



**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Análisis geotécnico del método línea central en el proceso de recrecimiento  
de un depósito de relaves ubicado en la provincia de Chanchamayo

**TESIS**

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

**AUTORES**

Guevara Peralta, Arturo Sebastian

ORCID: 0009-0007-5191-4493

Cardenas Huamani, Paulo Cesar

ORCID: 0009-0009-6563-6249

**ASESOR**

Torres Chung, Cesar Roberto

ORCID: 0000-0002-3212-2817

**Lima, Perú**

**2023**

## **METADATOS COMPLEMENTARIOS**

### **Datos de los autores**

Guevara Peralta, Arturo Sebastian

DNI: 72038771

Cardenas Huamani, Paulo Cesar

DNI: 45799247

### **Datos de asesor**

Torres Chung, Cesar Roberto

DNI: 41182279

### **Datos del jurado**

#### **JURADO 1**

Pereyra Salardi, Enriqueta

DNI: 06743824

ORCID: 0000-0003-2527-3665

#### **JURADO 2**

Chavarría Reyes, Liliana Janet

DNI: 25481792

ORCID: 0000-0002-1759-2132

#### **JURADO 3**

Chavarry Vallejos, Carlos Magno

DNI: 07410234

ORCID: 0000-0003-0512-8954

### **Datos de la investigación**

Campo del conocimiento OCDE: 2.01.01

Código del Programa: 732016

## DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Nosotros, Arturo Sebastian Guevara Peralta, con código de estudiante N° 201311626, con DNI N° 72038771, con domicilio en Calle La Begonia 197 Dpto. 402, distrito Surquillo, provincia y departamento de Lima, y Paulo Cesar Cardenas Huamani, con código de estudiante N° 201311617, con DNI N° 45799247, con domicilio en Sector Víctor Raúl Pamplona Alta Mz. M Lote 9, distrito San Juan de Miraflores, provincia y departamento de Lima, en nuestra condición de bachilleres en Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, declaramos bajo juramento que:

La presente tesis titulada: “Análisis geotécnico del método línea central en el proceso de recrecimiento de un depósito de relaves ubicado en la provincia de Chanchamayo” es de nuestra única autoría, bajo el asesoramiento del docente Cesar Roberto Torres Chung, y no existe plagio y/o copia de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación presentado por cualquier persona natural o jurídica ante cualquier institución académica o de investigación, universidad, etc.; la cual ha sido sometida al antiplagio Turnitin y tiene el 25% de similitud final.

Dejamos constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en la tesis, el contenido de estas corresponde a las opiniones de ellos, y por las cuales no asumimos responsabilidad, ya sean de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o de internet.

Asimismo, ratificamos plenamente que el contenido íntegro de la tesis es de nuestro conocimiento y autoría. Por tal motivo, asumimos toda la responsabilidad de cualquier error u omisión en la tesis y somos conscientes de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de falsa declaración, nos sometemos a lo dispuesto en las normas de la Universidad Ricardo Palma y a los dispositivos legales nacionales vigentes.

Surco, 23 de octubre de 2023



---

Arturo Sebastian Guevara Peralta

DNI N° 72038771



---

Paulo Cesar Cardenas Huamani

DNI N° 45799247

## INFORME DE ORIGINALIDAD-TURNITIN

Análisis geotécnico del método línea central en el proceso de recrecimiento de un depósito de relaves ubicado en la provincia de Chanchamayo

### INFORME DE ORIGINALIDAD



### FUENTES PRIMARIAS

|   |                                                                                                    |     |
|---|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 1 | <a href="http://hdl.handle.net">hdl.handle.net</a><br>Fuente de Internet                           | 4%  |
| 2 | Submitted to Universidad Ricardo Palma<br>Trabajo del estudiante                                   | 3%  |
| 3 | <a href="http://repositorio.urp.edu.pe">repositorio.urp.edu.pe</a><br>Fuente de Internet           | 3%  |
| 4 | <a href="http://www.repositorio.upla.edu.pe">www.repositorio.upla.edu.pe</a><br>Fuente de Internet | 2%  |
| 5 | <a href="http://repositorio.unjfsc.edu.pe">repositorio.unjfsc.edu.pe</a><br>Fuente de Internet     | <1% |
| 6 | <a href="http://repositorio.unap.edu.pe">repositorio.unap.edu.pe</a><br>Fuente de Internet         | <1% |
| 7 | <a href="http://tesis.pucp.edu.pe">tesis.pucp.edu.pe</a><br>Fuente de Internet                     | <1% |
| 8 | <a href="http://repositorio.unc.edu.pe">repositorio.unc.edu.pe</a><br>Fuente de Internet           | <1% |

Dra. Vargas Chang Esther Joni

## **DEDICATORIA**

A Dios, a mis queridos padres que son lo más importante en mi vida, a mis queridos hermanos por los consejos y su apoyo incondicional, y a todas las personas que fueron parte de esta linda etapa de mi carrera.

Guevara Peralta, Arturo Sebastian

Agradecer a Dios, a mis padres y hermanos, por estar a mi lado apoyándome y motivándome en terminar otra etapa de esta hermosa carrera de la ingeniería.

Cardenas Huamani, Paulo Cesar

## **AGRADECIMIENTO**

Agradecer a nuestra alma mater, por brindarnos la formación y conocimientos de esta gran carrera. A su vez, un agradecimiento especial al Ing. Cesar Torres por ser nuestro asesor principal y sus conocimientos brindados en la especialidad de geotecnia que fueron aplicados para lograr esta tesis.

Guevara Peralta, Arturo Sebastian  
Cardenas Huamani, Paulo Cesar

## ÍNDICE GENERAL

|                                                  |     |
|--------------------------------------------------|-----|
| METADATOS COMPLEMENTARIOS .....                  | ii  |
| DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD .....         | iii |
| INFORME DE ORIGINALIDAD-TURNITIN.....            | iv  |
| DEDICATORIA .....                                | v   |
| AGRADECIMIENTO .....                             | vi  |
| ÍNDICE GENERAL .....                             | vii |
| ÍNDICE DE TABLAS .....                           | xi  |
| ÍNDICE DE FIGURAS .....                          | xii |
| ÍNDICE DE ECUACIONES .....                       | xiv |
| RESUMEN .....                                    | xv  |
| ABSTRACT.....                                    | xvi |
| INTRODUCCIÓN .....                               | 1   |
| CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....      | 2   |
| 1.1 Descripción de la realidad problemática..... | 2   |
| 1.2 Formulación del problema .....               | 3   |
| 1.2.1 Problema General .....                     | 3   |
| 1.2.2 Problemas Específicos .....                | 3   |
| 1.3 Objetivos de la investigación .....          | 3   |
| 1.3.1 Objetivo general.....                      | 3   |
| 1.3.2 Objetivos específicos .....                | 3   |
| 1.4 Justificación e importancia .....            | 4   |
| 1.4.1 Importancia del estudio.....               | 4   |
| 1.4.2 Justificación del estudio.....             | 4   |
| 1.5 Limitaciones de la investigación.....        | 4   |
| CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....                 | 5   |
| 2.1 Antecedentes de la investigación .....       | 5   |
| 2.1.1 Investigación internacional .....          | 5   |
| 2.1.2 Investigación nacional .....               | 6   |
| 2.1.3 Artículos relacionados con el tema .....   | 8   |
| 2.2 Bases teóricas.....                          | 8   |
| 2.2.1 Depósito de Relaves Minero.....            | 8   |
| 2.2.2 Métodos convencionales.....                | 9   |

|                                                                     |           |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| 2.2.3 Instrumentación geotécnica .....                              | 11        |
| 2.2.4 Ensayos de laboratorio .....                                  | 13        |
| 2.2.5 Ensayos de campo.....                                         | 17        |
| 2.2.6 Muro de suelo reforzado o armado .....                        | 18        |
| 2.2.7 Geosintéticos.....                                            | 25        |
| 2.2.8 Terramesh.....                                                | 31        |
| 2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio .....   | 34        |
| 2.3.1 Análisis estático .....                                       | 34        |
| 2.3.2 Análisis de equilibrio límite.....                            | 34        |
| 2.3.3 Análisis de estabilidad .....                                 | 35        |
| 2.3.4 Análisis sísmico (Pseudoestático).....                        | 36        |
| 2.3.5 Estimación de riesgo sísmico.....                             | 37        |
| 2.3.6 Coeficiente sísmico.....                                      | 37        |
| 2.3.7 Método de dovelas .....                                       | 38        |
| 2.3.8 Análisis de deformaciones .....                               | 43        |
| 2.4 Formulación de hipótesis .....                                  | 48        |
| 2.4.1 Hipótesis general.....                                        | 48        |
| 2.4.2 Hipótesis específica .....                                    | 48        |
| 2.4.3 Variables.....                                                | 49        |
| <b>CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO.....</b>                       | <b>50</b> |
| 3.1 Tipo y nivel de investigación.....                              | 50        |
| 3.2 Diseño de investigación .....                                   | 50        |
| 3.3 Población y muestra.....                                        | 50        |
| 3.4 Técnicas de recolección de datos.....                           | 50        |
| 3.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos .....                        | 51        |
| 3.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos..... | 51        |
| 3.4.3 Técnicas para el procesamiento y análisis de datos .....      | 51        |
| <b>CAPÍTULO IV: DESARROLLO DEL PROYECTO .....</b>                   | <b>52</b> |
| 4.1 Ubicación.....                                                  | 52        |
| 4.2 Descripción de la zona de estudio.....                          | 52        |
| 4.2.1 Disponibilidad de datos climatológicos .....                  | 52        |
| 4.3 Estudio geológico .....                                         | 53        |
| 4.3.1 Geología Regional .....                                       | 53        |
| 4.4 Estudio de hidrología .....                                     | 57        |

|                                                                  |           |
|------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4.4.1 Cuenca del río Tulumayo.....                               | 57        |
| 4.4.2 Precipitación máxima de 24 horas .....                     | 58        |
| 4.5 Estudio de hidrogeología .....                               | 59        |
| 4.6 Estudio peligro sísmico.....                                 | 60        |
| 4.6.1 Sismo máximo considerado probabilístico .....              | 60        |
| 4.6.2 Selección de coeficiente sísmico .....                     | 60        |
| 4.7 Configuración para el talud aguas abajo del depósito .....   | 61        |
| 4.8 Factores de seguridad requeridos.....                        | 61        |
| 4.9 Condiciones de carga para la estabilidad de taludes.....     | 61        |
| 4.9.1 Condición no drenada (CU).....                             | 62        |
| 4.9.2 Condición drenada (CD).....                                | 62        |
| <b>CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS .....</b>              | <b>63</b> |
| 5.1 Resultados de ensayos de laboratorio .....                   | 63        |
| 5.1.1 Ensayos estándar en suelos y relave .....                  | 63        |
| 5.1.2 Ensayos especiales .....                                   | 64        |
| 5.2 Caracterización geotécnica de los materiales .....           | 67        |
| 5.3 Recrecimiento del depósito.....                              | 69        |
| 5.3.1 Hidrociclones. ....                                        | 69        |
| 5.4 Resultados de peligro sísmico.....                           | 70        |
| 5.5 Resultados del análisis de infiltración .....                | 72        |
| 5.6 Análisis de estabilidad de taludes .....                     | 72        |
| 5.6.1 Coeficiente sísmico.....                                   | 72        |
| 5.6.2 Consideración de análisis.....                             | 73        |
| 5.6.3 Resultados de los análisis de estabilidad de taludes ..... | 73        |
| 5.7 Resultados de los análisis de deformaciones permanentes..... | 74        |
| 5.7.1 Makdisi - Seed .....                                       | 74        |
| 5.7.2 Bray et al., 2018.....                                     | 76        |
| 5.8 Discusión de resultados y contrastación de resultados .....  | 77        |
| 5.8.1 Hipótesis general.....                                     | 77        |
| 5.8.2 Primera hipótesis específica.....                          | 78        |
| 5.8.3 Segunda hipótesis específica .....                         | 78        |
| 5.8.4 Tercera hipótesis específica .....                         | 79        |
| 5.8.5 Cuarta hipótesis específica.....                           | 79        |
| <b>CONCLUSIONES .....</b>                                        | <b>80</b> |

|                                                                 |     |
|-----------------------------------------------------------------|-----|
| RECOMENDACIONES.....                                            | 82  |
| REFERENCIAS.....                                                | 83  |
| ANEXOS.....                                                     | 87  |
| ANEXO A: Matriz de Consistencia.....                            | 87  |
| ANEXO B: Ensayos de Laboratorio.....                            | 91  |
| ANEXO C: Piezómetros y Análisis de Infiltración .....           | 107 |
| ANEXO D: Análisis de Estabilidad de Taludes .....               | 115 |
| ANEXO F: Aceleración de Fluencia .....                          | 123 |
| ANEXO G: Desplazamientos Permanentes Inducidos por Sismos ..... | 126 |
| ANEXO H: Autorización para manejo de información .....          | 133 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|                                                                            |    |
|----------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 1 Recrecimiento de Presas de Relave .....                            | 6  |
| Tabla 2 Plasticidad para Suelo Reforzado y Gradacion recomendada .....     | 21 |
| Tabla 3 Criterios de Factores de Seguridad .....                           | 35 |
| Tabla 4 Matriz operacional de variables .....                              | 49 |
| Tabla 5 Datos Climatológicos del Lugar .....                               | 53 |
| Tabla 6 Columna Estratigráfica Regional.....                               | 54 |
| Tabla 7 Descripción de la Cuenca del rio Putumayo .....                    | 58 |
| Tabla 8 Precipitación Máxima de Periodo de Retorno .....                   | 59 |
| Tabla 9 Piezómetros - Nivel Freático .....                                 | 59 |
| Tabla 10 Conductividad Hidráulica.....                                     | 60 |
| Tabla 11 Factores de seguridad requeridos.....                             | 61 |
| Tabla 12 Resumen de los resultados de ensayos estándar .....               | 64 |
| Tabla 13 Ensayos de Gravedad Específica .....                              | 65 |
| Tabla 14 Resultados de los Ensayos Triaxiales .....                        | 66 |
| Tabla 15 Ensayos de Conductividad Hidráulica.....                          | 66 |
| Tabla 16 Resumen de Análisis de Estabilidad Física .....                   | 69 |
| Tabla 17 Periodo de Retorno .....                                          | 71 |
| Tabla 18 Resultados de Análisis de Estabilidad Física.....                 | 74 |
| Tabla 19 Desplazamiento Máximo Inducido por Sismo Makdisi-Seed .....       | 75 |
| Tabla 20 Resultados de Desplazamiento Máximo Inducido por Sismo Bray ..... | 76 |
| Tabla 21 Comparativa de Factores de Seguridad Para Cada Fase.....          | 77 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                         |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1 Aplicaciones de operaciones en depósitos de relaves, filtrados y en pasta..... | 11 |
| Figura 2 Instrumentación de Monitoreo .....                                             | 11 |
| Figura 3 Descripción de las mediciones del Inclímetro.....                              | 12 |
| Figura 4 Ensayo de Corte Directo Caja de Detalle .....                                  | 15 |
| Figura 5 Ensayo de Consolidación Drenado.....                                           | 17 |
| Figura 6 Esquematización general del Sondeo de Penetración Estándar .....               | 18 |
| Figura 7 Comportamiento básico de suelos reforzados .....                               | 19 |
| Figura 8 Tipos de Refuerzos para Muros de Suelos Reforzados .....                       | 22 |
| Figura 9 Estructura Reforzada con geomallas .....                                       | 24 |
| Figura 10 Estructura de un Geosintético de Separación .....                             | 25 |
| Figura 11 Filtración .....                                                              | 25 |
| Figura 12 Drenaje .....                                                                 | 26 |
| Figura 13 Refuerzo .....                                                                | 26 |
| Figura 14 Protección.....                                                               | 27 |
| Figura 15 Impermeabilidad.....                                                          | 27 |
| Figura 16 Geosintéticos Tejidos .....                                                   | 28 |
| Figura 17 Geosintéticos No Tejidos .....                                                | 28 |
| Figura 18 Geomallas .....                                                               | 29 |
| Figura 19 Georedes .....                                                                | 29 |
| Figura 20 Geomembranas .....                                                            | 30 |
| Figura 21 Geocompuestos .....                                                           | 30 |
| Figura 22 Geoceldas .....                                                               | 31 |
| Figura 23 Esquema de Elemento de Terramesh .....                                        | 31 |
| Figura 24 Aplicación del Sistema Terramesh.....                                         | 33 |
| Figura 25 Superficies Potenciales de Falla en Deslizamientos Rotacionales.....          | 39 |
| Figura 26 Esquema de la Estabilidad de Talud Método de Fellenius.....                   | 40 |
| Figura 27 Análisis de Estabilidad Método Bishop .....                                   | 40 |
| Figura 28 Diagrama de factor $f_0$ utilizado en el método de Jambu .....                | 42 |
| Figura 29 Angulo de Inclinación de Fuerzas entre Dovelas .....                          | 42 |
| Figura 30 Representación de Deslizamiento de talud.....                                 | 43 |
| Figura 31 Diagrama de Cuerpo Libre del Bloque.....                                      | 43 |
| Figura 32 Diagrama de Cuerpo Libre .....                                                | 44 |

|                                                                                     |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 33 Variación de la Aceleración Máxima Promedio .....                         | 45 |
| Figura 34 Estimación del periodo fundamental inicial para bloques deslizantes ..... | 47 |
| Figura 35 Cuenca del río Tulumayo .....                                             | 57 |
| Figura 36 Espectro de respuesta para diferentes periodos de retorno.....            | 71 |

## ÍNDICE DE ECUACIONES

|                                                                         |    |
|-------------------------------------------------------------------------|----|
| Ecuación 1 Factor de seguridad en el análisis de equilibrio límite..... | 35 |
| Ecuación 2 Componente tangencial de la reacción.....                    | 40 |
| Ecuación 3 Componente normal de la reacción.....                        | 41 |
| Ecuación 4 Factor de seguridad método bishop .....                      | 41 |
| Ecuación 5 Factor de seguridad método janbu simplificado .....          | 42 |
| Ecuación 6 Factor de seguridad método spencer.....                      | 43 |
| Ecuación 7 Factor de seguridad método newmark .....                     | 45 |
| Ecuación 8 Desplazamiento permanente .....                              | 47 |
| Ecuación 9 Magnitud de movimiento sísmico bray-travasarou.....          | 47 |
| Ecuación 10 Desplazamiento permanente bray-macedo-travasarou .....      | 48 |
| Ecuación 11 Magnitud de movimineto sísmico bray-macedo-travasarou.....  | 48 |

## RESUMEN

El enfoque de este estudio es presentar un diseño para la ampliación de un depósito de relaves existente situado a una altitud de 960,60 metros sobre el nivel del mar en la provincia de Chanchamayo, departamento de Junín. Esta investigación se enmarca en la categoría de tesis explicativa, ya que comprende múltiples investigaciones geotécnicas para el diseño del depósito de relaves a lo largo de sus tres fases de recrecimiento. También es de carácter descriptivo, ya que involucra variables cuantificables, aspecto crucial para el cumplimiento de los objetivos planteados.

El objetivo de la presente investigación fue realizar el análisis geotécnico para verificar la estabilidad del método línea central (método convencional) en el proceso de recrecimiento de un depósito de relaves iniciando con un dique de arranque de material de préstamo y posteriormente el recrecimiento en tres fases, seleccionando de manera conservadora las propiedades de los materiales de la investigación geotécnica que fueron proporcionados por una consultoría de proyectos de ingeniería. También se hizo la investigación y el uso de las normas internacionales para los criterios de diseño. A partir de ello, se realizó los análisis de infiltración, análisis de estabilidad estático-pseudoestático utilizando el método de Mohr-Coulomb y empleando como instrumento el software Slide v.6.0, en donde nos arroja un factor de seguridad para cada fase de recrecimiento mayor a 1.5 para la condición de carga estática y un factor de seguridad mayor a 1.0 para la condición de carga sísmica; y las posibles deformaciones permanentes por sismos de la presa que no sean mayores a 50 centímetros. El recrecimiento inicia desde la cota superior del dique de arranque (926.85 msnm) a la cota final en su última etapa de diseño del depósito de relaves (966.60 msnm).

*Palabras Claves:* Relaves, talud, infiltración, dique, sismicidad, estabilidad, geotecnia.

## **ABSTRACT**

The focus of this study is to present a design for the expansion of an existing tailings deposit located at an altitude of 960.60 meters above sea level in the province of Chanchamayo, department of Junín. This research is framed in the category of explanatory thesis, since it comprises multiple geotechnical investigations for the design of the tailings deposit throughout its three phases of regrowth. It is also descriptive in nature, since it involves quantifiable variables, a crucial aspect for the fulfillment of the proposed objectives.

The objective of this research was to conduct a geotechnical analysis to verify the stability of the central line method (conventional method) in the process of expanding a tailings repository. This process begins with a starter dam constructed from borrow material and subsequently involves expansion in three phases. Conservative properties of the materials from the geotechnical investigation were selected, provided by an engineering project consultancy. International standards for design criteria were researched and applied. Subsequently, infiltration analyses and static-pseudo-static stability analyses were conducted using the Mohr-Coulomb method and employing the Slide v.6.0 software as a tool. This analysis resulted in a safety factor greater than 1.5 for the static loading condition for each expansion phase and a safety factor greater than 1.0 for the seismic loading condition. The potential permanent deformations caused by seismic events in the dam do not exceed 50 centimeters. The expansion begins from the upper elevation of the starter dam (926.85 masl) and concludes at the final elevation in the last stage of tailings repository design (966.60 masl).

*Keywords:* Tailings, slope, infiltration, dam, seismicity, stability, geotechnics.

## INTRODUCCIÓN

El desarrollo y optimización de depósitos de relaves son temas de gran relevancia en la actualidad, ya que la industria minera busca constantemente mejorar sus prácticas para minimizar su impacto ambiental y garantizar la seguridad de las comunidades circundantes. La creciente demanda de minerales y metales ha llevado a un aumento en la cantidad de relaves producidos, lo que subraya la importancia de encontrar soluciones efectivas y sostenibles para su almacenamiento y gestión.

En este contexto, el método de línea central ha surgido como una alternativa confiable y eficiente para el recrecimiento de depósitos de relaves. Su aplicación exitosa en diversas regiones del mundo ha demostrado su capacidad para abordar los desafíos geotécnicos y operativos asociados con la expansión de estos depósitos.

El depósito de estériles investigado está situado en una zona ecológica y socialmente significativa, lo que subraya la necesidad imperiosa de un análisis geotécnico meticuloso y riguroso. La adopción en este proyecto de criterios de diseño basados en normas internacionales garantiza su adhesión a los más altos niveles de seguridad y sostenibilidad.

El primer capítulo abarcará diversos elementos, como la formulación del problema, los objetivos, la justificación y la importancia del estudio, así como las limitaciones de la investigación. Pasando al segundo capítulo, se profundizará en el marco teórico, abarcando los antecedentes de la investigación, los fundamentos teóricos, la estructura científica que sustenta el estudio, la formulación de hipótesis y la definición de variables. En el tercer capítulo se detallará el diseño metodológico, abordando el tipo y nivel de investigación, el diseño de la investigación, la población y muestra, y las técnicas de recogida de datos. El cuarto capítulo se centrará en el desarrollo del proyecto, proporcionando información sobre su ubicación, los estudios fundamentales realizados, la configuración del depósito de relaves, los criterios de seguridad y las condiciones de carga esenciales para garantizar la estabilidad de los taludes. Por último, el quinto capítulo presentará los resultados derivados de las pruebas de laboratorio, la caracterización geotécnica y los análisis geotécnicos realizados.

## **CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### **1.1 Descripción de la realidad problemática**

La historia de la minería en Perú se remonta a milenios atrás, con evidencias de que diversas culturas preincaicas trabajaron con minerales para crear objetos de valor y desarrollar la metalurgia. A partir de la década de 1950, la minería se convirtió en una industria importante en el país, y desde la década de 1990 hasta la actualidad, ha sido una de las principales fuentes de ingresos económicos, con Perú destacando como uno de los principales productores y exportadores de minerales como oro, plata, cobre, zinc, hierro, selenio, estaño, entre otros.

Sin embargo, esta expansión de la minería ha llevado a un problema ambiental significativo relacionado con la gestión de los relaves mineros. Esto ha generado una urgente necesidad para todas las minas de aumentar la capacidad de almacenamiento de sus presas de relaves mediante la implementación de diversos sistemas y métodos. En consecuencia, se han desarrollado proyectos de recrecimiento de presas de relaves, generalmente en etapas, con un enfoque en garantizar la estabilidad física de estas estructuras.

En Perú, se han registrado incidentes previos de colapsos de presas de relaves que han causado graves problemas ambientales y sociales a corto y largo plazo. Uno de los casos más destacados fue el colapso de la presa en la región de Cajamarca, que liberó una gran cantidad de residuos tóxicos en el río Opamayo, causando una seria contaminación del agua y afectando a las comunidades locales. Situaciones similares se han producido en presas de relaves en la región de Junín, cerca de los ríos Mantaro y Rímac, lo que resultó en contaminación, problemas de salud y conflictos sociales.

Numerosas compañías mineras se han visto obligadas a aumentar la capacidad de sus depósitos de relaves debido a que han alcanzado su capacidad máxima antes de lo previsto, lo que ha requerido un crecimiento anticipado de estas instalaciones.

Actualmente, existen diversos diseños y métodos de construcción de estructuras de contención para el recrecimiento de depósitos de relaves. Estos incluyen métodos convencionales como el crecimiento aguas arriba, el método del eje central y el

crecimiento aguas abajo. También se han desarrollado sistemas no convencionales, como muros de concreto, muros de gaviones, muros anclados y muros de suelo reforzado. En esta investigación, se presentará un nuevo diseño destinado a asegurar la seguridad y estabilidad del depósito de desechos mineros actualmente en uso en la provincia de Chanchamayo, aplicando un enfoque convencional para su recrecimiento.

## **1.2 Formulación del problema**

### ***1.2.1 Problema General***

¿Cuál es el análisis geotécnico para verificar la estabilidad del método de línea central en el proceso de recrecimiento de un depósito de relaves en la provincia de Chanchamayo?

### ***1.2.2 Problemas Específicos***

- a) ¿Cómo determinar geotécnicamente las propiedades del material que intervienen en el recrecimiento del depósito de relave para realizar los análisis geotécnicos?
- b) ¿Cómo determinar, de manera conservadora, el nivel freático de un depósito de relaves?
- c) ¿Cómo analizar la estabilidad física para un depósito de relaves que considere la condición de carga estática y sísmica?
- d) ¿Cómo analizar los posibles desplazamientos permanentes inducidos por sismos en el recrecimiento de un depósito de relaves?

## **1.3 Objetivos de la investigación**

### ***1.3.1 Objetivo general***

Realizar el análisis geotécnico para verificar la estabilidad del método de línea central en el proceso de recrecimiento de un depósito de relaves en la provincia de Chanchamayo.

### ***1.3.2 Objetivos específicos***

- a) Obtener la descripción geotécnica de los materiales y sus parámetros geotécnicos que intervienen en el recrecimiento de un depósito de relaves para su posterior análisis.
- b) Determinar, de manera conservadora, el nivel freático de un depósito de relaves.
- c) Analizar la estabilidad física para un depósito de relaves que considere la condición de carga estática y sísmica.
- d) Analizar los posibles desplazamientos permanentes inducidos por sismos en el recrecimiento de un depósito de relaves.

## **1.4 Justificación e importancia**

### ***1.4.1 Importancia del estudio***

En un contexto global, la importancia del estudio de recrecimiento de depósito de relaves es por la demanda de minerales y metales, el estudio respalda prácticas sostenibles en la industria minera. Un recrecimiento eficiente y seguro de los depósitos de relaves puede contribuir a prolongar la vida útil de las operaciones mineras y optimizar los recursos.

### ***1.4.2 Justificación del estudio***

El objetivo de esta tesis es llevar a cabo una evaluación geotécnica para el diseño de un depósito de relaves, centrándose principalmente en garantizar la seguridad durante la fase operativa de la presa para prevenir posibles fallos. Este objetivo se logra mediante la realización de una evaluación de la estabilidad física del depósito, que incluye un análisis esencial de la estabilidad de los taludes y la evaluación de las posibles deformaciones permanentes causadas por los terremotos, específicamente para el método de línea central. Comparando los resultados de cada fase de la expansión del depósito de relaves, verificaremos cuál presenta el mayor nivel de estabilidad y seguridad en cada evaluación. Este esfuerzo ayudará a establecer un diseño que sea a la vez seguro y fiable, sirviendo de valiosa referencia para futuras investigaciones en este campo.

## **1.5 Limitaciones de la investigación**

El desarrollo de la presente investigación es mediante la información y data de campo proporcionada por una empresa consultora.

La investigación se basa en los datos geotécnicos proporcionados por una consultoría de proyectos de ingeniería. La limitación aquí es que la calidad y la cantidad de estos datos pueden influir en la precisión de los resultados y en la toma de decisiones.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1 Antecedentes de la investigación

#### 2.1.1 Investigación internacional

Según Cortés (2021), el Depósito de Relaves Las Palmas es una instalación minera antigua dedicada a la extracción de oro, propiedad de Compañía Minera Las Palmas S.A., ubicada en la Comuna de Pencahue, Región del Maule, en las proximidades del predio denominado "Fundo Las Palmas Sur". Su construcción se inició en el año 1981 en un terreno con una pendiente inclinada hacia el sureste, caracterizada por una relación máxima de altura base de aproximadamente 4H:1V en la parte aguas arriba y de 1.5H:1V en la parte aguas abajo del depósito. Estos datos se basan en informes de DICTUC (2012) y Gebhart (2016).

El 27 de febrero de 2010, Chile experimentó un devastador terremoto de magnitud 8.8 Mw, catalogado como el sexto más fuerte registrado desde 1900. El epicentro se ubicó en el mar, cerca de Cobquecura, Región del Maule, a una distancia aproximada de 120 km del Tranque de Relaves Las Palmas. Este terremoto, conocido como el 27F, tuvo graves consecuencias, incluyendo la pérdida de 524 vidas, con al menos 100 personas fallecidas a causa del tsunami que lo acompañó. El colapso del Tranque de Relaves Las Palmas ocasionó un derrame que afectó una superficie de alrededor de 12.5 hectáreas de terreno, con el trágico resultado de la muerte de una familia compuesta por cuatro miembros que residía en las cercanías, según reportes de CENMA (2017). Este evento tuvo un impacto significativo tanto en el entorno natural como en la comunidad local.

A continuación, en la Tabla 1 se da a conocer algunas de las presas que fueron elevadas mostradas en la investigación de Elias (2001).

**Tabla 1***Recrecimiento de Presas de Relave*

| <b>Presa/Pais</b>     | <b>Tipo</b>                   | <b>Año de edificacion</b> | <b>Altura diseñada (m)</b> | <b>Altura de Elevacion (m)</b> |
|-----------------------|-------------------------------|---------------------------|----------------------------|--------------------------------|
| Tansa – la India      | Enrocado                      | 1892                      | 36                         | 3                              |
| Raul Leoni, Venezuela | Concreto                      | 1970                      | 58                         | 202                            |
| Pactola - EUA         | Tierra                        | 1956                      | 67                         | 4.6                            |
| King Talal - Israel   | Solo compactado               | 1977                      | 100                        | 15                             |
| Al-Wehdah             | Enrocado                      | 1983                      | 60                         | 40                             |
| Davis Creek - EUA     | Suelo reforzado con geomallas | 1990                      | 33                         | 7.5                            |
| Curua-Uma Brasil      | Tierra                        | 1977                      | 26                         | 1.5                            |

*Nota. Elias (2001)*

### **2.1.2 Investigación nacional**

Según Ysidro (2018) en su trabajo de investigación titulado “Estabilidad de taludes de la presa del depósito de relaves la esperanza”; se enfoca en el análisis de la ubicación geológica de la presa del depósito de relaves. Según los datos de cartografía geológica, la presa está asentada sobre un depósito aluvial compuesto principalmente por gravas mal gradadas y arenas limosas. Asimismo, se identifica la presencia de basalto rocoso, específicamente el granito de San Román, con afloramientos de esta roca en la parte noreste del eje de la presa. Adicionalmente, se observa un depósito coluvioaluvial en las laderas aguas arriba del depósito de relaves.

