino ecuatoriano, esta evaluación resulta indispensable. Su importancia es aún mayor cuando el talud está compuesto por materiales finos con tendencia a la saturación, como los identificados en Challuabamba. Físicamente, las vibraciones sísmicas impactan el equilibrio del macizo a través de tres mecanismos críticos:

Aumento de la carga motriz: La aceleración horizontal actúa como un empuje adicional que intenta desplazar la masa de suelo hacia afuera del talud.

Reducción del margen de seguridad: Al sumarse estas fuerzas inerciales a las fuerzas gravitacionales, el Factor de Seguridad (FS) experimenta una caída inmediata respecto a la condición estática.

Alteración de presiones internas: Dependiendo de la velocidad de la carga, el sismo puede generar presiones de poros transitorias que debilitan la resistencia al corte del material de forma momentánea.

En conclusión, el análisis pseudoestático permite proyectar un escenario de "carga extrema", asegurando que las obras de estabilización propuestas no solo resistan las condiciones cotidianas, sino que también sean capaces de mantener la integridad del terreno ante eventos sísmicos probables durante su vida útil.

2.7.3 Clasificación del sitio según la NEC

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la respuesta de una estructura o un talud ante un sismo depende directamente de la rigidez del terreno sobre el que se asienta. Esto se debe al fenómeno de amplificación local: los suelos menos compactos

tienden a vibrar con mayor intensidad, aumentando las fuerzas que actúan sobre la masa inestable.

Para estandarizar este comportamiento, la normativa clasifica los sitios en función de sus propiedades dinámicas, principalmente a través de la velocidad de onda de corte (Vs), el número de golpes en el ensayo de penetración estándar (NSPT) o la resistencia al corte no drenado (Su). Los perfiles típicos definidos por la NEC son:

- Tipo A y B: Corresponden a rocas competentes o suelos muy densos con alta rigidez.
- Tipo C: Suelos densos o de rigidez media.
- Tipo D: Suelos rígidos, pero con menor capacidad de soporte; es la clasificación más común en muchos depósitos sedimentarios.
- Tipo E: Suelos blandos, altamente compresibles y con baja velocidad de respuesta.

En el caso particular de los depósitos coluviales identificados en Challuabamba, la presencia dominante de limos elásticos y arcillas de alta plasticidad sugiere una clasificación de Tipo D o E. Debido a su elevada compresibilidad y su sensibilidad ante la presencia de agua, estos materiales no solo tienen poca resistencia interna, sino que actúan como un "filtro" que amplifica las ondas sísmicas.

Esta clasificación es un paso obligatorio en la presente investigación. Identificar correctamente el tipo de suelo permite seleccionar el coeficiente sísmico adecuado para el análisis pseudoestático, evitando subestimar las fuerzas reales que podrían actuar sobre el talud durante un evento telúrico.

2.8 Técnicas de estabilización de taludes

El objetivo final de cualquier intervención en una ladera inestable es doble: por un lado, potenciar la resistencia propia del terreno y, por otro, mitigar las fuerzas que impulsan el movimiento. La elección de la estrategia técnica no es arbitraria; debe responder a un

análisis detallado de la geometría del sitio, la naturaleza del suelo, el régimen hídrico y, por supuesto, la viabilidad económica y el espacio disponible para la obra.

En el caso de materiales finos y de alta plasticidad (como los que estamos analizando), las soluciones deben priorizar el manejo del agua y la reducción de las presiones internas. Como hemos visto, en estos suelos la estabilidad es inversamente proporcional al contenido de humedad; por tanto, si controlamos el agua, controlamos gran parte del riesgo.

Las alternativas de estabilización se agrupan generalmente en cuatro categorías estratégicas:

Sistemas de drenaje y control de escorrentía: Se consideran la primera línea de defensa. Incluyen cunetas, filtros franceses, drenes subhorizontales y canales de coronación. Su función es evitar que el agua se infiltre y lubrique las superficies de falla, manteniendo la succión matricial del suelo lo más alta posible.

Modificación de la geometría: Consiste en cambiar la forma del talud para hacerlo más estable. Esto se logra reduciendo la pendiente (tendido de taludes) o eliminando peso en la parte superior para disminuir la fuerza que empuja la masa hacia abajo.

Refuerzo y mejoramiento del terreno: Son técnicas que "ayudan" al suelo a resistir mejor desde adentro. Ejemplos comunes son el uso de geomallas, la inclusión de pilotes o micropilotes, y el uso de soil nailing (suelo clavado), que busca "coser" la masa inestable a un estrato más firme.

Estructuras de contención física: Se recurre a ellas cuando no hay espacio para cambiar la geometría del talud. Incluyen muros de gravedad, muros de concreto armado, gaviones o pantallas de pilotes, diseñados para soportar mecánicamente el empuje de la tierra.

La efectividad de la propuesta de estabilización para este proyecto dependerá de qué tan bien logremos combinar estas técnicas, adaptándolas a la baja permeabilidad y alta sensibilidad de los suelos coluviales de la zona de estudio.

2.8.1 Control del agua y drenaje

El control del agua constituye una de las medidas más efectivas para mejorar la estabilidad de un talud. En muchos casos, la causa principal de la inestabilidad no es únicamente la baja resistencia del suelo, sino el incremento de la presión de poros generado por la infiltración.

Las obras de drenaje tienen como finalidad evitar que el agua ingrese al talud o facilitar su evacuación una vez que se encuentra dentro del terreno. Entre las soluciones más empleadas se encuentran:

- cunetas de coronación;
- zanjas interceptoras;
- drenajes longitudinales;
- subdrenes;
- drenes horizontales;
- filtros y geotextiles.

Las cunetas de coronación y zanjas interceptoras permiten desviar la escorrentía superficial antes de que este alcance la parte superior del talud. Por otra parte, los drenes horizontales y subdrenes se utilizan para disminuir la presión de poros y reducir el grado de saturación de los materiales finos.

En taludes desarrollados sobre limos y arcillas de alta plasticidad, el drenaje superficial suele ser insuficiente por sí solo, debido a que parte del agua puede infiltrarse y

acumularse dentro del terreno. Por ello, es recomendable complementar las obras superficiales con drenajes internos.

2.8.2 Modificación geométrica del talud

La modificación geométrica, conocida comúnmente como reperfilamiento, es una de las soluciones más directas y efectivas para estabilizar una ladera. Se basa en un principio fundamental, alterar la forma del terreno para reducir el peso que intenta deslizarse y, al mismo tiempo, mejorar su capacidad de soporte.

En la práctica, estas intervenciones se enfocan en cuatro acciones estratégicas:

Reducción de la pendiente (Tendido del talud): Al "acostar" el talud y hacerlo menos empinado, disminuimos directamente el volumen de la masa inestable. Esto reduce el esfuerzo cortante que actúa sobre la superficie de falla, permitiendo que la resistencia interna del suelo sea suficiente para mantener el equilibrio.

Conformación de bermas: Consiste en crear "escalones" o terrazas a lo largo de la ladera. Estas bermas cumplen una doble función: interrumpen la continuidad de la caída (mejorando la estabilidad local) y sirven como plataformas para el control del drenaje superficial, evitando que el agua erosione la cara del talud.

Disminución de la altura: Al recortar la parte superior de la ladera, se reduce la energía potencial de la masa de suelo, lo que disminuye drásticamente el riesgo de un colapso de gran magnitud.

Eliminación de sobrecargas en la corona: En sectores con presión urbana como Challuabamba, es vital retirar rellenos, materiales de construcción o evitar el tránsito de maquinaria pesada en la parte alta del talud. Estas cargas adicionales actúan como un empuje adicional que puede detonar la falla en suelos finos y saturados.

La aplicación de estas medidas es sumamente útil porque, a diferencia de otras técnicas, ataca la causa raíz del problema (la gravedad y el peso excesivo) antes de tener que recurrir a estructuras de contención más costosas y complejas.

2.8.3 Refuerzo o mejoramiento del suelo

Cuando las propiedades mecánicas naturales de la ladera son deficientes para garantizar la seguridad, es necesario intervenir la matriz del suelo. Las técnicas de mejoramiento y refuerzo tienen un objetivo claro: modificar la estructura interna del material para elevar su resistencia al corte y restringir cualquier deformación excesiva que pueda derivar en un colapso.

Dentro de la práctica profesional, las soluciones se seleccionan según la naturaleza del problema:

Estabilización química (Cal o cemento): Esta es una de las técnicas más efectivas para los limos y arcillas de alta plasticidad (MH y CH) como los de Challuabamba. Al mezclar el suelo con estos aditivos, se genera una reacción química que reduce drásticamente la plasticidad, aumenta la rigidez y, lo más importante, disminuye la sensibilidad del material ante la presencia de agua.

Sustitución y compactación: En sectores donde el suelo superficial está muy degradado o es demasiado blando, la mejor opción suele ser removerlo y reemplazarlo por material de mejor calidad (tipo préstamo), compactándolo en capas controladas para asegurar una base firme.

Inclusión de geosintéticos y suelo reforzado: Esta técnica consiste en "armar" el suelo introduciendo elementos de alta resistencia a la tracción, como geomallas o geotextiles. Estos actúan como una armadura interna que confina las partículas de suelo y absorbe los esfuerzos que el terreno por sí solo no puede soportar.

Anclajes y pernos de roca/suelo (Soil Nailing): Se utilizan para "coser" la masa inestable a estratos más profundos y competentes. Estos elementos trabajan a tensión, amarrando la superficie del talud hacia el interior del macizo para evitar que la "cuña" de falla se desplace.

La implementación de estas técnicas permite transformar un suelo marginal en un material con capacidad estructural, ofreciendo una solución duradera frente a la inestabilidad.

2.8.4 Estructuras de contención y refuerzo

Las estructuras de contención representan la solución definitiva cuando el manejo del agua o el cambio de geometría no alcanzan para estabilizar la ladera. Su función es actuar como una barrera física que contrarresta el empuje de la masa de suelo y restringe sus desplazamientos, garantizando la seguridad de la zona afectada.

En la práctica geotécnica, la elección del tipo de estructura depende de la magnitud de las fuerzas y de las condiciones del sitio:

Muros de gravedad: Son estructuras masivas que utilizan su propio peso para equilibrar el empuje del terreno. Se emplean comúnmente en desniveles moderados donde se dispone de una base firme.

Muros en voladizo (Cantilever): A diferencia de los anteriores, estos muros aprovechan la rigidez del concreto armado y el peso del propio suelo sobre su "talón" para mantener la estabilidad. Son ideales cuando se requiere optimizar el uso de materiales en alturas considerables.

Muros de gaviones: Son especialmente útiles en laderas con alta presencia de agua. Al estar formados por cestas de malla rellenas de piedra, funcionan como una estructura

flexible y permeable que permite el drenaje natural, evitando la acumulación de presiones internas.

Muros anclados y pantallas de pilotes: Se seleccionan en escenarios de alta complejidad, como taludes de gran altura o cuando existen restricciones de espacio. Los anclajes permiten "amarrar" la estructura a estratos profundos y más resistentes.

Muros de suelo reforzado: Combinan paramentos frontales con capas de geomallas que refuerzan mecánicamente el relleno, creando una masa coherente capaz de soportar grandes esfuerzos.

Es fundamental entender que, en los materiales finos y sensibles a la saturación típicos de esta investigación, el éxito de una estructura de contención no depende solo de su resistencia. El diseño debe incluir obligatoriamente un sistema de subdrenaje eficiente (como drenes de chimenea o lloraderos). Si el agua se acumula detrás del muro, el empuje lateral aumenta drásticamente por la presión hidrostática, lo que podría comprometer la estabilidad de la estructura y del talud completo.

2.8.5 Verificaciones geotécnicas del muro

El diseño de una estructura de contención no concluye con su dimensionamiento geométrico; es imperativo validar su integridad mediante cuatro chequeos de seguridad fundamentales. Estas verificaciones garantizan que el muro sea capaz de resistir las solicitaciones del terreno sin experimentar fallas internas o desplazamientos excesivos.

Los criterios técnicos que deben cumplirse estrictamente son:

Estabilidad al deslizamiento: Este análisis verifica que el muro no se desplace horizontalmente debido al empuje de la tierra. Para que el diseño sea seguro, la fricción y la unión en la base de la estructura deben superar ampliamente la fuerza que intenta empujarla.

En suelos arcillosos o húmedos, este factor es crítico y suele requerir el uso de "dentellones" para aumentar la resistencia.

Estabilidad al volcamiento: Se debe asegurar que el muro no rote sobre su borde externo (punta). Físicamente, el "momento resistente" generado principalmente por el peso del concreto y del suelo sobre la base debe ser significativamente mayor al "momento volcador" provocado por la presión del relleno.

Capacidad portante del suelo: Esta verificación se centra en el terreno de cimentación. El objetivo es confirmar que las presiones que el muro transmite al suelo no sobrepasen la capacidad de carga admisible del estrato. En los limos y arcillas de baja rigidez de tu zona de estudio, este chequeo es vital para evitar asentamientos que puedan agrietar la estructura.

Estabilidad global del sistema: Es el análisis más complejo, ya que considera que la falla puede ocurrir por debajo o detrás del muro, involucrando a toda la ladera. Aquí, el muro se trata como un elemento más dentro del talud; de nada sirve tener un muro perfectamente diseñado si este se desplaza junto con una gran masa de suelo a través de una superficie de falla profunda.

En conclusión, la estabilidad de una obra de contención en materiales finos y saturables debe evaluarse de forma integral. El éxito del proyecto depende de que el sistema suelo-estructura funcione como una unidad, manteniendo factores de seguridad adecuados incluso en las condiciones hidrológicas más desfavorables.

Capítulo 3: Metodología del estudio

3.1 Diseño metodológico

La presente investigación se basa en una metodología de carácter aplicado y descriptivo. El objetivo no es solo documentar el estado actual del talud en el sector de Challuabamba, sino interpretar su comportamiento mecánico para formular una propuesta de estabilización que sea técnicamente viable y segura.

Para lograr un diagnóstico preciso, el estudio se organizó en tres etapas fundamentales que se alimentan entre sí: la investigación directa en el sitio (campo), el análisis controlado de muestras (laboratorio) y la integración de datos para la simulación matemática (modelación). Este enfoque integral coincide con los principios de Das (2014), quien sostiene que la seguridad de un talud solo puede evaluarse correctamente cuando se cruza la información de la geometría real, la naturaleza del suelo y su respuesta ante el agua.

Fases del estudio:

Investigación de campo: Esta fase inicial comprendió el levantamiento topográfico detallado, perforaciones exploratorias con ensayos de penetración estándar (SPT) y una campaña de geofísica mediante sísmica de refracción. Como señala Bowles (1996), esta etapa es el "cimiento" del estudio, ya que es la única forma de reconocer la heterogeneidad del subsuelo y localizar con exactitud aquellos estratos que podrían fallar.

Análisis de laboratorio: Las muestras obtenidas en campo se sometieron a una batería de ensayos para determinar su identidad y resistencia: humedad natural, límites de Atterberg, clasificación SUCS y triaxial UU. Dado que en Challuabamba predominan los materiales finos y plásticos, estos ensayos son vitales para entender qué tan sensible es el terreno al agua. Siguiendo a Das (2014), mientras la clasificación SUCS nos dice qué tipo de suelo tenemos, los ensayos de resistencia nos indican cómo se comportará bajo carga.

Definición de escenarios críticos: Debido a la baja permeabilidad de los limos y arcillas encontrados, el análisis se enfocó en la condición no drenada (corto plazo). Por ello, el ensayo triaxial UU fue el protagonista para estimar la resistencia al corte. Autores como Coduto (2011) respaldan esta decisión, pues el ensayo UU es el que mejor representa eventos rápidos de saturación, como los que ocurren durante las intensas lluvias de la región.

Finalmente, toda la evidencia recolectada se unificó para construir un modelo geotécnico coherente. Esto permitió simular la estabilidad del talud mediante métodos de equilibrio límite, evaluando diversos escenarios de riesgo. Esta integración es la que permite reducir la incertidumbre propia de los depósitos coluviales heterogéneos, donde, como bien indican Duncan y Wright (2005), ninguna técnica aislada es suficiente para explicar la complejidad del terreno.

3.2 Investigaciones de campo

La exploración de campo fue el punto de partida de este estudio. Su objetivo principal fue realizar un reconocimiento directo del talud en Challuabamba, yendo más allá de lo que se ve a simple vista. Dado que el sitio se asienta sobre un depósito coluvial caracterizado por su mezcla desordenada de materiales, no podíamos confiar solo en observaciones superficiales. Era necesario "radiografiar" el subsuelo mediante un enfoque multimetódico.

Para lograr esta visión integral, implementamos tres herramientas clave que se complementan entre sí:

Perforaciones exploratorias y ensayos SPT: Estas nos permitieron tener un contacto físico con el subsuelo. Mientras las perforaciones servían para extraer muestras y ver la "foto" real de los estratos, el ensayo de penetración estándar (SPT) nos entregó los primeros valores de resistencia y compacidad del terreno.

Levantamiento topográfico: Fundamental para definir la geometría exacta y las pendientes del talud, datos que son el insumo principal para cualquier software de modelación.

Sísmica de refracción: Esta técnica geofísica actuó como el "puente" de información. Al medir la velocidad de las ondas en el terreno, pudimos llenar los vacíos entre las perforaciones, identificando variaciones de rigidez y zonas con posibles cambios de material que de otro modo habrían quedado ocultas.

Esta estrategia fue vital porque los suelos finos de alta plasticidad (como los de esta zona) rara vez son uniformes. En distancias muy cortas pueden aparecer bolsones de humedad o antiguos planos de debilidad. Como bien advierte Bowles (1996), en los coluviales la heterogeneidad es la regla y no la excepción; por ello, la información debe cruzarse con extremo cuidado.

Un aspecto revelador de esta fase fue la detección de anomalías específicas durante los trabajos. En particular, la pérdida repentina de fluido en una de las perforaciones y el hallazgo de materia orgánica a profundidades inusuales fueron señales de alerta. Lejos de ser detalles aislados, estos indicios sugieren la existencia de canales de infiltración o de paleodeslizamientos (antiguos movimientos de masa ya enterrados). Estos hallazgos son piezas clave que justifican el análisis de "peor escenario" que se desarrolla en los capítulos posteriores.

3.2.1 Levantamiento topográfico del área de estudio

Como paso previo a cualquier intervención en el terreno, se llevó a cabo el levantamiento topográfico detallado del sitio. El propósito central de esta fase no fue solo medir distancias, sino definir con exactitud la geometría de la ladera en Challuabamba,

estableciendo así el marco de referencia espacial necesario para todos los cálculos posteriores.

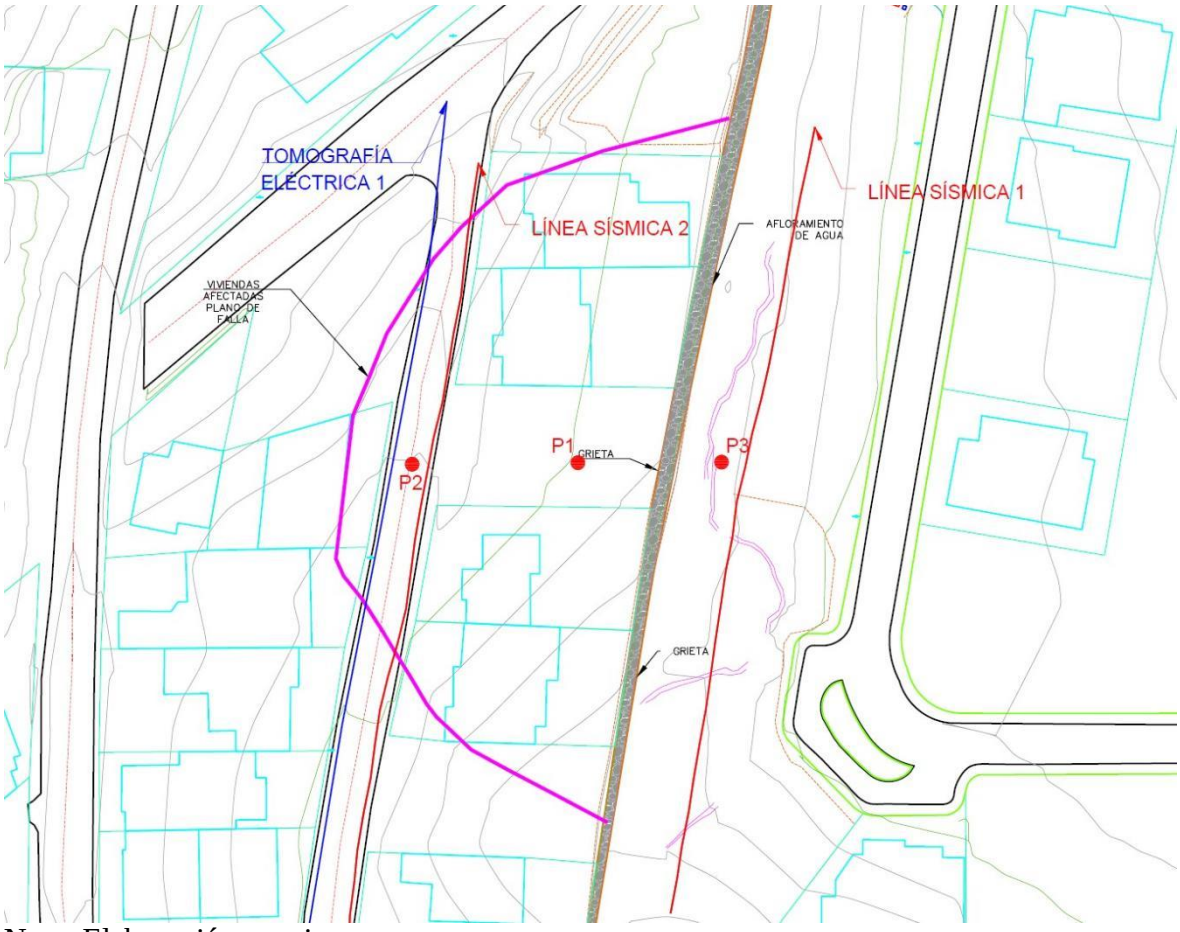
Esta caracterización morfológica fue clave para ubicar con precisión los puntos de exploración directa (perforaciones P-1, P-2 y P-3) y los ejes de las líneas de sísmica de refracción. Lograr esta correspondencia geográfica es determinante, ya que permite que los datos geofísicos se "solapen" correctamente con los perfiles estratigráficos, reduciendo el margen de error en la interpretación del subsuelo.

A partir de los datos recolectados, se construyó el plano topográfico que integra las curvas de nivel y las secciones transversales del talud. Este producto cartográfico es la base sobre la cual se proyectó el modelo geotécnico; sin una geometría fiel a la realidad, cualquier análisis de estabilidad perdería validez.

Desde una perspectiva geomecánica, el sector presenta pendientes que oscilan entre moderadas y pronunciadas. Esta morfología es típica de los depósitos coluviales de la zona, los cuales han sido moldeados por procesos naturales de erosión y, de forma más reciente, por el desarrollo urbano y la intervención humana.

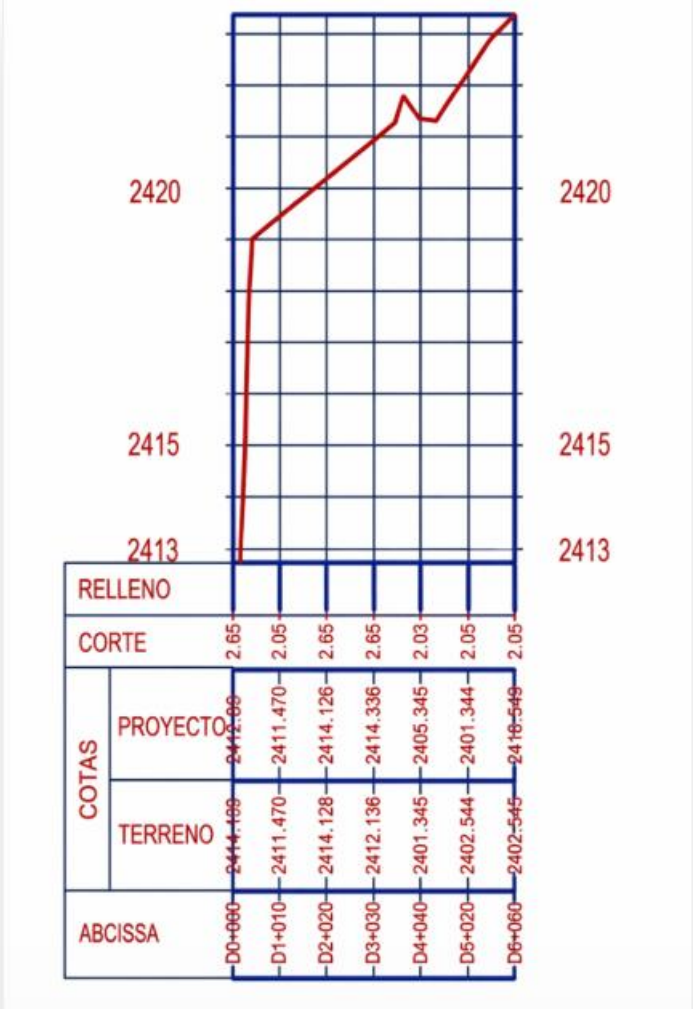
Finalmente, es vital reconocer que la inclinación del talud es una de las variables más sensibles en el análisis de estabilidad. La pendiente define directamente la magnitud de las fuerzas gravitacionales que intentan movilizar la masa de suelo. Por lo tanto, la cartografía obtenida fue el insumo primordial para la modelación numérica realizada en el software Geo5, específicamente en su módulo de estabilidad de taludes.

Figura 4 *Plano topográfico del área de estudio y ubicación de los puntos de exploración geotécnica*



Nota. Elaboración propia.

Figura 5 *Perfil topográfico del terreno en en área de estudio, sector Challuabamba, provincia del Azuay.*



Nota. Elaboración propia.

3.2.2 Exploración geotécnica mediante perforaciones

Con el fin de conocer la disposición de los materiales presentes en el subsuelo y obtener muestras representativas para los ensayos de laboratorio, se ejecutaron perforaciones exploratorias en puntos estratégicos del talud. La ubicación de cada perforación se definió considerando la geometría del terreno, la presencia de grietas superficiales y las zonas donde, de manera preliminar, se identificó una mayor probabilidad de inestabilidad.

Las perforaciones permitieron reconocer la secuencia estratigráfica del terreno, identificar cambios litológicos y establecer la profundidad aproximada de los materiales más competentes. Asimismo, constituyeron la principal fuente de información para recuperar muestras del suelo y realizar posteriormente los ensayos de humedad, límites de Atterberg, clasificación SUCS y resistencia al corte.

Durante la exploración se observó que el talud está conformado predominantemente por materiales finos de origen coluvial, constituidos por limos y arcillas de alta plasticidad, intercalados localmente con fragmentos de roca y niveles orgánicos. Esta condición es característica de los depósitos coluviales presentes en el sector de Challuabamba, donde los materiales arrastrados por gravedad suelen acumularse de manera heterogénea.

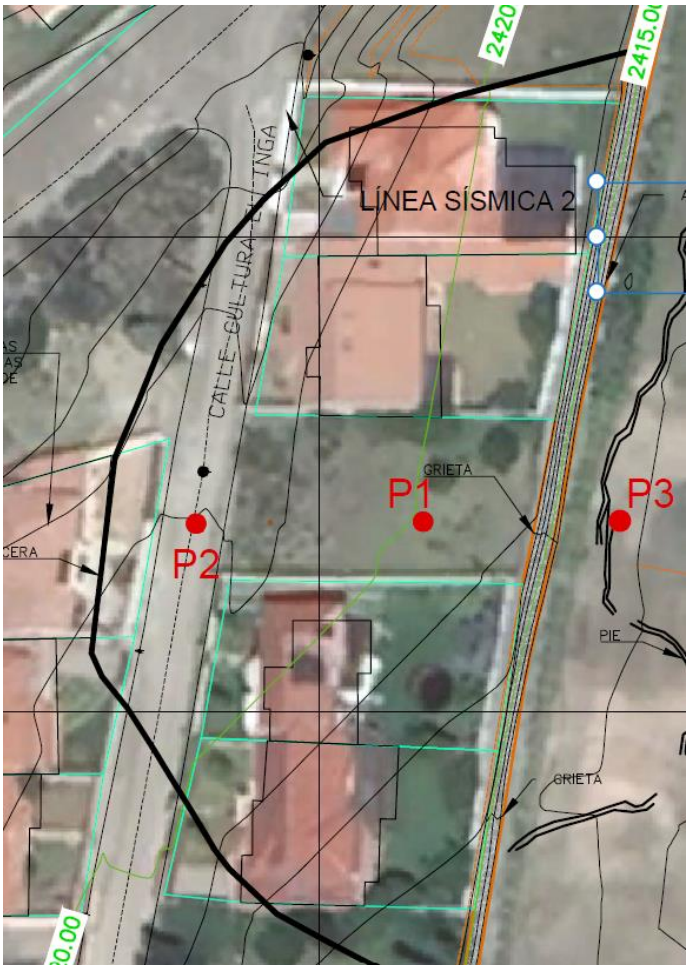
Uno de los aspectos más relevantes identificados durante las perforaciones fue la pérdida parcial de fluido de perforación en determinados niveles, así como la presencia de material orgánico y zonas de menor consistencia. Estos indicios sugieren la posible existencia de discontinuidades internas, caminos preferenciales de infiltración o antiguos planos de debilidad dentro del talud.

Aunque durante la exploración no se registró un nivel freático permanente, la pérdida de fluido observada indica que el agua puede infiltrarse y circular internamente a través de ciertos estratos. Este comportamiento resulta coherente con la presencia de materiales finos de alta plasticidad, los cuales pueden retener humedad y desarrollar zonas de saturación temporal, aun cuando no exista agua visible en superficie.

Según Joseph E. Bowles, en taludes conformados por depósitos coluviales la interpretación de las perforaciones no debe limitarse únicamente a la descripción de los estratos, sino que debe considerar también evidencias indirectas de infiltración, cambios de consistencia y posibles superficies de falla antiguas.

Por esta razón, la información obtenida en las perforaciones no fue analizada de manera aislada, sino integrada posteriormente con los resultados de laboratorio y de sísmica de refracción, con el propósito de construir un modelo geotécnico más representativo del comportamiento real del talud.

Figura 6 *Ubicación de las perforaciones*



Simbología

▬ Polígono negro → Zona de estudio
● P1, P2, P3 → Perforaciones geotécnicas
▬ Línea roja → Línea sísmica

Nota. El polígono negro representa la zona de estudio; P1–P2-P3 corresponden a las perforaciones geotécnicas; la línea roja indica el trazado de exploración sísmica. Elaboración propia.

3.2.3 Ensayo de penetración estándar (SPT)

Durante la ejecución de los sondeos, se llevó a cabo el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) con el fin de obtener una estimación directa de la resistencia in situ de los

materiales. Este procedimiento fue clave para detectar variaciones de consistencia entre estratos y localizar aquellos sectores donde el terreno ofrece una menor oposición al esfuerzo.