En síntesis, la presa del depósito de relaves se encuentra en una zona con características geológicas que comprenden depósitos aluviales, basalto rocoso y depósitos coluvioaluviales en sus alrededores. Estos datos son fundamentales para comprender la geología y la hidrología de la región, elementos cruciales para la seguridad y una adecuada gestión de la presa y el depósito de relaves.

Además, el análisis de información hidrológica proporciona datos valiosos sobre el régimen de precipitación en la zona. La precipitación media anual se estima en 1919.5 mm, reflejando la cantidad de lluvia que cae en promedio en la región durante un año. Es esencial destacar que se registran precipitaciones máximas anuales de hasta 2675.7 mm, indicando eventos de lluvia intensa y potencialmente torrenciales. Por otro lado, la precipitación mínima anual se sitúa en 751.9 mm, evidenciando la variabilidad climática en la región, con años más secos.

Por último, la Compañía Minera Sinaycocha ha optado por llevar a cabo el recrecimiento de la presa de relaves en sus instalaciones de producción. La mina, ubicada en el departamento de Junín a una altitud de 4,200 metros sobre el nivel del mar, busca ampliar su capacidad de almacenamiento. La presa original fue diseñada y construida utilizando un dique de tierra, alcanzando una altura de casi 20 metros en su sección más alta y con taludes de pendiente 1.5H:1.0V. La necesidad de un sistema de crecimiento seguro y eficiente debido al aumento en la capacidad de producción ha motivado esta iniciativa.

Según Antúnez (2009), el depósito de relaves Chuspic experimenta un proceso de recrecimiento mediante el método aguas abajo. En la parte superior de la presa se ubican los ciclones, que se encargan de separar la fracción gruesa y fina del material. La fracción gruesa se deposita aguas abajo, lo que contribuye a aumentar el volumen del dique. Por otro lado, la fracción fina se coloca en la parte superior del depósito. Los estudios geotécnicos realizados por BISA en 1997 han clasificado el material grueso como arenas limosas de grano fino (SM), mientras que el material fino se ha categorizado como limos arenosos y arcillas limosas (ML, CL), con un ángulo de fricción interna de  $24^\circ$  y cohesión nula. El análisis de estabilidad del talud se basa en la premisa de que la corona del depósito se encuentra a una altitud de 4073 m.s.n.m y se recrecerá hasta alcanzar la altitud máxima de 4082 m.s.n.m, lo que equivale a un aumento de 9 metros en la altura. La configuración final del talud aguas abajo del depósito se establece en 3.5H:1V. Es importante mencionar que este análisis se enfoca en una sección específica de la presa de relaves y el muro de contención en la base del depósito.

Según Paucar (2021), la presa de relaves Pallancata se compone de un dique de relaves ubicado a una altitud de 4589 msnm, con una cota máxima de operación de 4587 msnm.

Con el objetivo de garantizar y aumentar su capacidad de almacenamiento y continuar con las actividades mineras, se llevó a cabo la Fase 3, en la que se continuó depositando relaves en el depósito. El recrecimiento del dique principal consistió en elevarlo desde su nivel actual de 4589,0 msnm hasta la cota máxima de 4591,5 msnm utilizando relleno estructural. La configuración final del dique principal se diseñó con un talud de 1.4H:1V aguas abajo. Para llevar a cabo este proceso, se requirieron 6460 m<sup>3</sup> de relleno estructural, 125810 m<sup>3</sup> de enrocado y 1930 m<sup>3</sup> de material de transición. El dique de contención se construyó utilizando material enrocado y se diseñó con taludes de 1.5H:1V, empleando un total de 18900 m<sup>3</sup> de enrocado.

Según Gonzalo (2018), en su trabajo de investigación titulado “ (Ingeniería de detalle para el recrecimiento del depósito de relaves la esperanza- Vitoc- chanchamayo- Junín)” el investigador concluye que la evaluación de la estabilidad interna del suelo de cimentación es un aspecto fundamental de la ingeniería geotécnica, especialmente en proyectos de gran envergadura, como los depósitos de relaves. Los parámetros geotécnicos del suelo, en particular el ángulo de fricción y la cohesión, desempeñan un papel fundamental en la evaluación de la estabilidad. Este estudio cita específicamente valores de un ángulo de fricción de 35° y una cohesión nula (0 kPa).

### ***2.1.3 Artículos relacionados con el tema***

Según Reinoso y Olalla (2018), “Presas de residuos mineros: causas de fallo y propuestas para evitarlos”; afirma que al encontrarse casos como el que ocurrió en la presa de relave Mount Pollet (Inglaterra) Es cierto que, a lo largo de los años, hemos sido testigos de numerosos incidentes relacionados con presas y estructuras hidráulicas en todo el mundo que han resultado en catástrofes y daños significativos al medio ambiente. Los ejemplos que mencionas en Chile durante los años 2014 y 2015 son un recordatorio de la importancia de abordar adecuadamente la gestión de presas y estructuras similares

## **2.2 Bases teóricas**

### ***2.2.1 Depósito de Relaves Minero***

Es una estructura que de acuerdo a las características que posee, como la capacidad de almacenamiento, topografía, minerales a extraer, se realiza el diseño de la forma más conveniente para aislar el material de relave, reducir su impacto ambiental y garantizar su estabilidad ante diversos eventos que pongan en riesgo dicho componente.

## **2.2.2 Métodos convencionales**

### **2.2.2.1 Depósito de relaves**

#### a) Método de aguas arriba

El proceso comienza con la ejecución de un dique inicial, utilizando material de préstamo compactado en la fase preliminar. Posteriormente, se diseña un plan para la eliminación de los residuos, que implica la construcción gradual de presas sobre los residuos depositados previamente. La clasificación de los residuos se realiza mediante hidrociclones, y la fracción más gruesa se coloca cerca del dique inicial. Por el contrario, la fracción más fina se distribuye uniformemente, abarcando tanto la región inferior como la zona central del depósito, donde se compacta rápidamente. Con el tiempo, se forma una especie de playa a medida que las partículas más densas se asientan y una parte importante del agua se escurre. Esto da lugar a la formación de balsas o fosos de decantación. El agua extraída se bombea para su reutilización. Para mejorar y fortificar los cimientos de los diques utilizados en el proceso de recrecimiento, puede aplicarse una capa de escollera, que aumenta la estabilidad en condiciones estáticas. Es esencial subrayar que esta metodología de recrecimiento no está autorizada actualmente en cumplimiento de la normativa peruana vigente.

#### b) Método Aguas abajo

Este método de construcción aguas abajo es el más empleado en la actualidad debido a su mayor seguridad y estabilidad. También se inicia con un dique de arranque, luego se va depositando capas de relaves sobre la base, retirando gradualmente el agua de la parte superior del depósito. Esto permite una mayor estabilidad estructural, pero a su vez requiere de gran cantidad de material a conformar y ocupa mayor volumen siendo esta una restricción.

#### c) Método de Línea Central

Se empieza primero con la conformación de un dique de arranque compactado, depositando la fracción fina hacia aguas arriba del depósito y la fracción gruesa hacia aguas abajo, manteniendo el mismo eje central durante todas las fases de recrecimiento del depósito. Requiere cierto menor volumen de material ya sea relave o arena comparando con los 2 métodos anteriores. Siendo un método seguro logrando muros estables.

#### **2.2.2.2 Depósitos de relaves espesados**

Esta opción no demanda la edificación de un dique de partida, lo que implica un aumento en la concentración de sólidos en la suspensión de relaves, lo que a su vez genera una mayor viscosidad. En este tipo de depósito, los relaves se distribuyen en forma de un cono.

En lugar de construir un dique de gran tamaño, se puede optar por la creación de un pequeño terraplén que se ubica a cierta distancia del borde externo del depósito. Este terraplén tiene la finalidad de retener el agua de los relaves y recoger las aguas pluviales, las cuales pueden ser canalizadas hacia fuentes de agua naturales. Esta metodología disminuye el impacto ambiental, los costos económicos y mejora la estabilidad gracias a la alta concentración de sólidos en la suspensión de relaves.

#### **2.2.2.3 Depósito de relaves filtrado**

El depósito de relaves filtrado presenta un contenido de agua mucho menor a comparación con el depósito de relaves espesados, debido al proceso de filtrado que se lleva a cabo usando un filtro prensa. Al reducir la cantidad de agua en los relaves reduce el riesgo a sufrir fallas por presión de poros, lo que puede mejorar la estabilidad. Estos relaves filtrados se pueden transportar mediante cintas o camiones, se disponen en forma de conos o módulos compactados.

#### **2.2.2.4 Depósito de relaves en pasta**

La disposición de relaves se debe basar y justificar mediante un análisis geotécnico detallado, considerando la permeabilidad del terreno de fundación. Esta opción contribuye a una gestión más eficiente, minimizando los impactos ambientales asociados. La característica de este material es que contienen un gran porcentaje de finos, siendo el mínimo un 15% de total de partículas menores a 0.0002 centímetros, de fácil transporte sin necesidad de ser bombeadas a través de tuberías de gravedad. También suelen ser transportadas en volquetes para realizar trabajos puntuales, donde al momento de llegar a su trayectoria final se deja orear para posteriormente acumularlo. Ver figura 1.

**Figura 1**

*Aplicaciones de operaciones en depósitos de relaves, filtrados y en pasta*



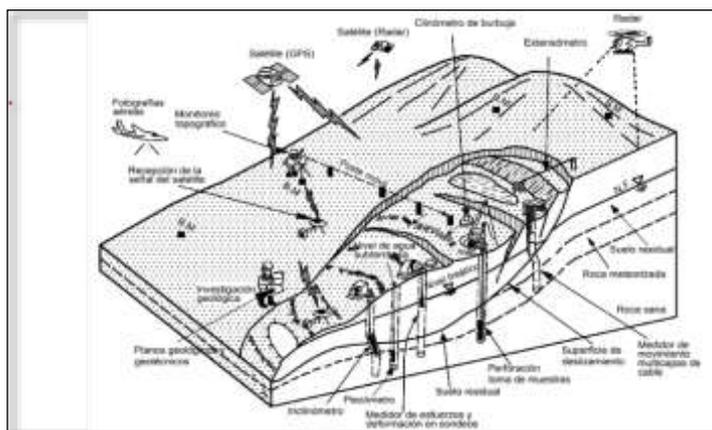
*Nota.* (Lara, 2013)

### 2.2.3 Instrumentación geotécnica

El principal propósito de este sistema es supervisar y registrar los cambios y el comportamiento del suelo en un terreno a lo largo del tiempo. Estos sistemas permiten recopilar datos y medir algunas de las variables que influyen en los mecanismos de falla en áreas de terreno inestable. Esta tecnología se basa en la ingeniería geotécnica. Ver figura 2.

**Figura 2**

*Instrumentación de Monitoreo*



*Nota.* Detalle de deslizamiento: análisis geotécnico. Suarez (2009)

#### 2.2.3.1 Inclinómetro

Según Jaime (2009), este dispositivo permite adquirir datos relativos a la variación de la inclinación de un tubo colocado dentro de una perforación en el talud. Consecuentemente,

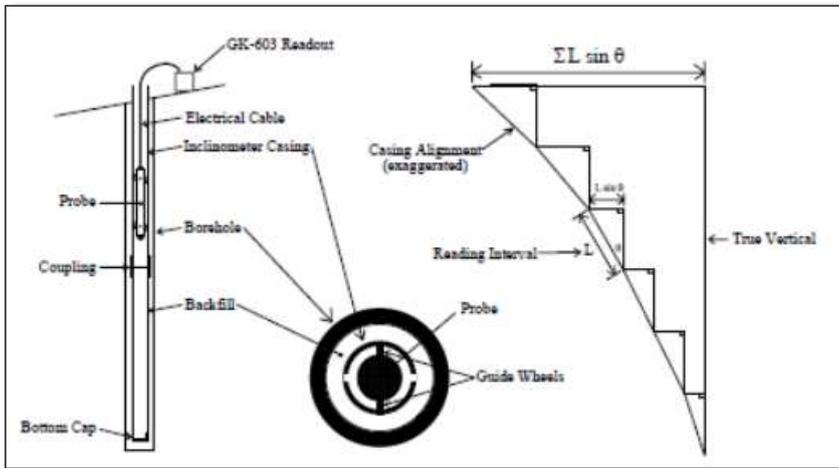
facilita el cálculo de la distribución del movimiento lateral, ayudando así en la determinación de la profundidad, dirección y magnitud del desplazamiento de la superficie de falla. El inclinómetro consta de cuatro componentes principales:

Un tubo guía de material de PVC, acero o aluminio, instalándose dentro de la penetración al terreno, estos tubos tienen sensores guías longitudinales para una mejor orientación. Los más comunes son tubos de diámetros que varían de 1.5 y 3.5 pulgadas.

El inclinómetro cuenta con un sensor portátil fijado a un sistema móvil que se desplaza por los raíles de la tubería. Este sensor está equipado con dos servo-acelerómetros de fuerza balanceada para medir la inclinación del instrumento, como se ilustra en la figura 3.

### Figura 3

*Descripción de las mediciones del Inclinómetro*



*Nota.* Adaptado de *manual de Instrucciones modelo GK-603, Geokon (2007)*.

Un cable de control cumple la doble función de ajustar la altura del sensor y transmitir señales eléctricas a la superficie. Este cable tiene un alma de acero que minimiza la deformación e incluye marcas para facilitar las mediciones de profundidad, correspondiendo estas marcas a la mitad de la altura del torpedo. En la superficie, el cable se maneja mediante una polea equipada con abrazaderas para una manipulación segura.

El lector de superficie, que también funciona como fuente de alimentación, recibe la señal eléctrica, muestra las lecturas y las almacena en una unidad de procesamiento de datos. El equipo es compacto y está diseñado para resistir la humedad. Puede almacenar

hasta 40 mediciones completas en su memoria interna. Además, el dispositivo es capaz de realizar comprobaciones y reconfirmar los datos, que luego pueden descargarse a un ordenador para su posterior análisis.

### **2.2.3.2 Piezómetro**

Según Jaime (2009), los piezómetros suelen instalarse durante el reconocimiento del terreno y, en algunos casos, incluso antes de disponer de información precisa sobre la ubicación de la superficie de falla. No obstante, es imprescindible que la punta del piezómetro se sitúe cerca de la superficie de la falla o, en el mejor de los casos, por encima de ella.

Un piezómetro, que se emplea para medir la presión de poros o los niveles de agua en perforaciones o huecos, suele denominarse manómetro o herramienta diseñada para evaluar la presión.

### **2.2.3.3 Sondeo abierto**

Consiste en perforaciones abiertas en las que Coloque un tubo perforado en la base o un tubo operado bajo presión entonces Sacar un poco. Profundidad del nivel del agua medible a través del cable y el elemento detector (donde Lo más probable es que sea un contador de electricidad o uno simple objetos metálicos). cubierta protectora Evite la entrada de agua de lluvia.

### **2.2.3.4 Piezómetro de cabeza abierta**

Uno de estos manómetros es del tipo Casagrande, se parece mucho a un tubo abierto con filtro y sello de espacio bentonita, que permite indicar la posición de lectura, Elimina los factores de error ya descritos. Una disposición típica de filtros o elementos. Poroso para definir una ubicación específica Medición. La versión original del piezómetro. Casagrande, formado por cilindros porosos La cerámica se fija con un manguito de goma, es decir, Está conectado por un tubo de plástico.

## **2.2.4 Ensayos de laboratorio**

Se realizaron pruebas de laboratorio con el fin de recopilar información sobre las características físicas y químicas del suelo. Estos datos son indispensables para mejorar el diseño del depósito de relaves. Entre estas pruebas, una de las evaluaciones

fundamentales es la prueba de resistencia al corte del suelo, además de otras pruebas que arrojan resultados que ayudan en el proceso de diseño del recrecimiento.

Es de vital importancia considerar la aplicación de cargas en situaciones de drenaje y sin drenaje para realizar una evaluación precisa del proceso de ampliación. Esto involucra la evaluación de aspectos como la integridad de las muestras, la calibración de los instrumentos y la metodología utilizada en los ensayos. Se hace imprescindible llevar a cabo los siguientes experimentos para obtener datos precisos que respalden este estudio.

#### **2.2.4.1 Ensayo de corte directo**

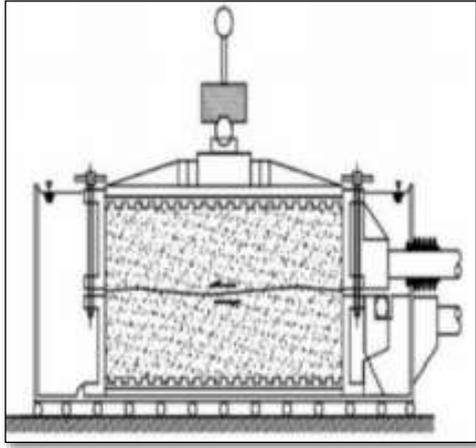
Según Hurtado (2002), el ensayo de corte directo es un procedimiento experimental diseñado para determinar la resistencia de un material mediante la aplicación de cargas combinadas, evaluando los parámetros de ángulo de fricción y cohesión.

Es una de las pruebas más comunes y sencillas de realizar, ya que puede llevarse a cabo en diversas superficies. Sin embargo, presenta algunas limitaciones, como la falta de control en condiciones de drenaje y presión intersticial, así como restricciones en el tamaño máximo de partícula. Antes de llevar a cabo el ensayo, se seleccionan la tensión normal y la humedad bajo condiciones normales.

Este ensayo implica la deformación deliberada de una muestra de suelo mediante el desplazamiento de un marco con respecto a otro, lo que facilita la medición de las fuerzas de cizallamiento a lo largo de un plano predefinido. Para aplicar esfuerzos normales a las caras de la probeta, se emplea una herramienta denominada caja de cizallamiento o caja de Casagrande. Las probetas suelen tener forma cuadrada, aunque sus dimensiones están sujetas a variaciones en función del material examinado. En las situaciones en las que intervienen materiales porosos, entran en juego las probetas de saturación. La figura 4 ilustra el aparato utilizado para realizar el ensayo de cizallamiento directo

## Figura 4

### *Ensayo de Corte Directo Caja de Detalle*



*Nota.* Maccaferri (2010)

#### **2.2.4.2 Ensayo de compresión Triaxial**

Los ensayos triaxiales son ensayos críticos en el ámbito de la ingeniería geotécnica, ya que sirven como evaluación fundamental para el análisis de las propiedades mecánicas y las respuestas de los suelos en diversas condiciones de carga..

El ensayo triaxial se realiza típicamente en un cilindro de suelo, que se coloca en una cámara de ensayo especialmente diseñada (ver Figura 5). El cilindro de suelo se somete a tres tipos de tensiones controladas:

**Tensión axial o vertical:** Se aplica una carga vertical al cilindro de suelo que simula la carga que soportaría el suelo en la vida real debido a la gravedad o una carga aplicada desde arriba.

**Tensión radial o confinante:** Al mismo tiempo, se aplica una presión lateral o confinante sobre el cilindro de suelo para simular las condiciones de confinamiento del suelo en su entorno natural. Esto se logra mediante la aplicación de una presión hidráulica a la cámara de ensayo que rodea el cilindro.

**Tensión circunferencial:** Se aplica una carga axial cíclica o torsional para evaluar la resistencia al corte del suelo. Esta carga se aplica en la dirección horizontal y es responsable de inducir la deformación por corte en el suelo.

El ensayo se realiza en diferentes etapas, con la variación de estas tres tensiones para evaluar cómo el suelo responde en diferentes condiciones. A medida que se aplican estas tensiones, se registran las deformaciones y las correspondientes tensiones en el suelo. Los datos resultantes se utilizan para determinar varias propiedades geotécnicas importantes del suelo, como su resistencia al corte, su cohesión, su ángulo de fricción interna y su comportamiento de deformación.

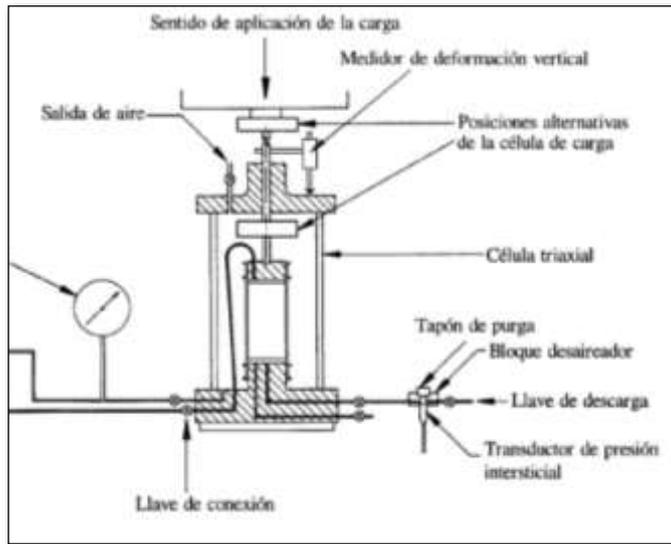
Los ensayos triaxiales desempeñan un papel fundamental en el campo de la ingeniería geotécnica, ya que ofrecen información vital para la planificación y construcción de diversas estructuras, como cimientos, muros de contención y taludes. Además, ayuda a evaluar la estabilidad del suelo en los proyectos de ingeniería civil y geotécnica. Los resultados de esta prueba permiten a los ingenieros obtener una comprensión global del comportamiento del suelo cuando se somete a distintas cargas y condiciones ambientales, un factor crítico para garantizar la seguridad y la eficiencia de los proyectos y estructuras que implican al suelo.

Existen tres ensayos:

- Ensayo no consolidado no drenado: es un proceso de análisis rápido donde no se permite el drenaje del espécimen ni su consolidación durante todo el proceso.
- Ensayo consolidado no drenado: tiene un proceso de análisis rápido sin permitir el drenaje y mediante la consolidación del espécimen bajo presión hidrostática.
- Ensayo consolidado drenado: es una prueba lenta donde se permite el drenado en todo el proceso logrando la consolidación completa del suelo bajo distintos estados de carga sometida. Ver figura 5.

## Figura 5

### Ensayo de Consolidación Drenado



Nota. Maccaferri (2010)

### 2.2.5 Ensayos de campo

#### 2.2.5.1 Ensayos de penetración Estándar (SPT)

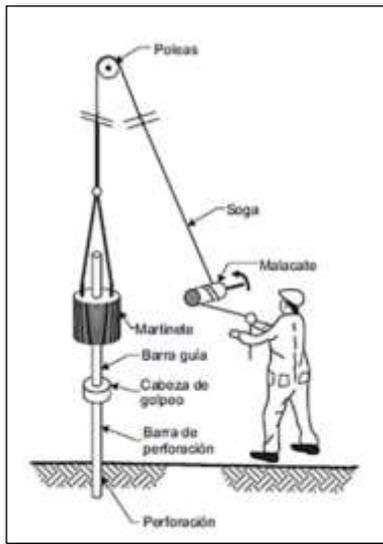
Las perforaciones geotécnicas, también conocidas como sondeos geotécnicos, son un procedimiento común en la ingeniería civil, la geología y otras disciplinas relacionadas con la geotecnia. Estas perforaciones se realizan para obtener muestras del subsuelo y obtener información valiosa sobre las propiedades y características del suelo y las rocas en una ubicación específica.

A través de las perforaciones, se pueden llevar a cabo diversas acciones, entre las que se incluyen:

a) Realización del Ensayo Standard Penetration Test (SPT), el cual implica introducir una cuchara cilíndrica hueca en el suelo a una determinada profundidad, y medir el número de golpes necesarios para penetrarlo. Esto nos permite conocer la resistencia del suelo, además de extraer una muestra que se utiliza para los ensayos realizados en el laboratorio. Ver figura 6.

## Figura 6

### Esquematación general del Sondeo de Penetración Estándar



*Nota.* Maccaferri (2010)

#### 2.2.5.2 Ensayos de densidad in-situ

Las calicatas son excavaciones en el terreno que se realizan con el propósito de obtener una visualización directa y detallada de las capas y características del suelo en un sitio específico. Estas excavaciones verticales permiten obtener información visual y táctil del suelo, así como recolectar muestras para su posterior análisis en laboratorio.

#### 2.2.6 Muro de suelo reforzado o armado

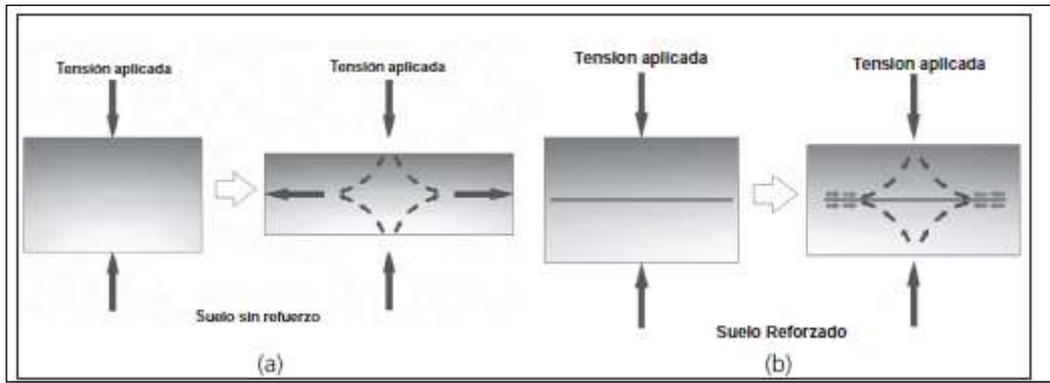
El refuerzo del suelo es un método geotécnico empleado para mejorar sus características y aumentar su capacidad de carga. Como ya se ha mencionado, los suelos suelen presentar una resistencia razonable a las fuerzas de compresión, pero una resistencia relativamente baja a las fuerzas de tracción. El refuerzo del suelo se basa en introducir elementos de resistencia a la tracción, incluidos materiales como geotextiles, georredes, geoceldas, geomallas o barras de refuerzo. Esta incorporación pretende mejorar los atributos mecánicos y la estabilidad del suelo.

El principio fundamental del refuerzo de suelos es limitar las deformaciones laterales o la expansión del suelo mediante la introducción de estos elementos resistentes. Estos elementos trabajan como refuerzos estructurales que transfieren esfuerzos de tracción al suelo circundante. Como resultado, el suelo reforzado es capaz de soportar cargas

adicionales y deformaciones controladas, lo que mejora su capacidad de carga y estabilidad. Ver figura 7.

### Figura 7

#### Comportamiento básico de suelos reforzados



Nota. Maccaferri (2010)

Estos elementos se utilizan en las caras frontales para confinar el suelo que ha sido reforzado por elementos que resisten la tracción, lo que resulta en la creación de estructuras que pueden ser tanto muros reforzados (con una inclinación mayor de 70° en relación a la horizontal) como taludes reforzados (con una inclinación igual o menor de 70° en relación a la horizontal). Las estructuras construidas utilizando suelos reforzados representan alternativas beneficiosas en comparación con los sistemas convencionales, principalmente en términos de costos, impacto ambiental y métodos de construcción. (Maccaferri, 2010, pág. 101)

Elementos de Refuerzo:

- Propiedades de los refuerzos extensibles e inextensibles:

#### 2.2.6.1 Tipos de suelos involucrados en el diseño

- Suelo reforzado

Son el tipo de suelos que en toda su estructura está conformado por elementos en tensión. En casi la mayoría de suelos en refuerzo se componen de suelos tipo granulares, no cohesivos y limpios, que tienen un costo más alto que los suelos tipo cohesivos.

La selección del material de refuerzo es un aspecto crítico en el diseño y la construcción de estructuras de suelos reforzados. Para garantizar la estabilidad y el rendimiento a largo plazo de la estructura, es fundamental considerar varios factores, incluidos el rendimiento,

la construcción y la degradación del material de refuerzo, así como su compatibilidad con el medio ambiente circundante. Aquí hay algunos puntos clave relacionados con la selección del material de refuerzo:

- Rendimiento a largo plazo: El material de refuerzo debe ser duradero y capaz de mantener su resistencia y estabilidad a lo largo del tiempo. Esto es esencial para garantizar que la estructura de suelo reforzado continúe funcionando de manera efectiva durante muchos años.
- Condiciones de construcción: El material de refuerzo debe ser fácil de instalar y adecuado para las condiciones de construcción específicas del proyecto. La facilidad de manejo y colocación del material puede afectar significativamente la eficiencia y el costo de la construcción.
- Degradación ambiental: Es importante evaluar cómo el material de refuerzo reacciona con el entorno circundante. Algunos materiales pueden ser susceptibles a la degradación debido a factores ambientales como la exposición a la humedad, la radiación ultravioleta y los agentes químicos. La degradación del material de refuerzo puede debilitar la estructura con el tiempo.
- Limpieza y calidad del suelo: Como mencionaste, es fundamental que el suelo en el que se instalará el material de refuerzo esté limpio y libre de materiales orgánicos nocivos. La presencia de materiales orgánicos puede causar descomposición, erosión y pérdida de la capacidad de carga en el suelo reforzado.
- Normativas y especificaciones: Es importante seguir las normativas y especificaciones relevantes de diseño y construcción para la elección del material de refuerzo. Estas normas suelen proporcionar pautas específicas sobre los tipos de materiales que se pueden utilizar y sus requisitos de calidad.

**Tabla 2***Plasticidad para Suelo Reforzado y Gradación recomendada*

| AASHTO                       |            | NCMA                         |            |
|------------------------------|------------|------------------------------|------------|
| Tamaño                       | % que pasa | Tamaño                       | % que pasa |
| 4"                           | 100        | 4"                           | 100-75     |
| N°. 4                        | 100        | N°. 4                        | 100-20     |
| N°. 40                       | 0-60       | N°. 40                       | 0-60       |
| N°. 200                      | 0-15       | N°. 200                      | 0-35       |
| Requerimiento de plasticidad |            | Requerimiento de plasticidad |            |
| PI                           | < 6        | PI                           | < 20       |

*Nota.* Design Manual for Segmental Retaining Walls. Simac (1993).

El material de préstamo debe ser clasificado según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el cual está inscrita en la norma ASTM D2487. Se evitará los suelos inestables por su condición de erosionar cerca de las tuberías presentes, lo cual no solo generaría pérdidas materiales sino también obstruiría el sistema de drenaje. También se tendría que considerar que los materiales hayan sido recuperados de residuos de concreto o moliendas de cemento portland.

- Suelos retenidos:

Los suelos retenidos, también conocidos como suelos de respaldo o suelos de relleno, se refieren al material que se encuentra detrás de la zona donde se ha aplicado el refuerzo de suelos. Estos suelos no están directamente en contacto con los elementos de refuerzo y, por lo tanto, no están sujetos a las mismas exigencias de resistencia y comportamiento que los suelos reforzados.

- Suelo de fundación:

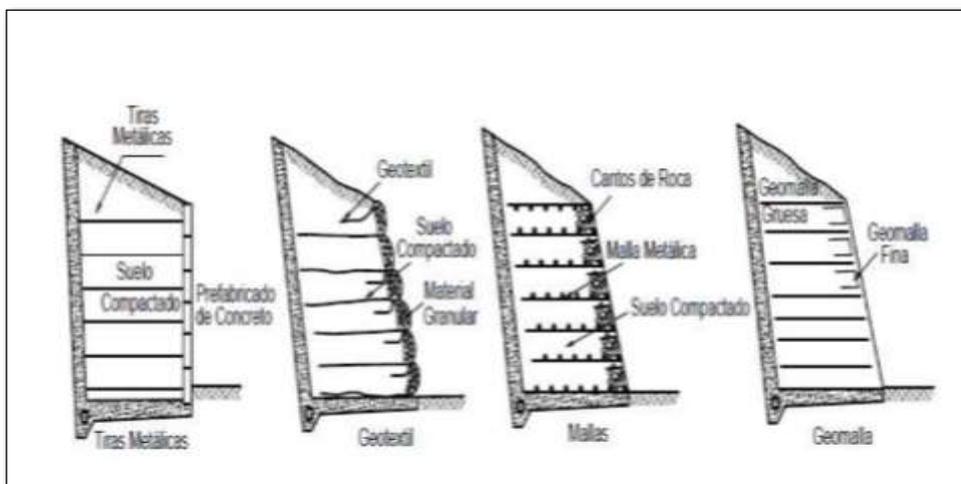
Los estudios de suelos de fundación son una parte primordial en el ciclo de diseño y ejecución de cualquier componente minero. Evaluar las características del suelo, sus propiedades mecánicas y su comportamiento ante diferentes factores es fundamental para asegurar la estabilidad y seguridad de la cimentación y, por ende, de la estructura en su conjunto.