El ensayo se basó en el hincado de un muestreador partido mediante el impacto de un martillo normalizado, contabilizando los golpes necesarios para avanzar 30 cm en el subsuelo. El valor resultante (N_SPT) es un indicador fundamental para entender la compacidad o firmeza de los suelos en profundidad.

Sin embargo, la interpretación de estos valores en Challuabamba requirió un análisis diferenciado. Si bien en suelos granulares el (N_SPT) se vincula directamente con la densidad, en los materiales finos de alta plasticidad presentes en el sitio, la lectura es más compleja. Siguiendo los criterios de Das (2014), la resistencia en limos y arcillas no es solo una cuestión de "dureza", sino que está fuertemente influenciada por la plasticidad, el grado de saturación y el contenido de agua en el momento del ensayo.

Bajo esta premisa, un mismo número de golpes puede representar estados mecánicos muy distintos dependiendo del Índice de Plasticidad (IP). En los materiales MH (limos elásticos) y CH (arcillas de alta plasticidad) detectados, los valores bajos de (N_SPT) se interpretaron como una señal de alerta sobre la baja consistencia del suelo y su alta propensión a deformarse, coincidiendo con los estratos donde se hallaron humedades elevadas y bajas velocidades de onda sísmica.

La utilidad del SPT en esta investigación fue estratégica: nos permitió mapear las zonas de mayor debilidad en el perfil y decidir con precisión a qué profundidades debíamos extraer las muestras para el laboratorio.

A pesar de su valor, debido a la naturaleza heterogénea del coluvial, el ensayo SPT no se utilizó de forma aislada para definir los parámetros de diseño. Sus resultados actuaron

como un filtro inicial que luego fue validado y contrastado con los límites de Atterberg, la clasificación SUCS, el ensayo triaxial UU y la geofísica. Esta triangulación de datos es lo que permite obtener una interpretación mucho más fiel y realista de la vulnerabilidad del talud.

3.2.4 Exploración geofísica mediante sísmica de refracción

Para complementar los datos puntuales de las perforaciones y mapear la continuidad lateral de los estratos, se llevó a cabo una campaña de sísmica de refracción. Esta técnica fue vital debido a la naturaleza heterogénea del depósito coluvial en Challuabamba; en este tipo de terrenos, las propiedades del subsuelo pueden cambiar drásticamente en apenas unos metros, haciendo que las perforaciones aisladas sean insuficientes para entender el problema global.

A diferencia de los sondeos, que ofrecen una "foto" en un solo punto, la sísmica de refracción nos permitió obtener una "radiografía" extendida del terreno. Gracias a esto, pudimos identificar variaciones en la rigidez, localizar bolsones de materiales blandos y estimar la profundidad a la que se encuentran los estratos más firmes o competentes.

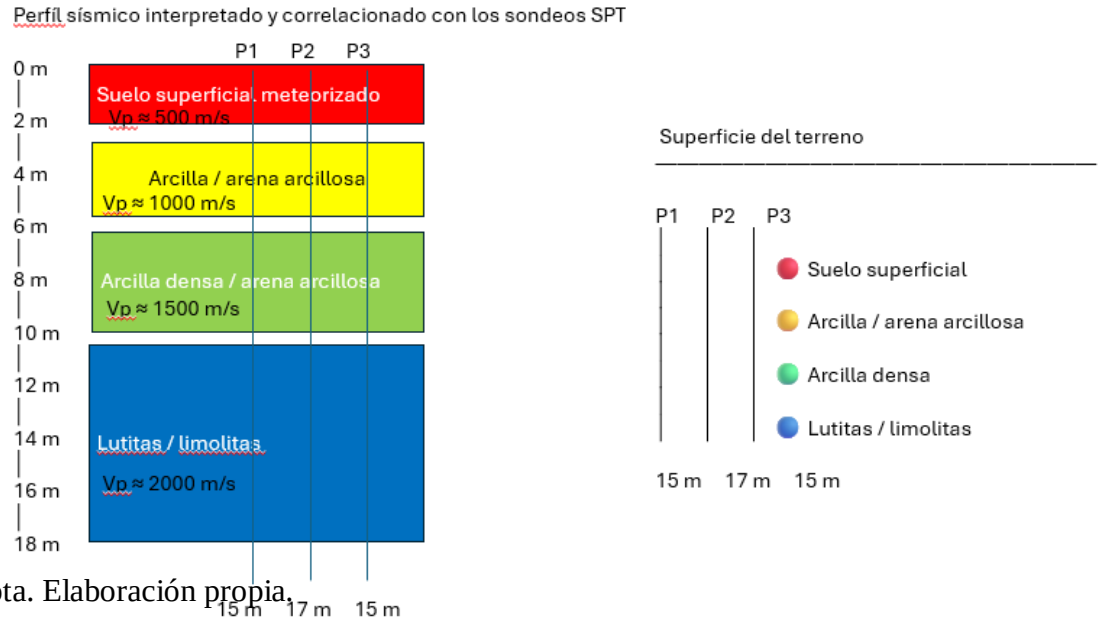
El principio del método es físico y directo: las ondas sísmicas viajan a distintas velocidades según la rigidez y densidad del medio. Como regla general, los suelos blandos o con alta saturación de agua frenan la onda (velocidades bajas), mientras que los materiales densos o rocosos facilitan su propagación (velocidades altas).

Teniendo en cuenta a Das (2014), los depósitos de limos y arcillas de alta plasticidad suelen registrar velocidades bajas debido a su baja rigidez intrínseca y a la fuerte influencia de la humedad. En nuestro estudio, la geofísica confirmó la existencia de una capa superficial de baja rigidez, lo cual coincide plenamente con los materiales finos extraídos en las perforaciones y clasificados luego en el laboratorio.

Lo más relevante de esta fase fue observar la continuidad lateral de esta capa débil. Esto sugiere que la superficie potencial de falla no es un evento local, sino que podría extenderse de manera continua a lo largo de la ladera. Esta interpretación cobra fuerza al cruzar los datos: las zonas de menor velocidad sísmica coinciden con los niveles donde detectamos pérdida de fluido y baja consistencia durante los sondeos.

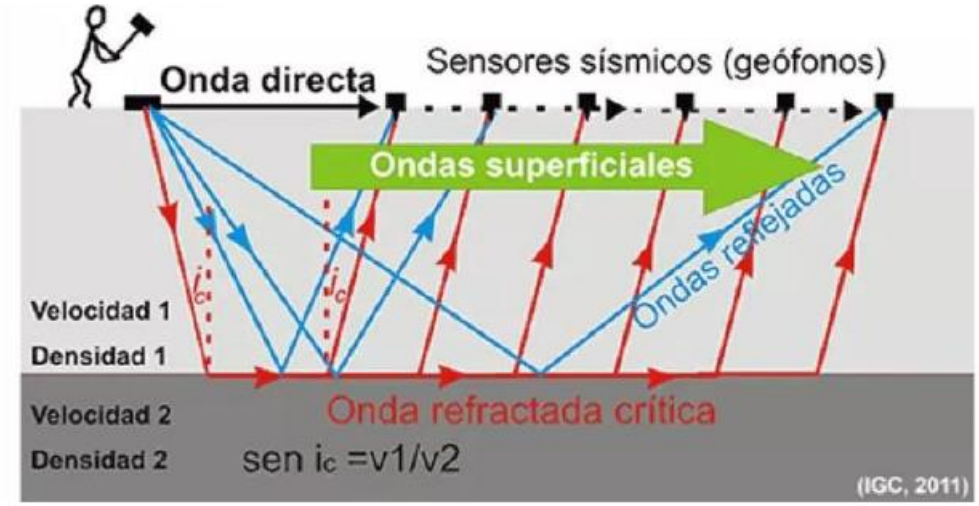
Esta coincidencia no es casual; refuerza la hipótesis de que existen sectores con mayor acumulación de humedad o debilidad estructural dentro del talud. Por tanto, la sísmica de refracción no fue un simple accesorio descriptivo, sino el eje integrador que permitió pasar de datos sueltos a un modelo geotécnico sólido y representativo de la realidad física de Challuabamba.

Figura 7 *Perfil sísmico interpretado y correlacionado con los sondeos SPT (P1, P2 y P3) en el sector de estudio en Challuabamba*



Nota. Elaboración propia.

Figura 8 *Esquema del método de sísmica de refracción utilizando en el estudio.*



Nota. Elaboración propia.

3.3 Ensayos de laboratorio

La fase de laboratorio tuvo como objetivo traducir las observaciones de campo en datos numéricos precisos sobre las propiedades físicas y mecánicas del terreno. Dado que el talud se compone mayoritariamente de depósitos coluviales finos, no bastaba con saber "qué es" el suelo; era vital determinar cómo reacciona ante la humedad y cuánta carga es capaz de soportar antes de fallar.

La batería de ensayos seleccionada no fue genérica, sino que respondió a las alertas detectadas durante las perforaciones: variaciones de consistencia, pérdida de fluidos y la presencia de estratos blandos. Bajo este criterio, se ejecutaron las siguientes pruebas:

Contenido de humedad natural y Límites de Atterberg: Estos ensayos permitieron definir el estado actual del suelo y su rango de plasticidad. Son indicadores fundamentales para entender la susceptibilidad del material frente a la infiltración de agua.

Clasificación SUCS: A través de este estándar, se categorizó formalmente el suelo, facilitando la comparación de sus propiedades con modelos geotécnicos globales.

Resistencia al corte (Ensayo triaxial UU): Se seleccionó para obtener el parámetro de resistencia no drenada (Su), simulando el escenario más crítico y desfavorable para el talud.

Este conjunto de datos permitió interpretar el comportamiento del suelo de forma sistémica. Como bien sostiene Das (2014), en materiales de alta plasticidad los parámetros aislados carecen de valor; lo que realmente define al terreno es la interacción entre su plasticidad, su humedad y su resistencia.

En Challuabamba, esta integración fue determinante. La estabilidad de la ladera no es un valor estático, sino que fluctúa según el contenido de agua. Por ello, los resultados obtenidos en el laboratorio no se presentan como cifras frías, sino que se cruzan con la evidencia de las perforaciones y los perfiles de velocidad de la sísmica de refracción para construir un modelo de comportamiento dinámico y realista.

3.3.1 Contenido de humedad natural

La determinación de la humedad natural fue el primer paso crítico para diagnosticar el estado del suelo en el momento de la exploración. En geotecnia, este no es solo un dato físico, sino un indicador dinámico: el comportamiento de los materiales finos en Challuabamba está condicionado, casi en su totalidad, por la cantidad de agua que retienen en sus poros.

En los limos y arcillas detectados, el agua actúa como un agente que modifica la consistencia, la rigidez y la resistencia al corte. Conforme el contenido hídrico aumenta, el suelo experimenta una pérdida de su cohesión aparente y se vuelve propenso a deformaciones plásticas. Por ello, conocer la humedad inicial es fundamental para identificar si el material se encuentra en un estado de vulnerabilidad antes incluso de aplicar cargas externas.

Siguiendo los criterios de Das (2014), la humedad natural no debe interpretarse como una cifra aislada. Su verdadero valor analítico surge al compararla con los límites de Atterberg, ya que esta relación define el índice de liquidez y el estado de consistencia real. Un mismo limo puede comportarse como un material firme en condiciones secas, pero transformarse en una masa blanda y deformable ante un ligero incremento de humedad.

Para este estudio, este ensayo adquirió una relevancia especial debido a las señales observadas en campo: la pérdida de fluido y los cambios de firmeza en los sondeos sugerían una distribución no uniforme del agua. El análisis de laboratorio confirmó que existen variaciones importantes en el contenido hídrico, lo que indica la presencia de zonas de saturación localizada dentro de la ladera.

En los materiales MH y CH de la zona, la humedad natural nos permite medir qué tan cerca está el suelo de "fluir". Si la humedad natural (wn) se aproxima al límite plástico (wp), el suelo empieza a perder su rigidez estructural; si se acerca al límite líquido (wl), el terreno entra en un estado crítico de baja resistencia y alta deformabilidad.

Esta condición es vital en el análisis de estabilidad, pues en materiales de baja permeabilidad el agua infiltrada por lluvias o filtraciones urbanas queda "atrapada" por largos periodos. En Challuabamba, esto favorece una degradación progresiva de la resistencia. Por tanto, en esta tesis, la humedad natural es el parámetro clave para entender la interacción entre el agua y la plasticidad, sirviendo de insumo directo para interpretar los resultados del ensayo triaxial UU y la modelación en Geo5.

Tabla 1 Contenido de humedad natural de las muestras analizadas

Muestra	Humedad natural (%)
P1-1	24.1
P1-2	38.7
P1-3	35.5
P1-4	41.4
P2-1	40.4
P2-2	28.5
P2-3	32.3
P2-4	29.0
P3-1	30.3
P3-2	34.7
P3-3	38.1
P3-4	29.0

Nota: Elaboración propia a partir de ensayos de laboratorio.

3.3.2 Límites de Atterberg

La determinación de los límites de Atterberg tuvo como propósito central evaluar la plasticidad de los materiales finos en la ladera y predecir su respuesta ante los cambios de humedad. Este ensayo es el pilar para entender cómo los limos y arcillas de Challuabamba transitan de un estado sólido y firme a uno plástico o, en casos críticos, a uno semilíquido.

Los parámetros clave obtenidos en esta fase son el Límite Líquido (LL), el Límite Plástico (LP) y el Índice de Plasticidad (IP). Mientras que el LL marca el umbral donde el suelo comienza a fluir como un líquido viscoso, el LP define la humedad mínima para que

el material sea moldeable sin fisurarse. El intervalo entre ambos, el IP, nos indica el rango de humedad en el cual el suelo se comporta de manera plástica.

El Índice de Plasticidad se calcula mediante la relación fundamental:

IP = LL - LP

Siguiendo los criterios de Das (2014), el IP es quizás el indicador más revelador para suelos finos. Valores elevados de este índice denotan una alta sensibilidad hídrica: a mayor plasticidad, el suelo es más propenso a hincharse, perder rigidez y deformarse significativamente ante cualquier incremento en su contenido de agua.

En esta investigación, los límites de Atterberg permitieron categorizar el terreno según su grado de plasticidad. Esta información fue crucial, pues durante la exploración de campo ya se habían detectado variaciones de consistencia y zonas con indicios claros de infiltración. No se trató solo de clasificar el suelo, sino de entender su "fragilidad": en materiales de alta plasticidad, un pequeño aumento en la humedad puede desplomar la resistencia al corte y disparar las deformaciones.

Esta sensibilidad es el factor determinante en los depósitos coluviales de Challuabamba. En estos terrenos, los materiales finos pueden retener humedad de forma prolongada, pero ante eventos de lluvia intensa, el suelo puede cruzar rápidamente sus límites críticos, perdiendo su capacidad de soporte y facilitando el desarrollo de superficies de falla.

En conclusión, los límites de Atterberg proporcionan el sustento geomecánico para explicar por qué el talud es tan vulnerable al agua. Al integrar estos resultados con la humedad natural y el ensayo triaxial UU, logramos una visión completa de la mecánica del sitio, permitiendo que la modelación en software refleje fielmente el riesgo de inestabilidad.

Tabla 2 Resultados de los límites de Atterberg

Muestra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
P1-1	72.3	38.1	34.2
P1-2	73.0	42.3	30.7
P1-3	71.2	29.9	41.3
P1-4	92.9	39.0	54.0
P2-1	67.3	35.3	31.9
P2-2	61.5	44.6	16.9
P2-3	77.4	35.4	42.0
P2-4	62.2	30.8	31.4
P3-1	64.2	30.4	33.8
P3-2	81.4	31.8	49.6
P3-3	87.5	37.8	49.7
P3-4	70.6	33.1	37.5

Nota: Elaboración propia.

3.3.3 Clasificación del suelo según el sistema SUCS

Una vez analizados el contenido de humedad y los límites de Atterberg, el siguiente paso lógico fue categorizar las muestras mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Esta etapa es fundamental porque permite transformar simples números de laboratorio en un diagnóstico integral. Más que asignar una sigla, la clasificación SUCS nos revela la "personalidad" del terreno: qué tan sensible es al agua y qué tan vulnerable es el talud ante una lluvia intensa.

Dado que la mayoría de las muestras provenientes de Challuabamba son de grano fino, la clasificación se centró en su ubicación dentro de la Carta de Plasticidad de Casagrande. Los datos revelaron límites líquidos superiores al 50% e índices de plasticidad elevados, lo que confirma que estamos ante materiales de plasticidad media a alta, cuyo comportamiento mecánico se transforma drásticamente al humedecerse.

La interpretación de estos resultados permitió identificar dos protagonistas principales en el subsuelo:

Limos de alta plasticidad (MH): Son materiales con una fracción arcillosa considerable. Tienen una gran capacidad para "atrapar" la humedad por largos periodos, lo que facilita que el talud experimente deformaciones lentas pero progresivas cuando se satura.

Arcillas de alta plasticidad (CH): Estas arcillas suelen mostrar una cohesión aparente engañosa en estado seco (parecen muy firmes), pero sufren una caída drástica de resistencia en cuanto aumenta su contenido de agua.

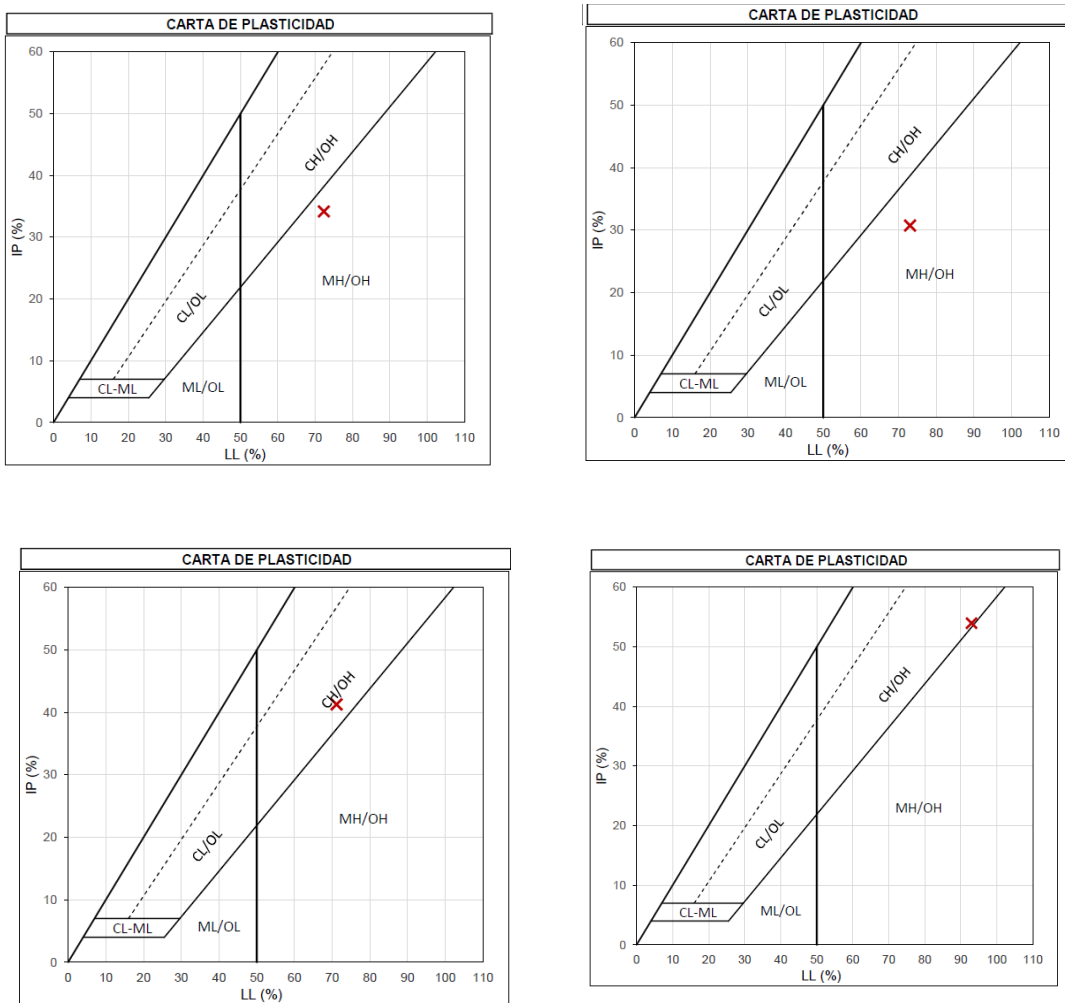
Esta clasificación explica perfectamente lo que observaste en el campo. Los estratos blandos y los cambios de firmeza detectados en las perforaciones no son casualidad; son el resultado de esta mezcla heterogénea de MH y CH. Incluso la pérdida de fluido en el sondeo P-1 y el material orgánico en P-2 cobran sentido bajo este diagnóstico, evidenciando un terreno que no es uniforme y que tiene "puntos débiles" específicos.

Desde la óptica de la geotecnia, identificar suelos MH y CH es una de las señales de alerta más claras. Debido a su bajísima permeabilidad, el agua que entra en el talud no drena; se queda estancada, ablandando el material y reduciendo su rigidez. Esto genera el escenario perfecto para la aparición de grietas y superficies de falla.

En el modelo de estabilidad, las capas clasificadas como CH fueron tratadas como las más críticas, pues representan los sectores donde es más probable que se origine un

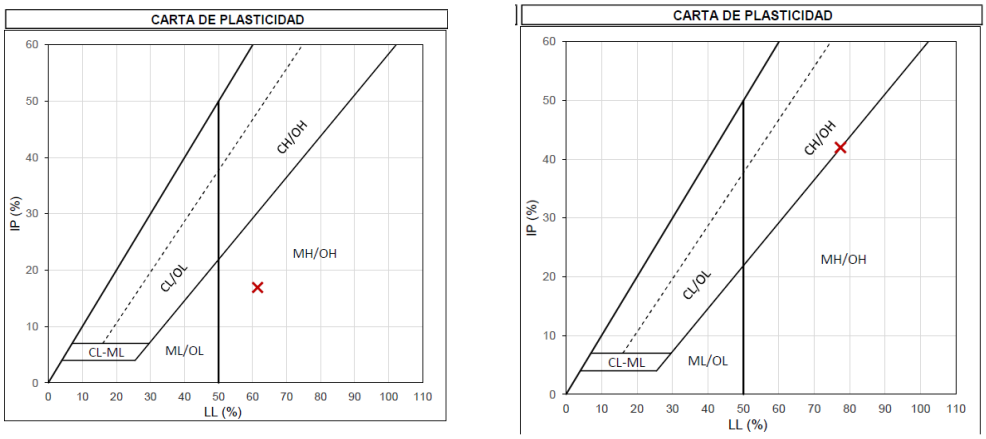
deslizamiento. Finalmente, esta clasificación no es solo descriptiva; es la base que justifica por qué tu propuesta de estabilización debe enfocarse, antes que nada, en el control del agua. Si el suelo es altamente sensible a la humedad, la solución debe ser mantenerlo seco.

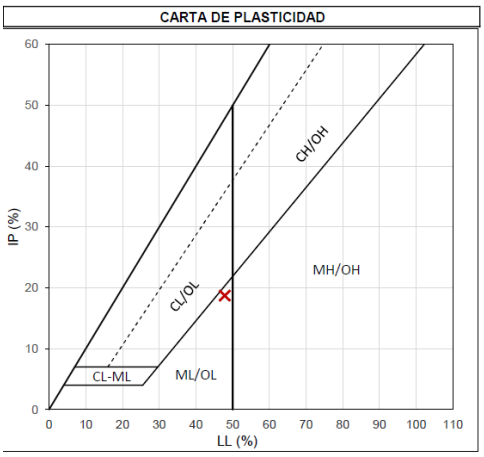
Figura 9 *Diagrama de plasticidad de Casagrande (P1)*

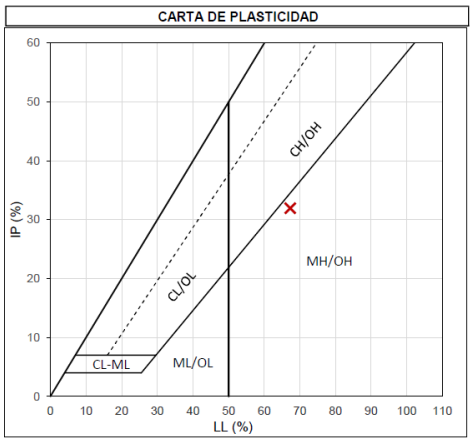


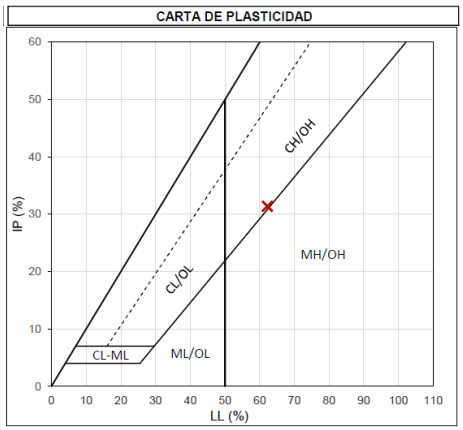
Nota: Elaboración propia.

Figura 10 *Diagrama de plasticidad de Casagrande P2*



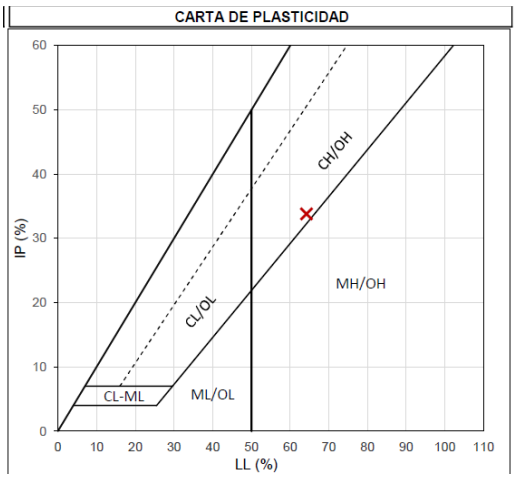


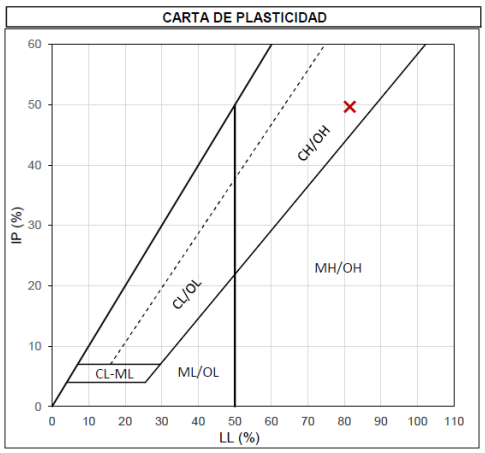


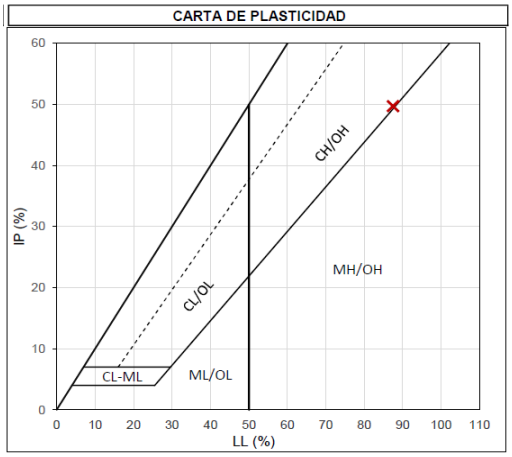


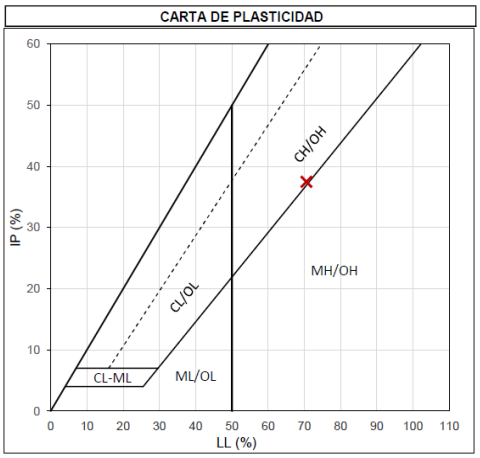
Nota: Elaboración propia

Figura 11 *Diagrama de plasticidad de Casagrande (P3)*









Nota: Elaboración propia

3.3.4 Ensayo triaxial no consolidado–no drenado (UU)

Para determinar la resistencia al corte en el escenario más crítico, se realizaron ensayos triaxiales UU sobre muestras inalteradas. Esta prueba fue esencial dado que los limos y arcillas de alta plasticidad en Challuabamba poseen una permeabilidad bajísima; esto significa que, ante un evento rápido de carga o saturación, el agua no tiene tiempo de escapar, reduciendo drásticamente la estabilidad del talud.

Criterios de selección de la muestra crítica

La elección del material a ensayar no fue aleatoria, sino que surgió de un análisis cruzado de toda la fase de campo. Identificamos la perforación P-1 como la más representativa del sector crítico. En este sondeo, entre los 4 y 10 metros de profundidad, se registró una pérdida de fluido y la presencia de materiales muy húmedos con baja consistencia. Estos indicios señalan claramente la ubicación de una zona debilitada por infiltración, que es donde probablemente se desarrolle la superficie de falla.

Bajo esta lógica, las muestras para el ensayo triaxial se extrajeron específicamente del intervalo entre 4.0 m y 6.0 m de la perforación P-1. Este nivel representa el "peor escenario" del perfil geotécnico, donde predominan los materiales clasificados previamente como MH y CH, y donde la influencia del agua es más severa.

Simulación del escenario de falla y parámetros de diseño

El ensayo UU fue seleccionado porque reproduce fielmente lo que ocurre durante una lluvia torrencial: un aumento repentino de presión en los poros sin drenaje. Al fallar las probetas bajo diferentes presiones de confinamiento, pudimos construir la envolvente de resistencia.

Sin embargo, en esta investigación se aplicó un criterio de seguridad técnica riguroso. Al tratarse de suelos finos saturados en condición no drenada, la interpretación se realizó en términos de esfuerzos totales. De acuerdo con la teoría clásica de Das (2014) y Coduto (2011), en estas condiciones la fricción interna no es un parámetro confiable. Por ello, para la modelación posterior se adoptó:

Se asumió un ángulo de fricción nulo para no sobreestimar la estabilidad de la ladera.

La resistencia quedó definida exclusivamente por la cohesión no drenada (Su).

Es importante destacar que, aunque los gráficos de laboratorio a veces muestran un ángulo de fricción aparente (una ligera pendiente en los círculos de Mohr), incorporarlo en el cálculo sería un error de diseño que podría ocultar un riesgo real de colapso.