### 2.2.6.2 Clasificación de los sistemas de muros de suelos reforzado

Los elementos de refuerzos se clasifican según su geometría, material de fabricación o en función a su extensibilidad. La extensibilidad de los elementos de refuerzo se divide en dos categorías: extensibles, donde la deformación es igual o mayor que la del suelo al ocurrir la falla, e inextensibles, donde la deformación es menor que la del suelo en ese momento. En cuanto a su geometría, existen varios tipos: los unidireccionales simples, que son cintas de acero con superficies texturizadas o lisas y que pueden estar revestidos con diversos tipos de materiales geosintéticos; los unidireccionales compuestos, que son mallas de acero entrelazadas con aberturas mayores a 150 mm; y los bidireccionales planos, que constan de mallas geosintéticas tejidas y/o acero soldado con aberturas menores a 150 mm. Estos elementos de refuerzo pueden estar fabricados con materiales metálicos o no metálicos, y su rendimiento y durabilidad dependen en gran medida de las condiciones a las que se expongan. Pueden presentarse en forma de mallas, flejes o geosintéticos. (Ver Figura 8).

**Figura 8**

*Tipos de Refuerzos para Muros de Suelos Reforzados*



*Nota.* Desplazamientos: Analisis Geotecnico, Jaime (2009).

- Refuerzos Metálicos

Las estructuras de suelo reforzado con paneles de concreto prefabricado pueden ser utilizadas en una variedad de situaciones, pero es importante aclarar que mayormente son utilizados para reforzar acero galvanizado.

- Refuerzo con flejes metálicos

Son láminas corrugados por ambos lados, con dimensiones de 4mm de espesor y 50 mm de ancho.

Ventajas:

- a) Este tipo de refuerzo metálico aporta rigidez al muro y según la vestidura proporciona una mejor estética.
- b) No permite la acumulación de agua entre sus capas

Algunas Desventajas:

- a) Se debe considerar proteger del refuerzo de la corrosión donde sea aplicado el refuerzo.
- b) Se deberá considerar que el relleno no perjudique los elementos de refuerzo.

- Refuerzo con malla metálica

Este tipo de refuerzo es utilizado para construcciones de estructuras de suelo reforzado, su espaciado transversal varía en 2300 mm y 260 mm y su longitudinal varía entre 150 mm y 200 mm.

Ventajas:

- a) Contribuye al aumento de la rigidez del muro, aunque en menor medida en comparación con los flejes.
- b) Las capas donde se coloca la malla metálica no presentan debilidades significativas.
- c) No se produce acumulación de agua entre las capas del refuerzo.

Algunas Desventajas

- a) Es esencial que el material de relleno no sea perjudicial para los componentes del refuerzo.

- Refuerzo con geosintéticos

Son elementos que mayormente se utilizan en la ingeniería geotécnica, los más utilizados son los geotextiles, Geomallas, las geomembranas y geonets.

- Geotextiles de polipropileno o de poliéster

Estos elementos son de alta resistencia y se utilizan generalmente para estabilización de talud.

Ventajas:

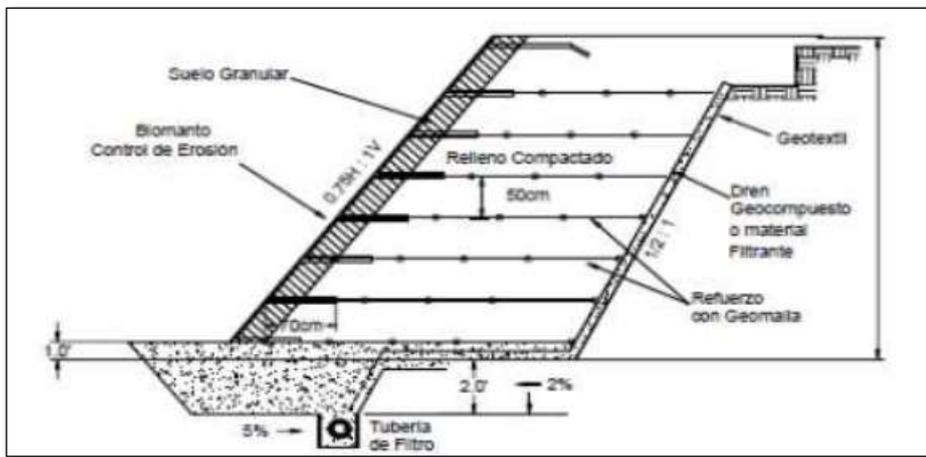
- a) En comparación con los refuerzos metálicos estos son más económicos.
- b) Su instalación es más sencilla y rápida.

Algunas desventajas:

- a) Entre sus capas puede acumular agua.
  - b) Son dañados por los rayos UV.
  - c) Las superficies donde es colocado pueden convertirse en superficies débiles en su desplazamiento.
  - d) Son flexibles y por eso se deforman más fácilmente
- Refuerzo con geomalla.
  - a) Geomalla de polipropileno de alta densidad (HDPE)
  - b) Mallas uniaxiales que son ofrecidas con seis distintas resistencias. Ver figura 9

### Figura 9

*Estructura Reforzada con geomallas*



*Nota.* Deslizamientos: Análisis Geotécnico (Suarez J. , 2009)

- Geomallas de poliéster cubierto con PVC
- Son libras longitudinales de poliéster que tienen una característica por su alta tenacidad. Debe tener un bajo número de grupo carboxil y un alto peso molecular para que pueda garantizar una vida útil larga.

Algunas ventajas:

- a) Tiene mayor rigidez que los geosintéticos.
- b) No acumula agua entre sus capas.

Algunas desventajas:

- a) Dependiendo de su rigidez se deberá optar el material para diferentes fachadas.
- b) Se utilizan como paramento bloques de concreto prefabricado.

### 2.2.7 Geosintéticos

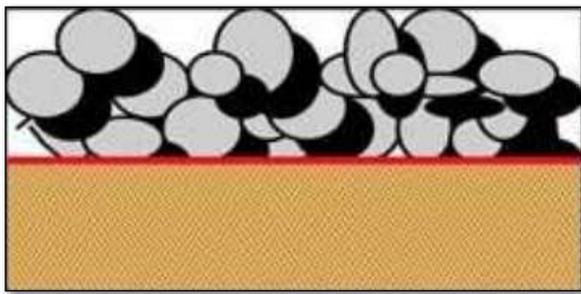
Los geosintéticos, en su mayoría, son fabricados a partir de polímeros derivados del petróleo, que comienzan como polvos o gránulos y luego se transforman en fibras, láminas, perfiles, tejidos o mallas.

#### **Función de los geosintéticos**

- **Separación:** Uno de los roles clave de estos geosintéticos es la separación, que se logra mediante materiales porosos y flexibles. Estos geosintéticos evitan la mezcla de dos estratos distintos o materiales diversos, permitiendo que cada uno conserve sus propiedades físicas y químicas. Ver figura 10

#### **Figura 10**

*Estructura de un Geosintético de Separación*

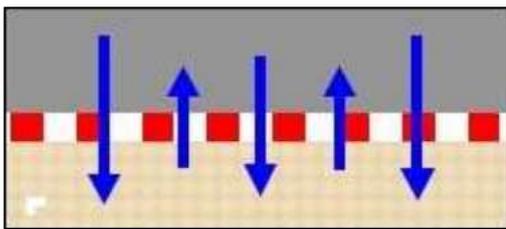


*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

- **Filtración:** Mediante la utilización de geosintéticos porosos, flexibles y permeables, especialmente en situaciones en las que hay agua entre dos capas de material, el objetivo principal es permitir el flujo de líquidos y, al mismo tiempo, evitar la erosión de las partículas finas y el riesgo de contaminación cruzada entre estas capas, incluso cuando están sometidas a cargas o compresiones importantes. Ver figura 11.

#### **Figura 11**

*Filtración*

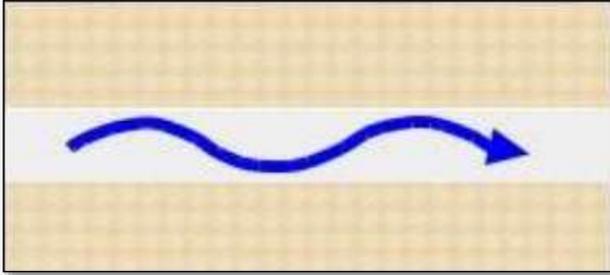


*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

- **Drenado:** Los geosintéticos cumplen la función de permitir el paso de fluidos o gases entre dos capas, permitiéndoles atravesar el plano del geosintético incluso cuando están sometidos a cargas y esfuerzos de compresión considerables. Ver figura 12.

**Figura 12**

*Drenaje*

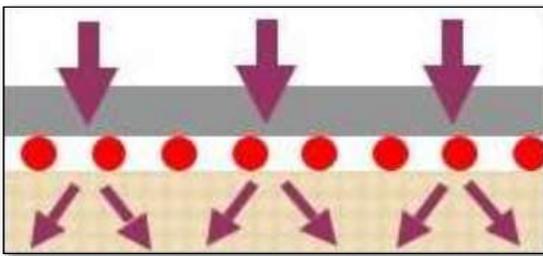


*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

- **Refuerzo:** Su función principal es mejorar la capacidad de carga del suelo, lo que conduce a un terreno más estable. Esta mejora se consigue distribuyendo las cargas, lo que resulta de la interacción o fricción que sufren los geosintéticos. Ver figura 13.

**Figura 13**

*Refuerzo*

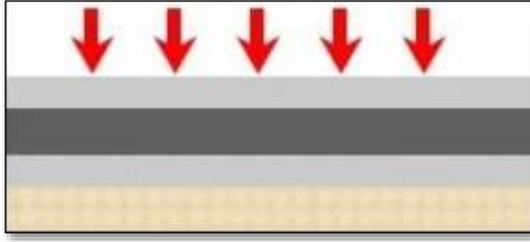


*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

- **Protección:** Los geosintéticos porosos, flexibles y permeables, especialmente en presencia de agua entre dos capas, cumplen la función de facilitar el flujo de líquido al tiempo que evitan la erosión o la mezcla de partículas finas entre estas capas. Mantienen esta funcionalidad incluso bajo la influencia de cargas pesadas o compresión. Ver figura 14.

## Figura 14

### Protección

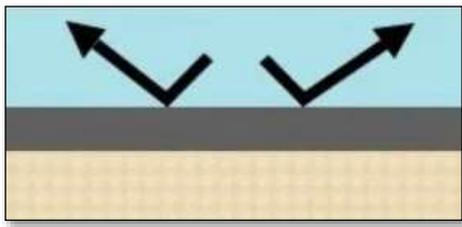


Nota. Soluciones Ambientales (2023)

- **Impermeabilizar:** Están diseñados para actuar como barrera, aislando dos capas distintas e impidiendo que un material penetre o se impregne del otro. Ver figura 15.

## Figura 15

### Impermeabilidad



Nota. Soluciones Ambientales (2023)

### 2.2.7.1 Clasificación de geosintéticos

Los geosintéticos se clasifican en diferentes categorías que cumplan con ciertas funciones mencionadas a continuación:

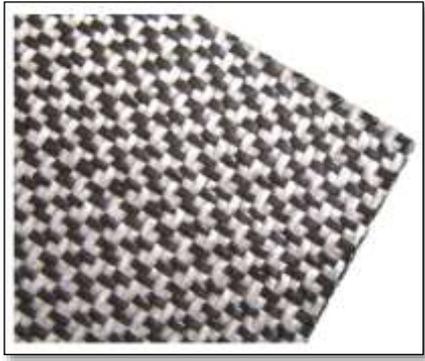
#### Geotextiles

Estos geotextiles se despliegan sobre diversos sustratos, como suelos, rocas o cualquier material terrestre, contribuyendo a mejorar el rendimiento y a reducir los costes de los proyectos de construcción. Se suelen clasificar en diferentes clases o tipos.:

- a) Tejidos: donde las fibras están orientadas en las dos direcciones. Ver figura 16.

## **Figura 16**

### *Geosintéticos Tejidos*



*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

b) No tejidos: donde las fibras no tienen un orden de orientación. Ver figura 17.

## **Figura 17**

### *Geosintéticos No Tejidos*



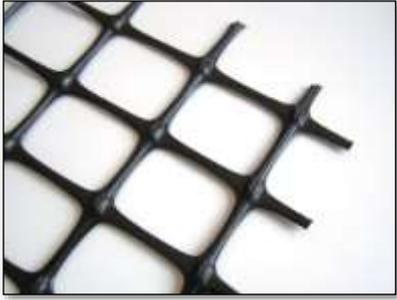
*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

- **Geomallas:**

Son elementos estructurales formados por filamentos de tejido que crean una estructura reticular. Cuando se combinan con el suelo, sirven para mejorar la capacidad portante del terreno distribuyendo eficazmente las cargas que se le aplican. Ver figura 18.

## **Figura 18**

### *Geomallas*



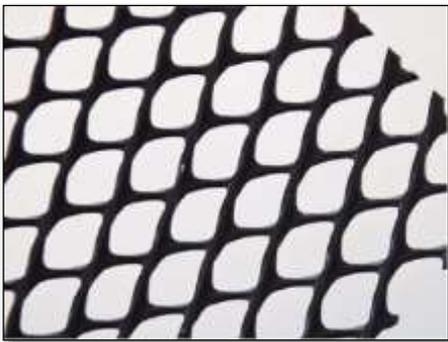
*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

- **Georedes:**

Se trata de elementos tridimensionales que incorporan una zona hidráulica en su estructura. Esta característica hidráulica permite el paso de fluidos entre dos capas incluso cuando están sometidas a cargas o compresión. Ver figura 19.

## **Figura 19**

### *Georedes*



*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

- **Geomembranas:**

Son elementos sintéticos de barrera caracterizados por su permeabilidad excepcionalmente baja. Compuestos de polímeros termoplásticos, se utilizan para recubrir superficies con el objetivo principal de retener sustancias o materiales para impedir el flujo de líquidos o vapores. Ver figura 20.

## **Figura 20**

### *Geomembranas*



*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

- **Geocompuestos**

Los Geocompuestos son la unión de dos o más geosintéticos que llegan a combinar sus diferentes funciones para su aplicación. Ver figura 21.

## **Figura 21**

### *Geocompuestos*



*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

- **Geoceldas**

Las geoceldas se caracterizan por su estructura tridimensional en forma de panal de abeja, la cual exhibe una notable resistencia interna. Su propósito principal es el confinamiento y el fortalecimiento del suelo, incrementando su capacidad de resistencia a la tensión y generando una especie de placa rígida. Ver figura 22.

**Figura 22**

*Geoceldas*



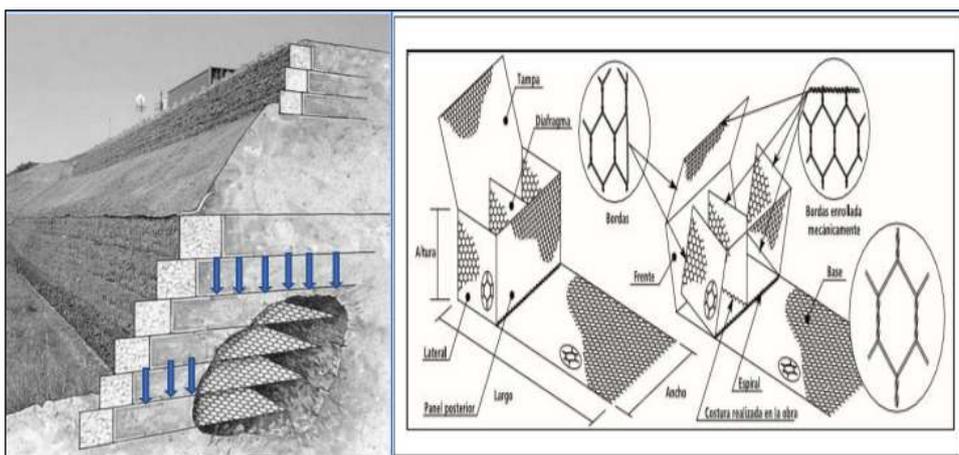
*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

### 2.2.8 Terramesh

El sistema Terramesh es una solución modular diseñada en la década de 1960 para fortalecer muros de tierra. Este sistema incorpora un componente de resistencia a la tracción que mejora la estabilidad del suelo y reduce las deformaciones del terreno. Está compuesto por mallas hexagonales que trabajan de manera conjunta, ofreciendo ventajas en términos de flexibilidad, permeabilidad, simplicidad y seguridad estructural. Ver figura 23.

**Figura 23**

*Esquema de Elemento de Terramesh*



*Nota.* Manual Técnico Macaferri (2010)

### **2.2.8.1 Instalación de terramesh**

Según Martin (2010), proceso de instalación de un sistema de refuerzo de suelos y control de erosión conocido como "Terramesh". El Terramesh es un sistema compuesto por elementos de malla metálica que se utiliza para estabilizar taludes, terraplenes y áreas propensas a la erosión. Ver figura 24.

**Doblar los elementos de la malla:** Los elementos de la malla metálica se doblan y se colocan sobre una superficie plana. Estos elementos deben estar en contacto y cosidos juntos en todas sus aristas para formar una estructura sólida.

**Llenado en 3 etapas:** El relleno se realiza en tres etapas. Se colocan tirantes entre cada capa de relleno para mantener la estructura en su lugar. Además, se asegura el filtro de geotextil en conjunto con el panel posterior para permitir la sobrecarga del suelo.

**Selección del material de relleno:** Se emplea material cuidadosamente seleccionado con un alto nivel de fricción, lo cual resulta crucial para garantizar la firmeza de la estructura.

**Compactación del terraplén:** El terraplén se compacta en 59 capas de 20 a 30 cm de espesor. Se utiliza equipo pesado para compactar las primeras capas y equipos livianos para las últimas capas, especialmente la capa superior que debe quedar a 1 metro de la superficie final.

**Repetición del procedimiento:** Este proceso se repite para cada capa de relleno, asegurando que cada capa esté cosida a las capas inferiores en todas sus aristas.

**Colocación de las geogrillas:** Las geogrillas, que funcionan como refuerzos adicionales, se ubican de manera horizontal entre cada componente del sistema Terramesh. La extensión de anclaje de estas geogrillas se establece en función de las cargas y los requisitos de resistencia de la estructura. Es crucial situarlas en la orientación adecuada.

En resumen, el sistema Terramesh es un método efectivo para estabilizar taludes y controlar la erosión en áreas geográficas que lo requieran. El proceso de instalación detallado asegura la integridad y la resistencia de la estructura frente a las fuerzas naturales y las cargas esperadas.

Ventajas de utilizar terramesh:

- a) Ofrece flexibilidad estructural para resistir posibles asentamientos del suelo de cimentación, preservando al mismo tiempo su integridad estructural general.
- b) Permeabilidad que brinda un mejor drenaje en el terreno.
- c) Una simplicidad constructiva, se emplean equipos mínimos para su instalación siendo una buena opción en lugares muy inhóspitos.
- d) Versatilidad, permite la construcción de la estructura según sea la necesidad, inclinada, escalonada o externo vertical.
- e) Reduce el impacto ambiental, las características que presenta el sistema de muro, de puede planificar la implementación de hidrosiembra.

En la figura 24 se muestra la vista frontal de un sistema terramesh.

### **Figura 24**

*Aplicación del Sistema Terramesh*



*Nota.* Soluciones Ambientales (2023)

### **Definiciones conceptuales**

- a) **Ángulo de fricción:** es la propiedad de los materiales granulares.
- b) **Ensayos geotécnicos:** necesarios para obtener información de las propiedades geotécnicas de la zona.
- c) **Mineral:** sustancia natural de tipo inorgánico que tienen una composición química específica homogénea.
- d) **Peso específico:** se refiere a la proporción entre la masa de un material y su unidad de volumen

- e) Permeabilidad: cualidad de los suelos porosos que permite la transmisión de líquidos a través de ellos.
- f) Relave: Son desechos concentrados de minerales, generalmente son la combinación de agua, rocas, minerales y tierra.
- g) Recrecimiento: es la acción de incrementar aumentar o amplificar una presa.
- h) Suelo Reforzado: Se trata de un suelo que ha sido fortalecido mediante un tipo específico de refuerzo, contribuyendo a su estabilidad.
- i) Talud: es toda superficie inclinada con respecto a la línea horizontal.

## **2.3 Estructura teórica y científica que sustenta el estudio**

### **2.3.1 Análisis estático**

El análisis estático es una técnica ampliamente utilizada en ingeniería para evaluar el comportamiento de estructuras bajo cargas estáticas. Según Chen, Zhang y Li (2018), “El análisis estático permite determinar las deformaciones, esfuerzos y reacciones en la estructura, lo que es fundamental para el diseño y la evaluación de su desempeño”.

En su estudio, Chen et al. destacan que el análisis estático se basa en las ecuaciones de equilibrio y las propiedades mecánicas de los materiales, y se utilizan métodos matemáticos y herramientas computacionales para resolver estas ecuaciones. A través del análisis estático, se pueden evaluar la seguridad y la resistencia de la estructura.

Según los hallazgos de Chen et al., el análisis estático se aplica en diversas áreas de la ingeniería, como el diseño de puentes, edificios, estructuras de soporte y componentes mecánicos. Además, permite identificar los puntos críticos, optimizar el diseño y garantizar que la estructura cumpla con los requisitos de resistencia.

### **2.3.2 Análisis de equilibrio límite**

Es importante comprender que el equilibrio límite se refiere al punto crítico justo antes de que un talud esté a punto de experimentar una falla. Este enfoque nos brinda la capacidad de dividir la masa de terreno que podría ser inestable en segmentos verticales, con el propósito de calcular cada uno de ellos por separado. De esta manera, podemos llevar a cabo un análisis global de equilibrio que abarca el equilibrio de fuerzas y/o momentos que actúan sobre una masa de suelo ubicada en una superficie susceptible de falla.

Cumpliendo ciertas consideraciones:

- El suelo sobre la potencial superficie de falla se asume rígido.

- Se considerará constante el factor de seguridad a lo largo de la superficie de falla.
- La resistencia al corte será uniforme en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla.

Por tanto, el factor de seguridad se expresa como:

$$FS = \frac{\text{Resistencia disponibles de corte}}{\text{Esfuerzo por corte favorable para mantener el equilibrio}} \quad \text{Ecuación 1}$$

Dónde: Fs.: Factor de seguridad

FS < 1; Indica un talud inestable con una alta probabilidad de fallo.

FS = 1; Indica una pendiente en equilibrio con posibilidad de fallo inminente.

FS >1; indica una pendiente estable.

**Tabla 3**

*Criterios de Factores de Seguridad*

| Normativa       | Talud Temporal |                   | Talud Permanente |                   |
|-----------------|----------------|-------------------|------------------|-------------------|
|                 | C. Estática    | C. Pseudoestática | C. Estática      | C. Pseudoestática |
| AASHTO LRFD     | 1.33-1.53      | 1.1               | 1.33-1.53        | 1.1               |
| NAVFAC-DM7      | 1.25-1.3       | 1.15-1.20         | 1.5              | 1.15-1.20         |
| FHWA-NHI-11-032 | -              | 1.1               | -                | 1.1               |
| CE.020          | -              | -                 | 1.5              | 1.25              |

*Nota.* Estabilidad de Taludes: Conceptos Básicos, Parámetros de Diseño y Métodos de Cálculo (2015).

### 2.3.3 *Análisis de estabilidad*

Según Vick (1990), Para evaluar la estabilidad de una masa de suelo, es crucial calcular el Factor de Seguridad de Deslizamiento, que compara las fuerzas que favorecen un deslizamiento con las que lo dificultan. De forma similar a cómo se considera la seguridad en el análisis estructural, el diseño geotécnico también emplea un enfoque orientado a la seguridad, que tiene en cuenta tanto el aumento de las cargas como la reducción de la resistencia del suelo. Este aspecto está ganando importancia en la normativa internacional. Por ejemplo, en Europa, el Eurocódigo 7 incorpora el método de coeficientes parciales para el diseño geotécnico, mientras que en Estados Unidos, la

norma LRFD (Load and Resistance Factor Design) de la AASHTO aborda los cálculos de ingeniería con esta perspectiva en mente.

Según Cerdergren (1967), En el campo de la ingeniería de presas y relaves, se emplea una combinación de principios hidrológicos, mecánica de suelos y ecuaciones matemáticas para comprender y gestionar el movimiento del agua y el comportamiento de los materiales en juego. Esto es fundamental para mantener la seguridad y eficacia de las presas, así como para evitar problemas como filtraciones incontroladas o fallos estructurales. Mittal y Morgenstern, en su trabajo de 1976, parecen haber profundizado y propuesto una perspectiva particular sobre cómo debe tenerse en cuenta la infiltración en el contexto de las condiciones límite y la consolidación de los materiales de estériles dentro de las presas.

#### ***2.3.4 Análisis sísmico (Pseudoestático)***

Según Kramer (1996), el método pseudoestático para el análisis de la estabilidad sísmica de estructuras y taludes se originó en la década de 1920. Consiste en representar los efectos de un terremoto mediante aceleraciones horizontales y/o verticales constantes, aunque los terremotos reales presenten aceleraciones variables en el tiempo. Aunque este enfoque no reproduce con precisión la naturaleza de los terremotos reales, ha demostrado ser un método valioso para evaluar la estabilidad de taludes y estructuras en condiciones sísmicas.

El enfoque pseudoestático, atribuido a Karl Terzaghi en 1950, se centra en considerar las fuerzas sísmicas como el producto de multiplicar el peso del bloque de fallo potencial ( $W$ ) por un coeficiente sísmico ( $K_h$  y  $K_v$ ) que significa la aceleración sísmica. Estas fuerzas inerciales actúan sobre el centro de gravedad de la masa de suelo, pudiendo provocar inestabilidad.

En el análisis de la interfaz entre la masa de suelo en fallo y el resto del talud, las fuerzas en este plano se diseccionan para estimar las fuerzas normales y de cizalladura generadas a lo largo de la superficie de fallo. Este principio de descomposición de fuerzas es un componente fundamental de la mayoría de los métodos empleados para evaluar la estabilidad de los taludes.

A pesar de que el enfoque Pseudoestático es una simplificación de la dinámica real de los terremotos, ha sido útil en el diseño y la evaluación de estructuras y taludes, proporcionando un método práctico para estimar la seguridad frente a cargas sísmicas. Sin embargo, en la actualidad, se han desarrollado enfoques más sofisticados y precisos que tienen en cuenta la variación en el tiempo de las aceleraciones sísmicas y la respuesta dinámica de las estructuras y taludes, lo que ha mejorado significativamente la capacidad de evaluar y diseñar para la seguridad sísmica. (P. 434)

$$Fh = \frac{ahW}{g} = KhW \dots\dots\dots(y)$$

$$Fv = \frac{avW}{g} = KvW \dots\dots\dots(x)$$

Donde:

- ah y av, aceleraciones horizontal y vertical Pseudoestático respectivamente.
- kh y hv , coeficientes de Pseudoestático horizontal y vertical respectivamente.
- W, peso de la masa de falla.

### 2.3.5 *Estimación de riesgo sísmico*

- Método probabilístico

Según Vick (1990), “La utilización de métodos probabilísticos con datos históricos pretende dilucidar diversos niveles de aceleración mediante el escrutinio de sucesos en un radio de 300.000,00 metros. Sin embargo, este enfoque es criticado por sus limitaciones inherentes a la hora de revelar factores geológicos”. (P. 198)

- Método determinístico

En contraste con el enfoque probabilístico, el enfoque determinista no considera la probabilidad de que ocurra una aceleración predicha. Basándose en datos geológicos, la aceleración determinista a partir de información empírica del terreno se considera la opción más probable. Este enfoque se aplica cuando se dispone de información sobre los orígenes de eventos sísmicos y pruebas geológicas. Los métodos deterministas son comúnmente utilizados en áreas con fallas activas donde se produce desplazamiento.

### 2.3.6 *Coefficiente sísmico*

Según Barrera y Campaña (2005), el coeficiente que se utiliza en este contexto es la aceleración sísmica, que es la aceleración experimentada durante un terremoto en relación con la gravedad. Los resultados del análisis pseudoestático se ven afectados

significativamente por el valor apropiado del coeficiente sísmico. El coeficiente sísmico  $k_h$  es una cifra empírica que fluctúa en función de numerosos elementos, entre los que se incluyen la aceleración horizontal máxima en condiciones de campo libre, atributos sísmicos específicos, el entorno operativo, la presencia de zonas urbanas y la existencia de infraestructuras y equipos susceptibles de sufrir efectos sísmicos. Esta fuente ofrece una recopilación de coeficientes propuestos por diversos expertos en la materia

### **2.3.7 Método de dovelas**

Según Plaza y Cifuentes (2013), las cuestiones relacionadas a la estabilidad de los taludes son inherentemente complicados y se consideran estáticamente indeterminados. Para abordar su resolución, es necesario establecer diversas hipótesis iniciales, dependiendo del método utilizado. Bajo estas condiciones, se desarrollan ecuaciones de equilibrio que comparan las fuerzas que promueven el deslizamiento con las fuerzas resistentes presentes en el talud. Estos análisis proporcionan un valor denominado Factor de Seguridad (FS), que representa el equilibrio o la estabilidad del talud para la superficie específica considerada, en términos de las fuerzas involucradas.

Una vez calculado el FS para una superficie de falla supuesta, se procede a examinar otras superficies de falla potenciales que sean cinemáticamente posibles. El objetivo es encontrar la superficie que arroje el FS más bajo, ya que esta se acepta como la Superficie de Rotura Potencial (SPF) del talud, y el FS asociado a esta superficie se considera el FS correspondiente al talud en cuestión.

En términos generales, este tipo de enfoque se basa en los siguientes supuestos subyacentes:

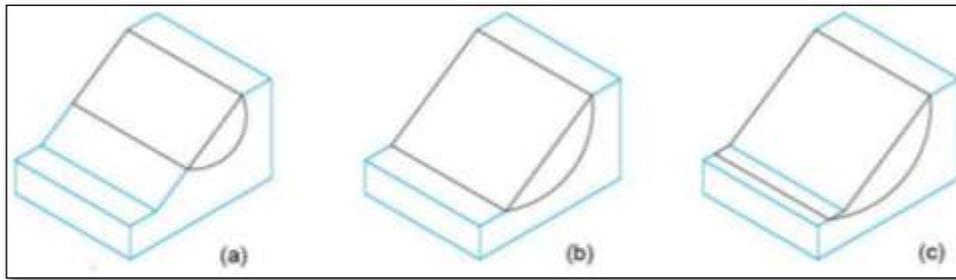
1. El Factor de Seguridad (FS) permanece constante en todo el talud para una superficie de fallo dada.
2. La resistencia al corte del suelo se ajusta al criterio de Mohr-Coulomb.
3. Cuando ocurre la falla, la resistencia al corte del suelo mantiene una distribución uniforme a través de toda la superficie de falla.

En cuanto a los métodos de dovelas, se aplican en situaciones en las que la superficie de fallo del suelo adopta una configuración circular. En este método, el problema se aborda en dos dimensiones seleccionando un área representativa de la sección transversal del

talud y dividiéndola en franjas de igual tamaño. Posteriormente, se evalúa la estabilidad de cada franja, ofreciendo una evaluación global de la seguridad del talud.. Ver figura 25

**Figura 25**

*Superficies Potenciales de Falla en Deslizamientos Rotacionales*



*Nota.* Suarez (2009)

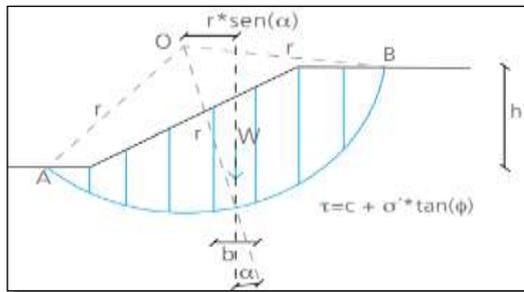
- Método de Fellenius

Según Suarez (1998), este método proporciona una aproximación útil para evaluar la estabilidad de taludes y es ampliamente utilizado en la práctica de la ingeniería geotécnica. Sin embargo, es importante recordar que las suposiciones simplificadoras pueden llevar a resultados conservadores y que, en situaciones reales, pueden existir otros factores que deben considerarse en el análisis de estabilidad. Por lo tanto, se recomienda utilizar este método junto con una evaluación cuidadosa de las condiciones del sitio y otros métodos de análisis para obtener resultados más precisos. (Ver Figura 26).