En conclusión, los parámetros utilizados en el software Geo5 se basaron únicamente en la cohesión no drenada del estrato más débil de la perforación P-1. Este enfoque garantiza que el análisis de estabilidad sea conservador y responda fielmente a la vulnerabilidad del talud frente a procesos de infiltración extrema.

Tabla 3 Resultados del ensayo triaxial UU

Ensayo	σ3 (kg/cm²)	σ1 (kg/cm²)	σ1−σ3 (kg/cm²)
M1	1.020	27.229	17.029
M2	0.510	16.346	11.246
M3	0.255	10.563	0.8013

Nota: Elaboración propia

3.3.5 Investigación geofísica mediante sísmica de refracción

Para complementar la visión puntual de los sondeos y entender cómo se distribuyen los estratos a lo largo de toda la ladera, realizamos una campaña de geofísica mediante el

método de sísmica de refracción. Esta técnica nos permitió "ver" la continuidad lateral del terreno, estimar la rigidez de cada capa y verificar si los materiales débiles encontrados en las perforaciones se extendían por todo el talud.

Siguiendo la norma ASTM D5777-00, el estudio se ejecutó mediante dos líneas sísmicas de 115 metros de longitud (LS1 y LS2). Estas se ubicaron estratégicamente para cruzar la zona de mayor inestabilidad. En cada línea instalamos 24 geófonos verticales separados cada 5 metros, utilizando la metodología Z-Z (impactos y registros verticales). Para obtener una resolución nítida, realizamos siete disparos con martillo por cada línea: dos en los extremos y cinco distribuidos a lo largo de la base.

Las coordenadas de control para las líneas fueron:

LS1: Entre UTM 731444 E – 9683818 N y 731424 E – 9683705 N (sector superior).

LS2: Entre UTM 731378 E – 9683699 N y 731396E – 9683813 N (sector medio).

La interpretación de los complejos sísmicos se basó en el análisis se tomó en las primeras llegadas de las ondas compresionales (Vp). El principio es físico: a mayor densidad y rigidez del suelo, más rápido viaja la onda. Gracias a esto, identificamos cuatro unidades o complejos principales:

Capa superficial (500m/s): Suelo meteorizado y poco compacto (limos y arcillas superficiales).

Segundo estrato (1000 m/s): Interpretado como un depósito de arcillas saturadas.

Tercer complejo (1500m/s): Arcillas densas y húmedas o arenas arcillosas.

Base competente (2000m/s): Material mucho más firme, asociado a la Formación Loyola (lutitas o areniscas).

Lo más revelador es que el intervalo entre los 4 y 10 metros de profundidad registra velocidades de entre 1000 y 1500 m/s. Esta zona coincide exactamente con el sector donde

la perforación P-1 detectó pérdida de fluido y baja resistencia. Esto valida nuestra hipótesis: existe un estrato intermedio de baja rigidez y alta sensibilidad al agua que es el responsable de la inestabilidad. Bajo este nivel, el aumento de velocidad a 2000 m/s indica que hay una base resistente que limita la profundidad de una posible falla.

Para no quedarnos solo con la descripción, utilizamos las velocidades sísmicas para calcular las propiedades elásticas del terreno mediante las siguientes relaciones matemáticas:

Donde u es la relación de Poisson, G el módulo de rigidez, E el módulo de elasticidad y la ρ densidad. Estos cálculos confirmaron matemáticamente lo que veíamos en campo: las capas superiores son altamente deformables, mientras que el material profundo ofrece una respuesta mecánica mucho más competente.

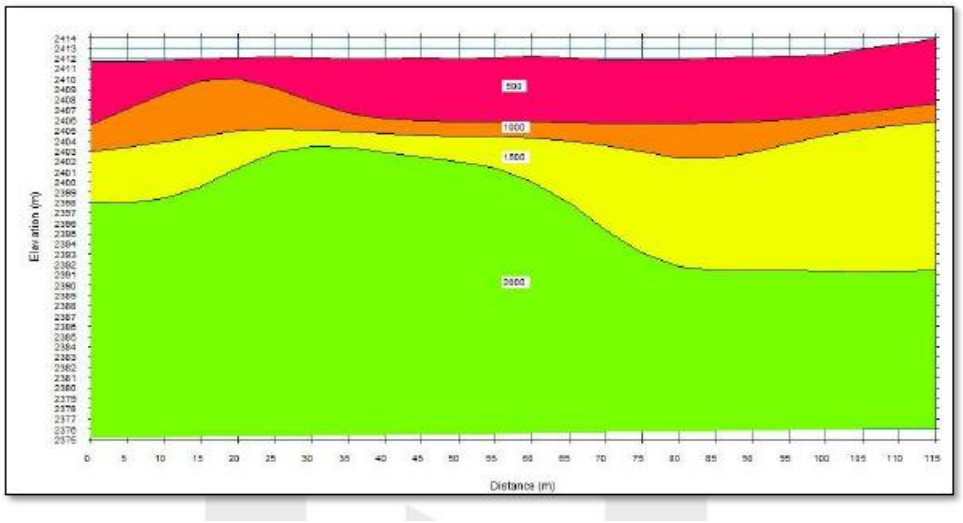
En definitiva, la sísmica de refracción fue el mecanismo de validación final. La coincidencia total entre perforaciones, laboratorio y geofísica nos permite reducir la incertidumbre al mínimo y definir con absoluta precisión el estrato crítico que debemos estabilizar.

Tabla 4 Velocidades sísmicas interpretadas a partir del estudio de refracción.

Estrato	Velocidad Vp (m/s)	Interpretación geológica
Estrato 1	300 – 600	Depósitos coluviales meteorizados
Estrato 2	800 – 1200	Suelo más compacto / lutita meteorizad
Estrato 3	>1500	Lutita poco meteorizada (roca base)

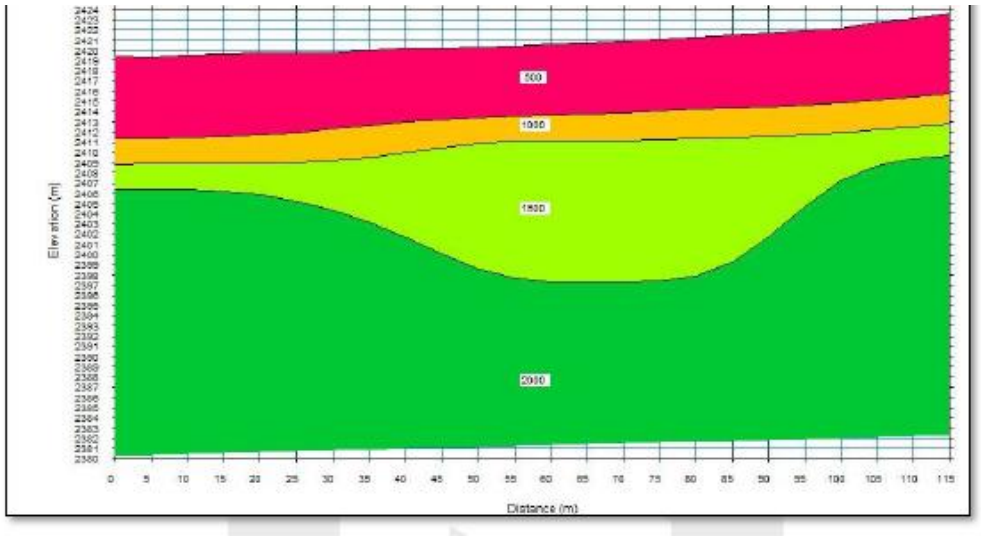
Nota: Elaboración propia a partir del estudio de sísmica de refracción

Figura 12 *Perfil sísmico interpretado de la línea sísmica LS1*



Nota: Elaboración propia

Figura 13 *Perfil sísmico interpretado de la línea sísmica LS2*



Nota: Elaboración propia

3.4 Procesamiento e integración de la información geotécnica y geofísica

Una vez concluidas las fases de campo y laboratorio, se procedió a la integración sistémica de toda la información. Esta etapa fue el núcleo de la investigación, pues permitió

transformar datos aislados en una interpretación conjunta y coherente del comportamiento del talud. No se trató solo de acumular resultados, sino de entender cómo la geología, la mecánica de suelos y la geofísica cuentan la misma historia sobre la inestabilidad en Challuabamba.

Inicialmente, organizamos los registros de perforación, los valores NSPT y los resultados de laboratorio (humedad, límites de Atterberg, clasificación SUCS y triaxiales) en perfiles estratigráficos comparativos. Al correlacionar cada parámetro con su profundidad, logramos identificar tendencias claras: el talud no es una masa homogénea, sino una secuencia de estratos con respuestas mecánicas muy distintas.

Identificación del estrato crítico

La perforación P-1 se consolidó como el punto de control más desfavorable. Entre los 4 y 10 metros de profundidad, donde registramos pérdida de fluido y materiales blandos en campo, el laboratorio confirmó la presencia de limos y arcillas de alta plasticidad (MH y CH) con elevados contenidos de humedad.

Esta coincidencia entre agua, plasticidad y baja resistencia permitió definir este intervalo como la zona geotécnicamente crítica. Los ensayos triaxiales UU realizados precisamente en este nivel (4 m - 6 m) confirmaron una resistencia reducida, la cual modelamos bajo una condición no drenada (Ø=0) para representar el escenario de mayor riesgo ante una saturación repentina.

Validación mediante geofísica

La interpretación final no descansó solo en los sondeos. Los datos de la sísmica de refracción fueron el mecanismo de validación definitiva: las velocidades de onda más bajas se localizaron exactamente en el mismo intervalo donde los ensayos de laboratorio

identificaron los materiales más plásticos y húmedos. Esta correspondencia, especialmente nítida en el sector de la perforación P-1, redujo drásticamente la incertidumbre del modelo.

Gracias a esta integración, el perfil del talud quedó definido por tres unidades principales:

Unidad I (Superficial): Material parcialmente meteorizado, con rigidez moderada.

Unidad II (Crítica): Ubicada entre los 4 m y 10 m, compuesta por limos arcillosos y arcillas MH/CH. Presenta alta humedad, baja resistencia y es el estrato que controla la inestabilidad, donde es más probable que se desarrolle la superficie de falla.

Unidad III (Base resistente): Por debajo de los 10 metros, donde el incremento de las velocidades sísmicas revela un material más competente, menos alterado y con mayor capacidad de soporte.

Esta delimitación fue el insumo maestro para la modelación numérica en Geo5. Al identificar con precisión qué estrato es el que "manda" en el comportamiento de la ladera, pudimos orientar la propuesta de estabilización no hacia soluciones genéricas, sino hacia el control específico de la humedad y el refuerzo de la unidad más crítica.

3.5 Selección de parámetros para el análisis de estabilidad

Tras integrar la evidencia de campo, el laboratorio y la geofísica, se definieron los parámetros definitivos para la modelación numérica. Esta selección no fue generalizada; se centró específicamente en el estrato que mostró el comportamiento más desfavorable, entendiendo que esta unidad es la que "gobierna" la formación de la superficie potencial de falla y, por tanto, la seguridad global del talud.

Criterios de selección del estrato de control

La investigación es concluyente: la zona de mayor vulnerabilidad se localiza en la perforación P-1, entre los 4 y 10 metros de profundidad. En este intervalo, la coincidencia

de una elevada humedad, alta plasticidad y bajas velocidades sísmicas confirma la presencia de limos y arcillas de alta plasticidad en un estado de consistencia reducida.

Por ello, los parámetros de resistencia para la modelación se extrajeron de las muestras obtenidas entre los 4 m y 6 m de dicho sondeo, nivel donde se ejecutó el ensayo triaxial UU. Dado que estos materiales son de baja permeabilidad y están sujetos a infiltración constante, se adoptó la condición no drenada como el escenario más fiel a la realidad física del terreno en Challuabamba.

Parámetros de resistencia y física del suelo

Bajo la premisa de la condición no drenada, la capacidad del suelo para resistir el corte se representó exclusivamente mediante la cohesión obtenida en el laboratorio, asumiendo un ángulo de fricción nulo:

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$\tau_f = S_u$$

Esta decisión técnica es coherente con la naturaleza del ensayo triaxial UU y constituye una postura conservadora y responsable. Al ignorar la fricción aparente, nos aseguramos de que el análisis de estabilidad sea válido incluso en periodos de lluvias intensas o incrementos súbitos de humedad, donde la presión de poros anula cualquier componente friccional.

De forma complementaria, los pesos unitarios de cada capa se asignaron cruzando la caracterización física de las muestras con la densidad inferida por la sísmica de refracción. Los estratos superficiales se modelaron como materiales menos densos y meteorizados, mientras que a mayor profundidad se asignaron valores representativos de materiales más competentes y rígidos, asociados a las velocidades sísmicas superiores a los 2000 m/s.

En definitiva, la selección de parámetros buscó el equilibrio entre el escenario más desfavorable y la coherencia técnica. Al basar la modelación en propiedades medidas directamente en el estrato crítico, el análisis de estabilidad deja de ser una estimación teórica para convertirse en una representación real del riesgo que enfrenta el talud.

3.6 Metodología para el análisis de estabilidad del talud

Con los parámetros del terreno plenamente definidos, la fase final de la metodología se centró en la evaluación numérica de la estabilidad. Para ello, se empleó el software GEO5, el cual permitió integrar en un modelo matemático la geometría real del talud, la estratigrafía deducida de las perforaciones y la sísmica de refracción, junto con los parámetros mecánicos del estrato más desfavorable.

Configuración del modelo geotécnico

Dado que el diagnóstico previo identificó la zona crítica entre los 4 m y 10 m de profundidad, el modelo se alimentó prioritariamente con los datos de este nivel. Específicamente, se incorporó la cohesión no drenada (Su) obtenida en el ensayo triaxial de la perforación P-1 (intervalo 4 m - 6 m), manteniendo el criterio de ángulo de fricción nulo ($\varphi = 0$). Esta configuración asegura que la simulación represente la respuesta del suelo ante condiciones de saturación rápida o corto plazo, que es cuando el talud es más vulnerable.

Criterios de cálculo: El método de Bishop

La estabilidad se cuantificó mediante Métodos de Equilibrio Límite (MEL), los cuales determinan el Factor de Seguridad (FS) al comparar las fuerzas que resisten el movimiento frente a las que lo provocan. Dentro de las opciones algorítmicas, se seleccionó el Método Simplificado de Bishop. Esta elección se fundamenta en su eficacia para analizar superficies de falla circulares en suelos finos y cohesivos, siendo un estándar global de alta

confiabilidad para el tipo de materiales (MH/CH) y la geometría observada en Challuabamba.

Escenarios de simulación y alternativas de mejora

El análisis no se limitó a una cifra estática, sino que se desarrolló a través de una progresión de escenarios críticos:

Estado natural (Línea base): Evaluación del talud sin intervenciones, utilizando las propiedades actuales del terreno para identificar el riesgo existente.

Condiciones de saturación: Simulación del efecto de la infiltración extrema, identificada como el principal detonante de inestabilidad en la zona.

Evaluación de alternativas de estabilización: Se modelaron diversas soluciones técnicas para comparar cuantitativamente su efectividad. El objetivo fue determinar cuál de ellas maximiza el incremento del FS, considerando además su viabilidad constructiva en el entorno local.

La potencia de este enfoque numérico radica en que permite pasar de la observación cualitativa a la verificación cuantitativa. De esta manera, el diseño de la solución no es una suposición, sino una respuesta técnica basada en la distribución real de los estratos y su resistencia medida.

Los resultados de esta modelación —que incluyen la localización exacta de las superficies críticas y los factores de seguridad resultantes— constituyen el eje del próximo capítulo, donde se definirá la propuesta final para la estabilización del sector.

3.7 Criterios de evaluación de la estabilidad

Para interpretar los resultados generados por el software GEO5, es imprescindible establecer umbrales de aceptación para el Factor de Seguridad (FS). Estos valores no son

simples cifras; representan el margen de confianza que tenemos de que el talud permanecerá en equilibrio frente a las fuerzas que intentan movilizarlo.

En esta investigación, se adoptó como referencia técnica un factor de seguridad mínimo de 1.50 para la condición estática. Este valor es el estándar global para taludes permanentes, garantizando que el diseño sea robusto y capaz de absorber las incertidumbres propias del subsuelo. Bajo este marco, los criterios de evaluación se definieron de la siguiente manera:

Condición Estable: Indica un comportamiento satisfactorio. Existe una reserva de resistencia suficiente para soportar variaciones imprevistas en las propiedades del suelo o en el régimen hídrico.

Estabilidad Marginal ($1.00 < FS < 1.50$): En este rango, el talud se mantiene en equilibrio, pero de forma precaria. Cualquier incremento leve en la humedad o una modificación en la geometría podría reducir la resistencia lo suficiente como para detonar un colapso.

Condición de Inestabilidad ($FS < 1.00$): Representa un estado crítico donde las fuerzas desestabilizadoras ya han superado la capacidad resistente del terreno, traduciéndose en una falla inminente.

La evaluación no se limitó únicamente al dato numérico. Un aspecto vital de este análisis fue el estudio geométrico de la superficie crítica de falla. El software nos permite visualizar por dónde pasará el deslizamiento más probable, identificando qué estratos están fallando y dónde se concentra el riesgo.

En este sentido, se puso especial énfasis en aquellas superficies de falla que atraviesan la Unidad II (entre 4 m y 10 m de profundidad). Si el modelo muestra que la falla ocurre precisamente en ese intervalo, se confirma la coherencia total de la investigación,

validando que el estrato identificado como "crítico" en las perforaciones y la geofísica es, efectivamente, el que controla la inestabilidad.

Finalmente, estos criterios permitieron comparar el talud en su estado natural frente a las diversas propuestas de estabilización. El objetivo final fue identificar la solución que no solo eleve el FS por encima de 1.50, sino que también logre desplazar o mitigar la superficie potencial de falla, alejándola de las zonas más vulnerables.

3.8 Definición de las alternativas de estabilización evaluadas

Una vez comprendido el comportamiento del talud en su estado natural, el paso final de la metodología fue el planteamiento de diversas estrategias de estabilización. El objetivo no fue simplemente "reforzar" la ladera, sino diseñar soluciones quirúrgicas que ataquen la raíz del problema: la vulnerabilidad del estrato crítico identificado entre los 4 m y 10 m de profundidad.

La selección de estas alternativas se basó en un equilibrio entre la eficiencia geotécnica y la realidad constructiva del sitio, priorizando tres líneas de acción:

Drenaje superficial (Control de escorrentía): Se planteó la implementación de cunetas de coronación y canales laterales. Durante la inspección de campo, se hizo evidente que el agua de lluvia ingresa sin control al talud, acelerando la degradación de los limos y arcillas. Esta medida busca interceptar el agua antes de que se infiltre, manteniendo la cohesión aparente del suelo.

Drenaje subsuperficial (Control de presiones de poros): Para el estrato más desfavorable, se evaluó la incorporación de drenes horizontales o subdrenes. Al "extraer" el agua atrapada en la Unidad II, se logra reducir la presión de poros y recuperar la resistencia al corte que el suelo pierde al saturarse.

Sistemas de contención estructural: Se analizaron diversas estructuras para soportar el empuje del terreno. Aunque inicialmente se consideró un muro de hormigón armado en voladizo, los análisis preliminares sugirieron que sus dimensiones serían excesivas y poco adaptables a un terreno con posibles asentamientos. Por ello, se dio paso a soluciones más resilientes y flexibles, como muros de gaviones o sistemas de suelo reforzado, que permiten el paso del agua y toleran mejor las deformaciones propias de los depósitos coluviales.

La efectividad de cada propuesta se midió a través de dos indicadores en el software GEO5: el incremento porcentual del Factor de Seguridad (FS) y la modificación de la superficie crítica de falla. El éxito de una medida no solo radica en elevar el número por encima de 1.50, sino en lograr que la superficie de deslizamiento se desplace o se interrumpa, protegiendo la zona de mayor riesgo.

Finalmente, la alternativa seleccionada para el diseño final se definió bajo un enfoque integral: debía ser geotécnicamente eficiente, viable de construir en el entorno de Challuabamba y capaz de adaptarse a la heterogeneidad del sector. Esta evaluación comparativa es la que permite sustentar técnicamente la propuesta final que se detalla en los resultados.

Capítulo 4 Resultados de la investigación Geotécnica

En este capítulo se presentan, analizan y discuten los hallazgos obtenidos durante la investigación geotécnica en el sector de Challuabamba. Los resultados expuestos no son datos aislados, sino el producto de una correlación estratégica entre el reconocimiento geológico de campo, las perforaciones con registro de N SPT, la geofísica de refracción sísmica y una fase rigurosa de ensayos de laboratorio.

La interpretación holística de este conjunto de evidencias permitió estructurar el modelo geomecánico del subsuelo. Este modelo fue la pieza clave para asignar los parámetros de resistencia al corte necesarios para la modelación numérica. Como sostienen Das y Sobhan (2018) y Budhu (2011), una caracterización precisa de estas variables no es un simple paso procedimental; es la base crítica para descubrir los mecanismos de falla y las condiciones de contorno que rigen la inestabilidad, especialmente en depósitos de origen coluvial tan complejos como los de este sector.

A continuación, se detalla la estratigrafía identificada, la evolución de los parámetros mecánicos con la profundidad y el comportamiento del talud bajo los distintos escenarios de carga y saturación analizados.

4.1 Caracterización geotécnica del sitio

La investigación en el sector de Challuabamba revela que el talud se compone principalmente de depósitos coluviales limo-arcillosos, asentados sobre materiales meteorizados de la Formación Loyola. Los resultados integrados de las perforaciones, los ensayos N_SPT y la sísmica de refracción confirman que el subsuelo es un sistema heterogéneo, con una marcada variabilidad tanto lateral como vertical. Esta falta de

homogeneidad se manifiesta en cambios drásticos de humedad, plasticidad y resistencia, variables que dictan el comportamiento mecánico de la ladera.

De manera general, el perfil del subsuelo se organiza en tres niveles distintivos:

Nivel Superior: Una capa meteorizada de materiales finos con consistencia media.

Nivel Intermedio (Crítico): Un estrato con elevados contenidos de humedad, baja resistencia y alta plasticidad. Representa el "eslabón débil" del sistema.

Nivel Profundo: Material más competente asociado a lutitas y limolitas de la Formación Loyola, con una respuesta mecánica superior.

Esta secuencia es consistente con la geología regional de la zona, donde los depósitos sedimentarios presentan distintos grados de alteración según la profundidad (Budhu, 2011; Das & Sobhan, 2018).

Análisis por puntos de exploración

La distribución estratégica de las perforaciones (P-1, P-2 y P-3) permitió mapear las variaciones locales y definir la geometría de estos estratos:

Perforación P-1 (Sector Crítico): Se localiza en la zona de mayor vulnerabilidad. Entre los 4 y 10 m de profundidad, la pérdida parcial de fluido de perforación y los bajos valores de resistencia son señales inequívocas de discontinuidades internas o zonas de alta meteorización. Geotécnicamente, este sector es peligroso porque facilita la infiltración y acumulación de agua, lo que reduce la resistencia al corte y actúa como el "detonante" de superficies de deslizamiento.

Perforación P-2 (Comportamiento Intermedio): Presenta limos y arcillas de consistencia media. Aunque no hubo pérdida de fluido, se detectó materia orgánica y un aumento de humedad en profundidad. Esto sugiere que el terreno tiene una capacidad de drenaje muy limitada, volviéndose susceptible a perder resistencia durante lluvias intensas.

Perforación P-3 (Sector de Transición): Registró las condiciones más favorables, con una transición rápida hacia el sustrato firme. A pesar de mostrar mayor capacidad portante, esta mejora local no garantiza la seguridad total, ya que la estabilidad global sigue atada al estrato débil identificado en P-1.

La integración de los sondeos confirma que el comportamiento del talud está "secuestrado" por el nivel intermedio de baja resistencia (4 a 10 m). Este estrato concentra simultáneamente los peores indicadores: máxima humedad, máxima plasticidad y mínima resistencia in situ. Por tales razones, esta unidad se ha interpretado como la zona crítica y el escenario más probable para el desarrollo de la superficie de falla en los análisis de estabilidad posteriores.

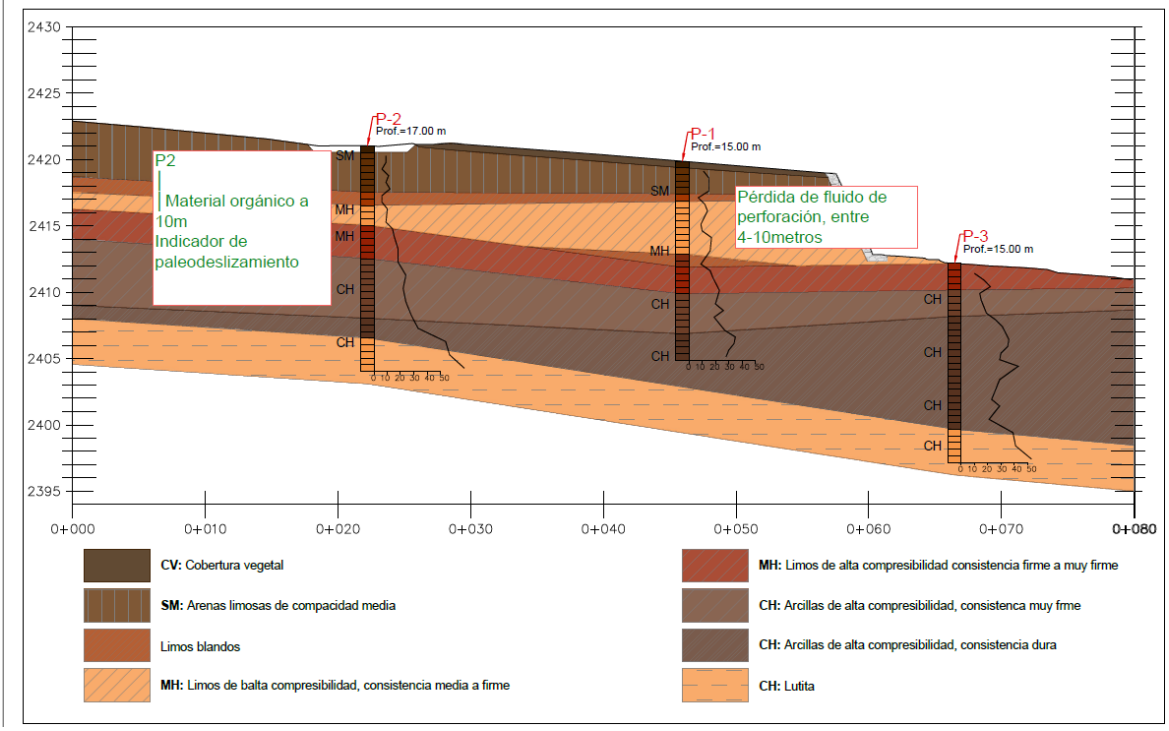
4.2 Interpretación estratigráfica y definición del modelo geotécnico

A partir de la triangulación de datos entre las perforaciones (P-1, P-2 y P-3), los resultados de laboratorio y el contexto geológico regional, se elaboró la sección estratigráfica integrada del talud. Este perfil no es solo una representación visual; es la herramienta que permitió mapear la continuidad espacial de los materiales y definir las unidades geotécnicas definitivas que alimentaron el modelamiento numérico en Geo5.

La sección integrada revela que la ladera no es una masa uniforme, sino una sucesión compleja de estratos limo-arcillosos. Estas capas presentan variaciones críticas en su grado de compacidad, plasticidad y nivel de meteorización. Un hallazgo fundamental es la disposición general de estas unidades, las cuales mantienen una pendiente natural hacia el pie del talud. Esta configuración geométrica es desfavorable, ya que condiciona el comportamiento mecánico del macizo y facilita que las superficies de falla se desarrollen de manera casi paralela a la estratificación, actuando esta última como un "plano de debilidad" preexistente.

Bajo esta interpretación, el modelo geotécnico se estructuró reconociendo que la interacción entre la geometría externa de la ladera y la inclinación interna de los estratos es lo que define la vulnerabilidad del sector de Challuabamba. Esta sección integrada constituye la base para asignar los parámetros de resistencia y para entender por qué la inestabilidad se concentra en los niveles donde la estratificación coincide con las zonas de mayor saturación.

Figura 14 *Sección geotécnica integrada del talud elaborada a partir de las perforaciones P-1, P-2 Y P-3, mostrando la continuidad de los estratos y las principales evidencias de inestabilidad.*



Nota: Elaboración propia

La sección geotécnica integrada revela una arquitectura del subsuelo compuesta por cinco unidades principales. En la superficie, encontramos una cobertura vegetal sobre arenas limosas de compacidad media (SM), con espesores delgados y un comportamiento meramente superficial. Sin embargo, bajo esta capa, la complejidad aumenta: aparece un nivel de limos de alta compresibilidad (MH), seguido por una secuencia de arcillas de alta

compresibilidad (CH) con consistencia variable. El cierre del perfil lo marca una lutita meteorizada en profundidad, que actúa como el sustrato competente y base del sistema.

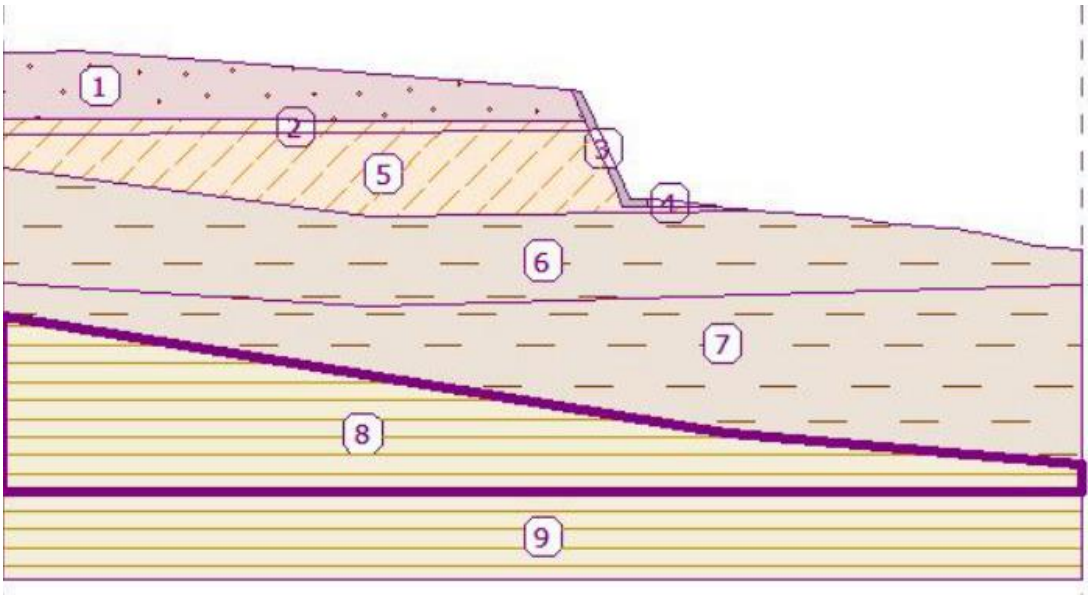
Un hallazgo crítico en este perfil es la unidad de limos y arcillas de alta plasticidad situada entre los 4 y 10 m de profundidad. Como se observa en la modelación, este estrato coincide milimétricamente con la zona donde la perforación P-1 registró pérdida de fluido. Esta correlación no es una coincidencia técnica; es la prueba de que este nivel posee un mayor fracturamiento o permeabilidad secundaria, actuando como un canal que "atrapa" el agua y debilita el macizo desde el interior.