Las fuerzas aplicadas a una dovela abarcan varios elementos. Para empezar, está el peso, que es la fuerza gravitatoria que actúa sobre la dovela. Esta fuerza se subdivide a su vez en dos componentes: uno actúa tangencialmente a la superficie de falla, mientras que el otro opera en la dirección perpendicular a la superficie de falla. Además, existen fuerzas opuestas, que implican cohesión y fricción, y se producen tangencialmente a la superficie de fallo, oponiéndose a cualquier movimiento potencial. Es esencial reconocer que este método no tiene en cuenta las fuerzas de presión de la tierra y las fuerzas de corte entre segmentos, considerándolas insignificantes y excluyéndolas de sus cálculos. Comprender la representación de estas fuerzas que actúan sobre la dovela es fundamental para analizar la estabilidad de los taludes.

**Figura 26**

*Esquema de la Estabilidad de Talud Método de Fellenius*



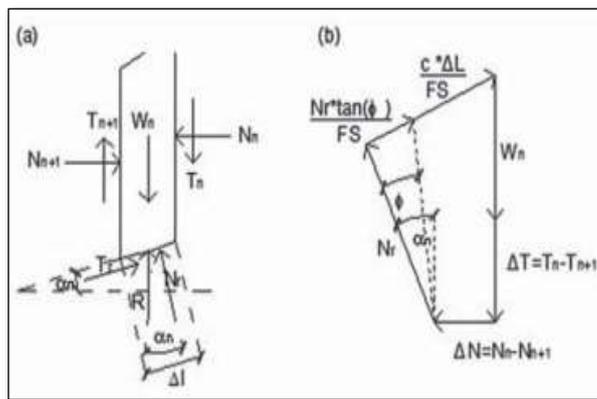
*Nota.* Suarez (2009)

- Método de Bishop simplificado

El enfoque simplificado de Bishop postula que las fuerzas ejercidas sobre las paredes laterales de los segmentos son horizontales, despreciando las fuerzas cortantes entre segmentos (véase la figura 27). Esta metodología garantiza el equilibrio tanto de los momentos como de las fuerzas verticales.

**Figura 27**

*Análisis de Estabilidad Método Bishop*



*Nota.* Suarez (2009)

De la figura mostrada, determinamos la ecuación:

$$Tr = Nr * \tan(\phi) + c * \Delta l = Nr * \left( \frac{\tan(\phi)}{FS} \right) + \frac{c * \Delta l}{FS}$$

Ecuación 2

$$Nr = \frac{Wn + \Delta T - \left(\frac{c * \Delta l}{FS}\right) * \sin(\alpha_n)}{\cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) * \sin(\alpha_n)}{FS}}$$

Ecuación 3

Luego que se realice el diagrama de cuerpo libre para cada dovela, desarrollamos las ecuaciones de equilibrio obteniendo el FS;

$$\sum_{n=1}^{n=p} Wn * r * \sin(\alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} Tr * r$$

Donde

$$Tr = \frac{1}{FS} * (c + \sigma' * \tan(\phi)) * \Delta l = \frac{1}{FS} * (c * \Delta l + Nr * \tan(\phi))$$

Al analizar el equilibrio de fuerzas verticales de todas las dovelas obtenemos el valor de N para reemplazar.

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c * b + Wn * \tan(\phi) + \Delta T * \tan(\phi)) * \frac{1}{m \alpha_n}}{\sum_{n=1}^{n=p} (Wn * \sin(\alpha_n))}$$

De donde

$$m_{\alpha(n)} = \cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) * \sin(\alpha_n)}{FS}$$

Este método considera la hipótesis fundamental de que entre dovelas no se toma en cuenta las fuerzas actuantes en contacto, debido a que no son muy influyentes, por lo que se considera igual a cero.

De donde tenemos:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c * b + Wn * \tan(\phi)) * \frac{1}{m \alpha_n}}{\sum_{n=1}^{n=p} (Wn * \sin(\alpha_n))}$$

Ecuación 4

W: la resultante de peso de dovela

R: fuerza que actúa como reacción al peso de la dovela

Nn, N(n+1): fuerzas normales que actúan a cada lado de la dovela

Tn, T(n+1): fuerza tangencial que actúan a cada lado de la dovela

Nr: componente normal de la reacción R

Tr: componente tangencial de la reacción

$\sigma'$ : esfuerzo normal

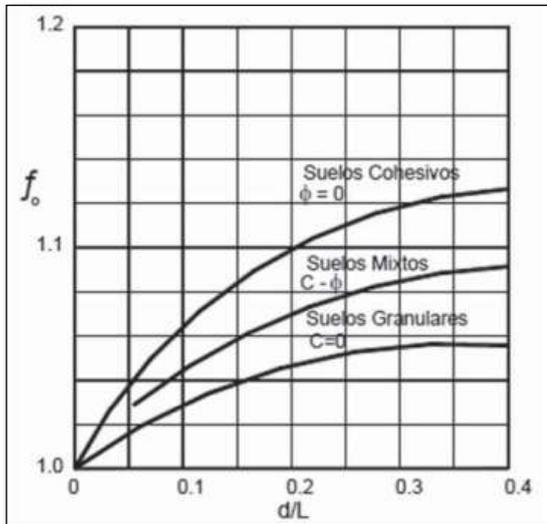
- Método de Janbu simplificado

La consideración primordial de este método es que considera las fuerzas entre dovelas horizontales. Sin considerar las fuerzas cortantes. A diferencia de los métodos anteriores en este caso la superficie potencial de falla (SPF) no se considera obligatoriamente

circular. Se refleja en el factor de corrección  $f_0$ , que depende únicamente del nivel de curvatura que puede presentar la rotura, según el gráfico. (Ver Figura 28).

**Figura 28**

*Diagrama de factor  $f_0$  utilizado en el método de Janbu*



*Nota.* Suarez (2009)

Para determinar la estabilidad del talud, el método Janbu considera un FS, el cual satisface el equilibrio de esfuerzos:

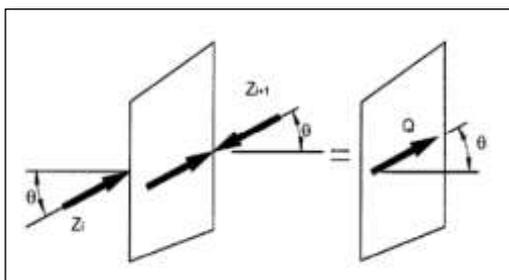
$$FS = \frac{f_0 \cdot \sum ((c \cdot b + W \cdot \tan(\theta)) \cdot \frac{1}{\cos(\alpha) \cdot m \cdot a})}{\sum W \cdot \tan(\alpha)} \quad \text{Ecuación 5}$$

- **Método de Spencer**

El método Spencer cumple con el equilibrio de momentos y fuerzas en su totalidad. Su fundamento reside en la suposición de que las fuerzas entre las dovelas son paralelas y poseen un ángulo de inclinación constante. Ver Figura 29.

**Figura 29**

*Ángulo de Inclinación de Fuerzas entre Dovelas*



*Nota.* Jaime (2009)

El método Spencer se apoya en la utilización de dos ecuaciones fundamentales: una relacionada con el equilibrio de momentos y la otra relacionada con el equilibrio de fuerzas. Estas ecuaciones son cruciales para llevar a cabo los cálculos necesarios para determinar el factor de seguridad y para establecer los ángulos de inclinación de las fuerzas entre las dovelas.

$$FSm = \frac{\sum(c'lR + (P-ul)R \tan(\phi'))}{\sum Wx - \sum Pf + \sum kW \pm Aa + Ld}$$

$$FS = \frac{\sum(c'l \cos(\alpha) + (P-ul) \tan(\phi') \cos(\alpha))}{\sum P \sin \alpha + \sum kW \pm Aa - L \cos \omega}$$

Ecuación 6

### 2.3.8 Análisis de deformaciones

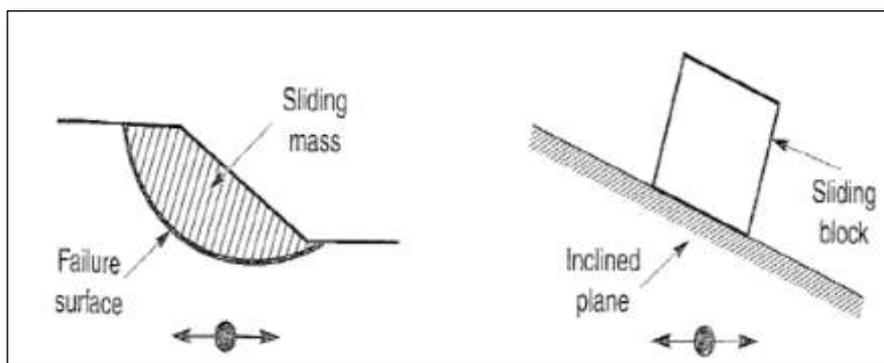
El método de Newmark, 1965.

Según Kramer (1996), el método de Newmark también considera la masa de falla como un bloque que se desliza en un plano inclinado. Dentro de la superficie de este bloque, hay dos elementos de fuerza en juego: uno que actúa perpendicularmente (el componente normal) y otro que ejerce resistencia por fricción. Si las fuerzas externas superan la componente de fricción, se producirá el deslizamiento.

El método Newmark, respaldado por conceptos de física teórica, representa a la masa de falla deslizante en un talud, independientemente de su geometría. Ver Figura 30.

**Figura 30**

*Representación de Deslizamiento de talud*



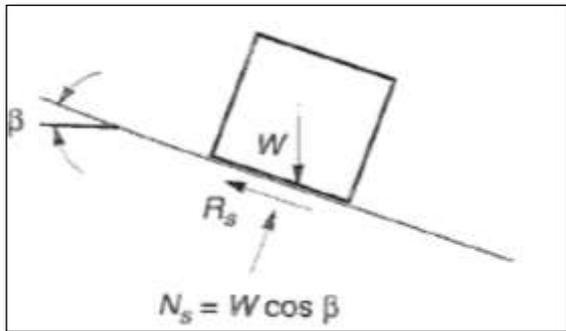
*Nota.* Suarez (2009)

En condiciones estáticas, se supone que la resistencia del talud se basa exclusivamente en la fricción ( $c=0$ ), y el ángulo de fricción entre el plano y el bloque se representa como  $\phi$ . Cuando descomponemos las fuerzas que inciden sobre el bloque según el

diagrama de cuerpo libre (DCL), el factor de seguridad puede expresarse como se indica en la figura 31.

**Figura 31**

*Diagrama de Cuerpo Libre del Bloque*



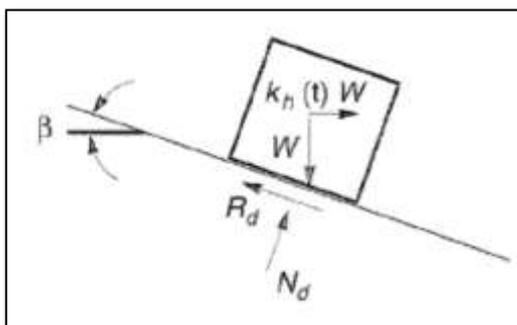
*Nota.* Suarez (2009)

$$FS = \frac{\text{fuerzas Resistentes Disponible}}{\text{Fuerzas Actuantes Estatica}} = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Esta ecuación deja claro que la condición de estabilidad establece una relación entre la tangente del ángulo de rozamiento y la tangente de la inclinación del talud. Esta relación se hace evidente cuando tenemos en cuenta las fuerzas de inercia que afectan al bloque utilizando el método de Newmark., se tiene en cuenta que la aceleración varía con el tiempo y se representa como  $a_h(t) = k_h(t) * g$ , donde se desprecian los efectos de la aceleración vertical. En un momento dado, esta aceleración horizontal inducirá una fuerza inercial horizontal  $k_h W$ . Cuando esta fuerza inercial opera en la dirección de la pendiente descendente del talud, se procede a descomponer las fuerzas actuantes, como se muestra en la Figura 32.

**Figura 32**

*Diagrama de Cuerpo Libre*



Nota. Suarez (2009)

$$FS = \frac{\text{fuerzas Resistentes Disponible}}{\text{Fuerzas Actuantes PseudoEstatica}} = \frac{Rd(t)}{Dd(t)} = \frac{W(\cos\beta - kh(t)\sin\beta)\tan\phi}{W(\sin\beta + kh(t)\cos\beta)} \quad \text{Ecuación 7}$$

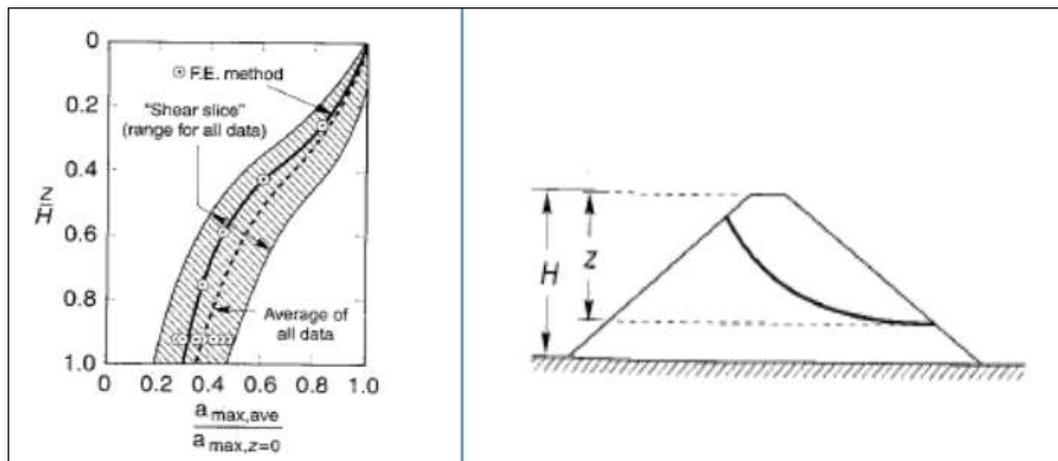
- Según la ecuación, A medida que el valor de kh aumenta, el factor de seguridad disminuirá. Existe un valor específico de kh, conocido como "Coeficiente de Cedencia, Ky," que resultará en un factor de seguridad de 1.0. A este valor de kh le corresponde una aceleración de cedencia  $a_y = k_y \cdot g$ .

Método de Makdisi-Seed, 1978.

Según Kramer (1996), el método de Makdisi-Seed se basa en en los principios de dos enfoques anteriores, a saber, el análisis de Chopra (1996) y el de Newmark. Este método representa la masa de fallo como un bloque que se desliza a lo largo de un plano inclinado y considera la aceleración de fluencia causada por las fuerzas de inercia durante los terremotos para calcular las deformaciones perdurables en taludes y terraplenes. Este método utiliza suposiciones simplificadas respaldadas por resultados de análisis de elementos finitos y análisis de corte de vigas. La respuesta dinámica de la presa se caracteriza mediante una relación de aceleraciones ( $a_y/a_{max}$ ), que varía según la profundidad de la falla y la altura de la presa ( $Z/H$ ). Makdisi y Seed realizaron pruebas a escala de varios terremotos, lo que les permitió establecer la relación entre los desplazamientos permanentes y las aceleraciones  $a_y/a_{max}$ . Ver Figura 33.

**Figura 33**

*Variación de la Aceleración Máxima Promedio*



Nota. Makdisi (1977)

### Método de Bray-Travasarou (2007)

El modelo acoplado simplificado que se ha presentado parece estar diseñado para estimar los Desplazamientos Sísmicos Iniciales de Diseño (SIPD) utilizando el método de Newmark. El modelo propuesto se basa en un enfoque de "falla por bloque", lo que sugiere que considera que la estructura o el sistema se pueden dividir en diferentes bloques o componentes que se deslizan unos sobre otros en respuesta a la excitación sísmica. Estos bloques pueden representar partes de una estructura, como pilares, vigas o conexiones, que pueden moverse de manera relativa durante un evento sísmico. Además, se menciona que este modelo considera una superficie acoplada no lineal. Esto indica que se tiene en cuenta la no linealidad en las características de la interfaz o superficie en la que se produce el deslizamiento de los bloques. La no linealidad puede deberse a varios factores, como la fricción, la deformación del material o cualquier otro fenómeno que cause cambios en la respuesta a medida que aumenta la fuerza o el desplazamiento

El enfoque que se basa en datos sísmicos y utiliza la aceleración espectral para evaluar una estructura es una práctica común en ingeniería sísmica. Aquí, parece que se han recopilado datos de más de 688 registros de terremotos para abordar la incertidumbre relacionada con los eventos sísmicos y evaluar la respuesta sísmica de la estructura en cuestión.

El método propuesto utiliza dos parámetros clave para expresar la resistencia sísmica de la estructura:

**Aceleración de Fluencia ( $k_y$ ):** Esta es una medida de la aceleración máxima que la estructura puede soportar antes de perder su capacidad de resistencia. En otras palabras, indica la aceleración máxima que el suelo puede experimentar antes de que la estructura comience a fallar.

**Período Fundamental de la Estructura ( $T_s$ ):** El período fundamental es una característica fundamental de la respuesta dinámica de una estructura ante un terremoto. Indica el tiempo que una estructura tarda en oscilar de ida y vuelta en respuesta a una excitación sísmica.

La expresión para el cálculo del período fundamental ( $T_s$ ) varía según la forma de la masa deslizante de la estructura.

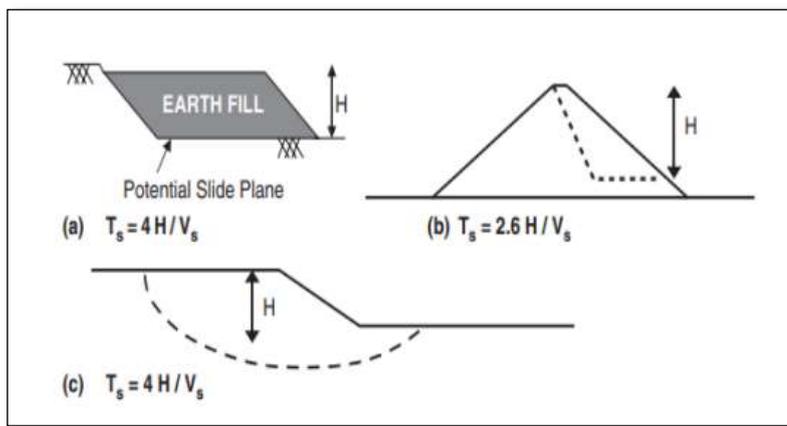
Si la masa deslizante tiene una forma trapezoidal o de segmento circular, se utiliza la expresión  $T_s = 4H/V_s$ , donde  $H$  es la altura de la masa deslizante y  $V_s$  es la velocidad de corte del suelo.

Si la masa deslizante tiene una forma triangular, se usa la expresión  $T_s = 2.6H/V_s$ .

Estas expresiones permiten estimar el período fundamental de la estructura en función de su geometría y de las propiedades del suelo en el que está ubicada. El conocimiento del período fundamental es esencial para comprender cómo la estructura responderá a diferentes frecuencias de excitación sísmica y, por lo tanto, es crucial para el diseño sísmico adecuado y la evaluación de la seguridad de la estructura. Ver figura 34.

**Figura 34**

*Estimación del periodo fundamental inicial para bloques deslizantes*



*Nota.* Bray (2018)

Según los parámetros mostrados por Bray y Travararou (2007) presentaron una fórmula para estimar el SIPD:

$$\ln(D) = - 1.10 - 2.83 \ln(ky) - 0.333(\ln(ky))^2 + 0.566 \ln(ky) \quad \text{Ecuación 8}$$

$$\ln(Sa(1.5Ts)) + 3.04 \ln(Sa(1.5Ts)) - 0.244 (\ln(Sa(1.5Ts)))^2 + 1.5Ts + 0.278(M - 7) \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

$M$  = magnitud del movimiento sísmico.

$D$  = desplazamiento permanente (en cm).

$Sa(1.5Ts)$  = Aceleración espectral del movimiento sísmico en el periodo fundamental degradado de la masa deslizante (en g).

$T_s$  = Periodo fundamental de la masa deslizante (en s).

$Ky$  = Aceleración de fluencia (en g)

Método Bray - Macedo - Travararou (2017)

Esta estrategia es una modificación de una técnica ideada por Bray y Travararou en 2007, adaptada para abordar los terremotos de la interfaz de subducción, que comparten similitudes con los eventos sísmicos de Perú. Los científicos han formulado una ecuación específica para el cálculo de los desplazamientos permanentes causados por los terremotos (SIPD), que se expone a continuación.:

$$\ln(D) = - 6.896 - 3.353 \ln(ky) - 0.390(\ln(ky))^2 + 0.5 \quad \text{Ecuación 10}$$

$$\ln(ky) \ln(Sa(1.5Ts)) + 3.060 \ln(Sa(1.5Ts)) - 0.255 (\ln(Sa(1.5Ts)))^2 + 3.081Ts - 0.803(Ts)^2 + 0.550(M) \quad \text{Ecuación 11}$$

## 2.4 Formulación de hipótesis

### 2.4.1 Hipótesis general

Al realizar el análisis geotécnico para verificar la estabilidad del método línea central para el recrecimiento de un depósito de relaves ubicada en la provincia de Chanchamayo se obtuvo que esta técnica es confiable y que las condiciones geotécnicas son adecuadas para su implementación segura.

### 2.4.2 Hipótesis específica

- a) Al determinar geotécnicamente las propiedades de los materiales que intervienen el recrecimiento, se obtuvo que los valores son adecuados y favorables para llevar a cabo los análisis geotécnicos.
- b) El análisis de infiltración reveló que el nivel freático en el área del depósito de relaves en el proceso de recrecimiento se encuentra a una profundidad que no representa un riesgo significativo para la estabilidad de la presa. Los resultados del análisis mostraron una adecuada capacidad de drenaje y una ubicación del nivel freático que cumpla con los criterios de seguridad para el proyecto.
- c) Los análisis de estabilidad física aplicados al depósito de relaves en el proceso de recrecimiento considerando la condición de carga estática y sísmica demostraron que el diseño y las condiciones de construcción cumplen con los criterios de seguridad y estabilidad requeridos.
- d) Los análisis sísmicos aplicados al proceso de recrecimiento de un depósito de relaves demostraron que los desplazamientos permanentes inducidos por sismos fueron limitados y estuvieron dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

### 2.4.3 Variables

**Tabla 4**

*Matriz operacional de variables*

| Variable Independiente | Dimensiones                             | Indicadores                   | Técnica e Instrumentos                                              |
|------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| Método Línea Central   | Parámetros Geotécnicos                  | Cohesión                      | Datos obtenidos de los resultados de ensayos de campo y laboratorio |
|                        |                                         | Ángulo de fricción            |                                                                     |
| Método Línea Central   | Análisis de Equilibrio Límite           | Coefficiente de Permeabilidad | Slide v.6.0                                                         |
|                        |                                         | Caracterización geotécnica    |                                                                     |
| VARIABLE DEPENDIENTE   | DIMENSIÓN                               | INDICADOR                     | TÉCNICA E INSTRUMENTOS                                              |
|                        | Filtración                              | Línea de Nivel Freático       |                                                                     |
|                        | Factor de Seguridad                     | Análisis Estático             | Slide v.6.0                                                         |
|                        |                                         | Análisis Pseudoestático       |                                                                     |
|                        | Análisis de Desplazamientos Permanentes | Deformaciones                 | Excel 2016                                                          |

*Nota.* Elaboración propia

## **CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO**

### **3.1 Tipo y nivel de investigación**

La presente tesis es de tipo explicativa ya que se analiza diversos estudios geotécnicos para el diseño propio del depósito de relaves para las tres fases de recrecimiento, y descriptivo ya que el estudio involucra variables que son cuantificables, lo cual es esencial para alcanzar los objetivos establecidos.

La orientación de la investigación tiene un nivel aplicativo en donde se valida que el diseño geotécnico y los análisis geotécnicos para las fases de recrecimiento de tipo línea central son aceptables. Se llevará a cabo un análisis comparativo a través del procesamiento de datos y la recopilación de información fiable.

### **3.2 Diseño de investigación**

En el contexto de la tesis presente, se emplea un diseño de investigación no experimental, ya que se centra en la recopilación y análisis de datos existente sobre el depósito de relaves para realizar un diseño propio. Se hace énfasis al análisis de los datos existentes sin modificar las condiciones geotécnicas de la presa para la investigación.

### **3.3 Población y muestra**

La población está dada por todas las presas de relaves existentes o planificadas que requieran recrecer y donde se pueda aplicar la metodología de línea central en los depósitos de relaves mineros, es decir, que asemejen en cuanto a su diseño y factores geotécnico.

La muestra es la presa de relaves existente que se encuentra en la selva central del Perú ubicada en el departamento de Junín, en la provincia de Chanchamayo, en donde se recopila información fiable de dicho componente minero para optar por un nuevo diseño propio de recrecimiento del depósito de relaves.

### **3.4 Técnicas de recolección de datos**

La obtención de datos para el diseño se llevó de manera, demostrando que la tesis tiene un enfoque teórico y a la vez investigativo. Esto implica obtener información de la zona mediante estudios topográficos, mapeo geológico-geotécnico, la realización de ensayos

de laboratorio, y la recopilación de diversos informes y tesis relacionadas con el tema. La información topográfica y estudios básicos del lugar del depósito se obtuvo por la empresa consultora JMF. Se emplearon normas internacionales relacionados a presas de relaves, libros y artículos nacionales e internacionales. Estos recursos fueron esenciales para desarrollar un diseño óptimo.

#### ***3.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos***

- Recopilación de información virtual bibliográfica.
- Recolección de datos proporcionados por una empresa consultora.
- Descripción del método línea central para el diseño de recrecimiento de presa de relave

#### ***3.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos***

La autenticidad y la precisión de los instrumentos esenciales para este estudio se respaldan mediante el uso de información concreta obtenida a través de análisis geotécnicos realizados por laboratorios altamente especializados. Estos ensayos geotécnicos proporcionan datos fiables y verificables que sustentan la investigación.

#### ***3.4.3 Técnicas para el procesamiento y análisis de datos***

La recopilación de información se obtiene por diversos ensayos de laboratorio que son anexados en la presente investigación. Se realizó el modelamiento del diseño propuesto en el software Civil 3D y AutoCad de la firma Autodesk, se usó hojas de cálculo en el programa Excel. Posteriormente se realizaron los análisis de filtración y estabilidad en el software Slide v. 6.0

## **CAPÍTULO IV: DESARROLLO DEL PROYECTO**

### **4.1 Ubicación**

El área de estudio de investigación se ubica en la provincia de Chanchamayo, departamento de Junín, a una altitud promedio de 920 a 960 m.s.n.m.

Se puede llegar a la zona de estudio utilizando la Carretera Central siguiendo el trayecto Lima – La Oroya - Chanchamayo, con un recorrido de aproximadamente 8 horas a través de una carretera pavimentada de 333 km.

### **4.2 Descripción de la zona de estudio**

El depósito de relaves se encuentra ubicado sobre una plataforma aluvial compuesta principalmente por gravas, rodeada por una matriz arenosa de tamaño de grano medio a grueso, con una cantidad mínima de partículas finas.

En las zonas elevadas que se encuentran en la dirección contraria al depósito de relaves., se pueden observar suelos coluviales que están compuestos por limos y arenas de tonos rojizos, con una baja plasticidad, en los que se encuentran incrustados fragmentos de roca angulares de diversos tamaños. Hacia el norte, se pueden encontrar afloramientos rocosos de granito con dos tipos de aspecto distintos: uno de color gris, que es muy resistente, y otro de color rojo, que es menos resistente y muestra signos de mayor alteración.

#### ***4.2.1 Disponibilidad de datos climatológicos***

Para conocer las características meteorológicas de la zona de estudio, se tiene como información disponible de 01 estación meteorológica de la fuente adquirida al SENAMHI, donde sus principales variables son: precipitación mensual, precipitación máxima en 24 horas, temperatura máxima, temperatura media y humedad relativa.

**Tabla 5***Datos Climatológicos del Lugar*

| Estación       | Coordenadas |          | Altitud<br>(msnm) | Tipos de<br>datos | Período de<br>registro | Operador |
|----------------|-------------|----------|-------------------|-------------------|------------------------|----------|
|                | Latitud     | Longitud |                   |                   |                        |          |
| San<br>Ramón   | 11°07'      | 75°21'   |                   | P <sub>TM</sub>   | 2005-2011              | SENAMHI  |
|                |             |          |                   | P <sub>24</sub>   | 1960-1979              |          |
|                |             |          |                   |                   | 2005-2011              |          |
|                |             |          |                   | T <sub>máx</sub>  | 1965-1979              |          |
|                |             |          |                   |                   | 2005-2011              |          |
|                |             |          |                   | T <sub>mín</sub>  | 1965-1979              |          |
| 2005-2011      |             |          |                   |                   |                        |          |
| T <sub>m</sub> | 2005-2011   |          |                   |                   |                        |          |
| H              | 1973-1979   |          |                   |                   |                        |          |

*Nota.* Senamhi

### 4.3 Estudio geológico

#### 4.3.1 Geología Regional

La región en cuestión se encuentra en el lado occidental de la Cordillera Oriental y el Valle del Río Chanchamayo en el Perú. Es una de las áreas más destacadas y continuas del país debido a su elevación y exposición de rocas precámbricas y paleozoicas. La topografía actual es el resultado de la erosión activa de ríos maduros, que comenzó durante el tectonismo Hercínico en el Devónico. Esta región experimentó levantamientos controlados por fallas regionales y longitudinales, lo que dio lugar a características como montañas con cimas truncadas atravesadas por numerosos valles. Además, se puede observar la presencia de antiguas terrazas aluviales y depósitos de conos de escombros a lo largo de los barrancos.

Desde el punto de vista geológico, la secuencia estratigráfica en esta región comienza con la presencia de rocas ígneas intrusivas de la era paleozoica. Posteriormente, se encuentran capas de rocas sedimentarias provenientes de formaciones geológicas como Copacabana, Mitu, Pucará y La Merced. Por último, la superficie está cubierta por depósitos no consolidados del Cuaternario.

Las características estructurales primarias se delinean como zonas que representan bloques elevados y subsididos, acortamiento de la cubierta sedimentaria a través de fallas inversas, así como deformación y plegamiento. La intensidad de estos rasgos disminuye hacia el este, con características más definidas y completas evidentes en las rocas mesozoicas, que tomaron forma durante las fases Inca y Quechua.

Los procesos geodinámicos regionales generales están marcados por eventos significativos y extensos, incluyendo la deposición de aluviones, huaycos y deslizamientos. Estos fenómenos se atribuyen en gran medida a lo escarpado del terreno, las fuertes precipitaciones y la presencia de inestabilidades estructurales como fallas y plegamientos. La erosión de las laderas es un fenómeno continuo, que da lugar a la formación de cárcavas o surcos que a menudo corren paralelos a las quebradas. La tabla 6 resume la geología regional.