Dentro de esta interpretación, el hallazgo de materia orgánica a 10 m de profundidad es, quizás, la evidencia más reveladora del estudio. La presencia de restos orgánicos enterrados junto a materiales retransportados es un indicador inequívoco de un paleodeslizamiento. Esto significa que la ladera de Challuabamba ya ha fallado en el pasado bajo condiciones similares.

Desde la geotecnia, esto cambia la perspectiva del problema: no estamos ante un fenómeno nuevo, sino ante la reactivación de una superficie de debilidad preexistente. Esta "cicatriz" antigua es una zona de baja resistencia que se activa cada vez que aumentan las presiones de poro por lluvias o infiltraciones urbanas.

Esta lectura es plenamente coherente con la geometría del perfil analizado. La superficie potencial de falla se desarrolla dentro de las arcillas y limos de alta compresibilidad, siguiendo una trayectoria curva hacia el pie del talud. Este mecanismo de falla rotacional es típico en materiales finos saturados, donde la superficie crítica suele "buscar" el contacto entre el estrato débil y el sustrato más rígido (Abramson et al., 2002), confirmando que el riesgo actual está íntimamente ligado a la memoria geológica del sitio.

Figura 15 *Modelo geotécnico simplificado empleado en GEO5, dividido en nueve regiones para la asignación de propiedades mecánicas y la representación del muro de contención existente.*



Nota: Elaboración propia.

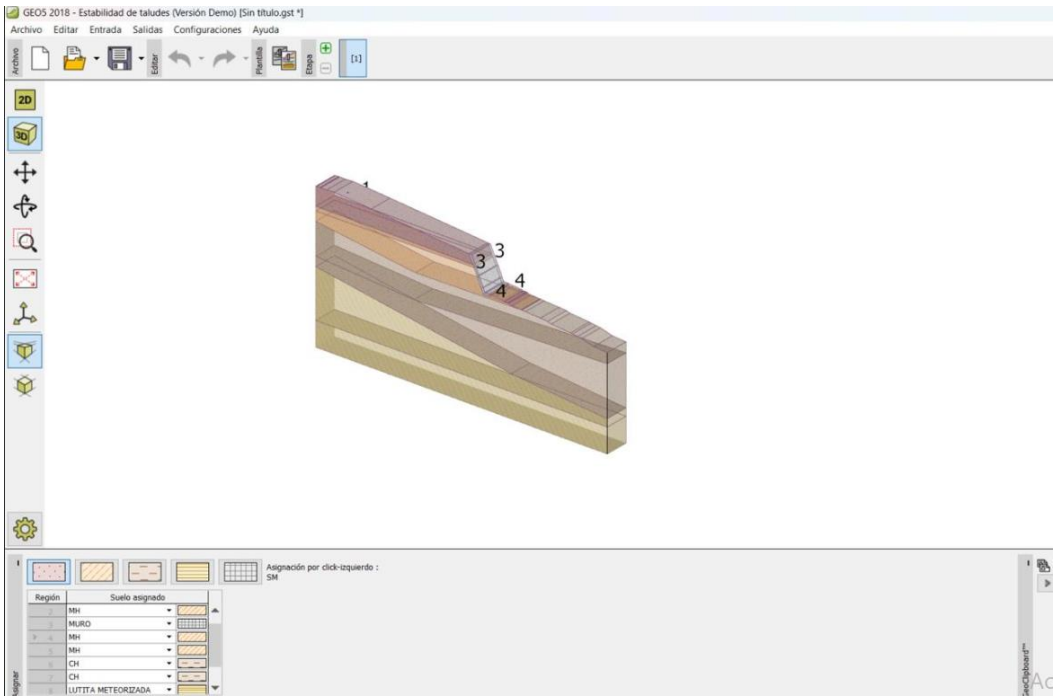
Con el objetivo de garantizar una transferencia precisa de los datos de laboratorio al entorno de simulación en GEO5, el perfil geotécnico se discretizó en nueve regiones funcionales, permitiendo una asignación independiente y rigurosa de las unidades geomecánicas. Esta subdivisión estratégica comienza en el nivel superior con las regiones 1 y 2, que representan la cobertura de arenas limosas (SM) y limos de alta compresibilidad (MH) más expuestos a la meteorización. Inmediatamente debajo, se definieron las regiones 3 y 4 para modelar específicamente los elementos estructurales correspondientes al cuerpo del muro de contención y su cimentación, permitiendo así evaluar la interacción directa entre la estructura y el terreno.

El núcleo del análisis se concentra en las regiones 5, 6 y 7, las cuales identifican la secuencia de arcillas y limos de alta plasticidad; esta zona es de vital importancia, ya que su elevada compresibilidad y sensibilidad hídrica la convierten en el escenario principal para el desarrollo de la superficie crítica de falla. Finalmente, las regiones 8 y 9 representan el

basamento de lutita meteorizada y los niveles inferiores más competentes, actuando como el límite rígido que restringe la profundidad de la falla y proporciona el soporte estructural al macizo.

Esta regionalización se validó mediante una representación tridimensional que permitió verificar la continuidad espacial de los estratos y asegurar que la geometría bidimensional fuera una réplica fiel de la disposición real del terreno en Challuabamba. La vista 3D facilitó la revisión de los contactos críticos, especialmente la ubicación del muro frente a las zonas más compresibles y su apoyo sobre la lutita firme. Esta coherencia geométrica garantiza que el modelo matemático responda a la física real del macizo, otorgando validez a los Factores de Seguridad calculados y permitiendo que la propuesta de estabilización se fundamente en una base técnica sólida y sin ambigüedades.

Figura 16 *Vista tridimensional del modelo geotécnico final empleado en el análisis de estabilidad.*



Nota: Elaboración propia.

La estructuración de estas unidades permitió consolidar un modelo geotécnico plenamente coherente con las evidencias recolectadas en campo y la respuesta mecánica obtenida en laboratorio. Esta arquitectura digital no solo reproduce la geometría del talud, sino que sirve como la base técnica para la asignación de parámetros de resistencia y peso unitario específicos para cada estrato.

A partir de esta configuración, el modelo se convierte en una herramienta de simulación dinámica. Esto permitió evaluar cuantitativamente el comportamiento del terreno, partiendo de su condición natural identificada como el escenario base y progresando hacia el análisis de distintos niveles de saturación y propuestas de intervención. Esta fase de transición es la que garantiza que los resultados del análisis de estabilidad no sean meras estimaciones teóricas, sino una representación fiel de la vulnerabilidad real del sector de Challuabamba.

4.3 Parámetros geotécnicos adoptados para el análisis de estabilidad

Tras consolidar el modelo estratigráfico y la geometría de la ladera, el siguiente paso crítico fue la asignación de los parámetros de peso unitario y resistencia al corte para cada unidad. Estas variables son el motor del análisis de estabilidad, ya que dictan la magnitud de las fuerzas resistentes y, por ende, el valor final del Factor de Seguridad (FS) en cada escenario modelado.

La determinación de estos valores no fue producto de una estimación al azar, sino de una triangulación rigurosa entre la clasificación SUCS, los resultados directos de los ensayos de laboratorio y la correlación con rangos de propiedades reportados en la literatura técnica para formaciones similares (Das & Sobhan, 2018; Budhu, 2011). Dada la heterogeneidad del depósito y el estado de meteorización del macizo, se optó por emplear parámetros efectivos,

permitiendo un análisis de estabilidad compatible con el comportamiento a largo plazo del talud.

Para optimizar el procesamiento en el software, las nueve regiones del modelo se agruparon en cuatro familias de materiales geotécnicos principales. En la siguiente tabla se resumen los valores adoptados, los cuales reflejan la transición de materiales desde la cobertura superficial hasta el basamento competente:

Tabla 5 *Parámetros geotécnicos adoptados para las unidades consideradas en el modelo de estabilidad.*

Material	**Clasificación SUCS**	**γ (kN/m³)**	**γsat (kN/m³)**	**c' (kPa)**	**φ' (°)**
Cobertura superficial	SM	18.0	20.0	10.0	25.0
Limos de alta compresibilidad	MH	18.0	20.0	16.5	19.6
Arcillas de alta compresibilidad	CH	19.0	21.0	20.0	20.0
Lutita meteorizada	CH–Lutita	21.0	23.0	40.0	30.0

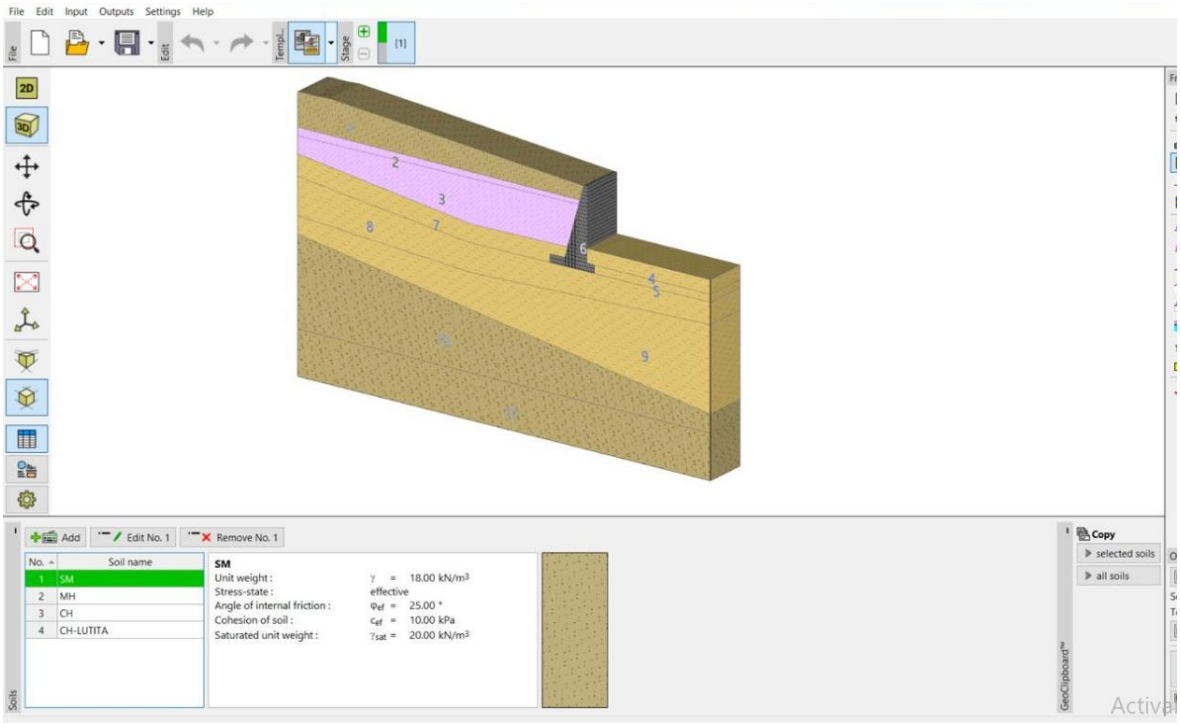
Nota: Elaboración propia.

La capa más externa del talud fue clasificada como SM, correspondiente a arenas limosas de compacidad media. Debido a su naturaleza granular con presencia de finos, este estrato funciona como una cobertura predominantemente friccional que protege los niveles inferiores. Mecánicamente, se caracteriza por poseer una cohesión reducida y una resistencia a la corte moderada, lo que la hace susceptible a procesos de erosión superficial y pequeños desprendimientos locales.

Para esta unidad, se adoptaron valores de peso unitario de γ = 18kN/m³ y γsat = 20kN/m³. En cuanto a su resistencia, se definieron parámetros efectivos de c' = 10kPa y φ'

=25°, valores que reflejan la baja capacidad de este material para sostenerse en pendientes pronunciadas sin el apoyo de los estratos subyacentes. Su comportamiento en el modelo es crucial, ya que representa la primera barrera frente a la infiltración directa de agua de escorrentía en el sector de Challuabamba.

Figura 17 *Parámetros geotécnicos asignados a la unidad superficial tipo SM.*



Nota: Elaboración propia.

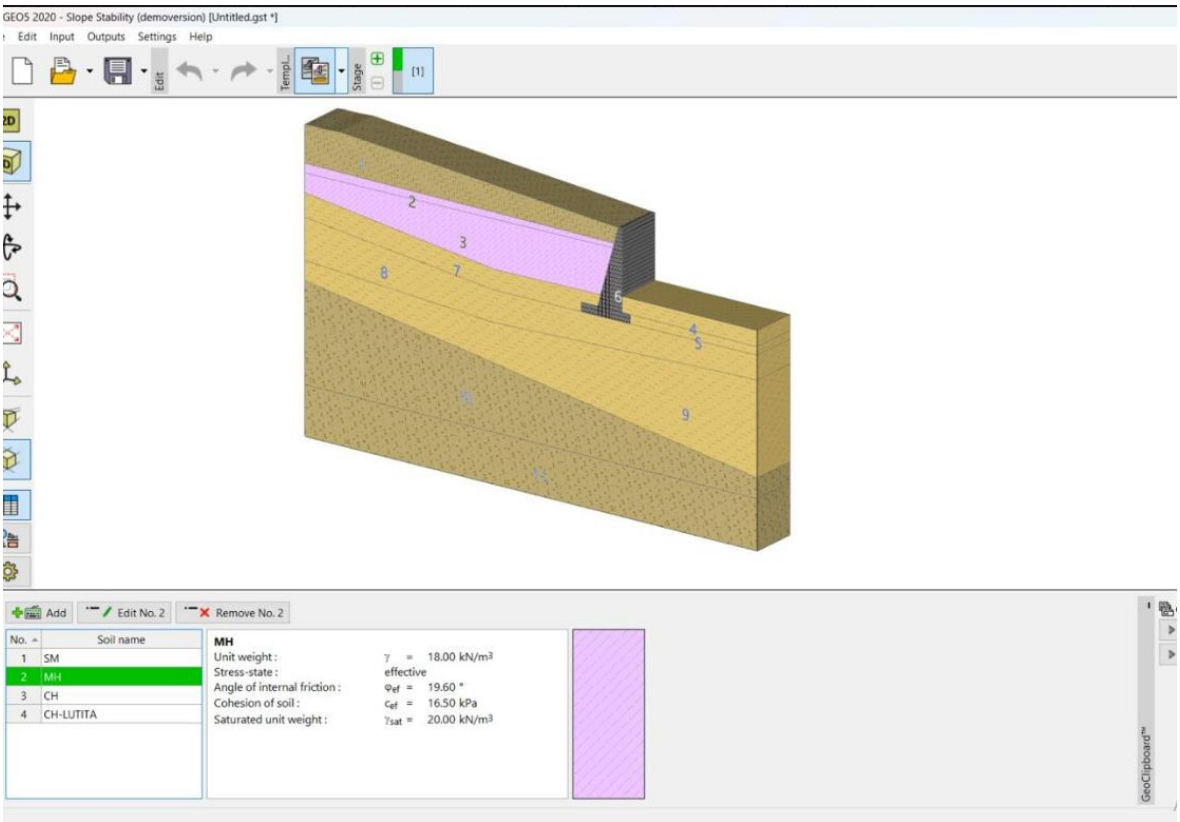
Los valores de cohesión y ángulo de fricción adoptados para el material SM son plenamente consistentes con los rangos reportados para arenas limosas medianamente compactas. En este tipo de suelos, la resistencia está gobernada primordialmente por el rozamiento interno entre las partículas granulares y, en una magnitud mucho menor, por la cohesión aparente que induce la fracción fina (Das & Sobhan, 2018).

Inmediatamente debajo de esta cobertura, se localiza un estrato de limos de alta compresibilidad (MH). Esta unidad representa uno de los puntos de mayor vulnerabilidad

dentro del talud de Challuabamba. Su peligrosidad radica en su elevada sensibilidad hídrica: al ser un material de alta compresibilidad, experimenta una pérdida drástica de su rigidez y resistencia al corte conforme aumenta su grado de saturación.

Para el modelamiento de esta unidad, se definieron los siguientes parámetros: pesos unitarios γ= 18 kN/m³ y γsat = 20 kN/m³, acompañados de una cohesión efectiva de c' = 16.5 kPa y un ángulo de fricción de φ' = 19.6°. Estos valores reflejan un material que, si bien posee una cohesión interna inicial, cuenta con un ángulo de fricción relativamente bajo, lo que facilita el desarrollo de deformaciones plásticas cuando las presiones de poro comienzan a actuar sobre el macizo.

Figura 18 *Parámetros geotécnicos asignados al estrato de limos de alta compresibilidad (MH).*



Nota: Elaboración propia.

El bajo ángulo de fricción adoptado para los limos previos refleja el comportamiento marcadamente plástico y compresible de dicho material. Asimismo, la cohesión moderada seleccionada es coherente con la consistencia entre media y firme que se describió en los testigos de perforación. Debido a estas características geomecánicas, esta unidad se identificó como una de las zonas con mayor probabilidad de participar en la formación y propagación de la superficie de falla.

Bajo este nivel se localiza la unidad clasificada como CH, correspondiente a arcillas de alta compresibilidad con una consistencia que varía de firme a muy firme. Este material es el más predominante en el perfil, ocupando gran parte del espesor del talud y constituyendo el medio principal a través del cual se desarrolla la superficie potencial de deslizamiento.

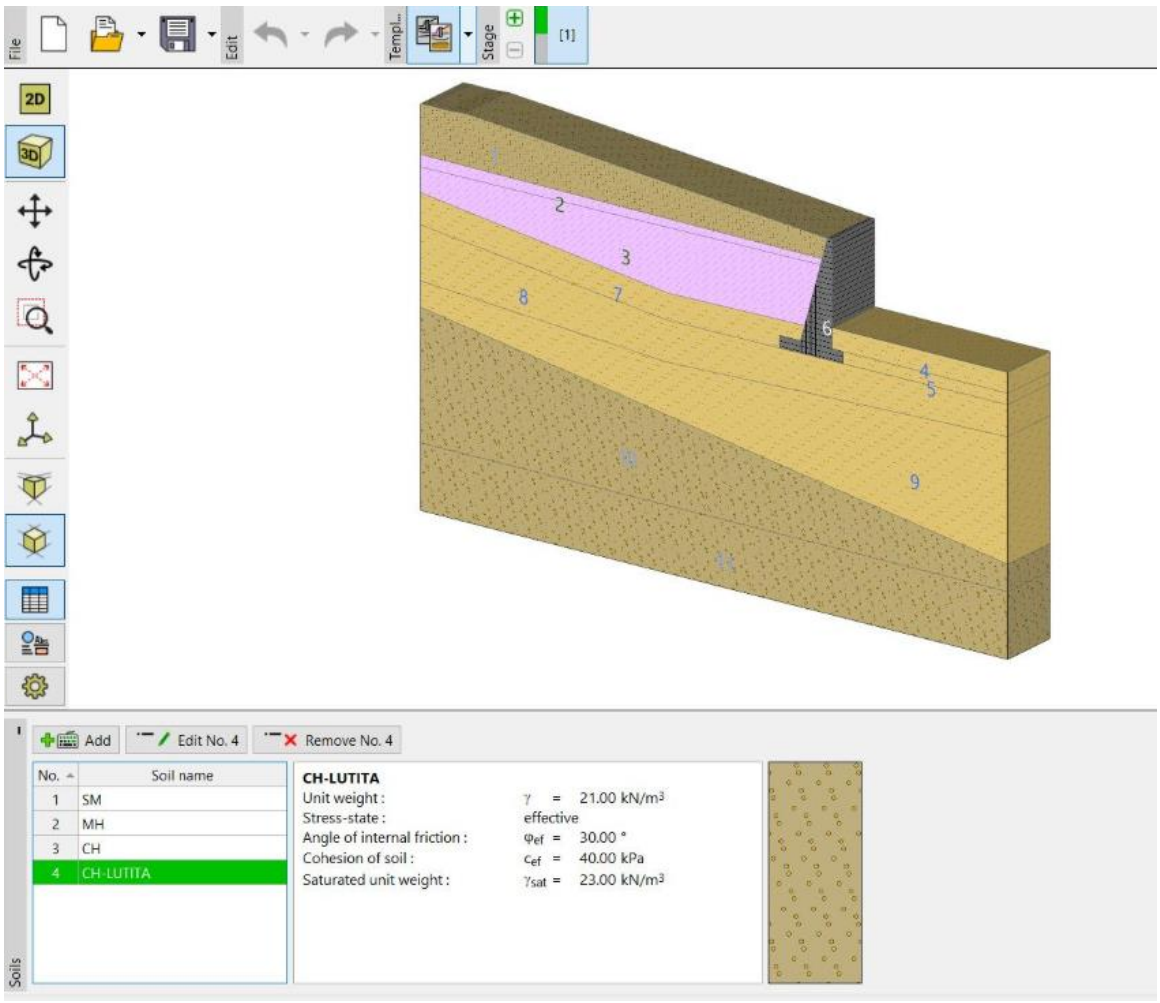
Para este estrato, se adoptaron los siguientes parámetros de diseño: pesos unitarios de 19 kN/m³ y γsat = 21 kN/m³, junto con una cohesión efectiva de c' = 20 kPa y un ángulo de fricción de φ'= 20°. Estos valores representan un suelo con una capacidad estructural superior a los limos superficiales, pero que, debido a su posición en el perfil y su naturaleza plástica, sigue siendo propenso a desarrollar planos de debilidad cuando las condiciones de saturación se vuelven críticas.

Aunque la cohesión de las arcillas CH es ligeramente superior a la del material MH, el valor relativamente bajo de su ángulo de fricción indica que sigue siendo un material altamente susceptible a deformaciones y a la pérdida de resistencia ante el incremento de las presiones de poro. Esta característica geomecánica justifica que la mayoría de las superficies críticas identificadas en las simulaciones atraviesen predominantemente este estrato arcilloso.

Finalmente, en la base del perfil se definió la unidad de lutita meteorizada, modelada técnicamente como un material tipo CH–Lutita. Esta unidad constituye el sustrato más competente de la sección y, por lo tanto, es la que aporta la mayor contribución resistente al sistema global. Su función en el modelo es actuar como una barrera rígida que limita la profundidad de los movimientos de masa.

Para este estrato, se adoptaron parámetros de alta capacidad: pesos unitarios de = 21 kN/m³ y $\gamma sat = 23 kN/m^3$, acompañados de una cohesión efectiva de c' = 40kPa y un ángulo de fricción de φ' = 30°. Estos valores reflejan la transición hacia un material de origen sedimentario consolidado que, a diferencia de los niveles superiores, posee la rigidez necesaria para estabilizar la base del talud y soportar las cargas de las alternativas de contención propuestas.

Figura 19 *Parámetros geotécnicos asignados a la unidad de lutita meteorizada.*



Nota: Elaboración propia

Los valores asignados a la lutita meteorizada son significativamente superiores a los del resto de los materiales, destacando especialmente en términos de cohesión (c' = 40 kPa) y ángulo de fricción φ'= 30°. Esta diferenciación responde a la génesis del material: a pesar de presentar un grado de alteración superficial, esta unidad conserva las propiedades mecánicas de un sustrato rocoso sedimentario, lo que le otorga una resistencia considerablemente mayor a la de los depósitos limo-arcillosos suprayacentes.

En consecuencia, este contraste de rigidez ejerce un control geométrico sobre la inestabilidad. La mayoría de las superficies de falla obtenidas en las simulaciones tienden a desarrollarse sobre el contacto superior de esta unidad o penetran apenas ligeramente en ella, pero rara vez logran atravesar completamente el estrato. En términos geotécnicos, la lutita actúa como un límite cinemático que confina el movimiento a las capas más jóvenes y débiles del perfil.

A partir de la consolidación de estos parámetros, se procedió a ejecutar los análisis de estabilidad del talud en su condición natural, estableciendo así una línea base de riesgo. Posteriormente, este mismo modelo sirvió para evaluar de manera cuantitativa el impacto de las distintas alternativas de estabilización propuestas, permitiendo medir la efectividad de cada solución en función del incremento del factor de seguridad.

4.4 Análisis de estabilidad del talud en condición actual

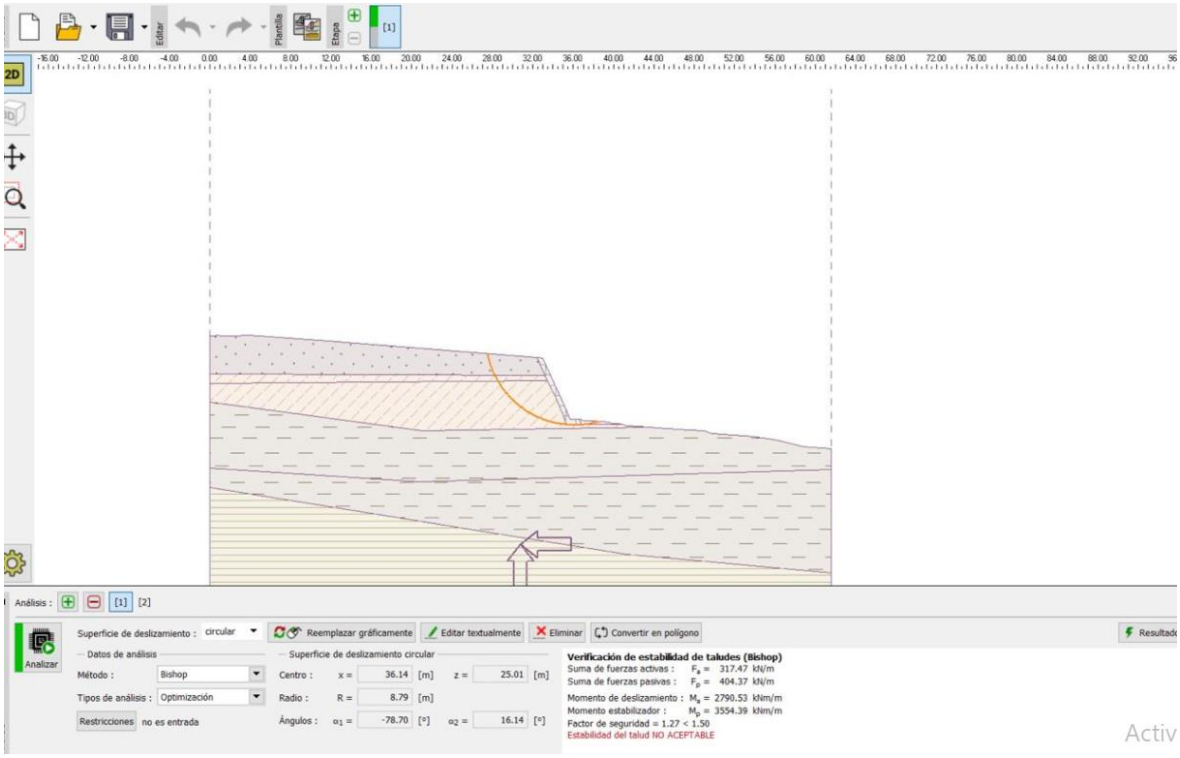
Con la geometría del talud consolidada y los parámetros geotécnicos asignados, se procedió a evaluar la estabilidad del macizo bajo las condiciones reales observadas en el sitio. Este análisis no fue un ejercicio genérico; se diseñó específicamente para capturar la influencia de los materiales más compresibles detectados en las perforaciones, considerando además el impacto de la zona de pérdida de fluido y la presencia confirmada del paleodeslizamiento.

La simulación se ejecutó en el software GEO5 mediante el método de equilibrio límite de Bishop simplificado. Esta elección metodológica responde a la necesidad de estudiar superficies de falla circulares en depósitos finos estratificados, permitiendo localizar con precisión el sector de menor estabilidad y el mecanismo de rotura más probable (Duncan et al., 2014).

En esta etapa inicial, se configuró una búsqueda automática de superficies potenciales de falla en el entorno crítico del muro y los estratos que le sirven de apoyo. Es importante destacar que el objetivo primordial no fue analizar un colapso profundo de todo el macizo montañoso, sino diseccionar el mecanismo de falla local responsable del deterioro actual de la estructura y de la reactivación del terreno en ese sector específico.

Bajo este enfoque, el análisis busca corroborar si la inestabilidad observada en superficie es una manifestación directa de la debilidad de los estratos MH y CH ubicados entre los 4 y 10 metros de profundidad, validando así la hipótesis de que la estructura está siendo afectada por un movimiento de masa preexistente.

Figura 20 *Superficie crítica localizada detrás del muro obtenida mediante el método de Bishop. Factor de seguridad FS=1.27.*



Nota: Elaboración propia.

Como se ilustra en la Figura 20, la superficie de falla más crítica no es aleatoria; se desarrolla de manera preferente inmediatamente detrás de la estructura de contención, seccionando los estratos limo-arcillosos de alta compresibilidad (MH y CH). La trayectoria de esta superficie encuentra su límite inferior al apoyarse sobre el contacto con la lutita meteorizada, evidenciando que el marcado contraste de rigidez y resistencia entre estos materiales actúa como el plano de deslizamiento principal del macizo.