**Tabla 6**

*Columna Estratigráfica Regional*

| Era                                       | Sistema     | Serie                  | Unidad<br>Formación    | Símbolo | Descripción                                                                                                                                                                                                   |
|-------------------------------------------|-------------|------------------------|------------------------|---------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| C<br>E<br>N<br>O<br>Z<br>O<br>I<br>C<br>O | CUATERNARIO | Holoceno<br>(reciente) | Depósitos<br>Fluviales | Qh-f    | Pequeñas piezas de roca de diferentes tamaños, formas variadas y bordes redondeados se encuentran dispersas en una matriz de arena escasamente consolidada. Esta matriz muestra capas superficiales de arena. |
|                                           |             |                        | Depósitos<br>aluviales | Qh-a    | Fragmentos polimícticos, heterométricos, subredondeados a redondeados, inmersos en una matriz de limos y arcillas, poco consolidados.                                                                         |

|                                           |                                      |             |                          |          |                                                                                                                                                                                                                                   |
|-------------------------------------------|--------------------------------------|-------------|--------------------------|----------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                           |                                      |             | Depósitos<br>Morrénicos  | Qh-m     | Fragmentos polimícticos,<br>heterométricos, angulosos a<br>sub-angulosos, bien gradados,<br>inmersos en una matriz<br>arcillosa, moderadamente<br>consolidadas, presentan niveles<br>de limos, arenas y<br>aisladamente gravilla. |
|                                           |                                      | Pleistoceno | Formación<br>La Merced   | NQ-lm    | Fragmentos semi-consolidados,<br>heterométrico sub-<br>redondeadas, con horizontes<br>arenosos.                                                                                                                                   |
|                                           |                                      | Superior    | Granito San<br>Ramón     | Ts-sr    | Intercalación de conglomerados<br>y arenas, considerados como<br>antiguos aluviones.                                                                                                                                              |
|                                           | TERCIAR<br>IO                        | Medio       | Tonalita<br>Granodiorita | Ti-to/gd | Bancos macizos de tonalita y<br>granodiorita de textura<br>porfirítica.                                                                                                                                                           |
|                                           |                                      | Inferior    | Granodiorita             | Kti-gd   | Bancos macizos piroclásticos<br>grisáceos, la litología<br>predominante es granodiorita,<br>también se presenta tonalitas,<br>dioritas y monzogranitos.                                                                           |
| M<br>E<br>S<br>O<br>Z<br>O<br>I<br>C<br>O | C<br>R<br>E<br>T<br>Á<br>C<br>E<br>O | Superior    | Formación<br>Huayabamba  | Ks-hu    | Lutitas y margas intercaladas<br>con horizontes de calizas<br>oxidadas, nodulares, poco<br>estratificadas, contienen fósiles<br>se intercalan con calizas<br>limoarcillitas grises.                                               |
|                                           |                                      |             | Formación<br>Vivian      | Ks-vi    | Bancos medianos a gruesos de<br>caliza gris clara, lutácea,<br>nodulosas con sílex y<br>abundantes fósiles.                                                                                                                       |

|                                                |              |          |                       |        |                                                                                                                                             |
|------------------------------------------------|--------------|----------|-----------------------|--------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                |              | Inferior | Formación Chonta      | Ki-ch  | Bancos de margas con capas delgadas de calizas; intercalados ocurren horizontes delgados de lutitas. Color de la secuencia azul grisáceo.   |
|                                                |              |          | Grupo Oriente         | Ki-o   | Areniscas, lutitas y margas ferruginosas y calcáreas.                                                                                       |
|                                                | JURÁSIC O    | Superior | Formación Sarayquillo | Ki-sa  | Intercalación de lutitas negras, blandas y laminadas, con abundantes nódulos.                                                               |
|                                                | TRIÁSIC O    | Superior | Formación Pucará      | Tris-p | Caliza gris y negra, bituminosa, bien estratificada en capas delgadas, con pequeños lentes de sílice.                                       |
|                                                |              | Superior | Grupo Mitu            | Ps-m   | Intercalación de arenisca, limolitas y conglomerado, rojo oscuro bien estratificados en capas delgadas y mediadas.                          |
| P<br>A<br>L<br>E<br>O<br>Z<br>O<br>I<br>C<br>O | PERMICO      | Inferior | Grupo Copacabana      | Pi-c   | Caliza grisácea, localmente arenosa, estratificada en capas delgadas con intercalación de lutitas negras y grises.                          |
|                                                | CARBONÍ FERO | Inferior | Grupo Ambo            | CI-a   | Serie de areniscas, lutitas y conglomerados con restos fósiles de plantas; se caracteriza por presentar arenisca feldespática gris marrón.  |
|                                                | ORDOVÍC ICO  | Medio    | Formación Contaya     | O-c    | Secuencia de lutitas y pizarras negras y grises oscuras en láminas y capas delgadas, en las cuales se intercalan escasas capas de cuarcita. |

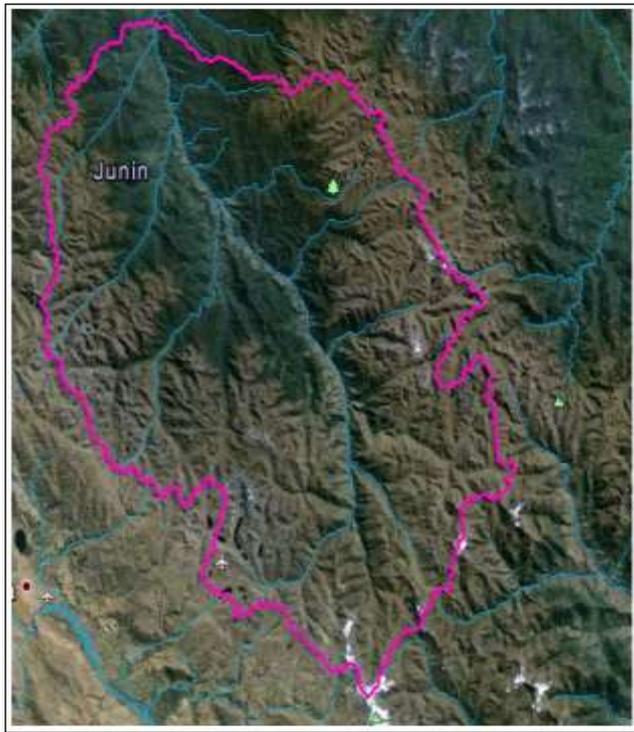
|             |                       |       |                                                                                                      |
|-------------|-----------------------|-------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| PRECAMBRICO | Complejo<br>Maraynioc | Pe-cm | Mica-esquistos, sobre la cual<br>aflora una filita negra y<br>localmente una metandesita<br>verdosa. |
|-------------|-----------------------|-------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|

*Nota.* Columna Estratigráfica Regional INGEMMET, 1977

#### 4.4 Estudio de hidrología

##### *Figura 35*

##### *Cuenca del río Tulumayo*



*Nota.* Google Earth

##### *4.4.1 Cuenca del río Tulumayo*

El origen de la cuenca del río Tulumayo se encuentra a una altitud de 5350 metros sobre el nivel del mar. El río principal recorre una distancia de 89.5 kilómetros y muestra una pendiente promedio del 4 %. La forma de la cuenca, representada por su factor de forma, es de 1.55, mientras que su coeficiente de compacidad es de 0.03. Ver Tabla 7.

**Tabla 7***Descripción de la Cuenca del río Putumayo*

| Descripción                        | Und.            | Valor   |
|------------------------------------|-----------------|---------|
| De la Superficie                   |                 |         |
| Área                               | km <sup>2</sup> | 3059    |
| Perímetro de la cuenca             | km              | 307     |
| Cotas                              |                 |         |
| Cota máxima                        | msnm            | 5350    |
| Cota mínima                        | msnm            | 920     |
| Centroide (PSC:WGS84 UTM Zona 18S) |                 |         |
| X centroide                        | m               | 479234  |
| Y centroide                        | m               | 8726610 |

*Nota.* Estudio Hidrológico de JMF.

#### **4.4.2 Precipitación máxima de 24 horas**

La evaluación del comportamiento de las tormentas se basa en los registros recopilados por estaciones meteorológicas, que contienen información sobre las máximas precipitaciones en un período de 24 horas. Los registros de las estaciones Runatullo y San Ramón han sido actualizados hasta el año hidrológico 2011.

Para analizar estos datos, se aplicaron modelos probabilísticos, como el Normal, Log Normal y Log Pearson III, entre otros. Después de un exhaustivo análisis, se determinó que el modelo Normal resultaba más adecuado para la estación Runatullo, mientras que el modelo Log Pearson III se ajustaba mejor a los datos recopilados en la estación San Ramón. Esta elección se basó en su capacidad superior para adaptarse a los valores extremos observados

Se calcularon las precipitaciones máximas para distintos intervalos de retorno, abarcando desde 2 hasta 500 años. En la Tabla 8 se muestra los valores.

**Tabla 8***Precipitación Máxima de Periodo de Retorno*

| Periodo de retorno<br>(años) | Estación Runatullo<br>(mm) | Estación San Ramón P24<br>(mm) |
|------------------------------|----------------------------|--------------------------------|
| 500                          | 43.51                      | 209.53                         |
| 200                          | 41.43                      | 173.20                         |
| 140                          | 40.57                      | 160.81                         |
| 100                          | 39.72                      | 149.92                         |
| 50                           | 37.84                      | 129.71                         |
| 20                           | 35.03                      | 106.91                         |
| 10                           | 32.53                      | 92.08                          |
| 5                            | 29.50                      | 78.80                          |

*Nota.* Elaborado en base a la información de Senamhi.

#### 4.5 Estudio de hidrogeología

Para determinar la profundidad del nivel freático en la zona específica, se instalaron dos piezómetros en 2015. La siguiente Tabla 9 indica la ubicación de los piezómetros existentes en la zona de estudio.

**Tabla 9***Piezómetros - Nivel Freático*

| Nombre         | Coordenadas |          |             | Nivel Freático (m) | Prof. Total (m) |
|----------------|-------------|----------|-------------|--------------------|-----------------|
|                | Norte (m)   | Este (m) | Cota (msnm) |                    |                 |
| PZ-01          | 8'762,233   | 463,653  | 953.88      | 914.47             | 45.0            |
| PZ-02          | 8'762,200   | 463,541  | 918.50      | 914.26             | 34.5            |
| PZ-08          | 8'762,404   | 463,667  | 935.52      | 913.21             | 42.3            |
| PZ-11 (BHR-01) | 8'762,374   | 463,824  | 955.42      | 923.36             | 40.8            |
| PZ-12 (BHR-03) | 8'762,115   | 463,709  | 955.44      | 921.46             | 41.2            |

*Nota.* Monitoreo de control de piezómetros existentes, JMF

Para la caracterización de las unidades hidrogeológicas, se realizaron análisis exhaustivos de los datos recopilados durante las investigaciones geotécnicas. Estas investigaciones se

llevaron a cabo mediante la ejecución de perforaciones, excavaciones y pruebas en laboratorio.

Los valores obtenidos fueron registrados y categorizados según el tipo de roca y granulometría. Los resultados completos de estos análisis se pueden encontrar en la siguiente Tabla 10.

**Tabla 10**

*Conductividad Hidráulica*

| Unidad<br>Hidrogeológica | Permeabilidad (cm/s) |          |          |          | Grado Permeabilidad |
|--------------------------|----------------------|----------|----------|----------|---------------------|
|                          | Promedio             | Media    | Mínimo   | Máximo   |                     |
| Depósito Aluvial         | 3.67E-02             | 4.28E-03 | 1.14E-04 | 4.44E-01 | Media - Alta        |
| Material de Relave       | 7.68E-04             | 6.61E-04 | 3.81E-04 | 1.37E-03 | Baja                |

*Nota.* Análisis Geotécnico. Resultados de Ensayos de Laboratorio, JMF.

#### **4.6 Estudio peligro sísmico**

##### **4.6.1 Sismo máximo considerado probabilístico**

La evaluación del sismo máximo considerado ( $MCE_{PROB}$ ), que se llevó a cabo de manera probabilística según la investigación realizada por una empresa de ingeniería, se representa mediante un espectro de respuesta medio. Este espectro se define para una probabilidad del 2% de ser superado en un período de exposición de  $T= 50$  años, equivalente a un período de retorno  $Tr= 1000$  años. El valor del  $MCE_{PROB}$  se establece en  $0.302$  g como aceleración pico a nivel de terreno (PGA).

##### **4.6.2 Selección de coeficiente sísmico**

Conforme a la literatura técnica internacionalmente reconocida, se aconseja que el coeficiente sísmico a aplicar en el análisis pseudoestático para el diseño de taludes se encuentre en un rango entre  $1/3$  y  $1/2$  de la máxima aceleración anticipada. Este consejo coincide con las directrices establecidas por entidades como el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE, Hynes-Griffin y Franklin, 1984, Administración Federal de Carreteras, 1997), que proponen emplear un coeficiente sísmico equivalente al 50% ( $1/2$ ) de la PGA (Aceleración Pico en Superficie).

#### 4.7 Configuración para el talud aguas abajo del depósito

Los taludes para ambos escenarios estarán conformados por relave grueso cicloneado donde de manera conservadora se propone la siguiente configuración final:

Material del talud: Relave grueso cicloneado

Clasificación SUCS: SM

Talud aguas arriba: 1.5H:1.0V

Talud aguas abajo: 2.5H:1.0V

#### 4.8 Factores de seguridad requeridos

Los criterios utilizados en el análisis geotécnico fueron desarrollados de acuerdo con la normativa vigente en Perú y las regulaciones internacionales aplicables. Es importante destacar que no existe un conjunto de reglas rígidas para determinar los factores de seguridad aceptables, ya que estos deben ser evaluados teniendo en consideración las posibles consecuencias de un fallo, así como las incertidumbres relacionadas con las propiedades de los materiales y las condiciones subterráneas. En la Tabla 11, se proporcionan los factores de seguridad recomendados por ANCOLD para presas de relaves en diversas condiciones de carga.

**Tabla 11**

*Factores de seguridad requeridos*

| Condición                                 | Estándar                    | Criterio de seguridad |
|-------------------------------------------|-----------------------------|-----------------------|
| Condición Estático                        | Factores de seguridad       | $FS \geq 1.5$         |
| Condición Estático                        | Método de equilibrio límite | $FS \geq 1.3$         |
| Sísmico Condiciones Pseudo –<br>Estáticos | Pérdidas de estabilidad     | $FS \geq 1.0$         |
| Post-sismo                                | Esfuerzos residuales        | $FS = 1.2$            |

*Nota.* Australian National Committee on Large Dams (Ancold, 2012)

#### 4.9 Condiciones de carga para la estabilidad de taludes

Debemos obtener factores de seguridad aceptables, ya que estos deben ser evaluados teniendo en consideración las posibles consecuencias de un fallo, así como las incertidumbres relacionadas con las propiedades de los materiales y las condiciones subterráneas. En la Tabla 11, se proporcionan los factores de seguridad recomendados por ANCOLD para presas de relaves en diversas condiciones de carga.

Asimismo, es posible que sea importante considerar el comportamiento de compresión o dilatación de los materiales. La diferenciación entre el comportamiento de compresión y dilatación se puede evaluar a través de pruebas de laboratorio, como los ensayos triaxiales consolidados-no drenados con mediciones de presión de poro, así como pruebas de campo, como los ensayos de penetración con cono con mediciones de presión de poro.

#### ***4.9.1 Condición no drenada (CU)***

Para abordar esta incertidumbre, la práctica convencional consiste en evaluar la estabilidad de estos materiales utilizando el concepto de resistencia no drenada. Es importante destacar que algunos tipos de materiales, como los relaves contractivos saturados y las capas de arcilla de base blanda, requieren particular atención en lo que respecta a la resistencia no drenada.

#### ***4.9.2 Condición drenada (CD)***

Por otro lado, los materiales granulares más gruesos y de buen drenaje, así como aquellos que son dilatantes y no propensos a desarrollar presiones de poro excesivas, se caracterizan adecuadamente mediante parámetros de resistencia al corte drenados bajo esfuerzo efectivo.

## CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

### 5.1 Resultados de ensayos de laboratorio

Durante la fase de exploración geotécnica realizada por la empresa JMF en el área del depósito de relaves, se logró obtener muestras alteradas que son representativas de las calicatas, así como llevar a cabo ensayos SPT en el mismo lugar de estudio. Con base en estos resultados, se han ejecutado diversos ensayos de laboratorio.

Ensayos estándares de suelos:

- Contenido de humedad (ASTM D2216 – 98)
- Análisis granulométrico (ASTM D422 – 63)
- Límites de Atterberg (ASTM D4318 – 98)
- Clasificación SUCS (ASTM D2487 – 98)

Ensayos especiales de suelos:

- Gravedad Específica (ASTM D854)
- Compresión Triaxial CU (ASTM D4767)
- Conductividad Hidráulica Pared Flexible (ASTM D5084)

Los informes que documentan los ensayos efectuados por la empresa JMF se encuentran detallados en el Anexo 2. A continuación, se realiza una breve descripción y comentarios de los resultados obtenidos en los ensayos estándar y especiales.

#### 5.1.1 *Ensayos estándar en suelos y relave*

Se realizaron pruebas de laboratorio en las muestras recogidas sobre el terreno utilizando procedimientos establecidos para determinar la identificación y clasificación de los suelos basándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Los resultados abarcan las características esenciales de los suelos, como su distribución granulométrica, límites de plasticidad y contenido de humedad, y se presentan en el informe subsiguiente. Ver Tabla 12.

**Tabla 12***Resumen de los resultados de ensayos estándar*

| Sector                                     | Muestra | Prof.<br>(m)  | Clasif.<br>SUCS | Granulometría |              |              | LL<br>(%) | IP<br>(%) | Cont.<br>Hum.<br>(%) |
|--------------------------------------------|---------|---------------|-----------------|---------------|--------------|--------------|-----------|-----------|----------------------|
|                                            |         |               |                 | Grava<br>(%)  | Arena<br>(%) | Finos<br>(%) |           |           |                      |
|                                            | SPT     | 1.00-<br>1.45 | SM              | -             | 82.3         | 17.7         | NP        | NP        | 5.3                  |
| Corona<br>del dique<br>de relave<br>grueso | SPT     | 2.00-<br>2.45 | SM              | -             | 66.2         | 33.8         | NP        | NP        | 6.4                  |
|                                            | SPT     | 3.00-<br>3.45 | SM              | -             | 71.1         | 28.9         | NP        | NP        | 7.9                  |
| Relave<br>fino                             | C-01    | -             | ML              | -             | 0.3          | 99.7         | NP        | NP        | NP                   |

*Nota.* Análisis Geotécnico. Resultados de Ensayos de Laboratorio, JMF.

### 5.1.2 Ensayos especiales

#### 5.1.2.1 Gravedad específica de sólidos

JMF realizó un total de diez (10) pruebas para determinar la gravedad específica (Gs) de las partículas sólidas en muestras alteradas obtenidas del material de relaves gruesos, relleno estructural y relleno común procedente de las presas actuales dentro del depósito de relaves. Estas pruebas se ejecutaron siguiendo los protocolos ASTM D854.

A continuación, en la tabla 13 se presentan los resultados de los ensayos ejecutados para el presente informe, así como de los ensayos realizados anteriormente por JMF (2015, 2022).

**Tabla 13***Ensayos de Gravedad Especifica*

| Empresa /<br>Año        | Material             | Ubicación | Muestra       | Profundidad      | SUCS | Gs<br>(gr/cm <sup>3</sup> ) |
|-------------------------|----------------------|-----------|---------------|------------------|------|-----------------------------|
| JMF<br>(Junio,<br>2023) | Relave<br>Grueso     | SPT23-03  | SHELBY-<br>01 | 11.00 –<br>11.55 | SM   | 2.653                       |
|                         |                      | SPT23-04  | SHELBY-<br>01 | 5.00 –5.55       | SM   | 2.655                       |
|                         |                      | SPT23-05  | SHELBY-<br>01 | 10.00 –<br>10.55 | SM   | 2.643                       |
| JMF                     | Relave<br>Grueso     | C-01      | MC-18         | 3                | SM   | 2.914                       |
| JMF                     | Fundación            | C-08      | MC-02         | 3.2              | GP   | 2.684                       |
| JMF<br>(Junio,<br>2015) | Dique de<br>Arranque | P-01      | MS-02         | 27.75 –<br>28.75 | SC   | 2.637                       |
|                         |                      | P-01      | MS-03         | 24.30 –<br>25.00 | ML   | 2.871                       |

*Nota.* Análisis Geotécnico. Resultados de Ensayos de Laboratorio, JMF.

### 5.1.2.2 Compresión triaxial consolidado no drenado (CU) y no consolidado no drenado (UU)

JMF realizó una prueba de compresión triaxial no drenada consolidada (CU) con un diámetro de 6 pulgadas en una muestra remoldeada de material de relaves, y una prueba no drenada no consolidada (UU) en el material del depósito aluvial para determinar los parámetros de resistencia al corte en relación con las tensiones efectivas y totales. Las pruebas siguieron el procedimiento descrito en las normas ASTM D7181 y ASTM D4767. La tabla 14 proporciona una visión general de los resultados de las pruebas triaxiales realizadas para este estudio.

**Tabla 14***Resultados de los Ensayos Triaxiales*

| Ubicación     | Tipo de Ensayo | Profundidad (m) | Clasificación SUCS | DS (gr/cm <sup>3</sup> ) | Esfuerzos totales |        | Esfuerzos efectivos |        |
|---------------|----------------|-----------------|--------------------|--------------------------|-------------------|--------|---------------------|--------|
|               |                |                 |                    |                          | c                 | $\phi$ | c                   | $\phi$ |
|               |                |                 |                    |                          | (kPa)             | (°)    | (kPa)               | (°)    |
| Relave Grueso | CU             | Superficial     | SM                 | 1.71                     | 19                | 16     | 0                   | 36*    |
|               | UU             | 1.00 – 2.50     | SP-SM              | 2.20                     | -                 | -      | 17.5                | 36.8   |
| D.A           | UU             | 1.00 – 2.50     | SP-SM              | 2.20                     | -                 | -      | 17.5                | 36.8   |

*Nota.* Análisis Geotécnico. Resultados de Ensayos de Laboratorio, JMF.

**5.1.2.3 Conductividad hidráulica**

En 2022, JMF llevó a cabo una prueba de permeabilidad de pared flexible en una muestra remoldeada de material de relaves gruesos para determinar su coeficiente de permeabilidad. Esta prueba se llevó a cabo de acuerdo con los procedimientos especificados en la norma ASTM D5084. Se eligieron valores de permeabilidad conservadores para el análisis de la infiltración en la presa de arranque, el depósito aluvial y el macizo rocoso. En la Tabla 15 presenta un resumen de los valores del coeficiente de permeabilidad obtenidos para esta investigación.

**Tabla 15***Ensayos de Conductividad Hidráulica*

| Ubicación          | Profundidad (m) | SUCS    | K20 (cm/seg) | Rango de Cond.Hidr. |
|--------------------|-----------------|---------|--------------|---------------------|
| Cresta de relavera | 3               | SM      | 4.80E-04     | Baja                |
| Pie de relavera    | 3               | GW – GM | 4.00E-02     | Alta                |
| Relaves gruesos    | 1.00 – 2.50     | SP – SM | 1.00E-02     | Alta                |

*Nota.* Análisis Geotécnico. Resultados de Ensayos de Laboratorio, JMF.

## 5.2 Caracterización geotécnica de los materiales

A través de la investigación geotécnica realizada en el campo, se recopilaron los resultados de los ensayos de laboratorio y la información disponible. Se llevó a cabo la caracterización geotécnica de los materiales que constituyen el depósito de relaves. A continuación, se detallan las propiedades más importantes de los materiales que son relevantes para el análisis de estabilidad, incluyendo características físicas, contenidos de humedad en su estado natural y parámetros de resistencia.

### Depósito Aluvial (Qh-a) Unidad Geológico - Geotécnica I:

Estos suelos consisten principalmente en fragmentos que han sido transportados y depositados por la influencia de corrientes fluviales. Los suelos aluviales exhiben una diversa gama de formas y tamaños, comprendiendo principalmente gravas pobremente graduadas (denominadas "GP") y arenas limosas que contienen fragmentos de grava (denominadas "SM"). Su impacto se extiende hasta la región noroeste del depósito de estériles. Basándose en los datos de las excavaciones y los análisis granulométricos, estos materiales se asemejan a gravas mal graduadas, arenas con contenido de arcilla y limo, y se clasifican a grandes rasgos como "GP" y "SC-SM" de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS). A la hora de determinar los parámetros de resistencia, se adoptó un enfoque conservador, empleando correlaciones establecidas a partir de bibliografía técnica para materiales granulares y ensayos de laboratorio. Para los análisis, los parámetros incluyeron una cohesión de 0 kPa, un ángulo de fricción de 35° y un peso específico de 22 kN/m<sup>3</sup>.

### Granito San Ramón (Ts-gr) unidad geológico – geotécnico II:

La investigación geotécnica ha corroborado la existencia de roca madre en la sección oriental del depósito de estériles. Esta formación subyacente comprende predominantemente bancos piroclásticos sólidos caracterizados por un tono rojizo-grisáceo, con granito como litología primaria. Estos estratos rocosos presentan una resistencia de moderada a muy alta y muestran un estado de alteración moderado con fracturas limitadas. Sobre la base de la información obtenida de las actividades de perforación, la cartografía geotécnica y la investigación de archivos, la resistencia media de la roca intacta, principalmente diorita, oscila entre 27 y 154 MPa, lo que la sitúa dentro de la clasificación de "Moderadamente resistente" a "Muy resistente". Además, la calidad de la roca granítica se evalúa como "Buena" por término medio según el sistema de

clasificación Rock Mass Rating (RMR). Los parámetros de resistencia de la masa rocosa se han determinado prudentemente para este informe, teniendo en cuenta los resultados de RocLab y los datos medios de las pruebas de laboratorio. Los valores elegidos incluyen una cohesión de 350 kPa, un ángulo de fricción de 40° y un peso específico de 24 kN/m<sup>3</sup>.

#### Relave Finos:

El material de relave fino encontrado en el área consiste en limo arenoso de baja plasticidad, clasificado como "ML". Este material es de color gris claro y se encuentra en un estado húmedo a saturado, siendo de consistencia blanda a muy blanda. Los parámetros de resistencia se han estimado en función de los resultados obtenidos en los años 2015, 2017, 2019 y 2021 mediante el método JMF (Justo después de la Fricción). Basándose en esta información, así como en los ensayos de laboratorio y la clasificación SUCS, se ha considerado de manera conservadora una cohesión de 4.91 kPa, un ángulo de fricción de 10° y un peso específico de 19 kN/m<sup>3</sup>.

#### Relaves Gruesos:

Basándose en las pruebas realizadas en los residuos gruesos de los ciclones en varias campañas geotécnicas, estos materiales se clasifican según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) como "arenas limosas" (SM). Presentan un contenido en finos (material que pasa por la malla #200) inferior al 30%, no son plásticos y carecen de minerales arcillosos.

Tras la clasificación SUCS y las pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (CU) realizadas en muestras de estériles de la actual fase de reecimiento, se han establecido parámetros de resistencia efectivos. Estos parámetros consisten en valores del ángulo de fricción de 36° y 32°, respectivamente.

Por lo tanto, los parámetros de resistencia conservadores asignados al material de relaves gruesos son una cohesión de cero y un ángulo de fricción de 30°. Además, el peso específico se estima en 17,1 kN/m<sup>3</sup>.

Las propiedades hidráulicas de los residuos gruesos cicloneados, determinadas mediante pruebas in situ y de laboratorio, caracterizan este material como de permeabilidad

moderada y drenaje eficaz. Presenta valores de conductividad hidráulica inferiores a  $10^{-05}$  m/s.

Dique de Arranque:

El material de relleno común, que comprende el dique de arranque, consiste en gravas arcillosas bien graduadas (CG) con capas arenosas y arcillosas. Este material presenta baja plasticidad y está densamente compactado al 95% de la prueba proctor estándar. Está situado a lo largo de la base del depósito de estériles. Los parámetros de resistencia se han obtenido a partir de las pruebas realizadas por JMF. En consecuencia, se han empleado estimaciones conservadoras, incluyendo una cohesión de 5 kPa, un ángulo de fricción de  $36^\circ$  y un peso específico de  $19,5 \text{ kN/m}^3$ . En la tabla 16 se presenta un resumen de los parámetros de resistencia utilizados para los análisis de estabilidad.

**Tabla 16**

*Resumen de Análisis de Estabilidad Física*

| Unidad     | Material                              | $\gamma$ total<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | Parámetros de resistencia |                     | Kx (m/s)              |
|------------|---------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------|---------------------|-----------------------|
|            |                                       |                                        | c (kPa)                   | $\phi$ ( $^\circ$ ) |                       |
| Geológica  | Depósito Aluvial                      | 22                                     | 0                         | 35                  | $10^{-2} - 10^{-4}$   |
| Geotécnica | Basamento Rocosos (Granito San ramón) | 24                                     | 350                       | 40                  | $1 \times 10^{-7}$    |
|            | Relaves finos                         | 19                                     | 4.91                      | 10                  | $5 \times 10^{-5}$    |
| Antrópicos | Relaves gruesos                       | 17.1                                   | 0                         | 30                  | $1 \times 10^{-5}$    |
|            | Dique de arranque                     | 19.5                                   | 5                         | 36                  | $1.37 \times 10^{-3}$ |

*Nota.* Análisis Geotécnico. Resultados de Ensayos de Laboratorio, JMF.

### 5.3 Recrecimiento del depósito

Para el recrecimiento del depósito de relaves empleando el método de línea se propone recrecer la cota superior del dique de arranque 926.85 msnm a la cota 966.60 msnm perteneciente a la fase III del proyecto. La conformación del talud del depósito de relaves de 2.5H:1.0V será conformado con el mismo relave grueso cicloneado (SM).

#### 5.3.1 Hidrociclones

Para el caso de línea central, el recrecimiento se dará de manera mecánica con el uso de hidrociclones de acuerdo a Ancold 2012 (Australian National Committee on Large Dams).

Los hidrociclones estarán ubicados a lo largo de la corona del dique de relaves, ya que estos son unidades individuales, de modo que el flujo de salida se deposite y drene en su ubicación final sin necesidad de manipulación adicional. Esto implica que periódicamente se reubique las unidades y tuberías, La parte más gruesa se libera como "underflow" con un contenido de agua relativamente reducido. Después de drenarse, este material se emplea para la construcción o elevación del dique, generalmente mediante métodos centrales o aguas abajo, incluyendo medidas para su compactación. Es esencial lograr una eficiente separación entre la arena y los materiales más finos para garantizar un adecuado drenaje y mantener la estabilidad del depósito. La parte más fina junto con la mayor parte del agua se libera por separado como "overflow" hacia el área de almacenamiento, es decir, al vaso. También se mantendrá un adecuado espacio libre entre la cresta del dique en construcción y la playa formada por la fracción fina o sobrante del ciclón.

#### **5.4 Resultados de peligro sísmico**

El análisis probabilístico del riesgo sísmico consiste en evaluar la probabilidad anual de que se produzcan determinados niveles de movimiento del terreno. En la zona del proyecto, los cálculos se centran en los movimientos horizontales medios del terreno. Estos movimientos se cuantifican en términos de Aceleración Máxima del Terreno (PGA) y Respuesta de Aceleración Espectral (SA) con una reducción de amortiguación del 5% sobre un rango de periodos de oscilación de 0,01 a 3 segundos.

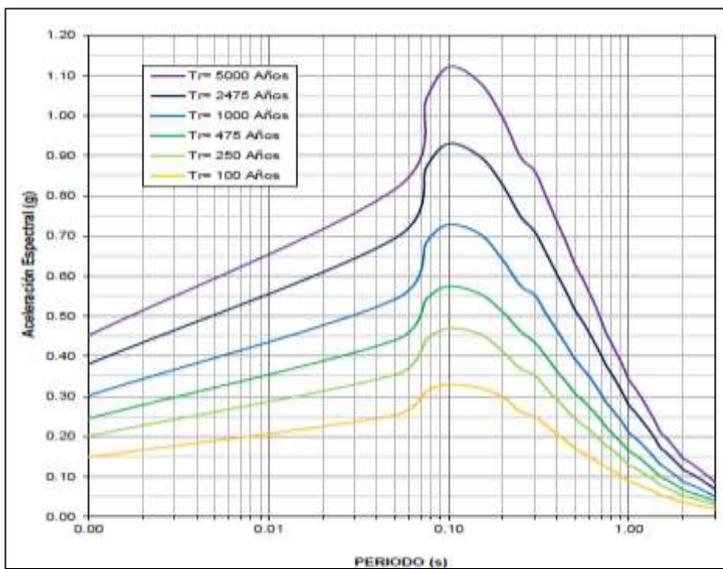
La tabla 17 presenta los resultados de la evaluación probabilística del riesgo sísmico, que se llevó a cabo utilizando el software R-CRISIS v. 20.0.0.0. Estos resultados representan las aceleraciones horizontales máximas esperadas en el punto de análisis designado dentro del área de estudio, teniendo en cuenta que está caracterizado como suelo tipo B (que presenta una velocidad de corte de onda  $V_{s30}$  superior a 760 m/s, lo que indica material rocoso).

**Tabla 17***Periodo de Retorno*

| Periodo<br>estructural (s) | Periodo de retorno (años) |       |       |       |       |       |
|----------------------------|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                            | 100                       | 250   | 475   | 1000  | 2475  | 5000  |
| 0.00                       | 0.148                     | 0.201 | 0.245 | 0.302 | 0.380 | 0.452 |
| 0.20                       | 0.298                     | 0.411 | 0.510 | 0.639 | 0.826 | 0.993 |
| 1.00                       | 0.089                     | 0.128 | 0.164 | 0.210 | 0.278 | 0.341 |
| 1.50                       | 0.053                     | 0.078 | 0.100 | 0.129 | 0.171 | 0.210 |
| 2.00                       | 0.035                     | 0.052 | 0.066 | 0.087 | 0.117 | 0.145 |
| 3.00                       | 0.019                     | 0.029 | 0.038 | 0.050 | 0.069 | 0.086 |

*Nota.* Actualización del Estudio de Peligro Sísmico, JMF.