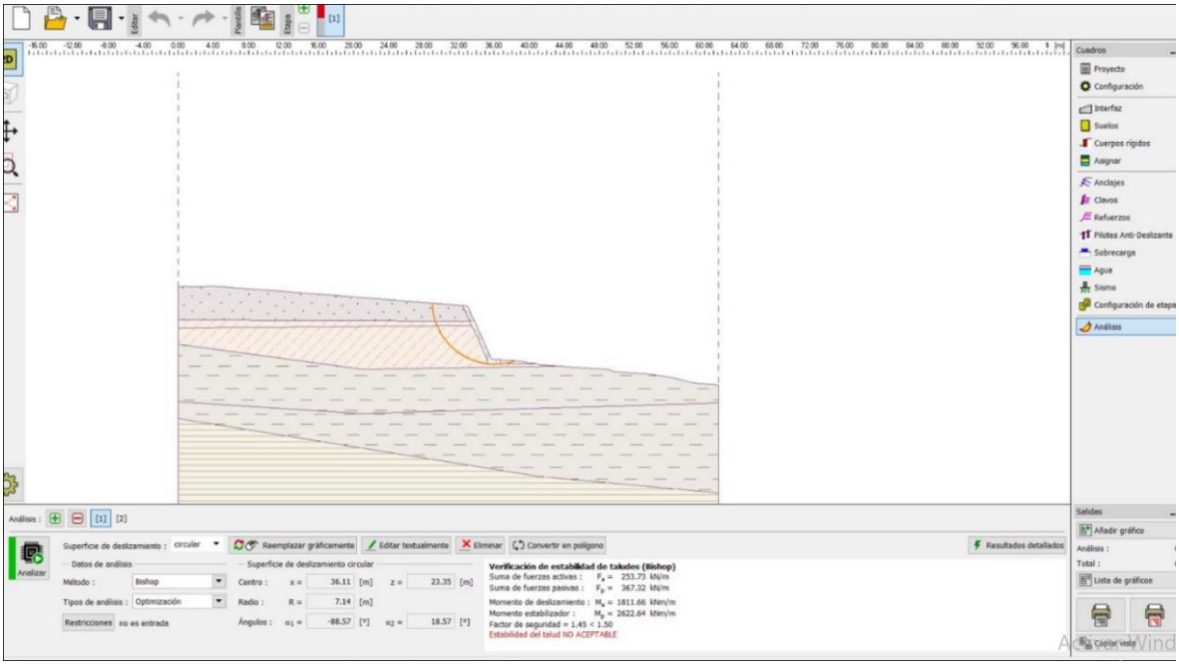
El análisis numérico arrojó un Factor de Seguridad (FS) de 1.27. Este valor se encuentra significativamente por debajo del umbral mínimo de 1.50 recomendado por la normativa técnica internacional para condiciones estáticas permanentes. De acuerdo con los criterios de evaluación establecidos en la metodología, un resultado de 1.27 categoriza al talud en un estado de estabilidad marginal.

Esta condición implica que el sistema carece de una reserva de resistencia adecuada. Por lo tanto, el talud es altamente vulnerable a factores desencadenantes externos, principalmente la infiltración hídrica y el aumento de las presiones de poro durante periodos de pluviosidad intensa. La proximidad del factor de seguridad a la unidad confirma que el deterioro observado en el muro es un síntoma de un movimiento de masa activo que requiere medidas de estabilización inmediatas para prevenir un colapso total.

Posteriormente, se procedió a evaluar una segunda superficie de falla con una extensión lateral y profunda ligeramente mayor. El objetivo técnico de esta fase fue verificar si el fenómeno de inestabilidad permanecía confinado estrictamente al entorno inmediato de la estructura de contención, o si, por el contrario, existía un riesgo latente de que el mecanismo de rotura se propagara hacia una porción más significativa del talud.

Este análisis de sensibilidad es fundamental para determinar la escala de la intervención necesaria. Al modelar una superficie de mayor alcance, se busca identificar si los estratos arcillosos (CH) y limosos (MH) subyacentes podrían actuar como una superficie de despegue para un movimiento de mayor magnitud que comprometa no solo el muro, sino también la estabilidad de la plataforma superior. Los resultados de esta comparativa permiten definir si la solución debe ser un refuerzo puntual o una estabilización integral del macizo coluvial en el sector.

Figura 21 *Superficie de falla ampliada obtenida para el talud en condición actual. Factor de seguridad FS=1.45*



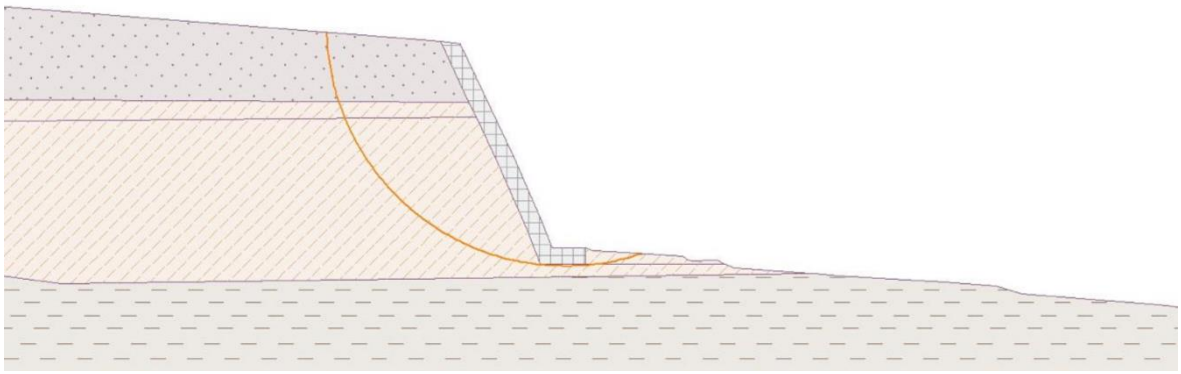
Nota: Elaboración propia.

Como se ilustra en la Figura 21, incluso cuando la superficie de falla se proyecta hacia una zona más extensa del talud, el Factor de Seguridad (FS) resultante es de 1.45. Si bien este valor muestra una ligera mejoría respecto al mecanismo local, persiste por debajo del umbral de seguridad de 1.50. Este hallazgo es determinante, pues confirma que la inestabilidad no es un evento aislado en el trasdós del muro, sino que compromete una franja significativa de los estratos MH y CH, involucrando un volumen de masa mucho mayor al previsto inicialmente.

No obstante, el contraste entre ambos factores de seguridad (1.27 vs. 1.45) permite concluir que la condición más desfavorable se concentra de forma inequívoca en el sector inmediatamente posterior a la estructura. En este punto, la convergencia de tres factores críticos la presencia de materiales de consistencia blanda, la zona de pérdida de fluido identificada en la perforación P-1 y la geometría desfavorable del terreno genera el escenario de mayor vulnerabilidad de todo el perfil.

En definitiva, este análisis demuestra que el talud se encuentra en un estado de equilibrio precario generalizado, donde la falla local del muro actúa como el "punto de inicio" que podría desencadenar un movimiento de mayor envergadura. Esta distinción es vital para el diseño de la estabilización, ya que sugiere que cualquier solución estructural no solo debe reforzar el pie del talud, sino también mejorar las propiedades del macizo en su zona de influencia extendida.

Figura 22 *Mecanismo de falla circular identificado en la condición actual del talud, evidenciando el desarrollo de la superficie de deslizamiento por debajo del nivel de desplante del muro existente.*



Nota: Elaboración propia

La Figura 22 permite visualizar con precisión que la superficie de deslizamiento se origina en la corona del talud, desciende a través de los materiales MH y CH, y emerge estratégicamente cerca del pie de la estructura de contención. Es fundamental destacar que la geometría de esta superficie coincide de manera notable con la zona donde se identificó materia orgánica enterrada y evidencias de un paleodeslizamiento durante la exploración de campo.

Esta correlación constituye uno de los hallazgos más relevantes del estudio. Demuestra que el modelo numérico no genera resultados arbitrarios, sino que reproduce con

fidelidad la física del terreno al identificar la superficie de debilidad preexistente. En términos geotécnicos, esto confirma que el fenómeno actual no es un evento nuevo, sino la reactivación de un deslizamiento antiguo, potenciada por la naturaleza compresible de los estratos y el régimen de infiltración hídrica del sector de Challuabamba.

Bajo estas condiciones, el talud se encuentra en una situación crítica de equilibrio límite. Mientras persistan los factores detonantes especialmente la acumulación de humedad en la Unidad II, el riesgo de desplazamientos adicionales y la degradación progresiva de la integridad estructural del muro serán constantes. Estos resultados validan la urgencia de implementar medidas de estabilización que no solo refuercen la superficie, sino que intervengan la dinámica interna del macizo.

Por tal razón, en el apartado siguiente se evalúa el comportamiento del talud tras la implementación de la propuesta de intervención, analizando cuantitativamente la mejora en el factor de seguridad.

4.5 Evaluación de la alternativa de estabilización propuesta

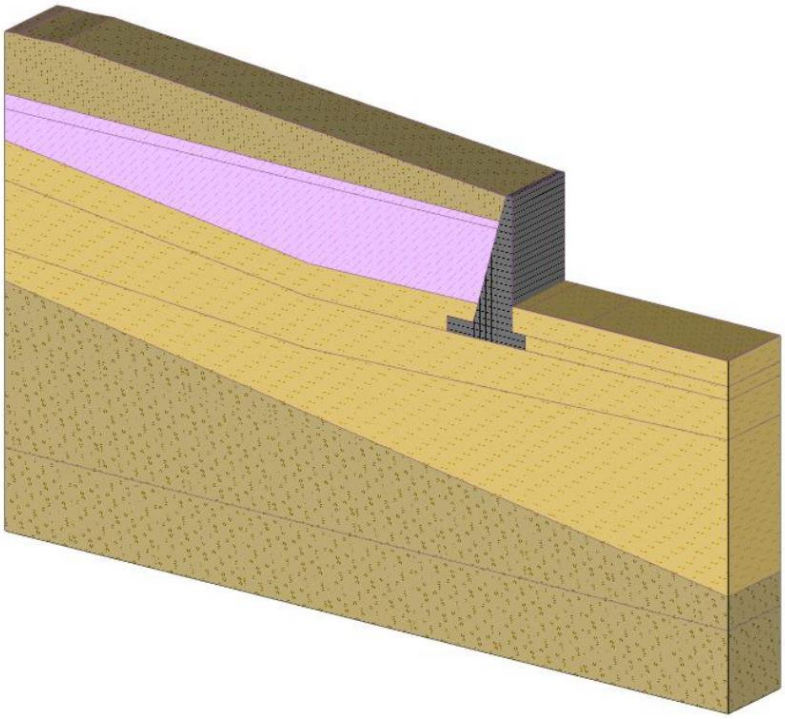
Los análisis efectuados para la condición actual confirmaron que la estructura existente es insuficiente para mitigar el mecanismo de inestabilidad detectado. La superficie crítica de falla identificada se desarrolla por debajo de la cimentación del muro actual, movilizando predominantemente los estratos MH y CH, que constituyen los niveles de menor resistencia del perfil. Esta desconexión entre la profundidad de la cimentación y la ubicación del plano de debilidad explica por qué, a pesar de la presencia del muro, los factores de seguridad (1.27 y 1.45) se mantienen por debajo de los estándares mínimos exigidos para taludes permanentes.

Con el objetivo de interceptar esta superficie de falla de manera efectiva, se planteó una alternativa de estabilización fundamentada en la construcción de un nuevo muro de

contención con un desplante profundo. A diferencia de la estructura original, esta nueva configuración fue modelada para que atraviese en su totalidad los estratos blandos y coluviales, buscando un apoyo firme dentro de la lutita meteorizada.

Al anclar la cimentación en la unidad de mayor competencia mecánica del perfil, se logra un cambio fundamental en la estática del sistema: el muro deja de ser un elemento de contención meramente superficial para convertirse en una barrera estructural profunda. Esta disposición no solo permite transferir las cargas del talud a un sustrato rígido, sino que obliga a cualquier potencial superficie de falla a profundizarse significativamente, incrementando así la resistencia a la corte movilizada y, por consiguiente, el Factor de Seguridad global del sector.

Figura 23.*Representación 3D del modelo de intervención, donde se observa la interacción del muro de desplante profundo con los estratos coluviales y la lutita meteorizada.*



Nota: Elaboración propia.

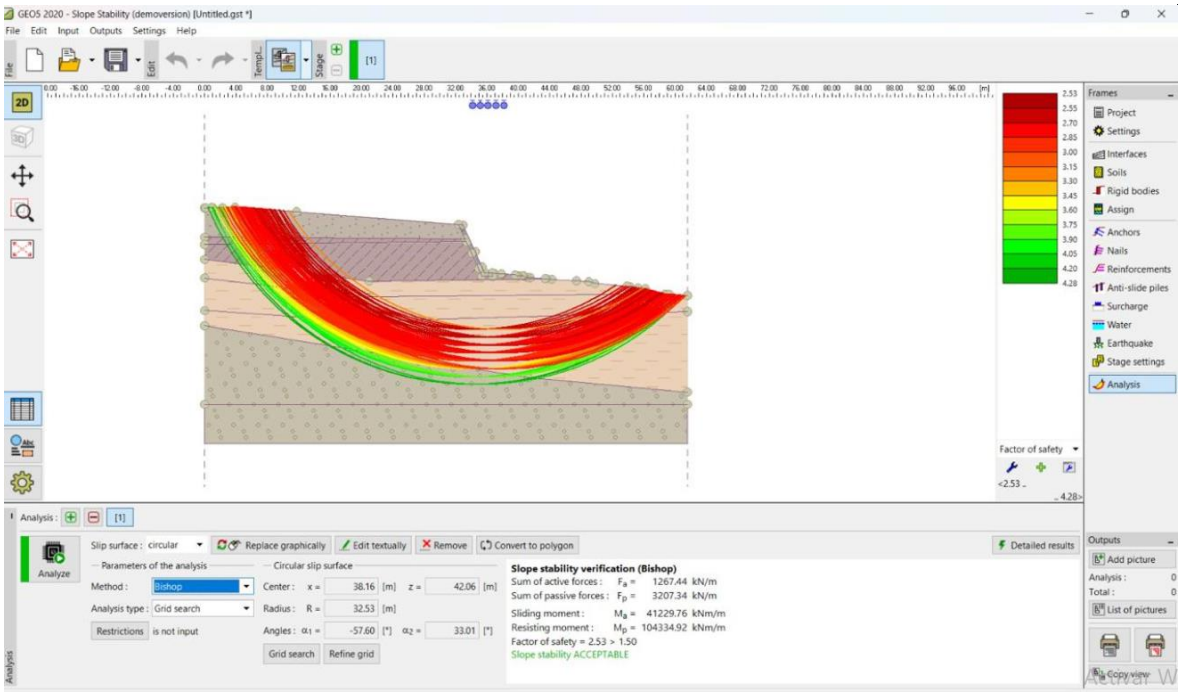
Como se evidencia en la modelación, la intervención propuesta no se limita a ejercer una presión pasiva sobre la cara del talud, sino que altera fundamentalmente la geometría del mecanismo de falla. El empotramiento estratégico del muro dentro de la lutita meteorizada actúa como un punto de control cinemático; esta rigidez obliga a que cualquier superficie potencial de deslizamiento se desplace hacia horizontes más profundos y competentes.

Al forzar la superficie de falla a profundizarse, el sistema debe movilizar una mayor resistencia al corte para producir un movimiento, lo que reduce drásticamente la probabilidad de que se repita el patrón de inestabilidad observado en la estructura original. En este nuevo escenario, el muro no solo sostiene el terreno, sino que "desvía" el riesgo hacia el sustrato firme, protegiendo la integridad de la zona crítica situada tras la estructura.

Una vez configurado este nuevo esquema geomecánico, se procedió a ejecutar el análisis de estabilidad empleando nuevamente el método de Bishop. El software GEO5 realizó una búsqueda exhaustiva y automática de superficies potenciales, considerando la rigidez aportada por el muro empotrado y la nueva distribución de esfuerzos en el macizo. Esta fase de cálculo es la que permite cuantificar el beneficio real de la propuesta frente a la condición de equilibrio límite que presentaba el sitio inicialmente

.

Figura 24 *Superficie crítica de falla obtenida para el talud estabilizado mediante el nuevo muro. El análisis mediante Bishop arroja un factor de seguridad FS=2.53*



Nota: Elaboración propia

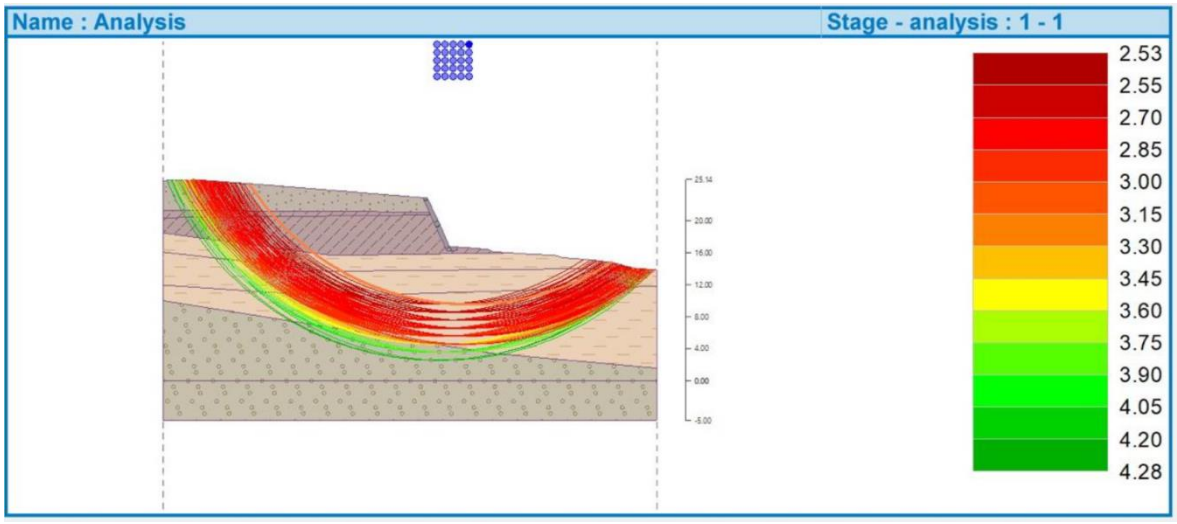
Los resultados obtenidos, ilustrados en la Figura [X], evidencian una mejora sustancial en la estabilidad global del macizo. El Factor de Seguridad (FS) se incrementa a 2.53, una cifra que supera con holgura el umbral mínimo de 1.50 exigido para taludes permanentes. Este incremento del 100% respecto a la condición más crítica (1.27) confirma que el nuevo diseño de muro logra interceptar y neutralizar el mecanismo de falla que anteriormente se desarrollaba sin control por debajo de la cimentación original.

Más allá del valor numérico, se observa una transformación estructural en la geometría de la superficie crítica. En la condición inicial, la falla se concentraba en el trasdós inmediato del muro y atravesaba los materiales más compresibles (MH y CH). Tras la intervención, la superficie de deslizamiento se ve obligada a migrar hacia una trayectoria mucho más profunda y extensa, apoyándose directamente sobre la lutita meteorizada.

Este desplazamiento cinemático implica que cualquier falla potencial debe movilizar ahora materiales de una resistencia significativamente superior, lo que garantiza una reserva de estabilidad robusta. En lugar de permitir que el talud falle por su "punto más débil", el muro empotrado reconfigura el estado de esfuerzos, obligando al sistema a buscar planos de rotura en el basamento competente.

Para obtener una visión integral del comportamiento del talud estabilizado, se generó la envolvente de todas las superficies de falla analizadas por el programa. Este análisis probabilístico permite verificar que no existan mecanismos secundarios o locales que presenten factores de seguridad de riesgo, confirmando que la solución propuesta blinda el talud en su totalidad y no solo de forma puntual detrás de la pantalla de contención.

Figura 25 *Envolvente de superficies de falla y distribución de factores de seguridad para el talud estabilizado.*



Nota: Elaboración propia.

Como se observa en la envolvente de superficies de falla, la mayoría de las trayectorias analizadas presentan factores de seguridad superiores a 2.50, alcanzando incluso valores

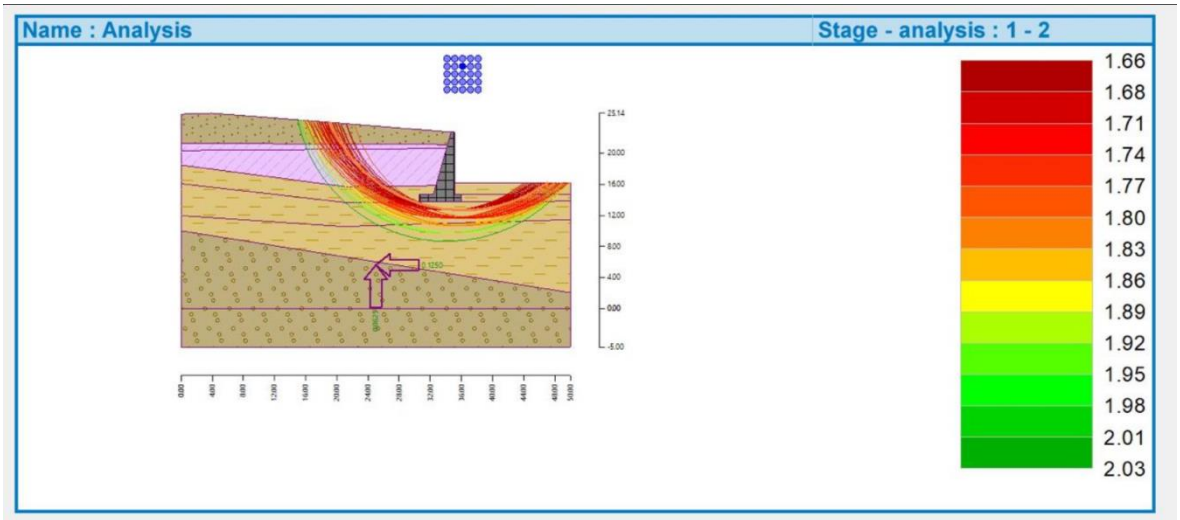
cercanos a 4.00 en los horizontes más profundos. Si bien las superficies más críticas continúan localizándose en la zona de influencia directa del muro, los valores obtenidos permanecen holgadamente por encima de los criterios mínimos de estabilidad.

No obstante, un diseño de ingeniería responsable debe considerar los factores detonantes identificados en la fase de exploración. Debido a que se registró una pérdida de fluido de perforación entre los 4 y 10 m de profundidad y se hallaron evidencias claras de infiltración interna, se consideró imperativo evaluar un escenario desfavorable bajo condiciones de saturación. Para ello, se introdujo en el modelo un nivel freático localizado sobre el contacto entre los estratos limo-arcillosos y la lutita meteorizada, simulando la acumulación de presión de poros que se generaría durante periodos de pluviosidad intensa.

En este escenario de saturación, el Factor de Seguridad disminuye a FS = 1.66. A pesar de la reducción provocada por el incremento de las presiones de poro, el valor obtenido continúa superando el mínimo de 1.50 establecido para condiciones permanentes.

Este resultado es trascendental para la tesis, pues demuestra que el nuevo muro empotrado no solo es eficiente en condiciones naturales, sino que posee la reserva de resistencia suficiente para mantener el talud estable incluso ante los peores escenarios hidrológicos previstos para la zona. La cimentación profunda en la lutita actúa como un "seguro" que evita la reactivación del paleodeslizamiento, incluso cuando las propiedades del suelo se ven degradadas por el agua.

Figura 26 *Análisis de estabilidad del talud estabilizado bajo escenario de saturación crítica, mostrando una reducción del Factor de Seguridad a 1.66 debido al incremento de presiones de poro.*



Nota: Elaboración propia.

Como se detalla en la Figura 26, la incorporación del efecto del agua provoca una disminución del factor de seguridad de 2.53 a 1.66. Esta reducción del 34% confirma que la infiltración y el consecuente incremento de las presiones de poro son las variables que más influyen en el comportamiento del talud, afectando la resistencia de los estratos MH y CH. No obstante, el valor resultante de 1.66 se mantiene por encima del límite normativo de 1.50, validando que la alternativa de estabilización es técnicamente aceptable incluso en condiciones de saturación crítica.

La envolvente de superficies de falla para este escenario hídrico permitió identificar que, aunque el agua degrada la cohesión aparente del suelo, el muro continúa interceptando el mecanismo de rotura, impidiendo que el deslizamiento recupere su trayectoria original.

Finalmente, se analizó la respuesta del sistema ante la acción sísmica. Como era de esperarse, la introducción de fuerzas inerciales produce una reducción adicional del factor de seguridad. Bajo este escenario, las superficies críticas vuelven a localizarse en el entorno

inmediato del muro y en el contacto entre las arcillas y la lutita meteorizada, reafirmando que esta es la zona de mayor sensibilidad geomecánica del perfil.

Sin embargo, incluso bajo la solicitación sísmica, el muro empotrado en la lutita cumple su función de control cinemático. Al actuar como un elemento rígido que atraviesa los materiales más débiles, obliga a que la trayectoria potencial se desplace hacia sectores más profundos y resistentes del basamento. Los factores de seguridad obtenidos en esta fase se mantienen entre 1.66 y 2.03.

Aunque estos valores son inferiores a los de la condición estática, resultan plenamente satisfactorios para un análisis pseudoestático, donde los umbrales suelen ser más flexibles (generalmente FS > 1.05 o 1.10). En consecuencia, se puede afirmar con rigor técnico que la alternativa de estabilización propuesta garantiza un desempeño estructural seguro y confiable, incluso frente a la recurrencia de eventos sísmicos en la región.

4.6 Discusión integral de los resultados

Los hallazgos de esta investigación permiten diagnosticar con precisión la génesis de la inestabilidad en el sector de Challuabamba. El problema no es un fenómeno superficial ni se limita a una deficiencia aislada del muro actual; por el contrario, responde a la presencia de un estrato crítico intermedio, compuesto por limos y arcillas de alta plasticidad (MH y CH), localizados entre los 4 y 10 metros de profundidad. Esta franja coincide exactamente con los niveles donde la perforación P-1 registró pérdidas de fluido, bajos valores de resistencia y evidencias de infiltración activa.

La convergencia entre estos datos de campo, la presencia de materia orgánica enterrada y la geometría de la superficie crítica obtenida en el modelo numérico constituye el hallazgo más relevante del estudio. Esta correlación confirma la existencia de un paleodeslizamiento cuya superficie de debilidad preexistente permanece latente dentro del

macizo. En consecuencia, la inestabilidad actual debe interpretarse como la reactivación de un mecanismo antiguo, potenciada por las condiciones hidrológicas y la geometría actual del terreno.

El análisis en la condición base arrojó factores de seguridad FS entre 1.27 y 1.45, valores que ratifican la insuficiencia del muro existente. Aunque dicha estructura aporta una contención somera, su cimentación no logra alcanzar la lutita meteorizada, permitiendo que la falla se desarrolle libremente por debajo de su desplante.

Al comparar estos resultados con la alternativa propuesta, queda demostrado que el factor determinante para la estabilidad no es solo la presencia de una barrera física, sino la profundidad de empotramiento. Al prolongar el nuevo muro hasta la lutita, el mecanismo de falla se transforma: la superficie crítica ya no puede seccionar los estratos débiles de forma libre, viéndose obligada a migrar hacia materiales de mayor competencia mecánica. Esta modificación cinemática eleva el FS hasta 2.53 en condiciones secas.

Este comportamiento posiciona a la lutita meteorizada como el verdadero basamento competente del perfil. A pesar de su meteorización, sus propiedades de cohesión y fricción superan ampliamente a las unidades suprayacentes, convirtiéndose en el único horizonte capaz de ofrecer una reacción estructural efectiva frente al empuje del talud.

No obstante, la investigación también revela que la seguridad del macizo está intrínsecamente ligada al factor hídrico. La incorporación de presiones de poro reduce el factor de seguridad de 2.53 a 1.66 (una caída aproximada del 35%). Este fenómeno evidencia la alta sensibilidad de los materiales MH y CH a la saturación, explicando por qué los daños en la zona se intensifican durante las temporadas de alta pluviosidad.

Desde una perspectiva práctica, esto implica que el diseño de ingeniería no puede descansar exclusivamente en la resistencia estructural del nuevo muro. Si bien la estructura

garantiza la estabilidad incluso en el peor escenario (1.66 > 1.50), la infiltración sigue siendo el principal agente detonante. Estos resultados guardan una coherencia notable con la literatura técnica (Abramson et al., 2002; Suárez Díaz, 2009), que subraya la vulnerabilidad de las arcillas plásticas en paleodeslizamientos ante el aumento de la presión intersticial.

En definitiva, la estabilización mediante un muro de desplante profundo empotrado en la lutita meteorizada, complementado con un sistema de drenaje adecuado, se consolida como la solución técnica más viable. Esta estrategia no solo incrementa los márgenes de seguridad conforme a la normativa, sino que aborda la raíz geomecánica del problema, garantizando la protección de la infraestructura y la seguridad del sector a largo plazo.

CAPÍTULO 5. DISEÑO DE LA ALTERNATIVA DE ESTABILIZACIÓN

5.1 Criterios de diseño de la alternativa propuesta

Los análisis desarrollados en el capítulo precedente evidenciaron que la vulnerabilidad del muro actual no radica únicamente en su configuración geométrica, sino en la profundidad insuficiente de su cimentación. Las simulaciones en GEO5 confirmaron que la superficie crítica estableció que la cimentación del nuevo muro debe penetrar al menos 1.0 metro dentro de este estrato competente. Esta configuración garantiza que la estructura actúe como un "pin" o barrera física que interrumpe el plano de deslizamiento profundo.

Asimismo, el diseño reconoce que la estabilidad del sector de Challuabamba es altamente sensible al factor hídrico. Por ello, el muro no fue dimensionado únicamente para condiciones ideales, sino que su verificación estructural contempló los escenarios de saturación y acción sísmica analizados anteriormente.

de falla se desarrolla por debajo del desplante existente, movilizando los estratos MH y CH. En consecuencia, la estructura actual se limita a una contención superficial, dejando libre el mecanismo de deslizamiento profundo que compromete la estabilidad global.

Frente a este diagnóstico, la alternativa propuesta consiste en la implementación de un nuevo muro de contención de hormigón armado, diseñado específicamente para interceptar la superficie crítica y transferir las solicitudes mecánicas hacia la lutita meteorizada. Esta unidad se seleccionó como el estrato de apoyo definitivo debido a su competencia mecánica superior, caracterizada por los mayores valores de cohesión y fricción detectados en el perfil.

La profundidad de empotramiento no se definió de manera arbitraria, sino como una respuesta directa a la cinemática de la falla. Dado que las superficies críticas se concentran entre los 4 y 10 metros de profundidad y se apoyan sobre el contacto con la lutita, se

El diseño definitivo de la estructura se validó bajo tres estados de carga fundamentales:

Condición estática: Representativa del comportamiento basal y permanente del talud.

Condición de saturación: Simulación de épocas de pluviosidad intensa con incremento de presiones de poro e infiltración.

Condición pseudoestática: Incorporación de las fuerzas inerciales derivadas de la aceleración sísmica horizontal.

De igual manera, el muro fue sometido a una revisión rigurosa frente a los tres modos críticos de falla geotécnica: deslizamiento en la base, vuelco (volteo) y falla por capacidad portante. La adopción de estos criterios permite proponer una solución que trasciende la simple contención de tierras; se trata de una estructura diseñada para estabilizar el macizo en su totalidad y mitigar de forma definitiva la reactivación del paleodeslizamiento identificado.

5.2 Geometría propuesta del muro

De acuerdo con el pre-dimensionamiento realizado, la altura total del muro se estableció en 9.00 m. Esta dimensión se desglosa en una altura libre de fuste de 8.10 m y un espesor de zapata de 0.90 m. Esta configuración vertical es el eje central de la propuesta, ya que garantiza que la estructura no solo contenga el material coluvial superficial, sino que logre el empotramiento necesario dentro de la lutita meteorizada, interceptando así el mecanismo de falla profundo identificado en el Capítulo 4.

En cuanto a la estabilidad basal, el ancho total de la cimentación (B) se definió en 5.40 m. Esta longitud representa aproximadamente el 60% de la altura total del muro, una proporción técnica que se alinea con los estándares de diseño para muros en ménsula de gran altura, asegurando un control eficiente de los esfuerzos de volteo**.**

Asimismo, se optó por un diseño asimétrico de la base, donde la longitud del talón (2.70 m) es considerablemente mayor a la de la puntera (1.80 m). Esta decisión técnica tiene como objetivo maximizar el peso del suelo retenido sobre la parte posterior de la zapata, utilizando la propia masa del terreno como una carga estabilizadora que incrementa la resistencia al deslizamiento y mejora la distribución de presiones sobre el estrato de apoyo.

La altura total de 9.00 metros es el parámetro clave de esta propuesta. Esta dimensión permite que el muro no solo sobresalga para contener el perfil visible del talud, sino que garantiza que la base se profundice lo suficiente como para atravesar los estratos coluviales (MH y CH).

Tabla 6 Geometría adoptada para el muro de contención propuesto

Parámetro	**Símbolo**	**Valor**
Altura total del muro	H	9.00 m
Altura libre del fuste	hf	8.10 m
Ancho total de la base	B	5.40 m
Espesor de la zapata	hz	0.90 m
Espesor del fuste en coronación	b1	0.40 m
Espesor del fuste en la base	b2	0.90 m
Longitud de la puntera	Lp	1.80 m
Longitud del talón	Lt	2.70 m

Nota: Elaboración propia.

5.3 Cálculo del empuje activo sobre el muro

Para el dimensionamiento estructural, se determinó el empuje activo del terreno siguiendo los lineamientos de la teoría de Rankine. Esta elección es técnicamente adecuada dado que el relleno proyectado tras el fuste presenta una superficie aproximadamente horizontal y se asume un comportamiento homogéneo dentro de la zona de influencia crítica.

Como material de control para el cálculo, se consideró el estrato de arcillas y limos de alta plasticidad (MH-CH), al representar la condición geomecánica más desfavorable detectada en el sitio. De acuerdo con los ensayos de laboratorio, se adoptaron un ángulo de fricción promedio 20° y un peso unitario de 19 kN/m³.

El coeficiente de empuje activo (Ka) se calculó mediante la expresión:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Sustituyendo el valor de diseño de φ'=20°:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 10^\circ) = 0.49$$

Con este coeficiente, el empuje activo total (Pa) se determinó mediante la fórmula:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Considerando la altura crítica de diseño y el peso unitario del material, se obtuvo una resultante de empuje de 116.4 kN/m. Esta fuerza actúa de manera triangular sobre la pantalla del muro, localizándose su punto de aplicación aproximadamente a un tercio de la altura medida desde la base (H/3).

Dada la sensibilidad del talud a la humedad identificada en los capítulos anteriores, se evaluó adicionalmente la condición de saturación. En este escenario, el empuje hidrostático adicional (Pw) se calculó mediante:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

La incorporación de esta presión de poros en el cálculo estructural explica la reducción del factor de seguridad observada en las fases de modelación y justifica la necesidad de incluir sistemas de drenaje eficientes en la propuesta constructiva. Esta fuerza adicional representa una carga crítica que el muro debe ser capaz de soportar sin comprometer su estabilidad externa ni su integridad estructural.

5.4 Verificación al volteo, deslizamiento y capacidad portante

Con la geometría asumida se verificó el comportamiento del muro frente a los tres mecanismos principales de falla.

5.4.1 Verificación al volteo

El factor de seguridad al volteo se obtuvo mediante los momentos estabilizadores y volcantes respecto al borde de la puntera:

$$FS_{vol} = \frac{\sum M_E}{\sum M_V}$$

El valor obtenido fue:

$$FS_{vol} = 3.03$$

Este resultado es fue mayor al mínimo recomendado de 2.0, por lo que puede concluirse que el muro presenta una adecuada estabilidad frente al volteo.

5.4.2 Verificación al deslizamiento

La estabilidad frente al desplazamiento horizontal se evaluó mediante la relación entre las fuerzas resistentes que se oponen al movimiento y las fuerzas motoras derivadas del empuje del suelo:

$$FS_{des} = \frac{\sum F_R}{\sum F_H}$$

En el análisis de la sección base, se identificó que la resistencia puramente friccional en la interfaz zapata-terreno era ajustada. Por lo tanto, con el fin de garantizar un diseño robusto y conservador, se integró una llave de corte (dentellón) en la base de la cimentación. Esta medida permite aprovechar de manera efectiva la resistencia pasiva del estrato de apoyo y asegura que la estructura trabaje en conjunto con la lutita meteorizada.

Con la incorporación de este elemento técnico y el empotramiento de 1.0 m en el estrato competente

El valor obtenido fue:

$$FS_{des} = 1.55$$

Este resultado es satisfactorio, ya que supera el umbral mínimo de 1.50 recomendado por la normativa para condiciones de estabilidad permanente. La adopción de esta llave de corte no solo garantiza el cumplimiento numérico, sino que otorga al muro una mayor resiliencia frente a posibles incrementos imprevistos en la presión de poros, asegurando que la estructura permanezca en su posición de diseño a lo largo de su vida útil.

5.4.3 Verificación de la capacidad portante

La última fase de la validación externa consistió en verificar que las tensiones transmitidas por el muro no superen la resistencia interna del estrato de apoyo. De acuerdo con el análisis de cargas verticales (peso propio y relleno) y momentos volcadores, se determinó la distribución de presiones sobre la interfaz de cimentación.

La presión máxima transmitida al terreno fue de 167.4 kPa, valor que se encuentra significativamente por debajo de la capacidad admisible calculada para la lutita meteorizada, establecida conservadoramente en 250 kPa. Esto garantiza un factor de seguridad frente al hundimiento superior a lo exigido por la normativa técnica.

Asimismo, la presión mínima calculada en el extremo del talón fue de 68.4 kPa. El hecho de que este valor sea positivo en toda la extensión de la base (B = 5.40m) es un indicador fundamental de estabilidad, ya que confirma que no existe levantamiento de la zapata y que toda la cimentación se encuentra trabajando a compresión.

En conclusión, el diseño propuesto asegura que las tensiones transmitidas son plenamente compatibles con la competencia mecánica del basamento. La zapata de 0.90 m de espesor logra distribuir las cargas de manera uniforme, evitando concentraciones de

esfuerzo que pudieran derivar en asentamientos diferenciales o fallas locales en el sector de Challuabamba.

Tabla 7 Resultados de las verificaciones de estabilidad del muro.

Verificación	Resultado	Valor mínimo recomendado	Cumple
Factor de seguridad al volteo	3.03	2.00	Sí
Factor de seguridad al deslizamiento	1.50	1.55	Sí
Presión máxima de contacto	167.4 kPa	250 kPa	Sí
Presión mínima de contacto	68.4 kPa	> 0 kPa	Sí

Nota: Elaboración propia.

5.5 Diseño estructural preliminar del muro

Una vez validada la estabilidad global, el muro fue analizado como un elemento de hormigón armado sometido a esfuerzos combinados de flexión y corte. Desde el punto de vista estructural, el fuste funciona como una ménsula vertical empotrada en su base, lo que implica que el momento flector máximo se localiza precisamente en la sección de unión entre el fuste y la zapata. Por su parte, la cimentación (talón y puntera) trabaja como una serie de voladizos sujetos a la reacción del terreno y al peso del relleno suprayacente.

Para el dimensionamiento de las secciones y el cálculo del acero de refuerzo, se adoptaron las propiedades de materiales estándares para obras de infraestructura de esta magnitud en el país, detalladas en la siguiente tabla:

Tabla 8 Propiedades mecánicas y resistencias de diseño de los materiales estructurales adoptados para el muro de contención

Material	Propiedad	Valor
Hormigón	f_c'	28 MPa
Acero de refuerzo	fy	420 MPa

Nota: Elaboración propia

La configuración del acero de refuerzo responde directamente al diagrama de momentos flectores esperado. Siguiendo los principios de la mecánica del hormigón armado, se establecieron los siguientes criterios de armado:

- Fuste (Pantalla): El refuerzo principal se dispone en la cara posterior (contacto con el suelo), ya que es allí donde se desarrollan las mayores fibras traccionadas debido al empuje activo.

Talón: Debido a que el peso del suelo sobre el talón supera la reacción del terreno, el momento flector induce tracción en la cara superior, donde se debe ubicar el refuerzo principal.

Puntera: En este elemento, la reacción del suelo es la carga dominante, generando tracciones en la cara inferior de la zapata, lugar donde se concentrará el acero de diseño.

La adopción de un hormigón de 28 MPa garantiza no solo la resistencia estructural necesaria para soportar los empujes calculados, sino también una mayor durabilidad frente a la agresividad potencial del ambiente y el contacto constante con la humedad del macizo.

5.6 Obras complementarias de drenaje

Los análisis desarrollados en el Capítulo 4 demostraron de manera concluyente que el agua es el principal factor desencadenante de la inestabilidad en el sector. Si bien la investigación geotécnica no detectó un nivel freático permanente, el registro de pérdida de fluido en la perforación P-1 (entre los 4 y 10 m de profundidad) es un indicador crítico. Esta observación revela la existencia de una zona con permeabilidad secundaria o fracturamiento que facilita la circulación interna de agua, localizada precisamente en el intervalo donde se desarrolla la superficie crítica de falla.

Dicha pérdida de fluido sugiere que, ante eventos de pluviosidad intensa, el talud experimenta una acumulación temporal de agua. Por lo tanto, la problemática no se deriva

de un acuífero continuo, sino de la infiltración episódica que genera presiones de poro locales dentro de los estratos MH y CH. Bajo este diagnóstico, la construcción del nuevo muro debe complementarse obligatoriamente con un sistema de drenaje integral, cuyo objetivo no es solo la evacuación de caudales, sino impedir de forma proactiva que el agua vuelva a concentrarse en la superficie de deslizamiento identificada.

Para mitigar el riesgo hídrico, se recomienda la implementación de los siguientes elementos técnicos:

Tubo dren perforado: Ubicado en la base posterior del muro para recolectar y evacuar el agua captada por el trasdós.

Filtro de material granular: Dispuesto en el trasdós de la pantalla para facilitar el flujo vertical y reducir el empuje hidrostático directo sobre el hormigón.

Geotextil no tejido de separación: Colocado entre el suelo natural y el material drenante para evitar la colmatación (migración de finos) y prolongar la vida útil del sistema.

Drenes subhorizontales (Lloraderos): Dirigidos específicamente hacia la zona crítica (4 a 10 m de profundidad) para aliviar las presiones intersticiales en el corazón del paleodeslizamiento.

Cuneta de coronación: Construida en la parte superior del talud para interceptar la escorrentía superficial y evitar que el agua se infiltre directamente en la masa inestable.

La integración de estas obras asegura que el Factor de Seguridad calculado en el escenario de saturación (FS = 1.66) se mantenga como una reserva de resistencia y no como una condición de operación constante, extendiendo la durabilidad de la intervención y protegiendo la integridad del sector de Challuabamba.

Para garantizar la efectividad de la intervención, se ha definido una jerarquía de funciones para cada elemento de drenaje, asegurando que el macizo trabaje bajo condiciones controladas de presión de poros.

Tabla 9 Componentes y funciones de las obras de drenaje propuestas

Elemento	Función
Tubo dren perforado	Reducir la presión hidrostática detrás del muro
Material filtrante	Facilitar el drenaje y evitar arrastre de finos
Geotextil	Separar el suelo natural del material drenante
Drenes subhorizontales	Disminuir la presión de poros en la zona crítica entre 4 y 10 m
Cuneta de coronación	Evitar la infiltración superficial

Nota: Elaboración propia

Conclusiones

1. Diagnóstico de la Estructura Geotécnica: La investigación permitió descifrar la compleja arquitectura del subsuelo en Challuabamba, donde no existe una uniformidad, sino una superposición de arenas limosas, limos MH y arcillas CH. Lo más relevante fue identificar que este conjunto descansa sobre un basamento de lutita meteorizada (Formación Loyola). Esta heterogeneidad, detectada tanto en laboratorio como en la prospección geofísica, es la que dicta el comportamiento del talud: la mezcla de distintas plasticidades y humedades crea zonas de debilidad intermitentes que invalidan cualquier análisis simplista y obligan a una interpretación sistémica del sitio.

2. Evidencia de un Paleodeslizamiento: Uno de los hallazgos más críticos fue la detección de un estrato de falla entre los 4 y 10 metros de profundidad. La pérdida de fluidos durante las perforaciones y la presencia de materia orgánica en los núcleos recuperados no son coincidencias; son huellas de un paleodeslizamiento. Esto cambia la narrativa del proyecto: no estamos ante un problema de erosión superficial, sino ante la reactivación de una superficie de debilidad geológica "dormida" que ha recuperado movilidad debido a las intervenciones actuales en el terreno.

3. Estado de Estabilidad Marginal: Al cuantificar la seguridad del talud mediante el método de Bishop, los resultados (FS entre 1.27 y 1.45) confirmaron lo que las grietas en campo ya sugerían: la ladera está en un estado de equilibrio precario. Estos valores, al ser inferiores al 1.50 exigido por la normativa, demuestran que el talud ha agotado su reserva de resistencia. El modelo matemático validó que el plano de falla atraviesa exactamente los niveles de limos y arcillas de alta plasticidad, confirmando que estos estratos son los "eslabones débiles" de la cadena.

4. Impacto de la Solución Estructural (Muro de 9m): La decisión de proyectar un muro de contención empotrado directamente en la lutita meteorizada resultó ser el factor diferencial. Al forzar el empotramiento en el estrato firme —identificado por geofísica a profundidades significativas—, se logró desplazar la superficie crítica hacia zonas más competentes. El salto cualitativo del Factor de Seguridad a 2.53 (una mejora del 90%) prueba que la efectividad de la obra no reside solo en el hormigón, sino en la profundidad estratégica de su cimentación para cortar el mecanismo de falla profundo.

5. Respuesta ante Agentes Externos (Agua y Sismo): El estudio ratifica que el agua es el detonante principal de la inestabilidad. Al simular la saturación, el FS descendió a 1.66, lo que evidencia la extrema sensibilidad de los materiales MH y CH a la presión de poros. Sin embargo, el hecho de que el sistema se mantenga estable incluso bajo este escenario y bajo solicitaciones sísmicas (FS hasta 2.03) demuestra la robustez del diseño. El muro no solo contiene el suelo, sino que garantiza un control cinemático que impide que el paleodeslizamiento vuelva a activarse ante un evento dinámico.

6. Aporte al Desarrollo Urbano Regional: Más allá de solucionar el problema en la calle El Inga, este trabajo establece una hoja de ruta metodológica para el Austro ecuatoriano. La combinación de sondeos mecánicos, geofísica y modelación numérica reduce drásticamente la incertidumbre en depósitos coluviales. Este enfoque integrado es una herramienta esencial para una planificación urbana responsable en Cuenca, donde la expansión hacia las laderas exige una ingeniería que respete la memoria geológica del territorio.

7. Clasificación Dinámica del Sitio: La integración de los ensayos SPT, la caracterización de laboratorio y las velocidades de onda de corte permitió categorizar al sector de Challuabamba como un perfil de suelo Tipo D (con transiciones a E), bajo los

lineamientos de la norma NEC-15. Esta etiqueta no es solo un requisito administrativo; refleja una realidad física preocupante: la presencia dominante de limos MH y arcillas CH de alta compresibilidad. Estos materiales, por su naturaleza blanda y baja rigidez, actúan como un "amplificador" de las ondas sísmicas, lo que significa que, ante un evento telúrico, el terreno experimentará sacudidas mucho más severas que un suelo competente.

Desde la perspectiva de la geotecnia aplicada, esta clasificación D-E confirma que el estrato crítico ubicado entre los 4 y 10 metros de profundidad es el punto más vulnerable del sistema. Las bajas velocidades sísmicas registradas en este nivel son consistentes con un material que pierde rápidamente su resistencia al corte cuando se satura. En términos prácticos, esto valida por qué fue indispensable realizar un análisis pseudoestático: no se puede diseñar para la calma en un suelo que tiende a "ablandarse" y amplificar la aceleración sísmica precisamente donde el talud es más inestable.

En última instancia, categorizar el suelo de esta manera justifica la robustez del diseño propuesto. No se trata de un diseño conservador por exceso de precaución, sino de una respuesta técnica a la interacción agresiva entre la plasticidad del suelo y el agua. Esta condición reafirma que la solución no podía limitarse a una estructura superficial; era imperioso un muro de 9 metros con un empotramiento firme en la lutita meteorizada, garantizando que la estructura de contención trabaje en conjunto con el estrato competente y no se desplace junto con la masa coluvial inestable.

RECOMENDACIONES

1. Elaborar de manera inmediata el sistema de drenaje superficial para evitar la erosión y la infiltración durante periodos lluviosos.

2. Realizar el perfilado siguiendo los ángulos de inclinación derivados de la modelación para asegurar un FS > 1.50.

3. Instalar hitos topográficos que permitan monitorear los posibles desplazamientos milimétricos durante y después de la construcción de las obras de estabilización.

4. Para proyectos futuros en zonas aledañas, se sugiere ampliar la red de exploración geofísica para mapear con mayor detalle la profundidad del basamento rocoso.

Referencias

ASTM International. (2017). *ASTM D1586: Standard test method for standard penetration test (SPT) and split-barrel sampling of soils*. ASTM International.

Bustos Cabrera, D. (2023). *Informe de geofísica: Sísmica de refracción, Cdla. Villa Juliana, Challuabamba, Cantón Cuenca*. InGeotec.

Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations* (3rd ed.). John Wiley & Sons.

Coduto, D. P. (2011). *Geotechnical engineering: Principles and practices* (2nd ed.). Pearson.

Das, B. M., & Sobhan, K. (2014). *Principles of geotechnical engineering* (8th ed.). Cengage Learning.

Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.

Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15): Peligro sísmico y diseño sismo resistente*.

Naranjo Aguay, H., & Dranichnikov, T. (2012). *Cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional: El caso del puente sobre el río Maicito*. Editorial Universitaria Abya-Yala.

Ortega, C. E. (2025). *Informe de resultados: Perforaciones para el deslizamiento en la calle Cultura El Inga, Challuabamba, Cuenca*. Suelos y Cimentaciones.

Sheriff, R. E., & Geldart, L. P. (1995). *Exploration seismology* (2nd ed.). Cambridge University Press.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons.

REGISTRO FOTOGRÁFICO

PERFORACIÓN P-1

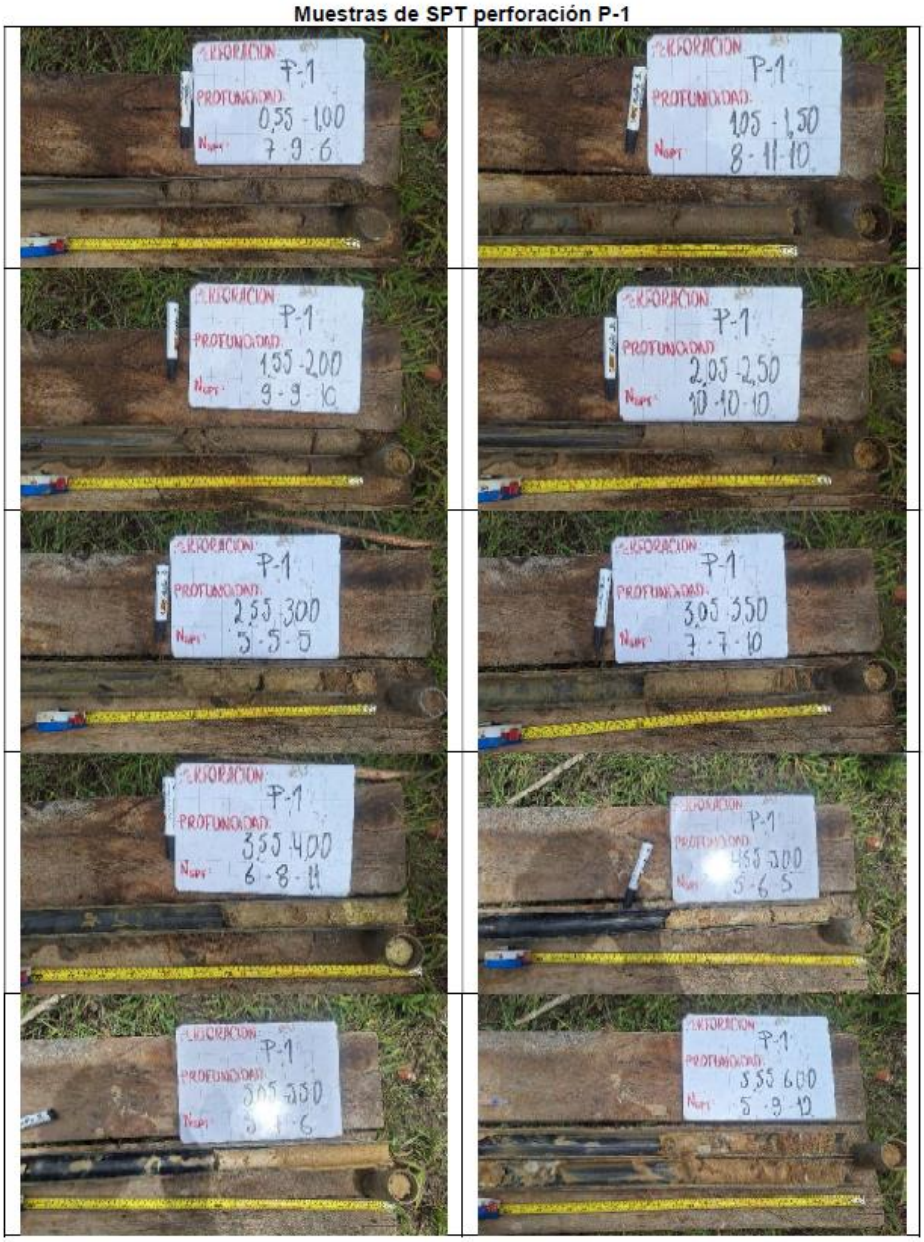
Implantación de la perforación P-1

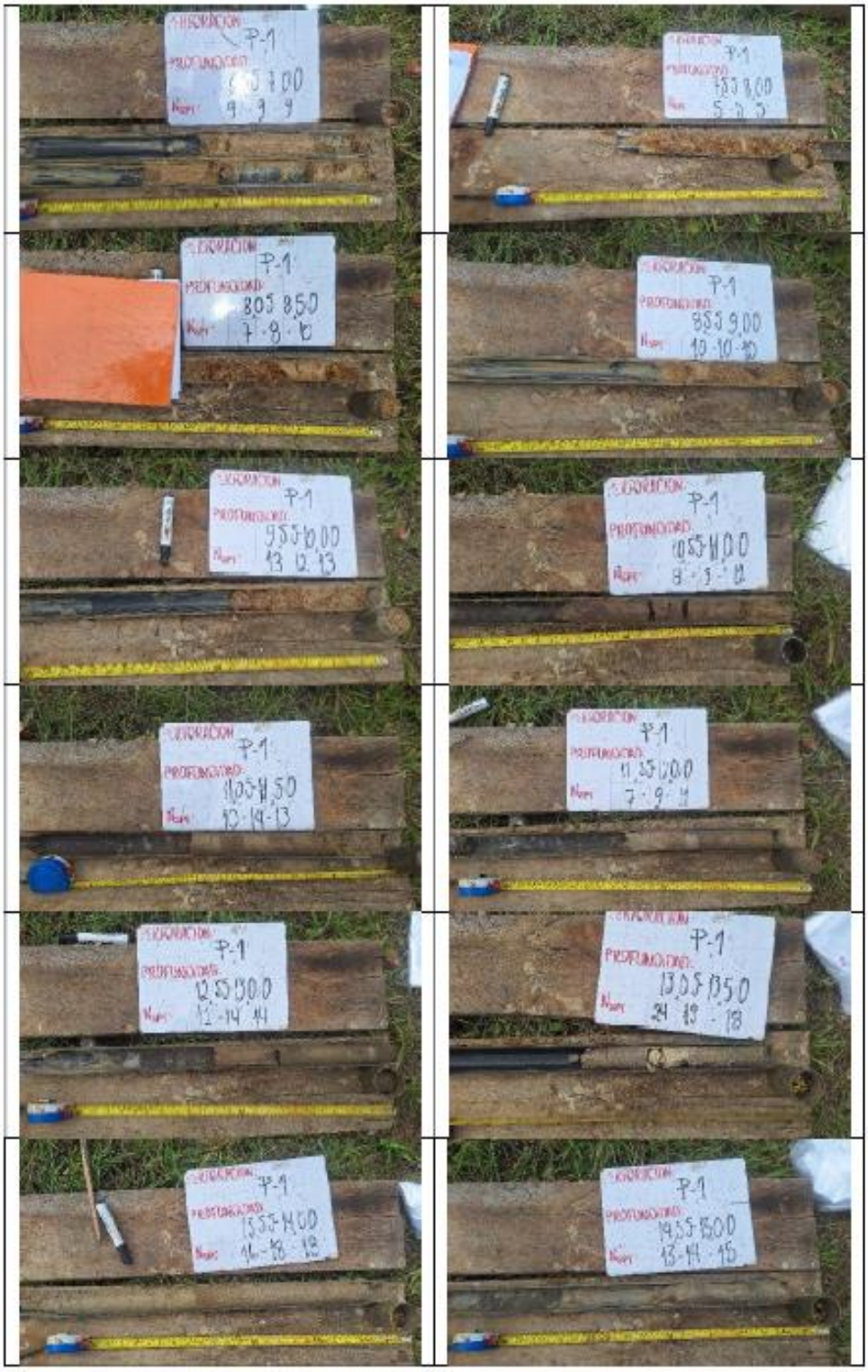


Ejecución de ensayo SPT perforación P-1



Muestras de SPT perforación P-1




P-1
P-1
P-1
P-1
P-1
P-1
P-1
P-1
P-1
P-1
P-1
P-1

Caja de muestras de perforación P-1



PERFORACIÓN P-2

Implantación de la perforación P-2



Ejecución de ensayo SPT perforación P-2



Muestras de SPT perforación P-2





Caja de muestras de perforación P-2



Implantación de la perforación P-3



Ejecución de ensayo SPT perforación P-3

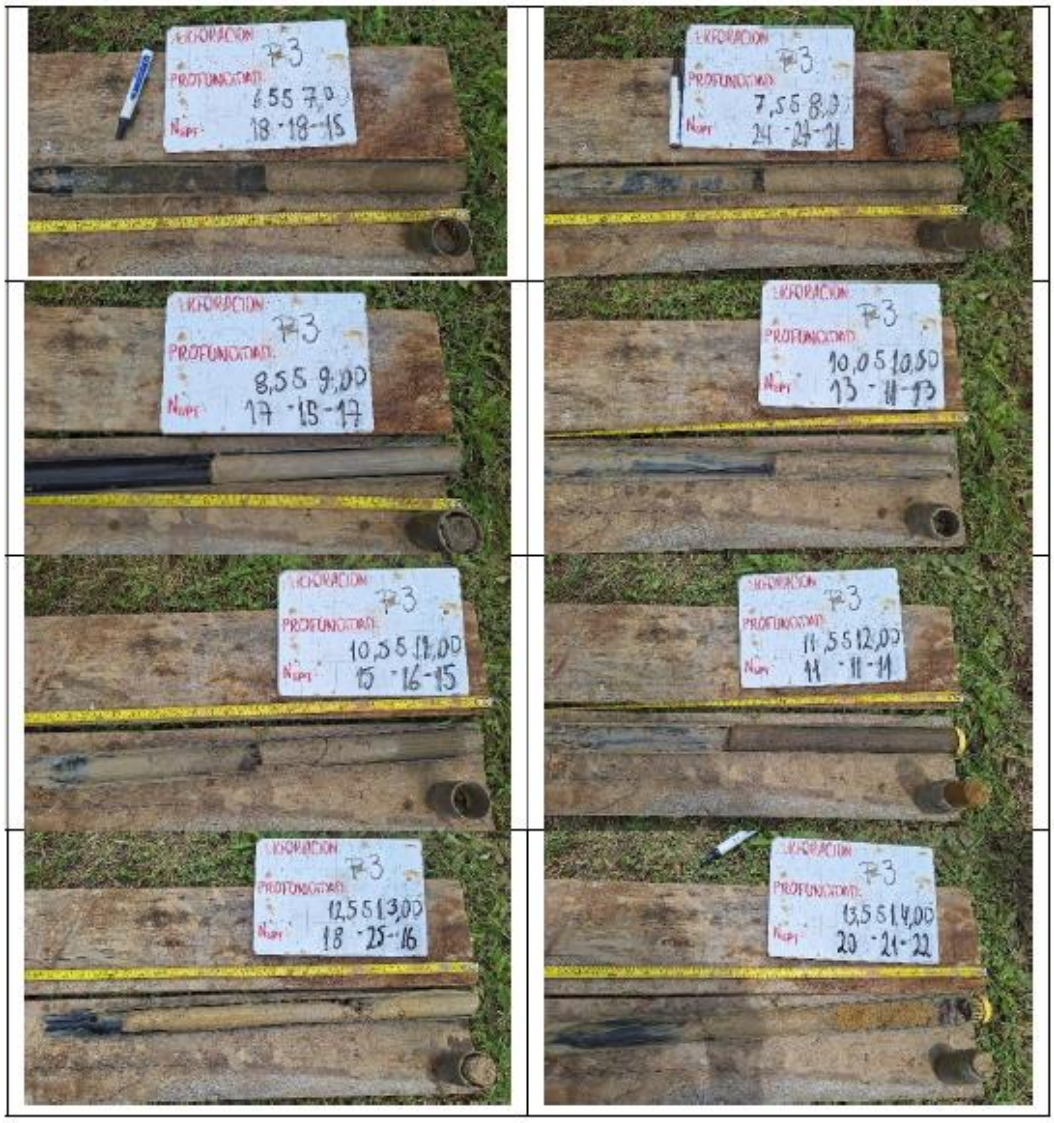


Muestras de SPT perforación P-3



Caja de muestras de perforación P-3




PERFORACION P-3
PROFUNDIDAD 6,55 7,00
N 18-18-15
PERFORACION P-3
PROFUNDIDAD 7,55 8,00
N 24-24-21
PERFORACION P-3
PROFUNDIDAD 8,55 9,00
N 17-15-17
PERFORACION P-3
PROFUNDIDAD 10,05 10,50
N 13-11-13
PERFORACION P-3
PROFUNDIDAD 10,55 11,00
N 15-16-15
PERFORACION P-3
PROFUNDIDAD 11,55 12,00
N 11-11-11
PERFORACION P-3
PROFUNDIDAD 12,55 13,00
N 18-25-16
PERFORACION P-3
PROFUNDIDAD 13,55 14,00
N 20-21-22

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-1	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683770.0 E:731410.9	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-5	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	2.00 m - 2.50 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL(ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
277	44.88 g	37.58 g	7.29 g	24.1	24.1
267	45.56 g	38.05 g	6.82 g	24.0	