A continuación, se muestran las curvas de probabilidad anual de excedencia para aceleración espectral de los periodos estructurales: 0.0 s, 0.2 s, 0.5 s, 1.0 s y 2.0 s; así como los espectros de peligro uniforme y sus aceleraciones espectrales desarrollados para los periodos de retorno seleccionados: 100 años, 250 años, 475 años, 1000 años, 2475 años y 5000 años. Ver Figura 36.

**Figura 36***Espectro de respuesta para diferentes periodos de retorno*

*Nota.* Actualización del Estudio de Peligro Sísmico, JMF.

## **5.5 Resultados del análisis de infiltración**

Se realizó el análisis de infiltración para el recrecimiento del depósito de relaves con el objetivo de estimar el nivel freático. De manera conservadora, los análisis fueron realizados para las siguientes condiciones:

- Condición más crítica considerando que el nivel de agua sobrenadante se mantiene constante, en una determinada elevación para cada fase:
  - Dique de Arranque: 926.90 msnm
  - Fase I: 936.10 msnm
  - Fase II: 961.20 msnm
  - Fase III: 966.70 msnm
- Flujo continuo a través del cuerpo del dique.
- El nivel freático inferido en base al registro del control en los piezómetros involucrados para la sección analizada.
- El retiro para el espejo de aguas sobrenadante empleado en el modelo geotécnico es de 50.00 m como mínimo.

Los análisis de infiltración incluyeron las siguientes condiciones de borde:

- Flujo nulo a lo largo del borde vertical ubicado aguas arriba de la sección.
- Carga hidráulica aguas arriba del dique de relaves gruesos, asociada al espejo de agua que alcanza la cota para cada fase.
- Carga hidráulica asociada al período de retorno de 1000 años del Modelamiento Hidráulica Fluvial del Río Tulumayo en Tramo de Interés para la sección A.
- Revisión del potencial de flujo en la superficie aguas abajo del dique.

Las gráficas de las direcciones del flujo bidimensional en el depósito fueron realizadas utilizando un programa de cómputo de elementos finitos Slide versión 6.0; el cual consideró lo indicado anteriormente.

## **5.6 Análisis de estabilidad de taludes**

### **5.6.1 Coeficiente sísmico**

Los análisis de estabilidad se llevaron a cabo considerando condiciones estáticas y pseudoestáticas. Para los análisis pseudoestáticos a largo plazo, se utilizó un coeficiente sísmico horizontal de 0.15 g, que corresponde a un período de retorno de 1000 años. Esta

recomendación se basó en el método de Newmark y se respaldó con más de 350 registros sísmicos. Los resultados indican que, al aplicar el método pseudoestático con factores de seguridad superiores a 1.0 y un coeficiente sísmico horizontal del  $0.5 \times \text{PGA}$ , no se observan deformaciones significativas, es decir, los desplazamientos son inferiores a 1 metro. Este valor se considera aceptable para presas de relave y no representa una amenaza para su integridad. Por lo tanto, se estableció un coeficiente sísmico de  $0.15g$ , correspondiente a un período de retorno de 1000 años, basado en evaluaciones probabilísticas del peligro sísmico y recomendaciones del USACE.

Es importante destacar que las normativas peruanas relacionadas con taludes (E050 y C.E. 020) no proporcionan directrices específicas sobre la fracción del PGA que debe usarse como coeficiente sísmico en análisis pseudoestáticos de la estabilidad de taludes. Sin embargo, en el país es comúnmente aceptado utilizar el 50% del PGA como referencia.

### ***5.6.2 Consideración de análisis***

En relación al análisis de estabilidad del depósito, se llevaron a cabo utilizando datos topográficos y propiedades de materiales proporcionadas por una firma de consultoría en ingeniería. Estos análisis se basaron en el método de equilibrio límite de Spencer, que asegura el equilibrio tanto de fuerzas como de momentos. Tanto los análisis estáticos como los pseudoestáticos de los taludes se modelaron tomando en consideración los esfuerzos efectivos de los materiales involucrados, y se evaluaron fallas de tipo circular para determinar los factores de seguridad mínimos.

### ***5.6.3 Resultados de los análisis de estabilidad de taludes***

Los resultados de los análisis de estabilidad de taludes se obtuvieron mediante el programa Slide V.6.0 y requirieron datos como la geometría externa e interna del dique, los parámetros de resistencia de los materiales, el nivel freático y la aceleración de diseño bajo la consideración de un evento sísmico. El procedimiento incluyó el análisis de estabilidad de diferentes etapas de recrecimiento del dique de relaves, utilizando el método línea central con relave grueso cicloneado en tres fases. En los análisis pseudoestáticos a largo plazo, se mantuvo el coeficiente sísmico horizontal de  $0.15 g$ , correspondiente al período de retorno de 1000 años.

Los resultados de estos análisis se resumen en la Tabla 18 y se describen de manera concisa en el informe, acompañados de las figuras que ilustran los cálculos de estabilidad realizados.

**Tabla 18**

Resultados de Análisis de Estabilidad Física

| Escenario         | Fase de diseño | FS Requerido |                 | FS Calculado |                 |
|-------------------|----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|
|                   |                | Estático     | Pseudo-estático | Estático     | Pseudo-estático |
| Dique de Arranque | Inicio         | 1.50         | 1.00            | 2.23         | 1.53            |
| M. Línea central  | 1ra Etapa      | 1.50         | 1.00            | 1.84         | 1.24            |
|                   | 2da Etapa      | 1.50         | 1.00            | 1.65         | 1.14            |
|                   | 3ra Etapa      | 1.50         | 1.00            | 1.56         | 1.06            |

*Nota.* Elaboración propia

## 5.7 Resultados de los análisis de deformaciones permanentes

### 5.7.1 Makdisi - Seed

Para determinar los desplazamientos permanentes del depósito de relaves, en primer lugar, utilizamos el método de Makdisi-Seed. Esto involucró el uso de los resultados generados por el software Slide v.6.0 y la consulta de tablas disponibles en la literatura técnica, que se muestran en la figura adjunta. Con la ayuda del mencionado software, calculamos las aceleraciones de fluencia para diferentes etapas propuestas en el proceso de recrecimiento, con el objetivo de lograr un factor de seguridad de 1 en todos los casos. La aceleración máxima en la superficie del depósito de relaves se estimó a partir de los acelerogramas sintéticos detallados en el Anexo, asumiendo una magnitud (Mw) de 7.6. A continuación, describiremos el procedimiento utilizado para la evaluación de los desplazamientos permanentes.

- Importamos la geometría o sección típica del depósito de relaves desde el programa Autocad Civil 3D al programa Slide v. 6.0, definiendo los materiales involucrados en la estructura.

- Introdujimos los parámetros de resistencia, incluidos el ángulo de fricción, la cohesión y el peso unitario, para cada tipo de material presente en la estructura. Luego, calculamos la aceleración de fluencia para las tres etapas propuestas de recrecimiento del depósito de relaves, ajustando el factor de seguridad a 1.0 en todos los casos.
- Utilizamos una aceleración máxima (PGA) de 0.30g como referencia.
- Para determinar el valor de  $K_{max}$ , proyectamos los datos hacia la línea de promedio de todos los valores, siguiendo la figura proporcionada.
- A continuación, empleamos la figura correspondiente para calcular los desplazamientos permanentes en las diferentes etapas de recrecimiento, considerando una magnitud sísmica ( $M_w$ ) de 6.6. Se recopiló los resultados en la Tabla 19:

- 

**Tabla 19**

*Desplazamiento Máximo Inducido por Sismo Makdisi-Seed*

| Parámetros       |                                          | Etapas de recrecimiento | Valores  |
|------------------|------------------------------------------|-------------------------|----------|
| Datos de entrada | Aceleración de fluencia $K_y$ (g)        | 1ra fase                | 0.225    |
|                  |                                          | 2da fase                | 0.22     |
|                  |                                          | 3ra fase                | 0.177    |
|                  | Aceleración máxima del suelo (PGA) (g)   | 1ra, 2da & 3ra fase     | 0.302    |
|                  |                                          | Relación $y/h$          | 1.00     |
|                  |                                          | Magnitud ( $M_w$ )      | 6.60     |
| Resultados       | Coeficiente sísmico máximo ( $k_{max}$ ) | 1ra, 2da & 3ra fase     | 1.13g    |
|                  |                                          | 1ra fase                | 10.00 cm |
|                  |                                          | 2da fase                | 10.00 cm |
|                  |                                          | 3ra fase                | 25.00 cm |

*Nota.* Elaboración propia

### 5.7.2 *Bray et al., 2018*

A continuación, procedimos a calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismos utilizando el enfoque desarrollado por Bray y sus colaboradores en sus estudios de 2007 y 2017. A pesar de que el método utilizado para determinar el coeficiente sísmico fue diseñado para minimizar de manera razonable el riesgo de desplazamientos que pudieran comprometer la operación de las presas, se optó por realizar un cálculo adicional de desplazamientos permanentes con el objetivo de llevar a cabo una verificación exhaustiva. A continuación, se ofrece una explicación detallada de los cálculos realizados para cada sección de análisis.

- Consideración de análisis

El valor de desplazamiento permanente permisible que asegura la servicialidad del depósito se presenta en la Tabla 20 el cual es un criterio conservador y considera que de producirse una falla que origine un desplazamiento de tal magnitud, este no ocasionará la paralización de la operación ni pérdidas significativas. El mecanismo de falla considerado es uno de tipo rotacional. La definición del coeficiente sísmico de acuerdo a Kavazanjian (2013) es la siguiente:

En la Tabla 20 se muestran los desplazamientos que se calcularon utilizando el enfoque simplificado desarrollado por Bray y sus colegas en sus estudios de 2007 y 2017. En el Anexo se presenta el espectro de respuesta en superficie “suavizado” y el valor de aceleración espectral para los períodos de las masas deslizantes para cada sección analizada.

**Tabla 20**

*Resultados de Desplazamiento Máximo Inducido por Sismo Bray*

| Parámetros                     | Fase I | Fase II | Fase III |
|--------------------------------|--------|---------|----------|
| Periodo de retorno (Tr)        | 1000   | 1000    | 1000     |
| Aceleración de fluencia Ky (g) | 0.25   | 0.205   | 0.18     |
| Datos de entrada               |        |         |          |
| Periodo de retorno (seg)       | 0.10   | 0.24    | 0.27     |

|            |                              | Magnitud (Mw) |             | 6.60        |
|------------|------------------------------|---------------|-------------|-------------|
| Resultados | Desplazamiento promedio (cm) | 3.70          | 4.90        | 6.60        |
|            | Rango de desplazamiento (cm) | 1.7 – 7.6     | 2.30 – 10.1 | 3.20 – 13.7 |

*Nota.* Elaboración propia

## 5.8 Discusión de resultados y contrastación de resultados

### 5.8.1 Hipótesis general

Luego de llevar a cabo el análisis geotécnico con el propósito de verificar la estabilidad del método de línea central en el proceso de recrecimiento de un depósito de relaves situado en la provincia de Chanchamayo, se concluyó que esta técnica se mostró como una opción confiable. Además, se determinó que las condiciones geotécnicas específicas en la provincia de Chanchamayo resultaron apropiadas para llevar a cabo su implementación de manera segura.

Se procedió a realizar el análisis de equilibrio límite y los cálculos relacionados con las deformaciones permanentes con el objetivo de obtener los factores de seguridad correspondientes a cada fase de recrecimiento. En este proceso, se identificó la fase que presentaba una mayor criticidad en términos de estabilidad.

**Tabla 21**

*Comparativa de Factores de Seguridad Para Cada Fase*

| Tipo de Análisis  | Variables           | Subvariables   | Fase | Método Línea Central |
|-------------------|---------------------|----------------|------|----------------------|
| Equilibrio Límite | Factor de Seguridad | Estático       | I    | 1.84                 |
|                   |                     | Pseudoestático |      | 1.24                 |
|                   |                     | Estático       | II   | 1.65                 |
|                   |                     | Pseudoestático |      | 1.14                 |
|                   |                     | Estático       | III  | 1.56                 |
|                   |                     | Pseudoestático |      | 1.06                 |

*Nota.* Elaboración propia

En dicha hipótesis, se puede apreciar que en la Fase III obtuvimos resultados más desfavorables pero que están dentro del rango de criterio de seguridad recomendado por ANCOLD (Ver Tabla 11). Por lo tanto, se acepta la primera hipótesis general, ya que está dentro del rango recomendado.

### **5.8.2 Primera hipótesis específica**

Al determinar geotécnicamente las propiedades de los materiales que intervienen en el recrecimiento, se obtuvo que los valores son adecuados y favorables para llevar a cabo los análisis geotécnicos.

En el capítulo 5.2 se menciona los materiales que representan el depósito de relaves, siendo este el basamento rocoso conformado por bancos macizos piroclásticos gris rojizos, el dique de arranque presenta un material de relleno común por gravas arcillosas (GC), bien gradados. El relave grueso proyectado para la conformación del dique principal se ha clasificado como una arena limosa (SM), y se ha estimado de manera conservadora una cohesión nula y ángulo de fricción de  $30^\circ$ , así como un peso específico de  $17.1 \text{ kN/m}^3$ .

Por lo tanto, la primera hipótesis específica se acepta, ya que mediante las diversas campañas geotécnicas por parte de JMF, recopilación de datos y fuentes bibliográficas se pudo garantizar de manera correcta la caracterización geotécnica del depósito de relaves. Además de obtener y seleccionar los parámetros geotécnicos de manera conservadora en base a los ensayos de laboratorio para los análisis posteriores.

### **5.8.3 Segunda hipótesis específica**

De la segunda hipótesis, se tiene lo siguiente: El análisis de infiltración reveló que el nivel freático en el área del depósito de relaves en el proceso de recrecimiento se encuentra a una profundidad que no representa un riesgo significativo para la estabilidad de la presa. Los resultados del análisis mostraron una adecuada capacidad de drenaje y una ubicación del nivel freático que cumpla con los criterios de seguridad para el proyecto. Esta segunda hipótesis es aceptada ya que el nivel freático fue inferido en base al registro de control de los piezómetros existentes de manera conservadora (Ver Anexo 3).

#### **5.8.4 Tercera hipótesis específica**

La tercera hipótesis indica que: los análisis de estabilidad física aplicados al depósito de relaves en el proceso de recrecimiento considerando la condición de carga estática y sísmica demostraron que el diseño y las condiciones de construcción cumplen con los criterios de seguridad y estabilidad requeridos.

Es decir, para la primera etapa se obtuvo para la condición estática un factor de seguridad 1.84 y 1.24 para la condición pseudoestática. Para la segunda etapa se obtuvo para la condición estática un factor de seguridad 1.65 y 1.14 para la condición pseudoestática. Para la tercera etapa se obtuvo para la condición estática un factor de seguridad 1.56 y 1.06 para la condición pseudoestática (ver Tabla 18). La tercera hipótesis es aceptada ya que la estabilidad física para el depósito de relaves mediante el método de línea central, se obtuvieron los factores de seguridad para cada fase de recrecimiento dentro del rango recomendado por la normativa ANCOLD.

#### **5.8.5 Cuarta hipótesis específica**

Se menciona: Los análisis sísmicos aplicados al proceso de recrecimiento de un depósito de relaves demostraron que los desplazamientos permanentes inducidos por sismos fueron limitados y estuvieron dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

Las deformaciones permanentes fueron realizadas por dos métodos simplificados para cada fase de recrecimiento. Para el método de Makdisi – Seed se hicieron uso de la Figura 34, donde los datos de entrada fueron la aceleración de fluencia “ky” que fueron calculados a partir de análisis de equilibrio límite y se pueden observar en la Tabla 19, el desplazamiento mayor se presentó en la tercera fase que fue de 25 cm. Mediante el método de Bray et al, usando la Figura 35, estimamos el periodo fundamental para luego aplicar la fórmula dada por Bray, donde obtuvimos 6.6 cm en la fase tres siendo un desplazamiento aceptable. Se acepta la hipótesis, ya que los resultados indican que las deformaciones permanentes son menores al desplazamiento máximo permisible de 50 cm, asumido de manera conservadora como análisis (ver Tabla 19 y 20).

## CONCLUSIONES

Después de llevar a cabo el diseño y los análisis geotécnicos para el recrecimiento del depósito de relaves, se concluyó lo siguiente:

- 1) El análisis geotécnico del presente estudio verificó la estabilidad del método de línea central en el proceso de recrecimiento de un depósito de relaves ubicado en la provincia de Chanchamayo mediante los análisis geotécnicos, obteniendo factores de seguridad en condiciones estáticas  $FS \geq 1.50$  y en condiciones pseudoestáticas  $FS \geq 1.0$ . Ver Tabla 18.
- 2) Se determinó geotécnicamente las propiedades de los materiales que intervienen en el recrecimiento del depósito de relaves. Los parámetros de suelo de fundación se han considerado de la siguiente manera: un ángulo de fricción de  $35^\circ$  y una cohesión de 0 kPa. Para el relave grueso, se estimaron los parámetros como sigue: un ángulo de fricción de  $30^\circ$  y una cohesión de 0 kPa. En cuanto al relave fino, se determinaron los parámetros de  $10^\circ$  para el ángulo de fricción y 4.91 kPa para la cohesión. Para el dique de arranque, se estimaron los siguientes parámetros: un ángulo de fricción de  $36^\circ$  y una cohesión de 5 kPa. Estos valores se obtuvieron de manera conservadora a partir de los resultados de sondajes, calicatas y ensayos de laboratorio. Ver Tabla 16.
- 3) De acuerdo a la lectura de los piezómetros se ha determinado la presencia de nivel freático debajo de la fundación de terreno, es decir en la cota 914.00 msnm, la cual se ha sido representado en los análisis geotécnicos como nivel freático. Los análisis de infiltración tuvieron como finalidad la obtención de la línea del nivel freático para las condiciones consideradas en cada una de las fases del recrecimiento del depósito de relaves, la cual se usó para los análisis de estabilidad física de taludes. Además, se consideró el retiro para el espejo de agua sobrenadante de 50.0 m en el modelo geotécnico como mínimo. Ver Anexo C.
- 4) De acuerdo con los análisis de estabilidad física del depósito de relaves, los resultados muestran factores de seguridad mayores a los recomendados por ANCOLD para garantizar la estabilidad estática y pseudoestática para las tres etapas de recrecimiento. Para la estructura del dique de arranque se obtuvo un factor de seguridad

de 2.23 y 1.53 en condiciones estáticas y pseudoestáticas correspondientemente. Para la Fase I se obtuvieron factores de seguridad de 1.84 y 1.24 en condiciones estática y pseudoestática correspondientemente. Para la Fase II se obtuvieron factores de seguridad de 1.65 y 1.14 en condiciones estática y pseudoestática correspondientemente. Para la Fase III se obtuvieron factores de seguridad de 1.56 y 1.06 en condiciones estática y pseudoestática correspondientemente. Ver Tabla 16.

5) De acuerdo con los resultados obtenidos, el depósito de relaves presenta condiciones de serviciabilidad aceptables ante la ocurrencia de un sismo, dado que el valor máximo del rango de desplazamiento calculado es menor al desplazamiento máximo permisible de 50 cm, asumido conservadoramente como criterio de análisis. El máximo desplazamiento obtenido por Makdisi – Seed fue de 25 cm para Fase III de recrecimiento (Ver Tabla 19). Mediante el método de Bray et al, 2018 se obtuvo el rango de desplazamiento para todas las etapas de recrecimiento, siendo la Fase III la más crítica donde se obtuvo un rango de desplazamiento de 3.20 a 13.7 cm, y un desplazamiento promedio de 6.6 cm. Ver Tabla 20.

## RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda tomar los valores más conservadores de los parámetros obtenidos a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio y de campo para caracterizar los diversos materiales que participan en el recrecimiento de la presa de relaves, y de esta manera obtener resultados más reales para los análisis geotécnicos.
- 2) Se recomienda realizar el análisis de estabilidad física del depósito de relaves para las condiciones en que los suelos se encuentren debajo del nivel freático y se encuentren saturados.
- 3) Con el fin de obtener mayores resultados comparativos, sería beneficioso proponer un método no convencional aplicando el diseño de muros de suelos reforzado para evaluar la estabilidad en el proceso de recrecimiento del depósito de relaves y obtener resultados comparativos.
- 4) Se recomienda realizar el análisis de infiltración a diversos puntos de retiro para el espejo de aguas y de esta manera obtener mayores resultados comparativos
- 5) Se recomienda realizar el análisis del potencial de licuación para las condiciones en que los suelos se encuentren debajo del nivel freático y se encuentren saturados.
- 6) Se recomienda la implementación en la malla curricular de la facultad de Ingeniería Civil, el curso de Diseño de Depósitos de Relaves por la relevancia nacional y demanda laboral de profesionales con experiencia. La implementación de este curso mejoraría la empleabilidad de los egresados de nuestra alma máter.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Australian National Committee On Large Dams (Ancold). (2012). Guidelines On Tailings Dams—Planning Design, Construction, Operation, And Closure. Ancold, 84.
- Analysis Of Seismic Deformations Of Embankment Dams (2022). United States Society On Dams. Prepared By The Ussd Committee On Earthquakes Sub-Committee On Seismic Deformation Analysis Of Embankment Dams
- Antúnez, J. R. (2009). Recrecimiento Del Dique De Relaves Chuspic Cía. Minera Santa Luisa - Uea Huanzalá.
- Bray, J. D., Macedo, J., & Travararou, T. (2018). Simplified Procedure For Estimating Seismic Slope Displacements For Subduction Zone Earthquakes. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 144(3), 04017124.
- Beneyto, P. A., Gutierrez, G. J., Mroginski, J. L., Di Rado, H. A., & Awruch, A. M. (2011). Análisis De Estabilidad De Taludes Mediante Técnicas De Optimización Heurística. *Mecánica Computacional*, 30(25), 2001-2014.
- Botero, E., Flores-Berrones, R., Romo, M. P., & Méndez, B. C. (2011). Nuevo Método De Diseño Sísmico Para Cortinas De Tierra Y Enrocamiento, Y De Taludes. *Tecnología Y Ciencias Del Agua*, 2(3), 177-200.
- Bray, J. D. (2018). Simplified Procedure For Estimating Seismic Slope Displacements For Subduction Zone Earthquakes.
- Cerdergren, H. (1967). *Seepage Drainage, And Flow Nets*. New York: Wiley.
- Cortés, C. A. (2021). Distancia Peligrosa Tranque De Relaves Las Palmas. Santiago De Chile.
- Du, C., Liang, L., Yi, F., Niu, B. Effects Of Geosynthetic Reinforcement On Tailings Accumulation Dams (2021) *Water (Switzerland)*, 13 (21), Art. No. 2986.
- Elias, V. C. (2001). *Mechanically Stabilized Earth Walls And Reinforced Soil Slopes – Design And Construction Guidelines*, Federal Highway Administration.
- Geokon. (10 De 07 De 2007). Manual De Instrucciones Modelo Gk-603 Consola De Lectura De Inclímetro. Obtenido De Geokon.Com: [Www.Geokon.Com](http://www.Geokon.Com)
- Gonzalo, R. U. (2018). Ingeniería De Detalle Para El Recrecimiento Del Depósito De Relaves La Esperanza- Vitoc- Chanchamayo- Junín. Huancayo.
- Grau, P. R., & Marañón, C. O. (2017). Presas De Residuos Mineros: Causas De Fallo Y Propuestas Para Evitarlos. *Revista Digital Del Cedex*, (186), 7-7.

- Hurtado, J. E. (2002). Diseño De Cimentaciones. Instituto De La Construcción Y Gerencia.
- Jewell, R. (1992). Strength And Deformation In Reinforced Soil Design. Geotextile, Geomembranes.
- Lara, J. L. (18 De 10 De 2013). Experiencias De Operación De Depósitos De. Obtenido De [https://www.iimp.org.pe/pptjm/Jm20131017\\_Relaves.Pdf](https://www.iimp.org.pe/pptjm/Jm20131017_Relaves.Pdf)
- Maccaferri. (2010). Criterios Generales Para Proyecto, Especificación Y Aplicación De Geosintéticos [Fotografía] (1 Ed.).
- Maccaferri. (2010). Manual Técnico (1 Ed.). Maccaferri Do Brasil.
- Makdisi, F. Y. (1977). A Simplified Procedure For Estimating Earthquake -.
- Martin, D. O. (2010). Criterios Generales Para Proyecto, Especificacion Y Aplicación De Geosintéticos. Manual Técnico Maccaferri.
- Ministerio De Vivienda Y Urbanismo, P. U. (1996). Tecnicas Alternativas Para Soluciones De Aguas Lluvias En Sectores Urbanos: Guia De Diseño.
- Minvu, P. (1996). Técnicas Alternativas Para Soluciones De Aguas Lluvias En Sectores Urbanos. Guía De Diseño. (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 1996)
- Paucar, C. E. (2021). Ampliación De La Presa De Relaves Pallancata En La Fase 3, Para Incrementar Su Capacidad De Almacenamiento, En La Empresa Minera Ares-S.A.C Ayacucho-2020.
- Plaza, S., & Cifuentes L., R. (2013). Análisis Comparativo De Métodos De Cálculo De Estabilidad De Taludes Finitos Aplicados A Laderas Naturales.
- Reinoso Grau, P., & Olalla Marañón, C. (2018). Presas De Residuos Mineros: Causa De Fallo Y Propuestas Para Evitarlos.
- Schlosser, F. E. (1974). Recent Results In French Research On Reinforced Earth. Journal Of The Construction Division, Proceedings Of The American Society Of Civil Engineers.
- Simac, M. B. (1993). . Design Manual For Segmental Retaining Walls .
- Soluciones Ambientales. (2023). Geosinteticos. Obtenido De <https://geosai.com/es/geosinteticos/>
- Suarez, J. (2009). Desizamientos: Analisis Geotecnico.
- Vick, S. (1990). Planning, Design, And Analysis Of Tailings Dams. Canada.
- Ysidro, C. C. (2018). Estabilidad De Taludes De La Presa Del Depósito De Relaves La Esperanza. Distrito Vitoc, Provincia Chanchamayo, Departamento De Junín. Cajamarca.

Zhu, Y., Ma, C., Tan, K., Chen, J., Wang, Y. Dynamic Response And Mechanical Behaviours Of Geogrid For High Earth-Rockfill Dams (2021) *Geotechnical And Geological Engineering*, 39 (8), Pp. 5479-5492. Cited 1 Time.

## ANEXOS

### ANEXO A: Matriz de Consistencia

| PROBLEMA GENERAL                                                                                                                                                                   | OBJETIVO GENERAL                                                                                                                                                                  | HIPÓTESIS GENERAL                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | VARIABLE INDEPENDIENTE | DIMENSIÓN              | INDICADOR                                                                                    | TÉCNICA E INSTRUMENTOS                                              |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| ¿Cuál es el análisis geotécnico para verificar la estabilidad del método de línea central en el proceso de recrecimiento de un depósito de relaves en la provincia de Chanchamayo? | Realizar el análisis geotécnico para verificar la estabilidad del método de línea central en el proceso de recrecimiento de un depósito de relaves en la provincia de Chanchamayo | Al realizar el análisis geotécnico para verificar la estabilidad del método línea central para el recrecimiento de un depósito de relaves ubicada en la provincia de Chanchamayo se obtuvo que esta técnica es confiable y que las condiciones geotécnicas específicas en la provincia de Chanchamayo son adecuadas para su implementación segura | Método Línea Central   | Parámetros Geotécnicos | Cohesión<br>Ángulo de fricción<br>Coeficiente de permeabilidad<br>Caracterización geotécnica | Datos obtenidos de los resultados de ensayos de campo y laboratorio |
|                                                                                                                                                                                    |                                                                                                                                                                                   | Análisis de Equilibrio Límite                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                        | Método Spencer         | Slide v.6.0                                                                                  |                                                                     |

| PROBLEMA ESPECÍFICOS                                                                                                                                             | OBJETIVO ESPECÍFICOS                                                                                                                                            | HIPÓTESIS ESPECÍFICOS                                                                                                                                                                               | VARIABLE DEPENDIENTE | DIMENSIÓN           | INDICADOR                                   | TÉCNICA E INSTRUMENTOS |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|---------------------|---------------------------------------------|------------------------|
| ¿Cómo determinar geotécnicamente las propiedades del material que intervienen en el recrecimiento del depósito de relave para realizar los análisis geotécnicos? | Determinar geotécnicamente las propiedades de los materiales que intervienen en el recrecimiento del depósito de relaves para realizar los análisis geotécnicos | Al determinar geotécnicamente las propiedades de los materiales que intervienen el recrecimiento, se obtuvo que los valores son adecuados y favorables para llevar a cabo los análisis geotécnicos. |                      | Filtración          | Línea de Nivel Freático                     |                        |
| ¿Cómo realizar el análisis de infiltración para determinar el nivel freático del depósito de relaves en el proceso de recrecimiento?                             | Realizar el análisis de infiltración para determinar el nivel freático para el depósito de relaves en el proceso de recrecimiento                               | El análisis de infiltración reveló que el nivel freático en el área del depósito de relaves en el proceso de recrecimiento se encuentra a una profundidad que no                                    | Depósito de Relaves  | Factor de Seguridad | Análisis Estático – Análisis Pseudoestático | Slide v.6.0            |

---

representa un riesgo significativo para la estabilidad de la presa. Los resultados del análisis mostraron una adecuada capacidad de drenaje y una ubicación del nivel freático que cumpla con los criterios de seguridad para el proyecto.