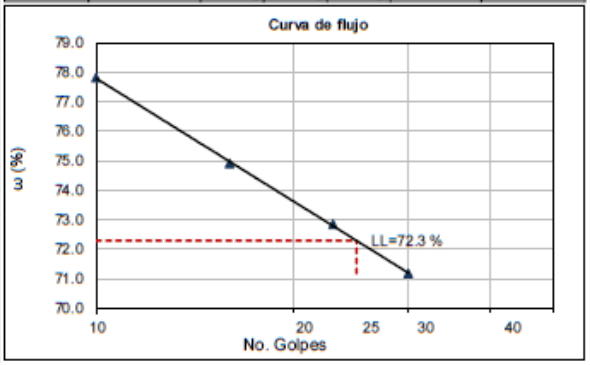
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	39.54 g	Tara+S.Húm.	259.71 g	ara+S.Sec.Lav.	163.78 g
Peso seco	177.45 g	Peso húmedo	220.17 g	S.Sec.Lav.	124.24 g

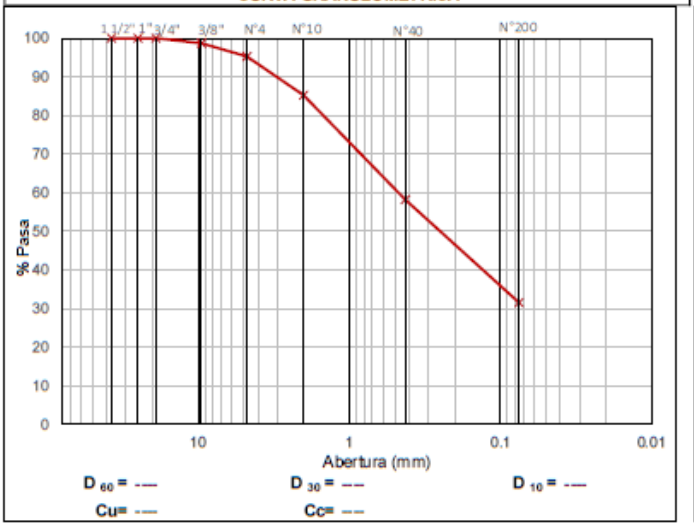
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	2.38 g	2.38 g	1	99
N°4	4.75	6.08 g	8.46 g	5	95
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	17.76 g	26.22 g	15	85
N°40	0.425	47.91 g	74.13 g	42	58
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	47.32 g	121.45 g	68	32
		2.97 g	124.42 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

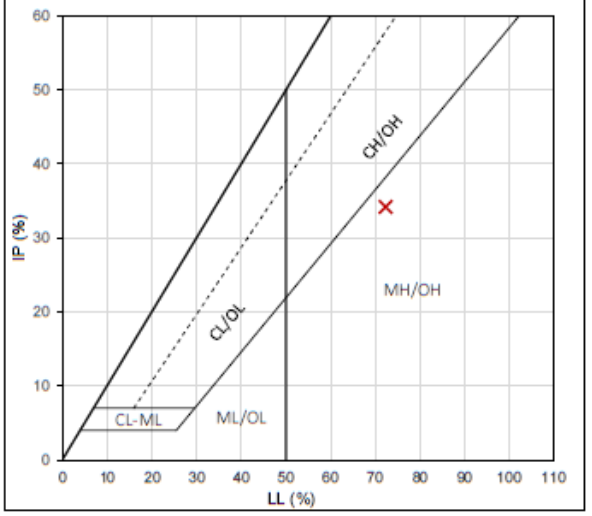
N° Tarro	No. Golpes	Peso Húmedo	Peso Seca	Peso Tarro	Humedad Parcial (%)	Humedad Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
156	10	32.87 g	21.29 g	6.41 g	77.8	72.3
279	16	32.50 g	21.66 g	7.19 g	74.9	
271	23	32.10 g	21.45 g	6.83 g	72.8	
295	30	32.41 g	22.11 g	7.64 g	71.2	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
54	---	17.01 g	15.07 g	9.98 g	38.1	38.1
428	---	17.45 g	16.06 g	12.42 g	38.2	
48	---	17.77 g	15.62 g	9.98 g	38.1	



CURVA GRANULOMÉTRICA



CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	24.1 %	**GRAVA=**	5 %
LÍMITE LÍQUIDO=	72.3 %	**ARENA=**	64 %
LÍMITE PLÁSTICO=	38.1 %	**FINOS=**	32 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	34.2 %		

SUCS	SM	-	Arena limosa

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-1	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683770.0 E:731410.9	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-22	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	10.50 m - 11.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
282	41.03 g	32.07 g	6.68 g	35.3	35.5
97	38.51 g	29.83 g	5.57 g	35.8	

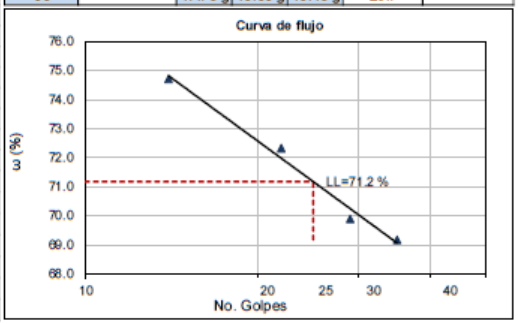
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	56.61 g	Tara+S.Húm.	271.24 g	ara+S.Sec.Lav.	107.27 g
Peso seco	158.36 g	Peso húmedo	214.63 g	S.Sec.Lav.	50.66 g

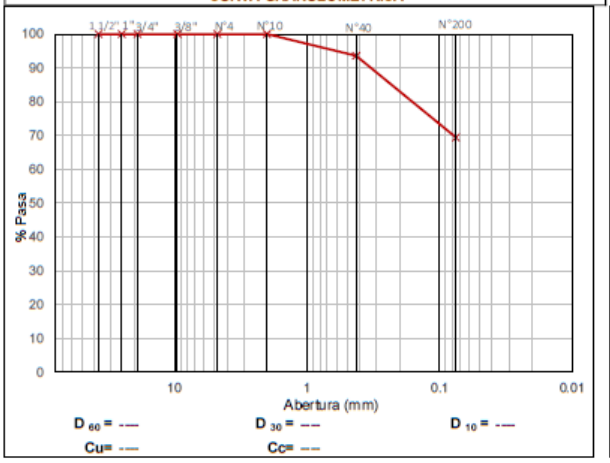
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.00 g	0.00 g	0	100
N°40	0.425	10.18 g	10.18 g	6	94
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	38.23 g	48.41 g	31	69
		2.30 g	50.71 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
15	14	29.14 g	19.39 g	6.34 g	74.7	71.2
150	22	28.77 g	19.31 g	6.23 g	72.3	
285	29	28.55 g	20.01 g	7.79 g	69.9	
144	35	26.35 g	18.05 g	6.05 g	69.2	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
51	---	17.59 g	15.94 g	10.42 g	29.9	29.9
43	---	18.44 g	16.54 g	10.22 g	30.1	
88	---	17.73 g	16.00 g	10.18 g	29.7	



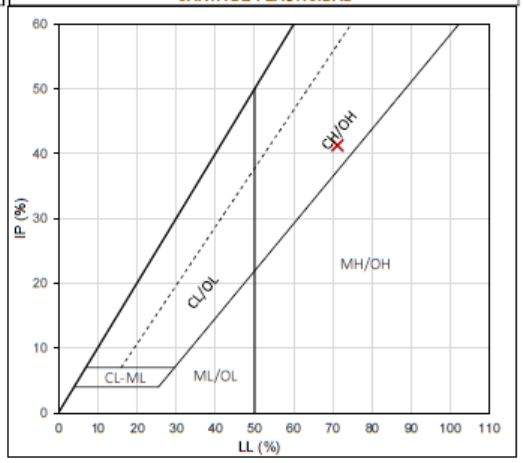
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	35.5 %	**GRAVA=**	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	71.2 %	**ARENA=**	31 %
LÍMITE PLÁSTICO=	29.9 %	**FINOS=**	69 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	41.3 %		

SUCS	CH		Arcilla de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-1	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683770.0 E:731410.9	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-30	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	14.50 m - 15.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL(ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
87	42.11 g	31.40 g	5.45 g	41.3	41.4
289	40.19 g	30.66 g	7.75 g	41.6	

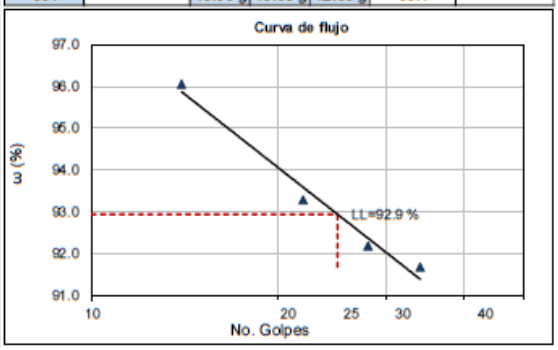
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	56.73 g	Tara+S.Húm.	242.15 g	ara+S.Sec.Lav.	70.12 g
Peso seco	131.10 g	Peso húmedo	185.42 g	S.Sec.Lav.	13.39 g

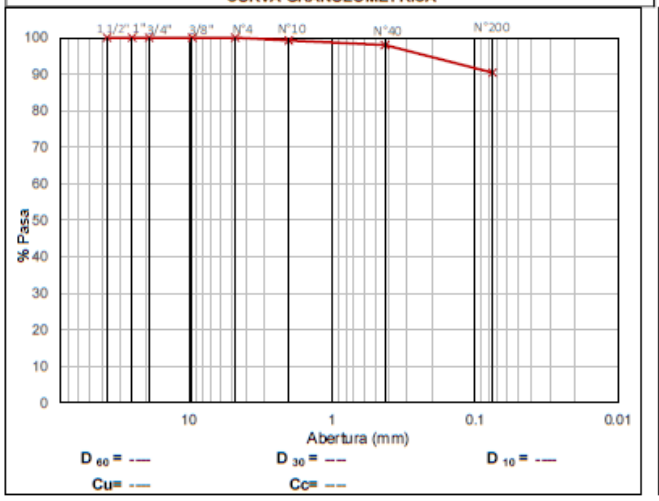
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	1.00 g	1.00 g	1	99
N°40	0.425	1.62 g	2.62 g	2	98
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	9.93 g	12.55 g	10	90
		0.78 g	13.33 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
281	14	28.36 g	17.88 g	6.97 g	96.1	92.9
127	22	27.24 g	17.09 g	6.21 g	93.3	
287	28	30.31 g	19.22 g	7.19 g	92.2	
293	34	28.56 g	18.64 g	7.82 g	91.7	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
56	---	17.55 g	15.45 g	10.12 g	39.4	39.0
52	---	16.28 g	14.41 g	9.64 g	39.2	
304	---	18.56 g	16.93 g	12.68 g	38.4	



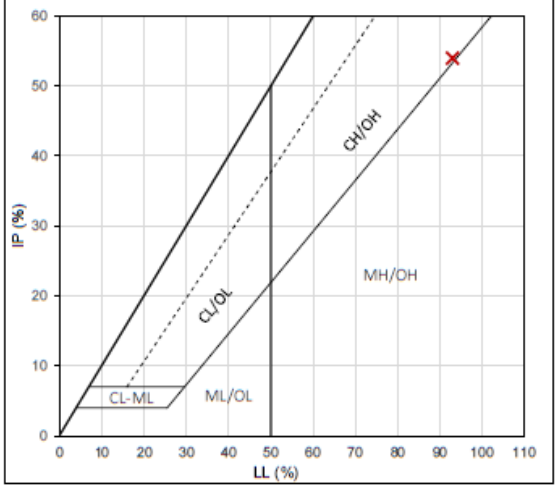
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	41.4 %	**GRAVA=**	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	92.9 %	**ARENA=**	10 %
LÍMITE PLÁSTICO=	39.0 %	**FINOS=**	90 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	54.0 %		

SUCS	CH		Arcilla de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-2	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683769.8 E:731387.0	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-2	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	0.50 m - 1.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
96	34.12 g	26.20 g	5.64 g	38.5	38.1
275	37.84 g	29.38 g	6.87 g	37.6	

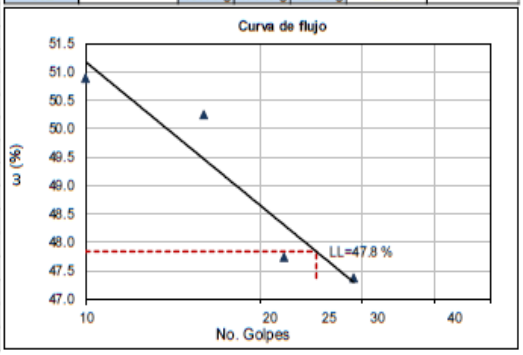
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	39.62 g	Tara+S.Húm.	221.64 g	ara+S.Sec.Lav.	117.35 g
Peso seco	131.85 g	Peso húmedo	182.02 g	S.Sec.Lav.	77.73 g

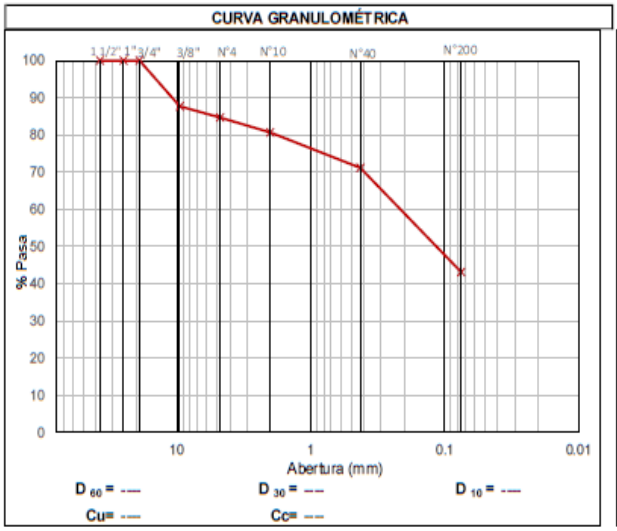
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	16.29 g	16.29 g	12	88
N°4	4.75	3.94 g	20.23 g	15	85
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	5.32 g	25.55 g	19	81
N°40	0.425	12.51 g	38.06 g	29	71
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	36.93 g	74.99 g	57	43
		2.57 g	77.56 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
2	10	29.89 g	21.90 g	6.20 g	50.9	47.8
153	16	30.76 g	22.68 g	6.60 g	50.2	
138	22	30.80 g	22.78 g	5.98 g	47.7	
23	29	29.87 g	22.30 g	6.32 g	47.4	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
425	---	18.51 g	17.10 g	12.29 g	29.3	29.1
415	---	19.00 g	17.53 g	12.51 g	29.3	
302	---	18.46 g	17.15 g	12.60 g	28.8	



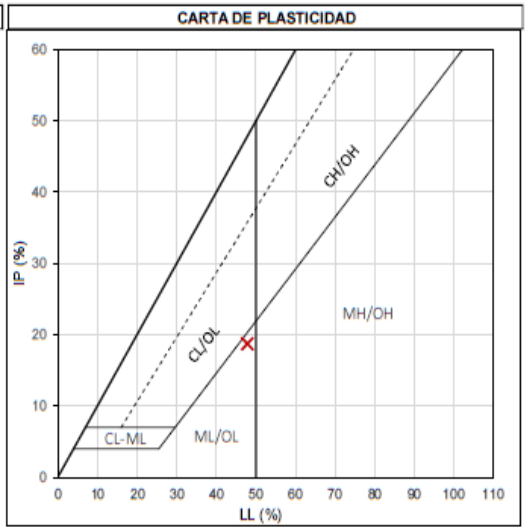
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	38.1 %	**GRAVA=**	15 %
LÍMITE LÍQUIDO=	47.8 %	**ARENA=**	42 %
LÍMITE PLÁSTICO=	29.1 %	**FINOS=**	43 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	18.7 %		

SUCS	SM	-	Arena limosa

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-2	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683769.8 E:731387.0	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-10	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	4.50 m - 5.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
284	41.60 g	31.75 g	7.16 g	40.1	40.4
266	38.28 g	29.11 g	6.64 g	40.8	

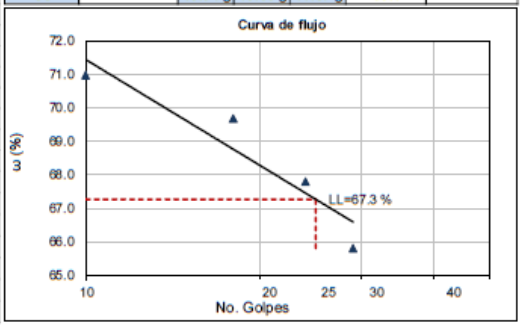
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	39.00 g	Tara+S.Húm.	259.50 g	ara+S.Sec.Lav.	89.87 g
Peso seco	157.01 g	Peso húmedo	220.50 g	S.Sec.Lav.	50.87 g

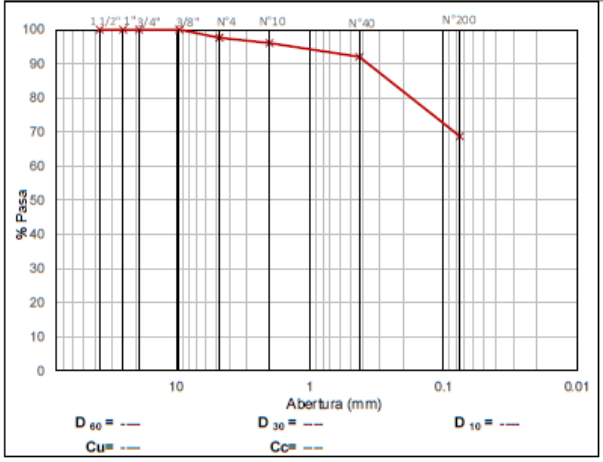
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	3.78 g	3.78 g	2	98
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	2.52 g	6.30 g	4	96
N°40	0.425	6.21 g	12.51 g	8	92
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	36.59 g	49.10 g	31	69
		2.29 g	51.39 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
280	10	32.98 g	22.27 g	7.18 g	71.0	67.3
299	18	31.39 g	21.37 g	6.99 g	69.7	
294	24	32.01 g	22.01 g	7.26 g	67.8	
283	29	32.68 g	22.50 g	7.03 g	65.8	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
83	---	16.81 g	15.10 g	10.26 g	35.3	35.3
110	---	16.16 g	14.24 g	8.84 g	35.6	
86	---	18.34 g	16.66 g	11.87 g	35.1	



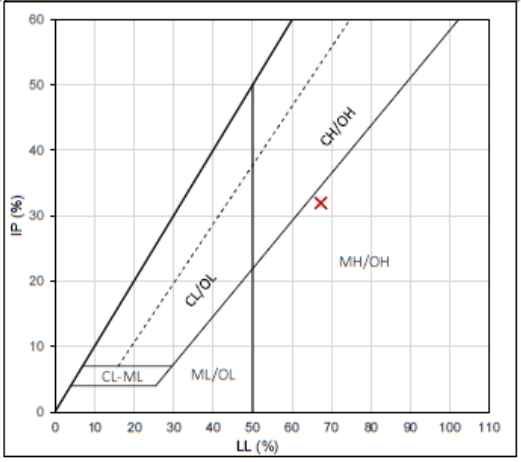
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	40.4 %	**GRAVA=**	2 %
LÍMITE LÍQUIDO=	67.3 %	**ARENA=**	29 %
LÍMITE PLÁSTICO=	35.3 %	**FINOS=**	69 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	31.9 %		

SUCS	MH	Limo de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-2	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683769.8 E:731387.0	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-14	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	6.50 m - 7.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
291	38.09 g	31.13 g	7.00 g	28.8	28.5
292	36.80 g	30.31 g	7.32 g	28.2	

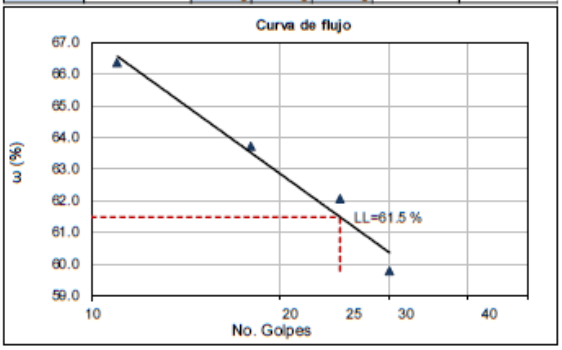
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	43.04 g	Tara+S.Húm.	224.73 g	ara+S.Sec.Lav.	97.78 g
Peso seco	141.35 g	Peso húmedo	181.69 g	S.Sec.Lav.	54.74 g

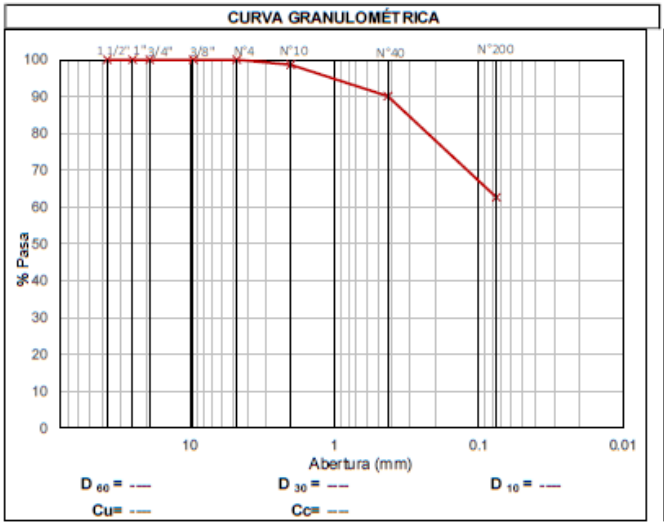
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	1.97 g	1.97 g	1	99
N°40	0.425	12.08 g	14.05 g	10	90
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	38.74 g	52.79 g	37	63
		2.40 g	55.19 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
7	11	31.48 g	21.42 g	6.26 g	66.4	61.5
131	18	31.24 g	21.37 g	5.88 g	63.7	
124	25	31.17 g	21.60 g	6.18 g	62.1	
136	30	31.08 g	21.85 g	6.41 g	59.8	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
26	---	16.54 g	14.03 g	10.38 g	68.8	44.6
305	---	17.80 g	16.50 g	12.41 g	31.8	
46	---	16.08 g	14.57 g	10.01 g	33.1	



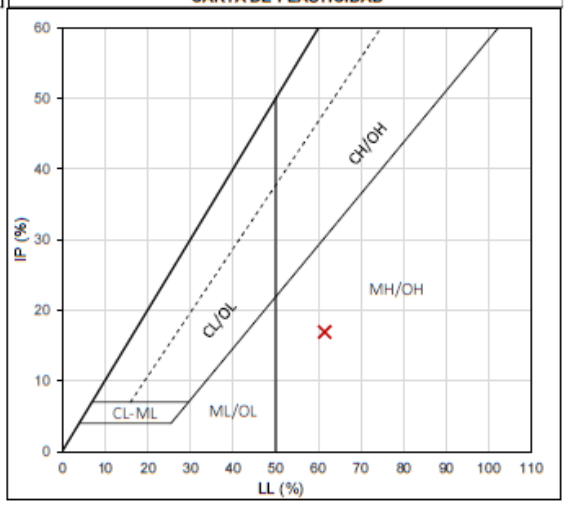
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	28.5 %	**GRAVA=**	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	61.5 %	**ARENA=**	37 %
LÍMITE PLÁSTICO=	44.6 %	**FINOS=**	63 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	16.9 %		

SUCS MH — Limo de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-2	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683769.8 E:731387.0	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-22	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	10.50 m - 11.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

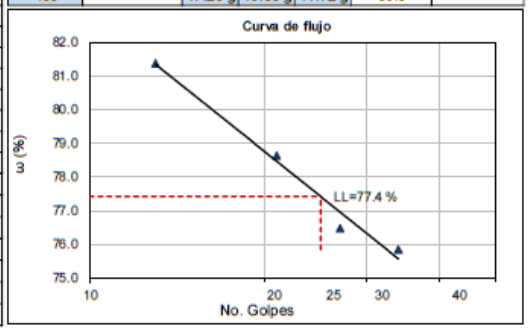
N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
278	46.73 g	37.06 g	6.76 g	31.9	32.3
288	49.23 g	38.86 g	7.06 g	32.6	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

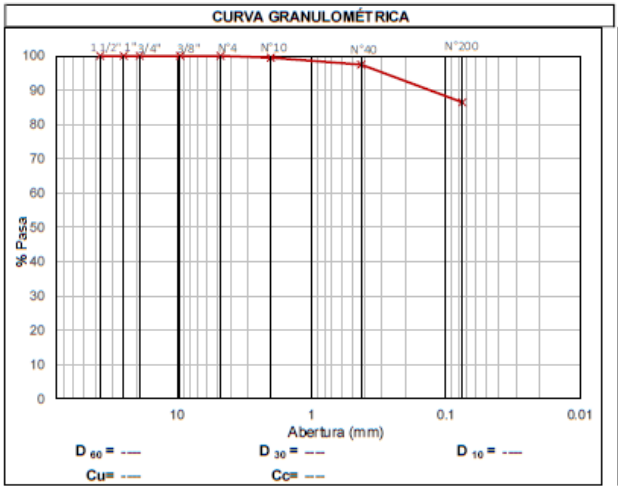
Tara	56.55 g	Tara+S.Húm.	244.16 g	ara+S.Sec.Lav.	77.04 g
Peso seco	141.85 g	Peso húmedo	187.61 g	S.Sec.Lav.	20.49 g
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.80 g	0.80 g	1	99
N°40	0.425	2.91 g	3.71 g	3	97
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	15.47 g	19.18 g	14	86
		1.45 g	20.63 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
12	13	28.76 g	18.84 g	6.65 g	81.4	77.4
21	21	27.44 g	17.98 g	5.95 g	78.6	
142	27	27.60 g	18.30 g	6.14 g	76.5	
20	34	27.00 g	18.02 g	6.18 g	75.8	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
426	---	17.23 g	15.71 g	11.43 g	35.5	35.4
303	---	17.14 g	15.77 g	11.88 g	35.2	
406	---	17.25 g	15.80 g	11.72 g	35.5	



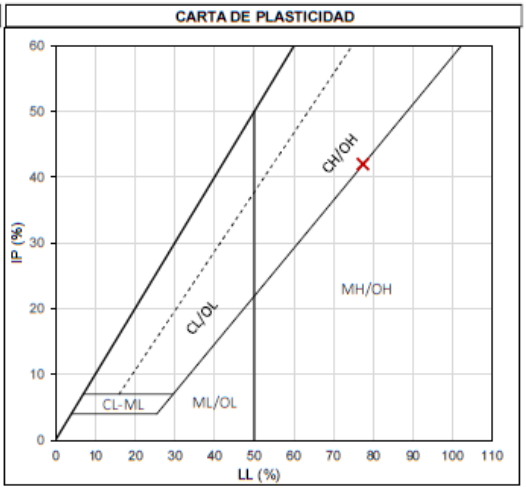
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	32.3 %	**GRAVA=**	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	77.4 %	**ARENA=**	14 %
LÍMITE PLÁSTICO=	35.4 %	**FINOS=**	86 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	42.0 %		

SUCS	CH	-	Arcilla de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-2	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683769.8 E:731387.0	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-30	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	14.50 m - 15.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
94	45.50 g	36.46 g	5.61 g	29.3	29.7
288	43.62 g	35.26 g	7.51 g	30.1	

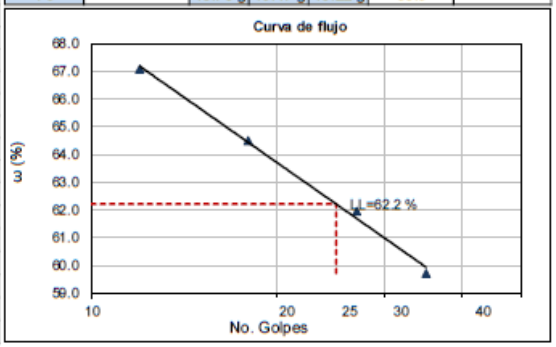
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	39.56 g	Tara+S.Húm.	249.01 g	ara+S.Sec.Lav.	57.20 g
Peso seco	161.47 g	Peso húmedo	209.45 g	S.Sec.Lav.	17.64 g

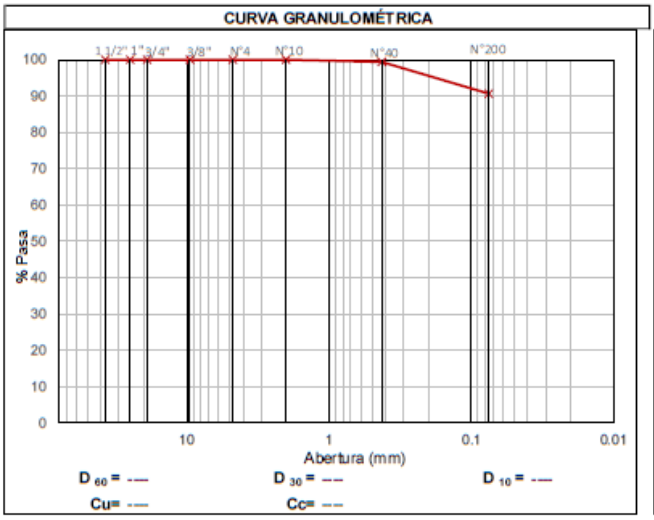
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.00 g	0.00 g	0	100
N°40	0.425	1.02 g	1.02 g	1	99
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	14.10 g	15.12 g	9	91
		2.78 g	17.90 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

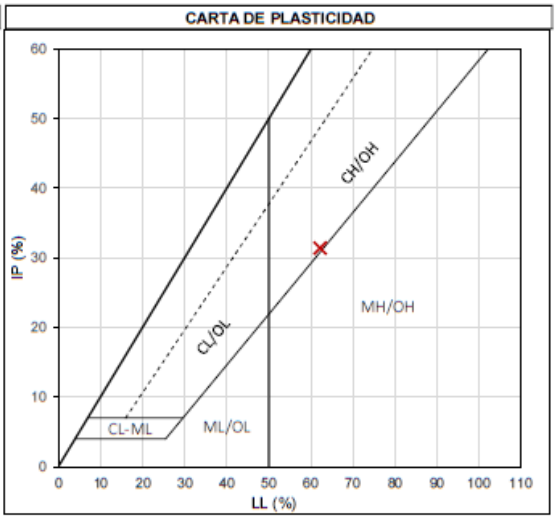
N° Tarro	No. Golpes	Peso Húmedo	Peso Seca	Peso Tarro	Humedad Parcial (%)	Humedad Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
141	12	29.97 g	20.35 g	6.01 g	67.1	62.2
16	18	28.97 g	20.05 g	6.22 g	64.5	
13	27	30.99 g	21.48 g	6.13 g	62.0	
125	35	29.60 g	20.87 g	6.25 g	59.7	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
85	---	16.01 g	14.58 g	9.96 g	31.0	30.8
70	---	17.09 g	15.49 g	10.27 g	30.7	
79	---	16.70 g	15.17 g	10.22 g	30.9	