---

|                                                                                                                                                                |                                                                                                                                                                      |                                                                                                                                                                                    |                                                |                      |                   |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|----------------------|-------------------|
| <p>¿Cómo determinar la estabilidad física considerando la condición de carga estática y sísmica para obtener los factores de seguridad mínimos requeridos?</p> | <p>Determinar los análisis de estabilidad física considerando la condición de carga estática y sísmica para obtener los factores de seguridad mínimos requeridos</p> | <p>Los análisis de estabilidad física aplicados al depósito de relaves en el proceso de recrecimiento considerando la condición de carga estática y sísmica demostraron que el</p> | <p>Análisis de Desplazamientos Permanentes</p> | <p>Deformaciones</p> | <p>Excel 2016</p> |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|----------------------|-------------------|

---

---

|                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                                                                    |                                                                                                                                                                                                                                                 |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                                                                    | <p>diseño y las condiciones de construcción cumplen con los criterios de seguridad y estabilidad requeridos</p>                                                                                                                                 |
| <p>¿Cuáles son los análisis que se realizará para evaluar los posibles desplazamientos permanentes inducidos por sismos en el proceso de recrecimiento del depósito de relaves?</p> | <p>Determinar los análisis que se realizará para evaluar los posibles desplazamientos permanentes inducidos por sismos en el proceso de recrecimiento del depósito de relaves.</p> | <p>Los análisis sísmicos aplicados al proceso de recrecimiento de un depósito de relaves demostraron que los desplazamientos permanentes inducidos por sismos fueron limitados y estuvieron dentro de los márgenes de seguridad aceptables.</p> |

---

## ANEXO B: Ensayos de Laboratorio

|                                                                         |                                             |
|-------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| <b>RZ LAB TESTING</b>                                                   |                                             |
| <b>LABORATORIO GEOTÉCNICO</b>                                           |                                             |
| <b>ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)</b>        |                                             |
| <b>(ASTM D4767-11)</b>                                                  |                                             |
| <b>Proyecto</b> : ESTUDIO DE ESTABILIDAD FISICA DEL DEPOSITO DE RELAVES | <b>Nº de Informe</b> : RZLAB-2018-017       |
| <b>Ciente</b> :                                                         | <b>Id Laboratorio</b> : B078                |
| <b>Ubicación</b> : VITOC, CHANCHAMAYO-JUNIN                             | <b>Calicata/Muestra</b> : SHELBY 02-BH-R-02 |
| <b>Fecha</b> : 16/06/2018                                               | <b>Tipo de Material</b> : RELAVE            |
|                                                                         | <b>Profundidad (m)</b> : 13.00              |

|                                                                                                                                                                   |        |        |        |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------|--------|
| Clasificación SUCS: SM / ARENA LIMOSA                                                                                                                             | LL: NP | LP: NP | IP: NP |
| Observaciones:<br>Remoldeado a su densidad natural seca 1.850 g/cm <sup>3</sup> y 10.9 % de humedad natural. Ensayo realizado según indicaciones del solicitante. |        |        |        |

### ESPECIMEN A

| ETAPA DE CONSOLIDACIÓN                      |             |               |                         |                        |                                    |                    |                |
|---------------------------------------------|-------------|---------------|-------------------------|------------------------|------------------------------------|--------------------|----------------|
| Presión de Celda: 450 kPa                   |             |               |                         | Contrapresión: 400 kPa |                                    |                    |                |
| Esfuerzo Efectivo Inicial ( $s_3$ ): 50 kPa |             |               |                         | Parámetro B: 0.96      |                                    |                    |                |
|                                             | Altura (cm) | Diámetro (cm) | Área (cm <sup>2</sup> ) | Humedad (%)            | Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> ) | Relación de Vacíos | Saturación (%) |
| INICIAL                                     | 14.50       | 7.25          | 41.28                   | 10.9                   | 1.850                              | 0.513              | 59.5           |
| FINAL                                       | 14.22       | 7.10          | 39.64                   | 14.5                   | 1.965                              | 0.425              | 95.9           |

| ETAPA DE CORTE                            |  |  |                                      |             |            |
|-------------------------------------------|--|--|--------------------------------------|-------------|------------|
| Razón de Deformación (%/min): 0.083       |  |  | Esfuerzo Principal en la Falla (kPa) |             |            |
| Deformación Axial en la Falla (%): 15.3   |  |  | $\sigma_1$                           | $\sigma_1'$ | $\sigma_3$ |
| Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo |  |  | 302                                  | 390         | 50         |
|                                           |  |  |                                      |             | 138        |

### ESPECIMEN B

| ETAPA DE CONSOLIDACIÓN                       |             |               |                         |                        |                                    |                    |                |
|----------------------------------------------|-------------|---------------|-------------------------|------------------------|------------------------------------|--------------------|----------------|
| Presión de Celda: 500 kPa                    |             |               |                         | Contrapresión: 400 kPa |                                    |                    |                |
| Esfuerzo Efectivo Inicial ( $s_3$ ): 100 kPa |             |               |                         | Parámetro B: 0.95      |                                    |                    |                |
|                                              | Altura (cm) | Diámetro (cm) | Área (cm <sup>2</sup> ) | Humedad (%)            | Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> ) | Relación de Vacíos | Saturación (%) |
| INICIAL                                      | 14.50       | 7.25          | 41.28                   | 10.9                   | 1.850                              | 0.513              | 59.5           |
| FINAL                                        | 14.06       | 7.02          | 38.67                   | 12.7                   | 2.037                              | 0.374              | 95.3           |

| ETAPA DE CORTE                            |  |  |                                      |             |            |
|-------------------------------------------|--|--|--------------------------------------|-------------|------------|
| Razón de Deformación (%/min): 0.083       |  |  | Esfuerzo Principal en la Falla (kPa) |             |            |
| Deformación Axial en la Falla (%): 15.8   |  |  | $\sigma_1$                           | $\sigma_1'$ | $\sigma_3$ |
| Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo |  |  | 421                                  | 488         | 100        |
|                                           |  |  |                                      |             | 167        |

### ESPECIMEN C

| ETAPA DE CONSOLIDACIÓN                       |             |               |                         |                        |                                    |                    |                |
|----------------------------------------------|-------------|---------------|-------------------------|------------------------|------------------------------------|--------------------|----------------|
| Presión de Celda: 600 kPa                    |             |               |                         | Contrapresión: 400 kPa |                                    |                    |                |
| Esfuerzo Efectivo Inicial ( $s_3$ ): 200 kPa |             |               |                         | Parámetro B: 0.97      |                                    |                    |                |
|                                              | Altura (cm) | Diámetro (cm) | Área (cm <sup>2</sup> ) | Humedad (%)            | Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> ) | Relación de Vacíos | Saturación (%) |
| INICIAL                                      | 14.50       | 7.25          | 41.28                   | 10.9                   | 1.850                              | 0.513              | 59.5           |
| FINAL                                        | 13.95       | 6.96          | 38.03                   | 11.8                   | 2.087                              | 0.341              | 97.1           |

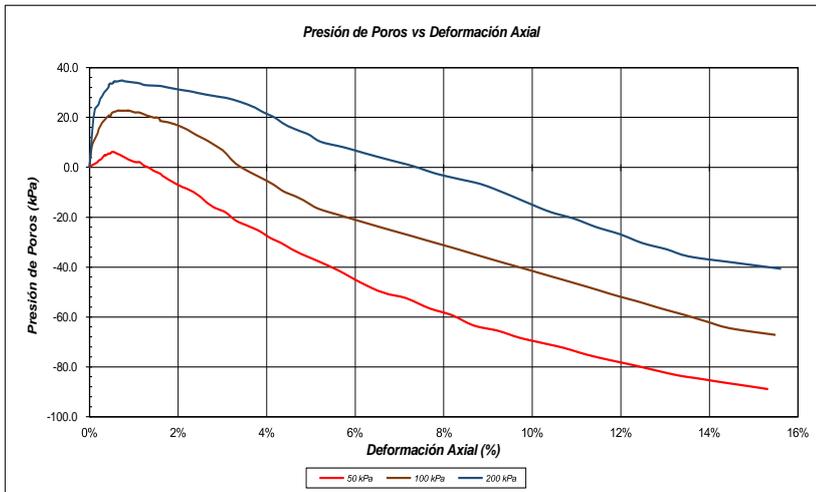
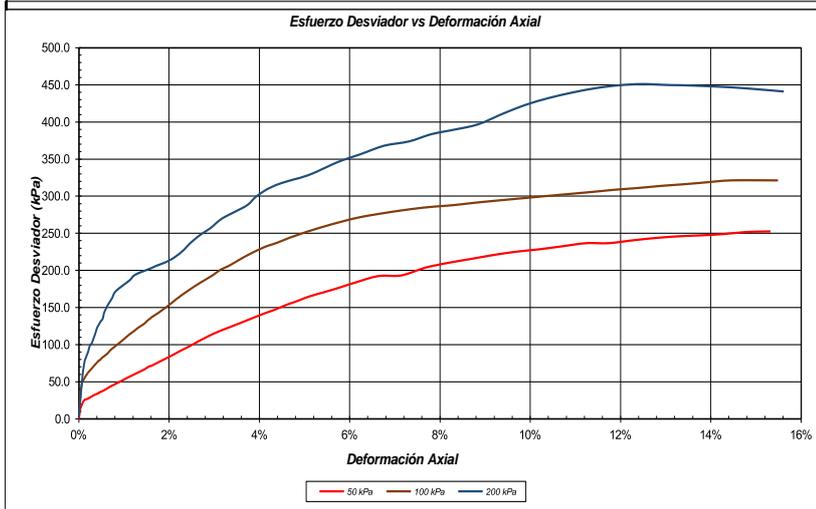
| ETAPA DE CORTE                            |  |  |                                      |             |            |
|-------------------------------------------|--|--|--------------------------------------|-------------|------------|
| Razón de Deformación (%/min): 0.083       |  |  | Esfuerzo Principal en la Falla (kPa) |             |            |
| Deformación Axial en la Falla (%): 14.3   |  |  | $\sigma_1$                           | $\sigma_1'$ | $\sigma_3$ |
| Criterios de Falla: Esfuerzo Desv. Máximo |  |  | 649                                  | 685         | 200        |
|                                           |  |  |                                      |             | 236        |

Realizado por: F. A.

Revisado por: R. Z.

| <b>RZ LAB TESTING</b>                                                   |                                             |
|-------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| <b>LABORATORIO GEOTÉCNICO</b>                                           |                                             |
| <b>ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)</b>        |                                             |
| <b>(ASTM D4767-11)</b>                                                  |                                             |
| <b>Proyecto</b> : ESTUDIO DE ESTABILIDAD FISICA DEL DEPOSITO DE RELAVES | <b>Nº de Informe</b> : RZLAB-2018-017       |
| <b>Cliente</b>                                                          | <b>Id Laboratorio</b> : B078                |
| <b>Ubicación</b> : VITOC, CHANCHAMAYO-JUNIN                             | <b>Calicata/Muestra</b> : SHELBY 02-BH-R-02 |
| <b>Fecha</b> : 16/06/2018                                               | <b>Tipo de Material</b> : RELAVE            |
|                                                                         | <b>Profundidad (m)</b> : 13.00              |

Clasificación SUCS: SM / ARENA LIMOSA LL: NP LP: NP IP: NP  
 Observaciones:  
 Remoldeado a su densidad natural seca 1.850 g/cm<sup>3</sup> y 10.9 % de humedad natural. Ensayo realizado según indicaciones del solicitante.



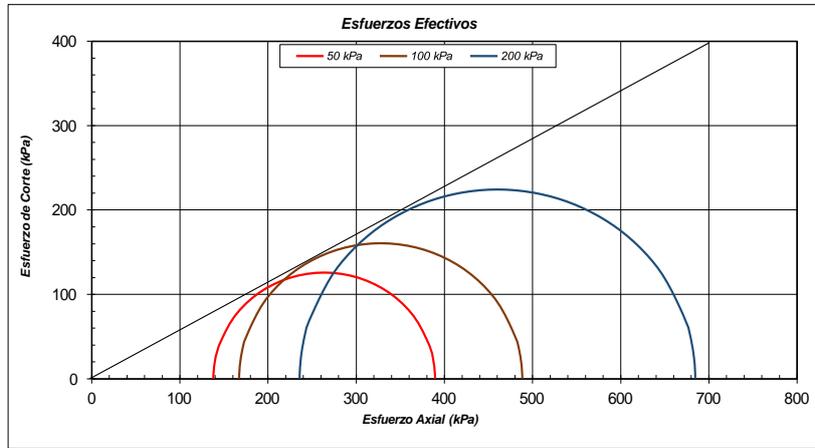
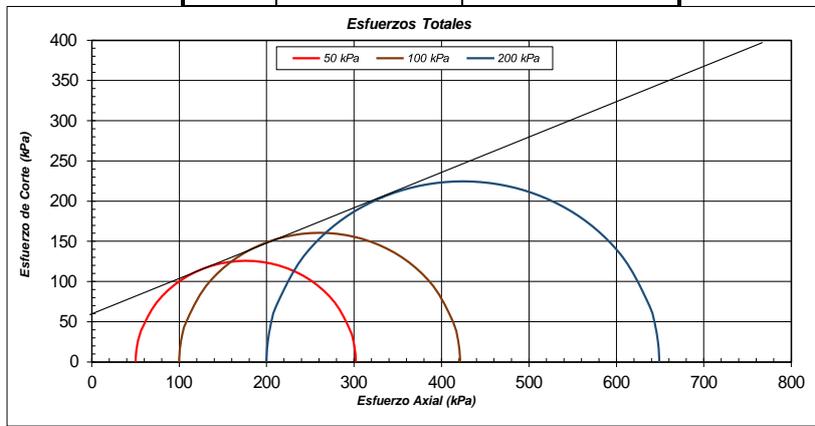
Realizado por: FA Revisado por: RZ

| <b>RZ LAB TESTING</b>                                                   |                                             |
|-------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| <b>LABORATORIO GEOTECNICO</b>                                           |                                             |
| <b>ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)</b>        |                                             |
| <b>(ASTM D4767-11)</b>                                                  |                                             |
| <b>Proyecto</b> : ESTUDIO DE ESTABILIDAD FISICA DEL DEPOSITO DE RELAVES | <b>Nº de Informe</b> : RZLAB-2018-017       |
| <b>Cliente</b> :                                                        | <b>Id Laboratorio</b> : B078                |
| <b>Ubicación</b> : , CHANCHAMAYO-JUNIN                                  | <b>Calicata/Muestra</b> : SHELBY 02-BH-R-02 |
| <b>Fecha</b> : 16/06/2018                                               | <b>Tipo de Material</b> : RELAVE            |
|                                                                         | <b>Profundidad (m)</b> : 13.00              |

Clasificación SUCS: SM / ARENA LIMOSA LL: NP LP: NP IP: NP  
 Observaciones:  
 Remoldeado a su densidad natural seca 1.850 g/cm3 y 10.9 % de humedad natural. Ensayo realizado según indicaciones del solicitante.

**CIRCULOS DE ESFUERZOS DE MOHR**

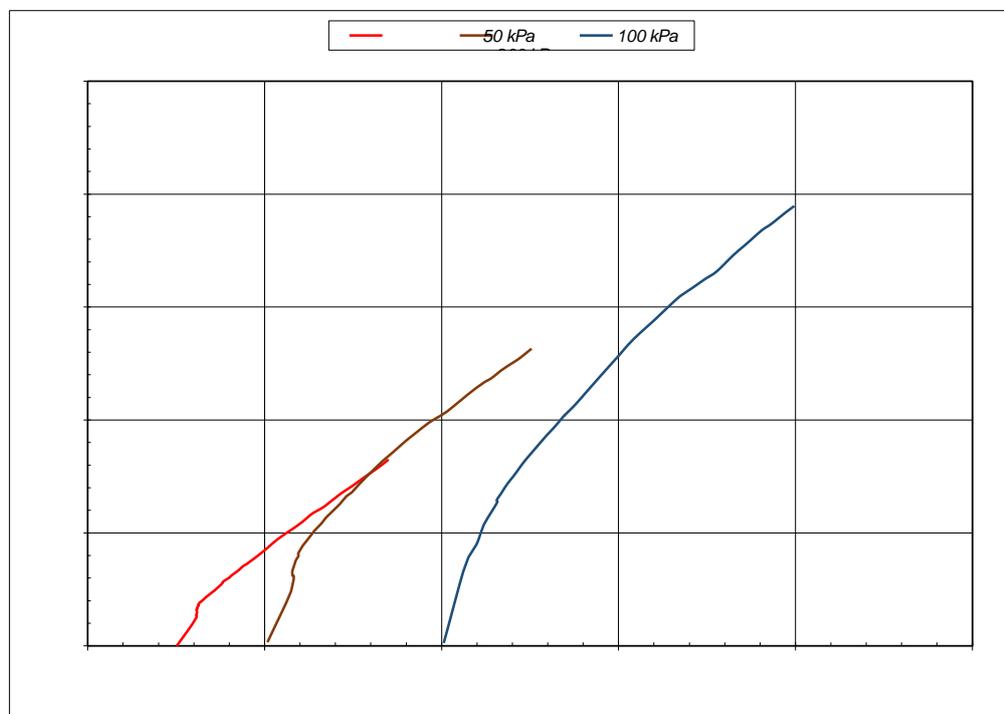
| ESFUERZO         | PARAMETROS DE RESISTENCIA |                      |
|------------------|---------------------------|----------------------|
|                  | COHESIÓN (kPa)            | ANG. DE FRICCIÓN (°) |
| <b>TOTAL</b>     | <b>59</b>                 | <b>23</b>            |
| <b>EFFECTIVO</b> | <b>0</b>                  | <b>29</b>            |



Realizado por: FA Revisado por: RZ

|                                                                                                                                                                            |                                                                                                                                                                                                                    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>RZ LAB TESTING</b>                                                                                                                                                      |                                                                                                                                                                                                                    |
| Clasificación SUCS: SM /<br>ARENA LIMOSA                                                                                                                                   | <b>LABORATORIO GEOTÉCNICO</b><br><small>Remoldeado a su densidad natural seca 1.850 g/cm<sup>3</sup> y 10.9 % de humedad natural. Ensayo realizado según indicaciones del</small>                                  |
| <b>ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)</b><br><b>( ASTM D4767-00)</b>                                                                                |                                                                                                                                                                                                                    |
| <b>Proyecto :</b> ESTUDIO DE ESTABILIDAD FISICA DEL<br>DEPOSITO DE RELAVES<br><br><b>Cliente :</b><br><br>Ubicacion : , CHANCHAMAYO-JUNIN<br><br><b>Fecha :</b> 16/06/2018 | <b>Nº de Informe :</b> RZLAB-2018-<br>017<br><br><b>Id Laboratorio :</b> B078<br><br><b>Calicata/Muestra :</b> SHELBY 02-<br>BH-R-02<br><br><b>Tipo de Material :</b> RELAVE<br><br><b>Profundidad (m) :</b> 13.00 |

**Diagrama p' q**



| <b>RZ LAB TESTING</b>                                            |                                                         |                                             |
|------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| <b>LABORATORIO GEOTÉCNICO</b>                                    |                                                         |                                             |
| <b>ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)</b> |                                                         |                                             |
| <b>(ASTM D4767-11)</b>                                           |                                                         |                                             |
| <b>Proyecto</b>                                                  | : ESTUDIO DE ESTABILIDAD FISICA DEL DEPOSITO DE RELAVES | <b>Nº de Informe</b> : RZLAB-2018-017       |
| <b>Cliente</b>                                                   | :                                                       | <b>Id Laboratorio</b> : B078                |
| <b>Ubicación</b>                                                 | : , CHANCHAMAYO-JUNIN                                   | <b>Calicata/Muestra</b> : SHELBY 02-BH-R-02 |
| <b>Fecha</b>                                                     | : 16/06/2018                                            | <b>Tipo de Material</b> : RELAVE            |
|                                                                  |                                                         | <b>Profundidad (m)</b> : 13.00              |

**REGISTRO FOTOGRAFICO**

**ESPECIMEN A**  
Esfuerzo Efectivo Inicial  
50 kPa



**ESPECIMEN B**  
Esfuerzo Efectivo Inicial  
100 kPa



**ESPECIMEN C**  
Esfuerzo Efectivo Inicial  
200 kPa



Nombre del Proyecto: **COMPACTACIÓN DEL DIQUE DE RELAVE GRUESO DEL DEPÓSITO**

Cliente:

Ubicación: **DEPÓSITO DE RELAVES LA ESPERANZA, JUNÍN**

N° de Proyecto: —

N° Informe Lab: —

Solicitado por: —

N° de muestra / Prof. (m): **M-01/SUPERFICIAL**

Fecha: **08/07/2022**

Descripción / Zona: **RELAVE GRUESO/DIQUE DE RELAVE GRUESO**

|                                                                                                                                                  |       |       |       |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|
| Clasificación SUCS: —                                                                                                                            | LI: — | LP: — | IP: — |
| Observaciones:                                                                                                                                   |       |       |       |
| Remoldeado a la densidad seca 1.58 g/cm <sup>3</sup> y 8.5 % de humedad. Material usado <1". Ensayo realizado según indicaciones del colibrante. |       |       |       |

**ESPÉCIMEN A**

**ETAPA DE CONSOLIDACIÓN**

|                                              |             |              |                         |             |                                    |                    |                |  |
|----------------------------------------------|-------------|--------------|-------------------------|-------------|------------------------------------|--------------------|----------------|--|
| Presión de Celda:                            | 500 kPa     |              |                         |             | Contrapresión:                     | 400 kPa            |                |  |
| Esfuerzo Efectivo Inicial (s <sub>v</sub> ): | 100 kPa     |              |                         |             | Parámetro E:                       | 0.99               |                |  |
|                                              | Altura (cm) | Dímetro (cm) | Área (cm <sup>2</sup> ) | Humedad (%) | Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> ) | Relación de Vacíos | Saturación (%) |  |
| INICIAL                                      | 29.00       | 14.63        | 168.30                  | 9.5         | 1.580                              | 0.677              | 33.3           |  |
| FINAL                                        | 28.68       | 14.47        | 164.39                  | 22.3        | 1.634                              | 0.672              | 95.1           |  |

**ETAPA DE CORTE**

|                                    |                       |  |  |  |                                      |                |                |                  |
|------------------------------------|-----------------------|--|--|--|--------------------------------------|----------------|----------------|------------------|
| Razón de Deformación (%/min):      | 0.003                 |  |  |  | Esfuerzo Principal en la Falla (kPa) |                |                |                  |
| Deformación Axial en la Falla (%): | 3.1                   |  |  |  | σ <sub>1</sub>                       | σ <sub>2</sub> | σ <sub>3</sub> | σ <sub>1</sub> ' |
| Criterio de Falla:                 | Esfuerzo Desv. Máximo |  |  |  | 224                                  | 106            | 100            | 41               |

**ESPÉCIMEN B**

**ETAPA DE CONSOLIDACIÓN**

|                                              |             |              |                         |             |                                    |                    |                |  |
|----------------------------------------------|-------------|--------------|-------------------------|-------------|------------------------------------|--------------------|----------------|--|
| Presión de Celda:                            | 600 kPa     |              |                         |             | Contrapresión:                     | 400 kPa            |                |  |
| Esfuerzo Efectivo Inicial (s <sub>v</sub> ): | 200 kPa     |              |                         |             | Parámetro E:                       | 1.00 0.99          |                |  |
|                                              | Altura (cm) | Dímetro (cm) | Área (cm <sup>2</sup> ) | Humedad (%) | Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> ) | Relación de Vacíos | Saturación (%) |  |
| INICIAL                                      | 29.00       | 14.63        | 168.30                  | 8.5         | 1.580                              | 0.677              | 33.3           |  |
| FINAL                                        | 28.55       | 14.40        | 162.80                  | 21.5        | 1.657                              | 0.599              | 95.1           |  |

**ETAPA DE CORTE**

|                                    |                       |  |  |  |                                      |                |                |                  |
|------------------------------------|-----------------------|--|--|--|--------------------------------------|----------------|----------------|------------------|
| Razón de Deformación (%/min):      | 0.003                 |  |  |  | Esfuerzo Principal en la Falla (kPa) |                |                |                  |
| Deformación Axial en la Falla (%): | 2.3                   |  |  |  | σ <sub>1</sub>                       | σ <sub>2</sub> | σ <sub>3</sub> | σ <sub>1</sub> ' |
| Criterio de Falla:                 | Esfuerzo Desv. Máximo |  |  |  | 458                                  | 336            | 200            | 80               |

**ESPÉCIMEN C**

**ETAPA DE CONSOLIDACIÓN**

|                                              |             |              |                         |             |                                    |                    |                |  |
|----------------------------------------------|-------------|--------------|-------------------------|-------------|------------------------------------|--------------------|----------------|--|
| Presión de Celda:                            | 800 kPa     |              |                         |             | Contrapresión:                     | 400 kPa            |                |  |
| Esfuerzo Efectivo Inicial (s <sub>v</sub> ): | 400 kPa     |              |                         |             | Parámetro E:                       | 0.98               |                |  |
|                                              | Altura (cm) | Dímetro (cm) | Área (cm <sup>2</sup> ) | Humedad (%) | Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> ) | Relación de Vacíos | Saturación (%) |  |
| INICIAL                                      | 29.00       | 14.63        | 168.30                  | 8.5         | 1.580                              | 0.677              | 33.3           |  |
| FINAL                                        | 28.34       | 14.29        | 160.29                  | 20.3        | 1.696                              | 0.563              | 95.4           |  |

**ETAPA DE CORTE**

|                                    |                       |  |  |  |                                      |                |                |                  |
|------------------------------------|-----------------------|--|--|--|--------------------------------------|----------------|----------------|------------------|
| Razón de Deformación (%/min):      | 0.003                 |  |  |  | Esfuerzo Principal en la Falla (kPa) |                |                |                  |
| Deformación Axial en la Falla (%): | 3.2                   |  |  |  | σ <sub>1</sub>                       | σ <sub>2</sub> | σ <sub>3</sub> | σ <sub>1</sub> ' |
| Criterio de Falla:                 | Esfuerzo Desv. Máximo |  |  |  | 899                                  | 670            | 400            | 171              |

|                            |                                                      |                 |            |
|----------------------------|------------------------------------------------------|-----------------|------------|
| Nombre del Proyecto:       | COMPACTACIÓN DEL DIQUE DE RELAVE GRUESO DEL DEPÓSITO |                 |            |
| Cliente:                   |                                                      |                 |            |
| Ubicación:                 | DEPÓSITO DE RELAVES LA ESPERANZA, JUJÍN              | N° de Proyecto: | —          |
| N° Informe Lab:            | —                                                    | Solicitado por: | —          |
| N° de muestra / Prof. (m): | M-01/SUPERFICIAL                                     | Fecha:          | 08/07/2022 |
| Descripción / Zona:        | RELAVE GRUESO/DIQUE DE RELAVE GRUESO                 |                 |            |

Clasificación SUCS: — LL: — LR: — SP: —  
 Observaciones:  
 Remoldeado a la densidad seca 1.58 g/cm<sup>3</sup> y 8.5 % de humedad. Material usado <1". Ensayo realizado según indicaciones del solicitante.

| ESPECIMEN A     |                 |          | ESPECIMEN B     |                 |          | ESPECIMEN C     |                 |          |
|-----------------|-----------------|----------|-----------------|-----------------|----------|-----------------|-----------------|----------|
| Deformación (%) | Ed. Dese. (kPa) | F. Poros | Deformación (%) | Ed. Dese. (kPa) | F. Poros | Deformación (%) | Ed. Dese. (kPa) | F. Poros |
| 0.00            | 0.00            | 0.00     | 0.00            | 0.00            | 0.00     | 0.00            | 0.00            | 0.00     |
| 0.06            | 49.44           | 10.60    | 0.12            | 46.22           | 7.43     | 0.08            | 51.65           | 8.35     |
| 0.20            | 73.39           | 20.20    | 0.28            | 84.02           | 20.25    | 0.18            | 133.31          | 22.03    |
| 0.31            | 89.32           | 27.50    | 0.34            | 116.14          | 34.21    | 0.29            | 205.44          | 35.38    |
| 0.42            | 98.18           | 33.50    | 0.47            | 136.46          | 47.03    | 0.40            | 249.87          | 51.25    |
| 0.52            | 104.31          | 37.50    | 0.59            | 155.70          | 54.28    | 0.52            | 290.86          | 65.46    |
| 0.62            | 108.54          | 41.00    | 0.73            | 186.64          | 67.84    | 0.62            | 326.18          | 79.43    |
| 0.77            | 111.13          | 43.20    | 0.85            | 176.14          | 75.24    | 0.74            | 350.92          | 91.75    |
| 0.88            | 113.07          | 45.40    | 0.98            | 187.30          | 83.70    | 0.82            | 383.48          | 105.32   |
| 1.00            | 114.14          | 47.00    | 1.11            | 193.61          | 89.78    | 0.97            | 406.05          | 117.44   |
| 1.12            | 115.07          | 48.40    | 1.23            | 196.84          | 94.61    | 1.09            | 424.29          | 128.31   |
| 1.23            | 116.22          | 49.70    | 1.37            | 202.45          | 99.66    | 1.20            | 440.21          | 138.18   |
| 1.36            | 117.21          | 50.70    | 1.49            | 206.17          | 103.15   | 1.32            | 452.60          | 149.02   |
| 1.47            | 118.13          | 51.60    | 1.63            | 208.51          | 104.85   | 1.44            | 462.96          | 158.30   |
| 1.59            | 118.98          | 52.50    | 1.76            | 212.06          | 107.21   | 1.55            | 470.96          | 167.15   |
| 1.70            | 119.41          | 53.40    | 1.89            | 215.11          | 108.35   | 1.68            | 476.92          | 174.81   |
| 1.82            | 119.54          | 54.00    | 2.01            | 218.40          | 111.15   | 1.80            | 481.39          | 182.12   |
| 1.94            | 119.50          | 54.70    | 2.15            | 221.19          | 112.05   | 1.91            | 485.47          | 188.78   |
| 2.06            | 120.28          | 54.90    | 2.28            | 224.04          | 112.40   | 2.04            | 488.26          | 194.28   |
| 2.25            | 124.28          | 54.50    | 2.91            | 234.50          | 117.23   | 2.15            | 491.29          | 200.26   |
| 3.47            | 123.87          | 60.00    | 2.05            | 235.94          | 117.90   | 2.27            | 493.47          | 205.17   |
| 3.59            | 123.38          | 60.30    | 3.18            | 237.06          | 118.24   | 3.39            | 495.18          | 209.65   |
| 3.70            | 122.83          | 60.80    | 3.30            | 237.83          | 118.56   | 3.51            | 496.48          | 213.80   |
| 3.82            | 122.84          | 61.40    | 3.44            | 238.75          | 118.80   | 3.63            | 497.49          | 217.74   |
| 3.94            | 122.93          | 61.80    | 3.56            | 239.72          | 119.14   | 3.75            | 498.24          | 221.01   |
| 4.05            | 123.17          | 62.00    | 3.69            | 240.64          | 119.26   | 3.87            | 498.72          | 224.07   |
| 4.17            | 122.78          | 62.40    | 3.82            | 242.23          | 119.48   | 3.99            | 499.03          | 226.43   |
| 4.29            | 122.53          | 62.90    | 3.95            | 243.17          | 119.70   | 4.11            | 499.27          | 228.45   |
| 5.11            | 119.60          | 65.60    | 4.34            | 246.01          | 120.38   | 4.47            | 498.07          | 236.31   |
| 5.47            | 117.01          | 66.70    | 4.72            | 248.38          | 120.15   | 4.83            | 498.26          | 241.44   |
| 5.82            | 115.55          | 67.90    | 4.98            | 250.77          | 120.36   | 4.98            | 497.85          | 245.16   |
| 6.42            | 110.16          | 69.50    | 5.52            | 253.31          | 120.49   | 4.42            | 497.03          | 247.12   |
| 6.76            | 107.44          | 70.80    | 5.77            | 255.04          | 120.15   | 4.78            | 497.03          | 250.18   |
| 7.59            | 99.65           | 73.80    | 6.54            | 257.18          | 119.70   | 5.13            | 496.00          | 252.04   |
| 8.59            | 82.41           | 77.50    | 7.32            | 256.80          | 118.59   | 5.89            | 496.21          | 254.01   |
| 9.24            | 87.33           | 79.60    | 7.97            | 249.91          | 121.50   | 5.97            | 495.70          | 256.52   |
| 10.19           | 82.60           | 82.00    | 8.76            | 247.76          | 120.53   | 6.56            | 493.97          | 258.70   |
| 11.01           | 79.37           | 83.60    | 9.02            | 247.39          | 124.20   | 7.04            | 492.39          | 260.34   |
| 11.24           | 78.61           | 84.00    | 9.15            | 247.29          | 124.88   | 7.64            | 489.67          | 262.20   |
| 11.36           | 78.02           | 84.30    | 9.28            | 247.23          | 124.99   | 8.23            | 487.89          | 264.80   |
| 11.47           | 77.59           | 84.40    | 9.41            | 246.79          | 124.99   | 8.70            | 485.14          | 266.70   |
| 11.59           | 77.04           | 84.60    | 9.54            | 246.44          | 125.33   | 9.30            | 482.19          | 267.12   |
| 11.71           | 76.81           | 84.90    | 9.67            | 246.12          | 125.44   | 9.89            | 480.07          | 268.65   |
| 11.77           | 76.62           | 84.80    | 9.79            | 246.00          | 125.55   | 11.44           | 473.42          | 277.06   |
| 11.83           | 76.55           | 84.90    | 9.90            | 245.93          | 125.69   | 11.56           | 471.91          | 277.39   |
| 11.89           | 76.48           | 85.00    | 10.06           | 245.98          | 125.11   | 11.87           | 471.86          | 277.71   |
| 11.95           | 76.29           | 85.20    | 10.20           | 245.37          | 126.23   | 11.79           | 470.82          | 278.27   |
| 12.00           | 76.10           | 85.30    | 10.32           | 245.43          | 126.34   | 11.85           | 470.13          | 278.26   |
| 12.04           | 75.92           | 85.40    | 11.10           | 246.12          | 127.01   | 11.81           | 469.27          | 278.29   |
| 12.12           | 75.88           | 85.40    | 13.14           | 243.94          | 128.26   | 12.21           | 466.27          | 279.46   |
| 13.12           | 73.40           | 84.60    | 13.18           | 240.04          | 130.50   | 13.22           | 459.10          | 282.74   |
| 13.59           | 72.28           | 87.00    | 13.43           | 238.25          | 131.08   | 13.70           | 454.64          | 284.05   |
| 14.12           | 70.93           | 87.60    | 14.16           | 236.00          | 133.65   | 14.23           | 450.85          | 286.02   |
| 14.35           | 69.82           | 87.90    | 14.88           | 233.77          | 134.55   | 14.70           | 445.17          | 287.44   |
| 15.12           | 68.38           | 88.30    | 15.20           | 231.56          | 136.01   | 15.24           | 439.95          | 288.18   |
| 15.62           | 64.59           | 88.60    | 15.71           | 228.94          | 137.25   | 15.75           | 434.13          | 291.28   |

|                |                |                |              |
|----------------|----------------|----------------|--------------|
| Realizado por: | Ingeniero por: | Realizado por: | Laboratorio: |
| RZV            | JVC            | RGF            | —            |

Nombre del Proyecto: **COMPACTACIÓN DEL DIQUE DE RELAVE GRUESO DEL DEPÓSITO**

Cliente:

Ubicación: **DEPÓSITO DE RELAVES**

N° de Proyecto: —

N° Informe Lab: —

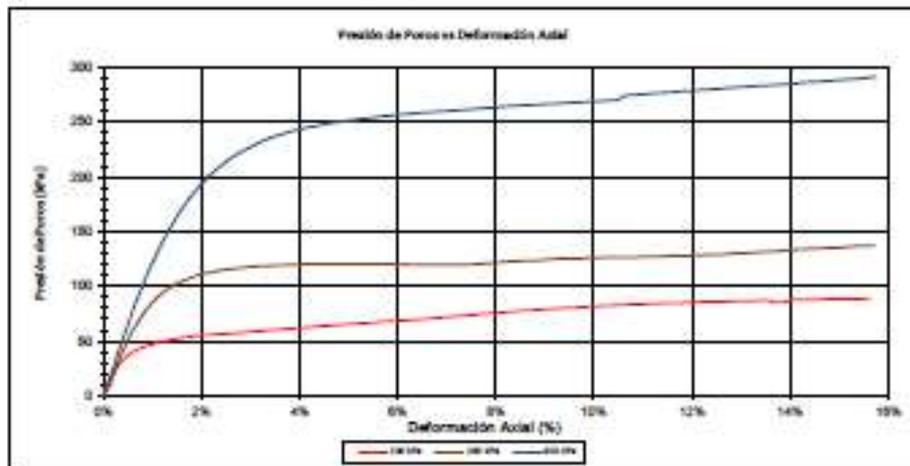
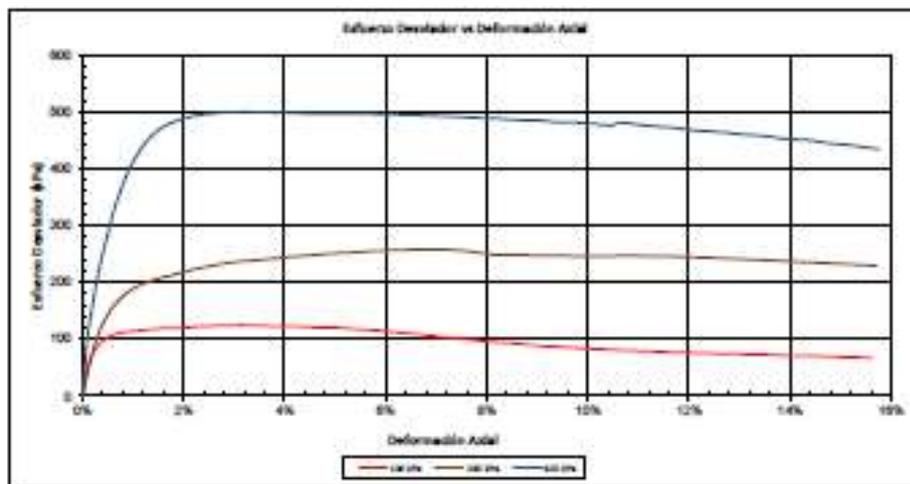
Solicitado por: —

N° de muestra / Prof. (m): **M-01/SUPERFICIAL**

Fecha: **06/07/2022**

Descripción / Zona: **RELAVE GRUESO/DIQUE DE RELAVE GRUESO**

Clasificación SUCO: — UC: — LP: — SP: —  
 Observaciones:  
 Remoldeado a la densidad seca 1.58 g/cm<sup>3</sup> y 6.5 % de humedad. Material usado <1". Ensayo realizado según indicaciones del solicitante.