CURVA GRANULOMÉTRICA



CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	29.7 %	**GRAVA=**	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	62.2 %	**ARENA=**	9 %
LÍMITE PLÁSTICO=	30.8 %	**FINOS=**	91 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	31.4 %		

SUCS	CH		Arcilla de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-3	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683770.1 E:731431.5	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-30	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	14.50 m - 15.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
164	45.00 g	35.94 g	6.05 g	30.3	30.3
165	46.15 g	36.82 g	6.02 g	30.3	

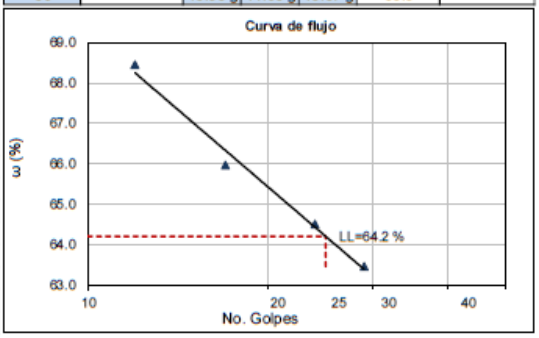
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	40.12 g	Tara+S.Húm.	234.52 g	ara+S.Sec.Lav.	72.21 g
Peso seco	149.19 g	Peso húmedo	194.40 g	S.Sec.Lav.	32.09 g

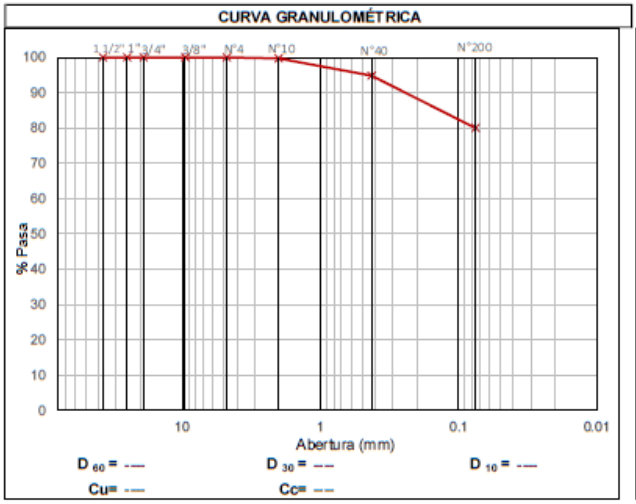
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.56 g	0.56 g	0	100
N°40	0.425	7.27 g	7.83 g	5	95
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	22.03 g	29.86 g	20	80
		2.39 g	32.25 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
274	12	31.05 g	21.22 g	6.86 g	68.5	64.2
155	17	31.84 g	21.68 g	6.28 g	66.0	
298	24	30.85 g	21.58 g	7.21 g	64.5	
134	29	30.54 g	21.09 g	6.20 g	63.5	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
50	---	17.34 g	15.54 g	9.69 g	30.8	30.4
98	---	17.61 g	15.61 g	8.89 g	29.8	
69	---	16.38 g	14.90 g	10.07 g	30.6	



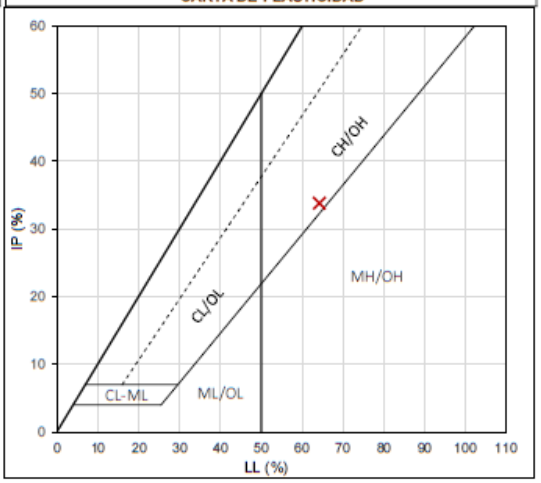
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	30.3 %	**GRAVA=**	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	64.2 %	**ARENA=**	20 %
LÍMITE PLÁSTICO=	30.4 %	**FINOS=**	80 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	33.8 %		

SUCS	CH		Arcilla de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-3	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683770.1 E:731431.5	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-14	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	6.50 m - 7.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
198	43.45 g	33.83 g	6.14 g	34.7	34.7
256	43.14 g	33.61 g	6.08 g	34.6	

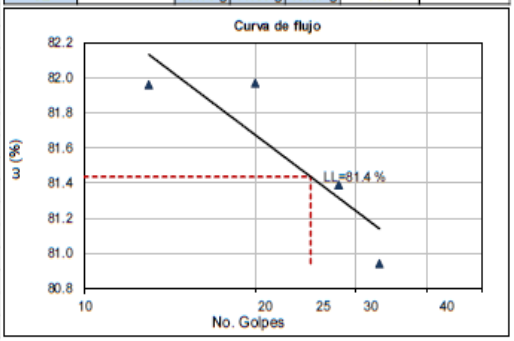
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	40.50 g	Tara+S.Húm.	227.98 g	ara+S.Sec.Lav.	53.38 g
Peso seco	139.20 g	Peso húmedo	187.48 g	S.Sec.Lav.	12.88 g

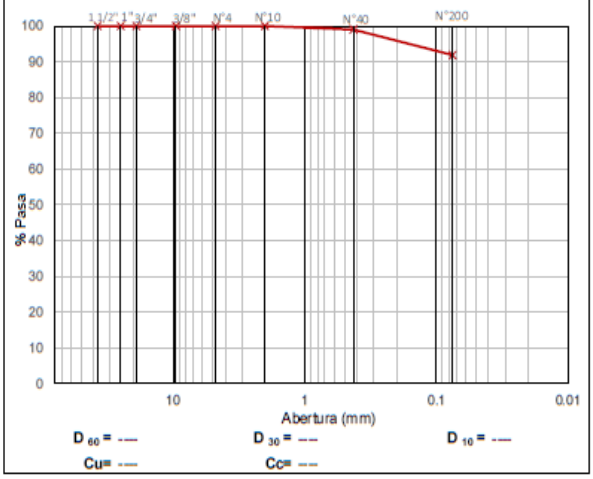
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.00 g	0.00 g	0	100
N°40	0.425	1.40 g	1.40 g	1	99
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	9.96 g	11.36 g	8	92
		1.79 g	13.15 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
213	13	27.10 g	17.65 g	6.12 g	82.0	81.4
252	20	28.17 g	18.35 g	6.37 g	82.0	
238	28	27.70 g	18.21 g	6.55 g	81.4	
214	33	29.00 g	18.68 g	5.93 g	80.9	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
27	---	17.03 g	15.40 g	10.29 g	31.9	31.8
119	---	15.20 g	13.81 g	9.41 g	31.6	
82	---	16.16 g	14.69 g	10.07 g	31.8	



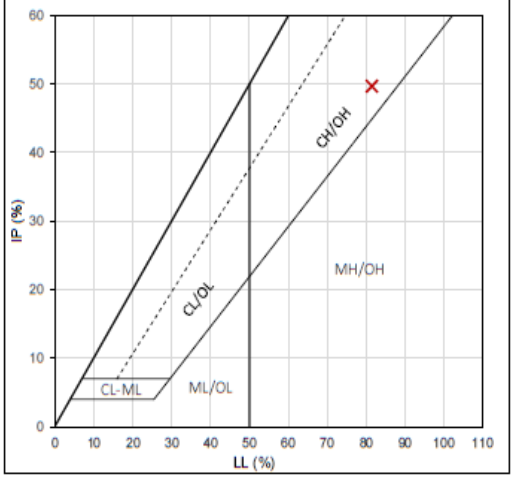
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	34.7 %	**GRAVA=**	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	81.4 %	**ARENA=**	8 %
LÍMITE PLÁSTICO=	31.8 %	**FINOS=**	92 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	49.7 %		

SUCS	CH		Arcilla de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-3	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683770.1 E:731431.5	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-22	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	10.50 m - 11.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL(ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
183	44.91 g	34.10 g	6.09 g	38.6	38.1
227	44.50 g	34.23 g	6.97 g	37.7	

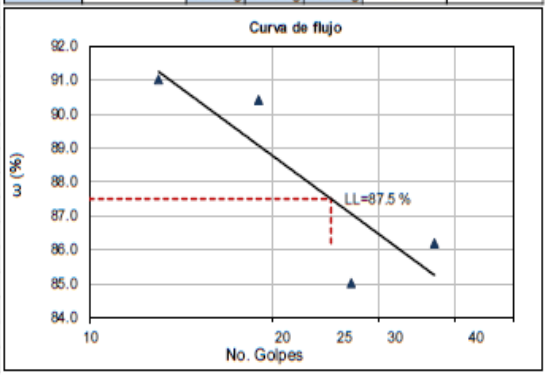
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	42.29 g	Tara+S.Húm.	238.43 g	ara+S.Sec.Lav.	51.02 g
Peso seco	141.99 g	Peso húmedo	196.14 g	S.Sec.Lav.	8.73 g

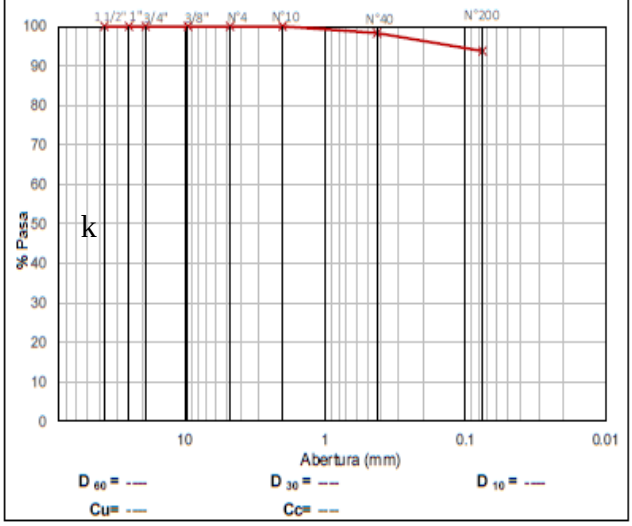
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
Nº4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
Nº8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.00 g	0.00 g	0	100
N°40	0.425	2.45 g	2.45 g	2	98
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	6.43 g	8.88 g	6	94
		0.10 g	8.98 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N° Tarro	No. Golpes	Peso Húmedo	Peso Seca	Peso Tarro	Humedad Parcial (%)	Humedad Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
218	13	27.49 g	17.16 g	5.81 g	91.0	87.5
161	19	27.80 g	17.43 g	5.96 g	90.4	
92	27	27.47 g	18.79 g	8.58 g	85.0	
273	37	28.54 g	18.62 g	7.11 g	86.2	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
66	---	16.09 g	14.42 g	9.99 g	37.7	37.8
106	---	15.38 g	13.40 g	8.18 g	37.9	
58	---	15.52 g	14.01 g	10.00 g	37.7	



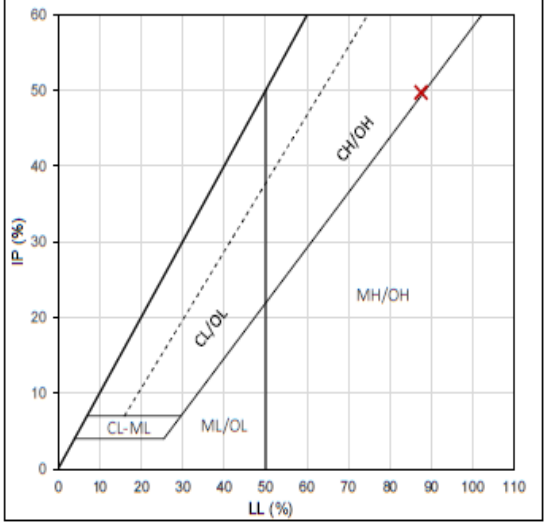
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	38.1 %	**GRAVA=**	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	87.5 %	**ARENA=**	6 %
LÍMITE PLÁSTICO=	37.8 %	**FINOS=**	94 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	49.7 %		

SUCS	CH		Arcilla de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-1	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683770.0 E:731410.9	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-14	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	6.50 m - 7.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
269	41.32 g	31.90 g	7.35 g	38.4	38.7
272	40.90 g	31.29 g	6.72 g	39.1	

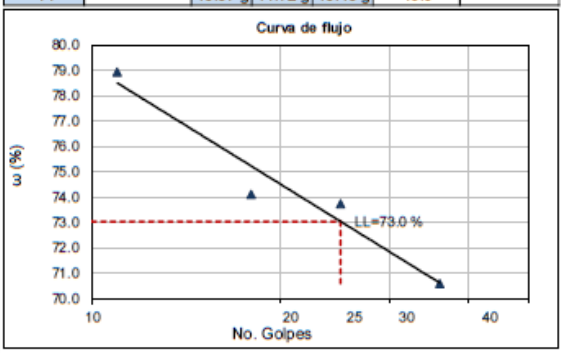
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	55.19 g	Tara+S.Húm.	236.10 g	ara+S.Sec.Lav.	80.21 g
Peso seco	130.39 g	Peso húmedo	180.91 g	S.Sec.Lav.	25.02 g

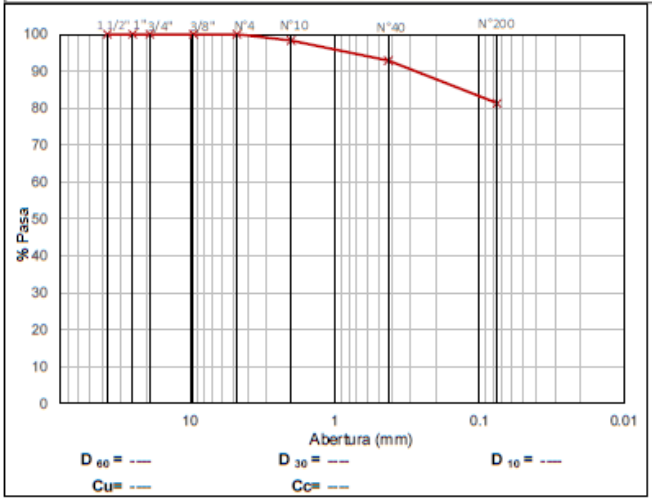
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	2.21 g	2.21 g	2	98
N°40	0.425	7.11 g	9.32 g	7	93
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	15.03 g	24.35 g	19	81
		0.78 g	25.13 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
91	11	27.20 g	17.64 g	5.53 g	78.9	73.0
145	18	27.93 g	18.68 g	6.20 g	74.1	
140	25	28.06 g	18.79 g	6.22 g	73.7	
146	36	27.97 g	19.01 g	6.32 g	70.6	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
28	---	16.90 g	14.96 g	10.28 g	41.5	42.3
81	---	16.49 g	14.49 g	9.79 g	42.6	
44	---	16.67 g	14.72 g	10.18 g	43.0	



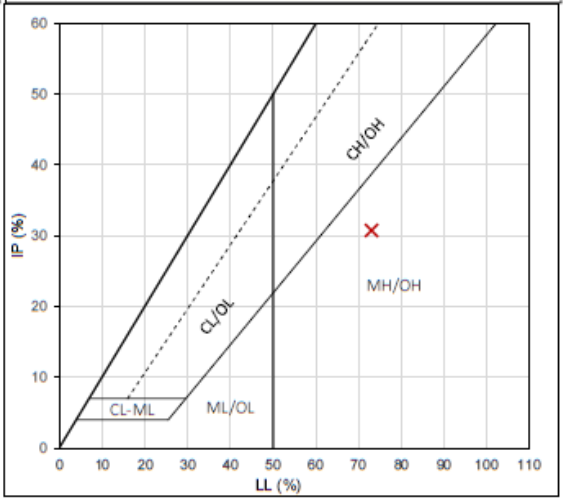
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	38.7 %	**GRAVA=**	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	73.0 %	**ARENA=**	19 %
LÍMITE PLÁSTICO=	42.3 %	**FINOS=**	81 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	30.7 %		

SUCS	MH	Limo de alta compresibilidad

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	DESLIZAMIENTO CALLE EL INGA	**PERFORACIÓN:**	P-3	**FECHA:**	Marzo, 2025
OBRA:	ESTABILIZACION	**COORD.:**	N:9683770.1 E:731431.5	**ENSAYADO:**	Sr. Jorge Balladares
UBICACIÓN:	CHAULLABAMBA	**MUESTRA:**	MA-28	**CALCULADO:**	Ing. Galo López
		PROFUNDIDAD:	13.50 m - 14.00 m	**REVISADO:**	Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL(ASTM D2216)

N°	Peso			Humedad	
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
184	55.85 g	44.72 g	6.33 g	29.0	29.0
194	55.11 g	44.09 g	6.06 g	29.0	

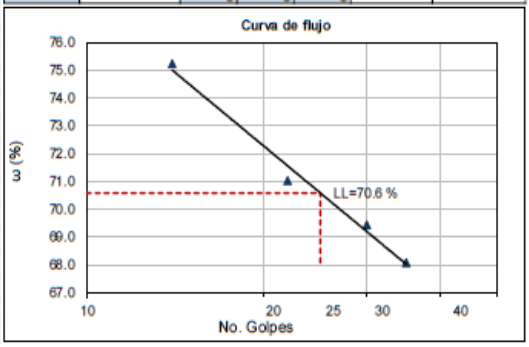
GRANULOMETRÍA (ASTM D422)

Tara	41.13 g	Tara+S.Húm.	250.50 g	ara+S.Sec.Lav.	58.73 g
Peso seco	162.32 g	Peso húmedo	209.37 g	S.Sec.Lav.	17.60 g

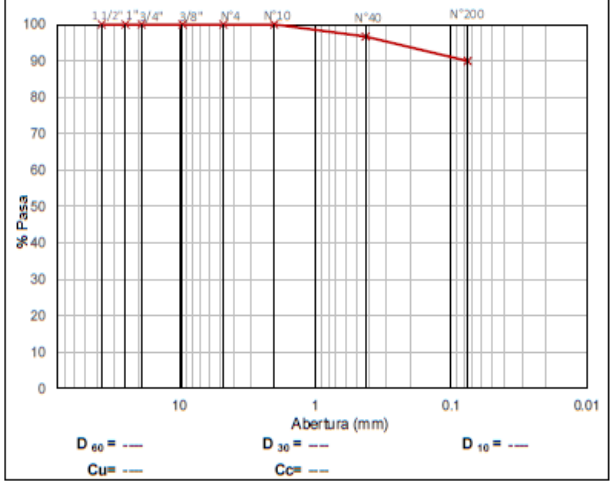
Tamiz	Abertura	Peso Retenido		Retenido	Pasa
	mm	Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 ½"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1½"	37.5	-	-	-	100
1"	25	0.00 g	0.00 g	0	100
3/4"	19	0.00 g	0.00 g	0	100
1/2"	12.5	-	0.00 g	0	100
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
Nº4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
Nº8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.00 g	0.00 g	0	100
N°40	0.425	5.35 g	5.35 g	3	97
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	10.94 g	16.29 g	10	90
		1.47 g	17.76 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
Tarro		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
260	14	31.90 g	20.81 g	6.07 g	75.2	70.6
239	22	29.79 g	19.91 g	6.00 g	71.0	
225	30	29.18 g	19.66 g	5.95 g	69.4	
211	35	29.10 g	19.80 g	6.14 g	68.1	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
72	---	16.13 g	14.64 g	10.13 g	33.0	33.1
115	---	16.49 g	14.75 g	9.43 g	32.7	
29	---	16.13 g	14.61 g	10.09 g	33.6	



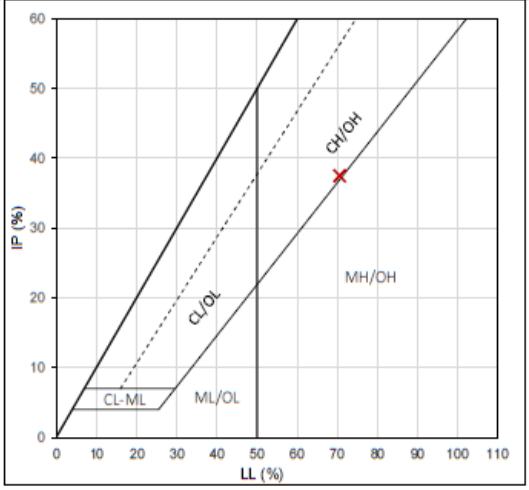
CURVA GRANULOMÉTRICA



D_{60} = --- D_{30} = --- D_{10} = ---

Cu= --- Cc= ---

CARTA DE PLASTICIDAD



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	29.0 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	70.6 %	ARENA=	10 %
LÍMITE PLÁSTICO=	33.1 %	FINOS=	90 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	37.5 %		

SUCS	CH	-	Arcilla de alta compresibilidad

PROYECTO: VILLA JULIANA

PERFORACIÓN: P2 Abscisa - -

UBICACIÓN N _____ Cota _____ msnm

E _____

FECHA INICIO: 12/3/2025

FECHA FIN: 12/3/2025

OPERADOR: Sr. Darwin Semanate

NIVEL FREÁTICO= - m

Prof.	SPT				N_f						Muestra		Simbo	Descripción
m	15	15	15	/ft	0	10	20	30	40	50	Tipo	No.		
0.00														
0.50											A	1		PAVIMENTO
1.00	3	6	7	13							A	2		Arena limosa con gravilla
1.50	5	6	7	13							A	3		
2.00	4	3	5	8							A	4		T.N.R.
2.50	7	7	8	15							A	5		Arenas limosas, color café
3.00	5	5	7	12							A	6		
3.50	8	8	9	17							A	7		Limos, color café
4.00	5	4	5	9							A	8		
4.50	4	4	4	8							A	9		
5.00	6	6	7	13							A	10		Arcilla café amarillento, media blanda, plasticidad media, humedad media
5.50	-	-	-									11		
6.00	4	5	6	11							A	12		
6.50	5	7	8	15							A	13		
7.00	9	8	9	17							A	14		
7.50	-	-	-									15		Arcilla café con betas de óxido, consistencia firme, humedad media
8.00	6	10	10	20							A	16		
8.50	-	-	-									17		
9.00	7	9	11	20							A	18		
9.50	-	-	-									19		
10.00	10	13	14	27							A	20		
10.50	-	-	-									21		
11.00	11	12	11	23							A	22		Arcilla café muy firme, plasticidad alta, humedad media
11.50	-	-	-									23		
12.00	9	11	14	25							A	24		
12.50	-	-	-									25		
13.00	10	15	14	29							A	22		
13.50	-	-	-									23		
14.00	12	18	17	35							A	24		Arcilla café amarillenta, consistencia dura, alta plasticidad
14.50	-	-	-									25		
15.00	24	27	30	57							A	24		
15.50	-	-	-									26		
16.00	30	30	R								A	27		Lutita café amarillenta
16.50	-	-	-									28		
17.00	42	R	R								A	29		

OBSERVACIONES No se observó nivel freático hasta la profundidad investigada

REGISTRO DE PERFORACIÓN DE CAMPO

PROYECTO: VILLA JULIANA

PERFORACIÓN: P1 Abscisa - -

UBICACIÓN N Cota msnm

E

FECHA INICIO: 11/3/2025

FECHA FIN: 11/3/2025

OPERADOR: Sr. Darwin Semanate

NIVEL FREÁTICO= - m

Prof.	SPT				N_f	Muestra		Simbo	Descripción
m	15	15	15	/ft	0 10 20 30 40 50	Tipo	No.		
0.00									
0.50						A	1		COBERTURA VEGETAL
1.00	7	9	6	15		A	2		Arena limosa café medianamente compacta
1.50	8	11	10	21		A	3		Arcilla café amarillenta, firme, humedad media
2.00	9	9	10	19		A	4		
2.50	10	10	10	20		A	5		
3.00	5	5	5	10		A	6		Arcilla media blanda, café, humedad media
3.50	7	7	10	17		A	7		Arcilla firme café amarillenta, humedad media
4.00	6	8	11	19		A	8		
4.50	-	-	-				9		Arcilla beige, media blanda, plasticidad media
5.00	5	6	5	11		A	10		
5.50	5	7	6	13		A	11		
6.00	6	9	12	21		A	12		Arcilla café amarillenta, consistencia firme, humedad media
6.50	-	-	-				13		
7.00	9	9	9	18		A	14		
7.50	-	-	-				15		Arcilla café rojizo, plasticidad media, humedad baja, consistencia firme
8.00	5	5	5	10		A	16		
8.50	7	8	10	18		A	17		
9.00	10	10	10	20		A	18		
9.50	-	-	-				19		
10.00	13	12	13	25		A	20		
10.50	-	-	-				21		Arcilla café, muy firme, plasticidad media, humedad baja
11.00	8	9	12	21		A	22		
11.50	10	14	13	27		A	23		
12.00	7	9	11	20		A	24		
12.50	-	-	-				25		
13.00	12	14	14	28		A	22		
13.50	24	19	18	37		A	23		CAPA ARENOSA COMPACTA
14.00	16	18	18	36		A	24		Arcilla café con betas blancas, consistencia dura, alta plasticidad
14.50	16	17	15	32		A	25		
15.00	13	14	15	29		A	24		
15.50									
16.00									

OBSERVACIONES No se observó nivel freático hasta la profundidad investigada

REGISTRO DE PERFORACIÓN DE CAMPO

PROYECTO: VILLA JULIANA

FECHA INICIO: 12/3/2025

PERFORACIÓN: P3 Abscisa - -

FECHA FIN: 13/3/2025

UBICACIÓN N ____ Cota ____ msnm

OPERADOR: Sr. Darwin Semanate

E ____

NIVEL FREÁTICO= m

Prof.	SPT				N_f	Muestra		Simbo	Descripción
m	15	15	15	/ft	0 10 20 30 40 50	Tipo	No.		
0.00									
0.50						A	1		Arcilla café, muy firme a dura, plasticidad media
1.00	4	7	7	14		A	2		
1.50	13	12	12	24		A	3		
2.00	11	16	15	31		A	4		
2.50	9	9	11	20		A	5		Arcilla café, muy firme a dura, plasticidad media
3.00	10	10	11	21		A	6		
3.50	-	-	-				7		
4.00	11	12	15	27		A	8		
4.50	14	14	18	32		A	9		Arcilla café, dura, alta plasticidad, humedad media
5.00	18	18	21	39		A	10		
5.50	-	-	-				11		
6.00	10	22	23	45		A	12		
6.50	11	19	20	39		A	13		
7.00	18	18	15	33		A	14		
7.50	11	13	19	32		A	15		
8.00	24	27	21	48		A	16		
8.50	-	-	-				17		
9.00	17	15	17	32		A	18		
9.50	-	-	-				19		Arcilla café, muy firme, alta plasticidad, humedad media
10.00	10	14	14	28		A	20		
10.50	13	11	13	24		A	21		
11.00	15	16	15	31		A	22		
11.50	-	-	-				23		
12.00	11	11	11	22		A	24		
12.50	-	-	-				25		
13.00	18	25	16	41		A	22		Lutita amarilla
13.50	-	-	-				23		
14.00	20	21	22	43		A	24		
14.50	-	-	-				25		
15.00	24	32	R			A	24		
15.50									
16.00									

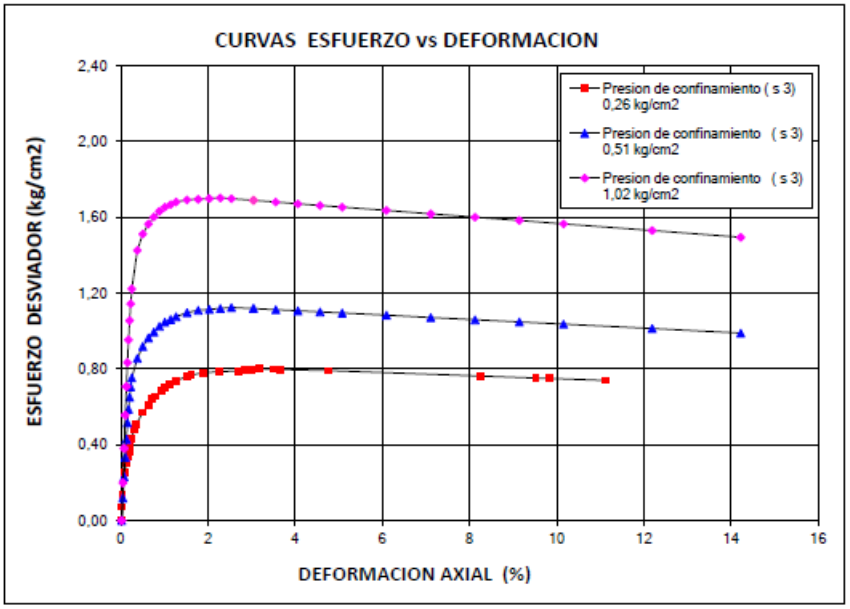


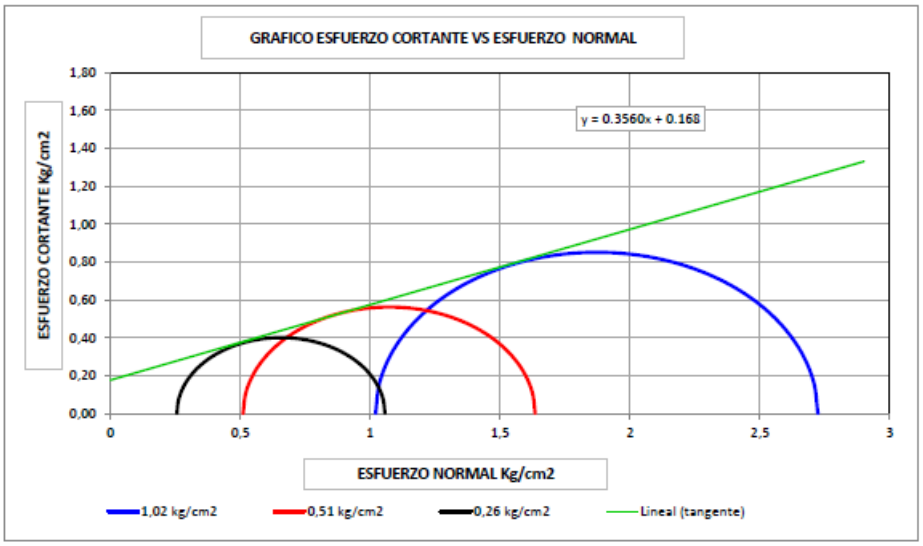
OBSERVACIONES

ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO NO DRENADO (UU)
ASTM D 2850 - D 4767 y AASHTO T 296 - T 297

OBRA : 0
SOLICITA : 0
CALICATA : M5

Clasificacion SUCS : MH





Resultados:

Cohesión © =	0,1765 kg/cm2
Angulo de fricción (ϕ) =	19,60 º