Nombre del Proyecto: **COMPACTACIÓN DEL DIQUE DE RELAVE GRUESO DEL DEPÓSITO**

Cliente:

Ubicación: **DEPÓSITO DE RELAVES**

N° de Proyecto: -

N° Informe Lab: -

Solicitado por: -

N° de muestra / Prof. [m]: **M-01/SUPERFICIAL**

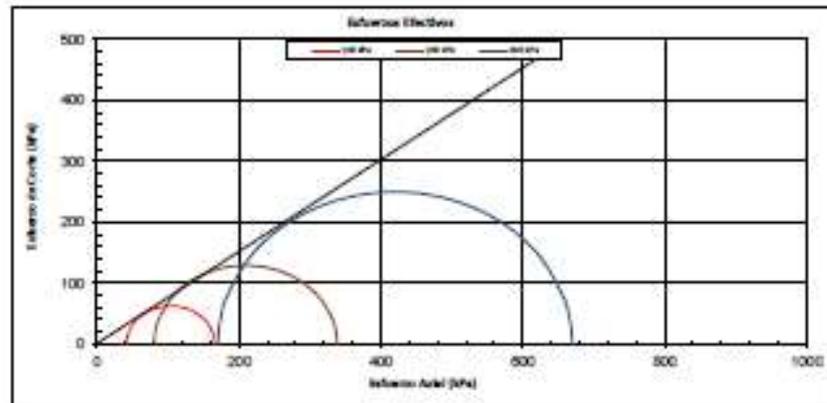
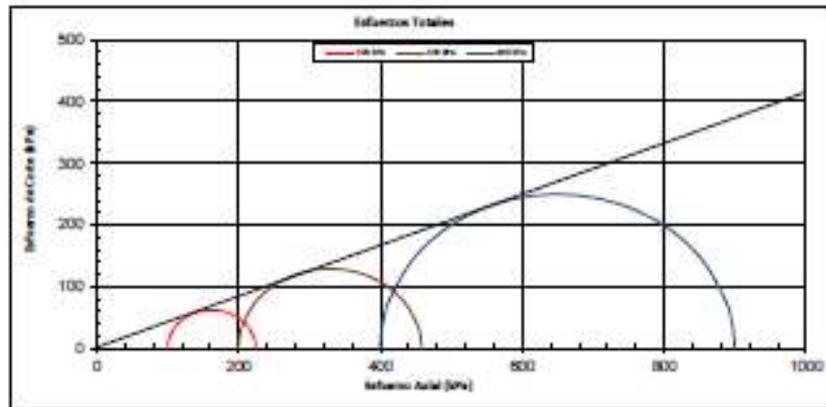
Fecha: **08/07/2022**

Descripción / Zona: **RELAVE GRUESO/DIQUE DE RELAVE GRUESO**

Clasificación SUCS: -- LI: -- LP: -- IP: --  
 Observaciones:  
 Recolidado a la densidad seca 1.58 g/cm<sup>3</sup> y 8.5 % de humedad. Material usado <1". Ensayo realizado según indicaciones del solicitante.

**CIRCULOS DE ESFUERZOS DE MOHR**

| ESFUERZO  | PARAMETROS DE RESISTENCIA (plus) |                      |
|-----------|----------------------------------|----------------------|
|           | COHESIÓN (kPa)                   | ÁNGULO DE FROTEO (°) |
| TOTAL     | 0                                | 23                   |
| DIRECTIVO | 0                                | 36                   |



Realizado por: **SLV**

Supervisado por: **JVC**

Revisado por: **SGP**

Laboratorio: -

Nombre del Proyecto: **COMPACTACIÓN DEL DIQUE DE RELAVE GRUESO DEL DEPÓSITO**

Cliente:

Ubicación: **DEPÓSITO DE RELAVES**

N° de Proyecto: —

N° Informe Lab: —

Solicitado por: —

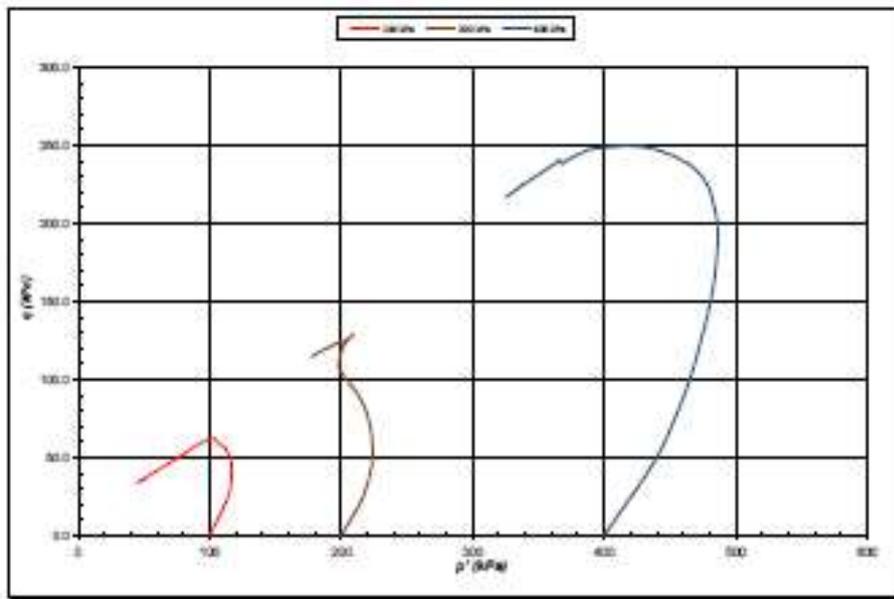
N° de muestra / Prof. (m): **M-01/SUPERFICIAL**

Fecha: **08/07/2022**

Descripción / Zona: **RELAVE GRUESO/DIQUE DE RELAVE GRUESO**

|                                                                                                                                                                                               |                         |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| Clasificación USCS: —<br>Observaciones:<br>Retenido a la cernida n° 4.75: 1.58 g/cm <sup>3</sup> y 0.5 % de humedad. Material cuado <1". Ensayo realizado según indicaciones del solicitante. | LL: —<br>LP: —<br>PI: — |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|

**Diagrama p' q**



Nombre del Proyecto: **COMPACTACIÓN DEL DIQUE DE RELAVE GRUESO DEL DEPÓSITO**

Ciente:

Ubicación: **DEPÓSITO DE RELAVES**

Nº de Proyecto: —

Nº Informe Lab: —

Solicitado por: —

Nº de muestra / Prof. (m): **M-01/SUPERFICIAL**

Fecha: **08/07/2022**

Descripción / Zona: **RELAVE GRUESO/DIQUE DE RELAVE GRUESO**

**REGISTRO FOTOGRAFICO**

**ESPÉCIMEN A**  
Esfuerzo Efectivo Inicial  
100 kPa



**ESPÉCIMEN B**  
Esfuerzo Efectivo Inicial  
200 kPa



**ESPÉCIMEN C**  
Esfuerzo Efectivo Inicial  
400 kPa



Nombre del Proyecto: **Análisis de Alternativas para la etapa II del recrecimiento del depósito de relaves**

Cliente:

N° de Proyecto: **P300-058-17-02**

N° Informe Lab: **LAB300-058-17-02**

Ubicación: **San Ramón-Chanchamayo-Junin**

Solicitado por: **Freddy Guevara**

N° de muestra / Coordenadas: **Relave Fino M-2**

Fecha: **18-jul-17**

Descripción / Zona: **Desmontera**

**ENSAYO**

VELOCIDAD DE CORTE : **0,25 mm/mín.**

| ESPECIMEN 1   |                         | ESPECIMEN 2   |                         | ESPECIMEN 3   |                         |
|---------------|-------------------------|---------------|-------------------------|---------------|-------------------------|
| Altura:       | 20.00 mm                | Altura:       | 20.00 mm                | Altura:       | 20.00 mm                |
| Lado :        | 60.00 mm                | Lado :        | 60.00 mm                | Lado :        | 60.00 mm                |
| D. Seca:      | 1.785 g/cm <sup>3</sup> | D. Seca:      | 1.785 g/cm <sup>3</sup> | D. Seca:      | 1.785 g/cm <sup>3</sup> |
| Humedad:      | 14.8 %                  | Humedad:      | 14.8 %                  | Humedad:      | 14.8 %                  |
| Esf. Normal : | 0.50 kg/cm <sup>2</sup> | Esf. Normal : | 1.00 kg/cm <sup>2</sup> | Esf. Normal : | 2.00 kg/cm <sup>2</sup> |
| Esf. Corte:   | 0.46 kg/cm <sup>2</sup> | Esf. Corte:   | 0.74 kg/cm <sup>2</sup> | Esf. Corte:   | 1.09 kg/cm <sup>2</sup> |

| Deep. lateral (mm) | Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Normalizado (kN) | Deep. lateral (mm) | Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Normalizado (kN) | Deep. lateral (mm) | Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo Normalizado (kN) |
|--------------------|-----------------------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------------------------|---------------------------|
| 0.00               | 0.00                                    | 0.00                      | 0.00               | 0.00                                    | 0.00                      | 0.00               | 0.00                                    | 0.00                      |
| 0.03               | 0.00                                    | 0.01                      | 0.03               | 0.04                                    | 0.04                      | 0.03               | 0.06                                    | 0.03                      |
| 0.07               | 0.01                                    | 0.01                      | 0.07               | 0.08                                    | 0.08                      | 0.07               | 0.12                                    | 0.06                      |
| 0.15               | 0.02                                    | 0.04                      | 0.15               | 0.15                                    | 0.15                      | 0.15               | 0.24                                    | 0.12                      |
| 0.30               | 0.05                                    | 0.11                      | 0.30               | 0.24                                    | 0.24                      | 0.30               | 0.30                                    | 0.15                      |
| 0.45               | 0.13                                    | 0.25                      | 0.45               | 0.31                                    | 0.31                      | 0.45               | 0.39                                    | 0.20                      |
| 0.60               | 0.19                                    | 0.39                      | 0.60               | 0.37                                    | 0.37                      | 0.60               | 0.48                                    | 0.24                      |
| 1.20               | 0.26                                    | 0.52                      | 1.20               | 0.43                                    | 0.43                      | 1.20               | 0.56                                    | 0.28                      |
| 1.80               | 0.29                                    | 0.59                      | 1.80               | 0.48                                    | 0.48                      | 1.80               | 0.62                                    | 0.31                      |
| 2.40               | 0.32                                    | 0.64                      | 2.40               | 0.53                                    | 0.53                      | 2.40               | 0.69                                    | 0.34                      |
| 3.00               | 0.34                                    | 0.69                      | 3.00               | 0.56                                    | 0.56                      | 3.00               | 0.74                                    | 0.37                      |
| 3.60               | 0.36                                    | 0.73                      | 3.60               | 0.59                                    | 0.59                      | 3.60               | 0.79                                    | 0.39                      |
| 4.20               | 0.39                                    | 0.78                      | 4.20               | 0.64                                    | 0.64                      | 4.20               | 0.86                                    | 0.44                      |
| 4.80               | 0.41                                    | 0.82                      | 4.80               | 0.66                                    | 0.66                      | 4.80               | 0.94                                    | 0.47                      |
| 5.40               | 0.43                                    | 0.86                      | 5.40               | 0.70                                    | 0.70                      | 5.40               | 0.96                                    | 0.48                      |
| 6.00               | 0.45                                    | 0.89                      | 6.00               | 0.71                                    | 0.71                      | 6.00               | 1.03                                    | 0.51                      |
| 6.60               | 0.46                                    | 0.91                      | 6.60               | 0.73                                    | 0.73                      | 6.60               | 1.06                                    | 0.53                      |
| 7.20               | 0.46                                    | 0.92                      | 7.20               | 0.74                                    | 0.74                      | 7.20               | 1.09                                    | 0.54                      |

**OBSERVACIÓN** :

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Nombre del Proyecto: Análisis de Alternativas para la etapa II del reemplazo del depósito de relaves

Cliente:

N° de Proyecto: P300-068-17-02

N° Informe Lab: LAB300-068-17-02

Ubicación: Chanohamayo-Junin

Solicitado por: Freddy Guevara

N° de muestra / Coordenadas: Relave Fino M-2

Fecha: 16-Jul-17

Descripción / Zona: Desmontera

**ENSAYO**

**REFERENCIAS DE LA MUESTRA :**

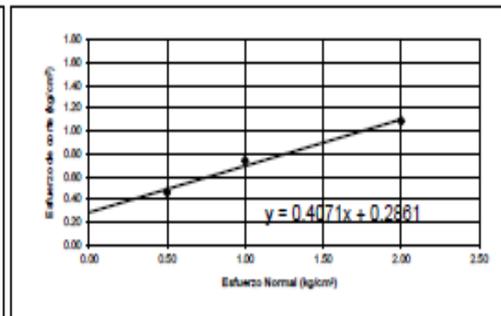
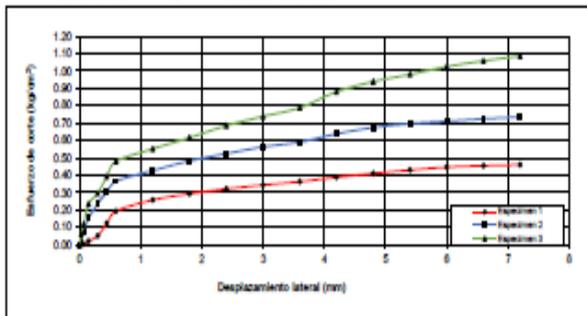
CALICATA : -

MUESTRA : Relave Fino M-2

PROF.(m) : Superficial

CONDICION : Muestra Alterada

VELOCIDAD DE CORTE : 0,26 mm/min.



**Resultados:**

Cohesión (c) 0.2861 kg/cm<sup>2</sup>

Ángulo de fricción (φ) 22.2

Realizado por: JRG

Ingresado por: JVC

Revisado por: FGP

Laboratorio: LAB300-068-17-02



Nombre del Proyecto: Ingeniería de Detalle para la Ampliación del Depósito de Relaves  
 Cliente:  
 Ubicación: Chanchamayo - Junín N° Informe Lab: LAB-300-058-15-01  
 N° de Proyecto: P300-058-15-01 Solicitado por: Daniel Torre  
 Fecha: 15-Jul-15

**ENSAYO**

|                                                 |                |
|-------------------------------------------------|----------------|
| <b>IDENTIFICACIÓN:</b>                          | <b>FR - 03</b> |
| <b>PROFUNDIDAD:</b>                             | <b>M-1</b>     |
| Gravedad Específica nominal (sss):              | 2.506          |
| Densidad de la Roca Seca (gr/cm <sup>3</sup> ): | 2.456          |
| Absorción (%):                                  | 2.07           |

|                                                 |                |
|-------------------------------------------------|----------------|
| <b>IDENTIFICACIÓN:</b>                          | <b>FR - 03</b> |
| <b>PROFUNDIDAD:</b>                             | <b>M-2</b>     |
| Gravedad Específica nominal (sss):              | 2.498          |
| Densidad de la Roca Seca (gr/cm <sup>3</sup> ): | 2.447          |
| Absorción (%):                                  | 2.09           |

OBSERVACIONES:

---

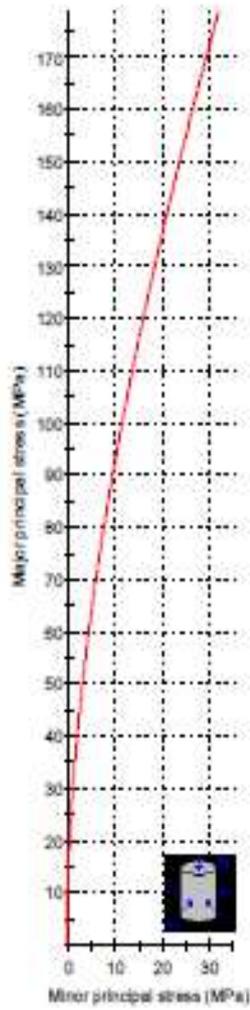


  
**FREDDY NELSON GUEVARA PERALTA**  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. CIP. N° 117101

---

Revisado por: EGM      Aprobado por: INC      Revisado por:  IRG      Laboratorio: LAB-300-058-15-01

**Analysis of Rock Strength using RocLab**



**Hoek-Brown Classification**

intact uniaxial comp. strength ( $\sigma_{ci}$ ) = 126 MPa  
 GSI = 67  $m_i$  = 32 Disturbance factor (D) = 0.7  
 intact modulus (Ei) = 54400 MPa  
 modulus ratio (MR) = 425

**Hoek-Brown Criterion**

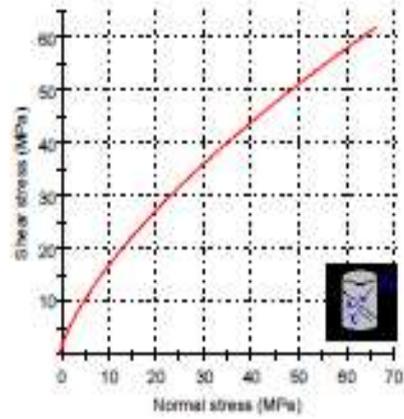
$m_b$  = 5.220  $s$  = 0.0084  $a$  = 0.502

**Mohr-Coulomb Fit**

cohesion = 9.200 MPa friction angle = 40.25 deg

**Rock Mass Parameters**

tensile strength = -0.205 MPa  
 uniaxial compressive strength = 11.618 MPa  
 global strength = 30.883 MPa  
 deformation modulus = 15978.76 MPa









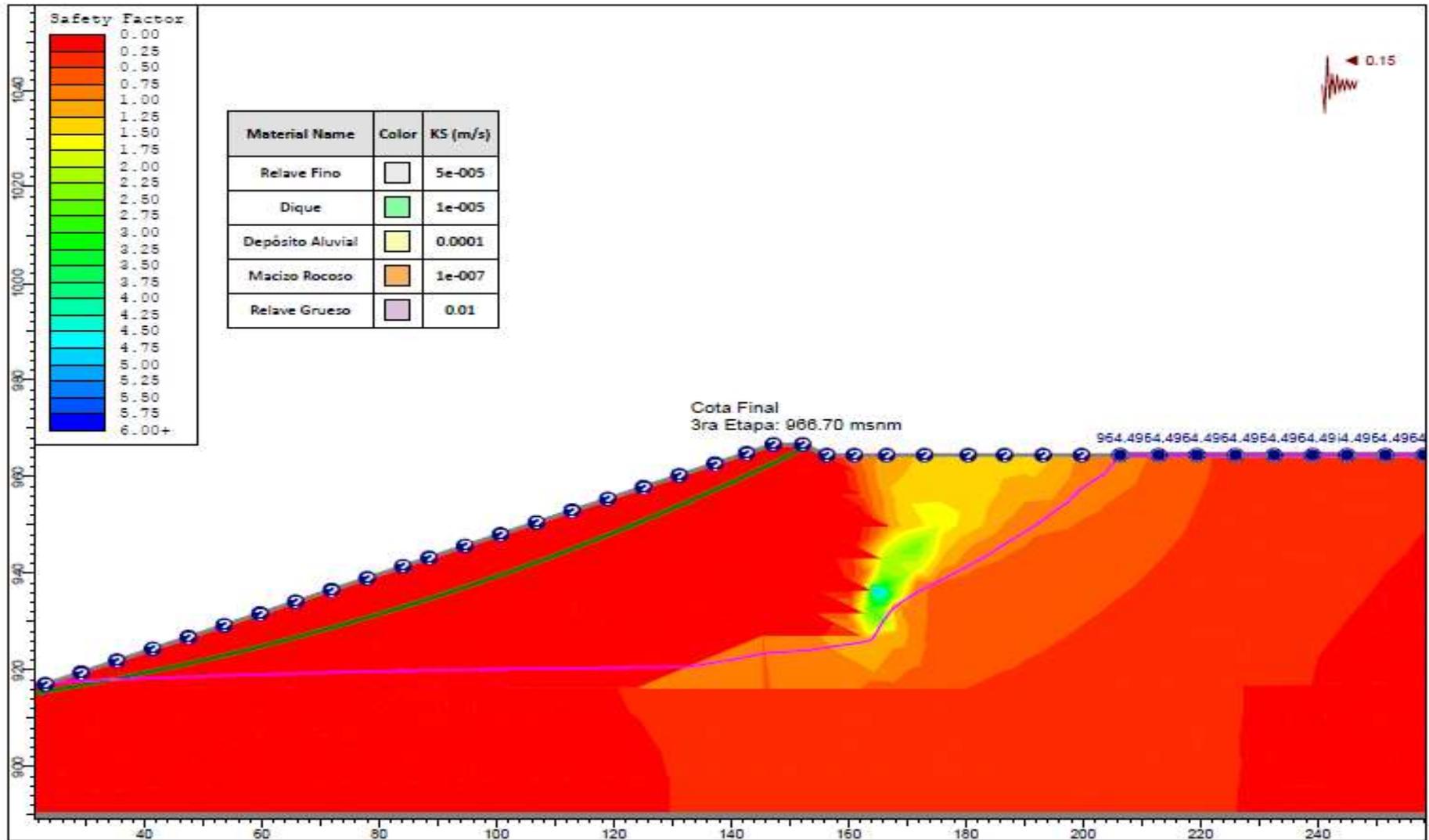




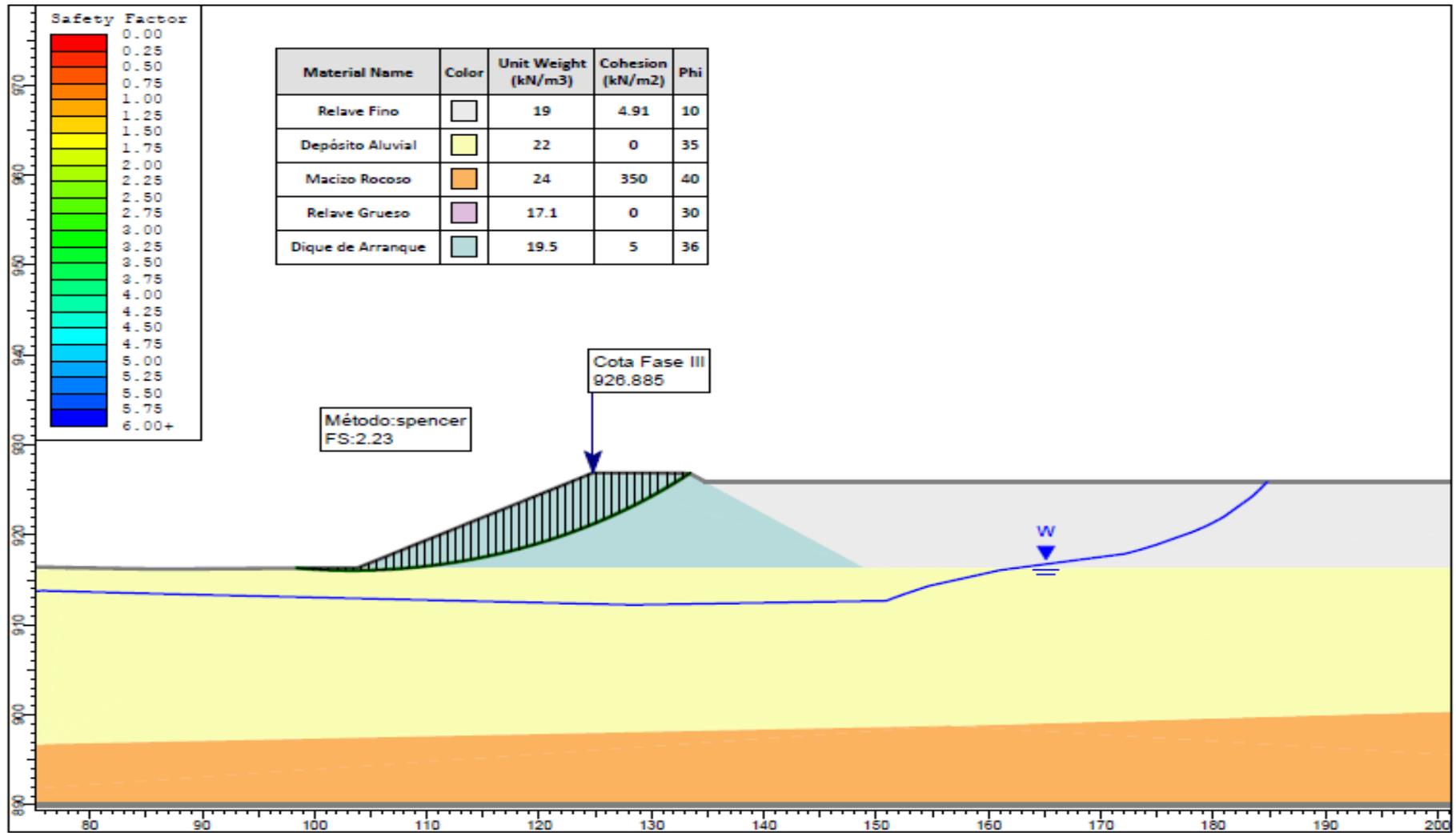


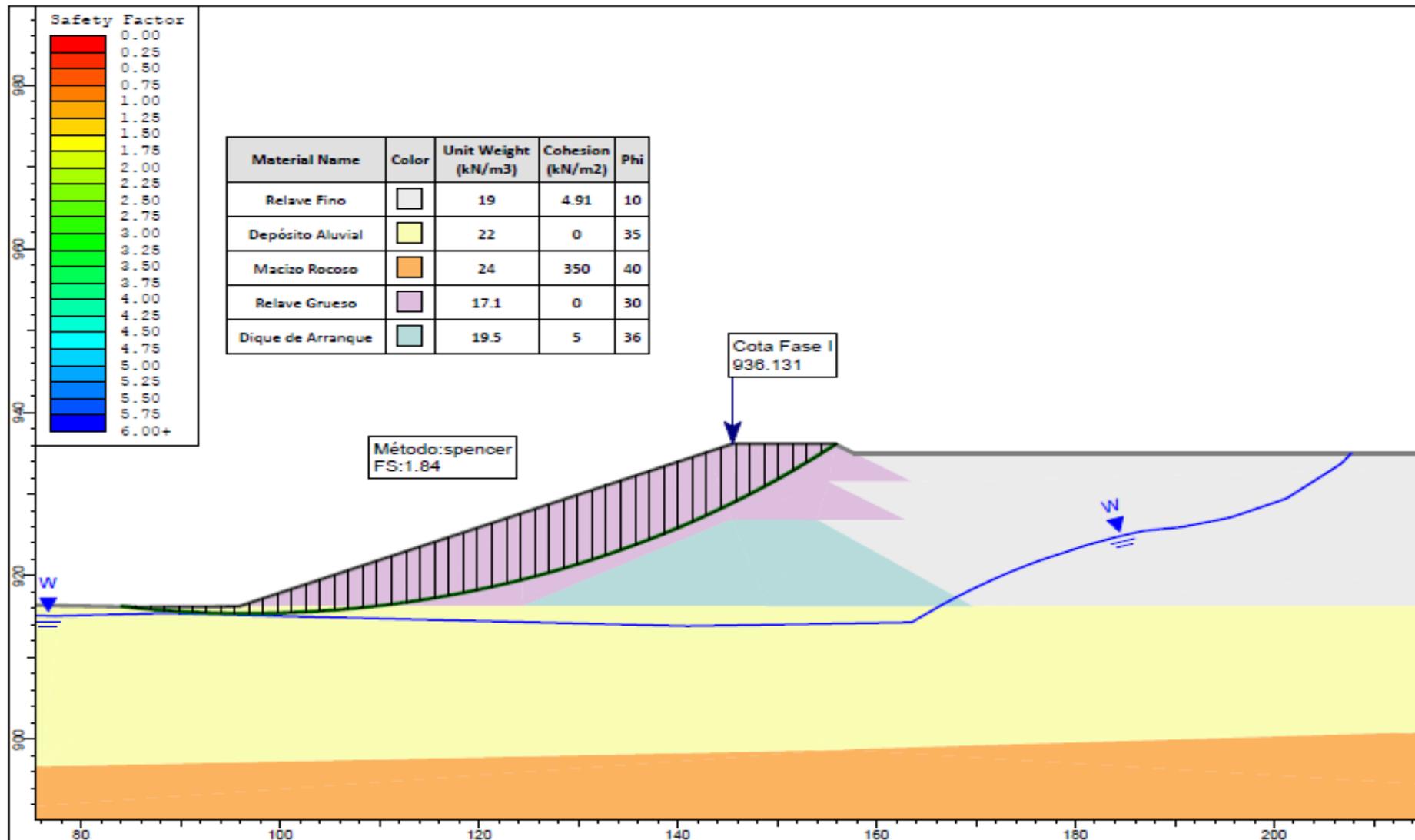


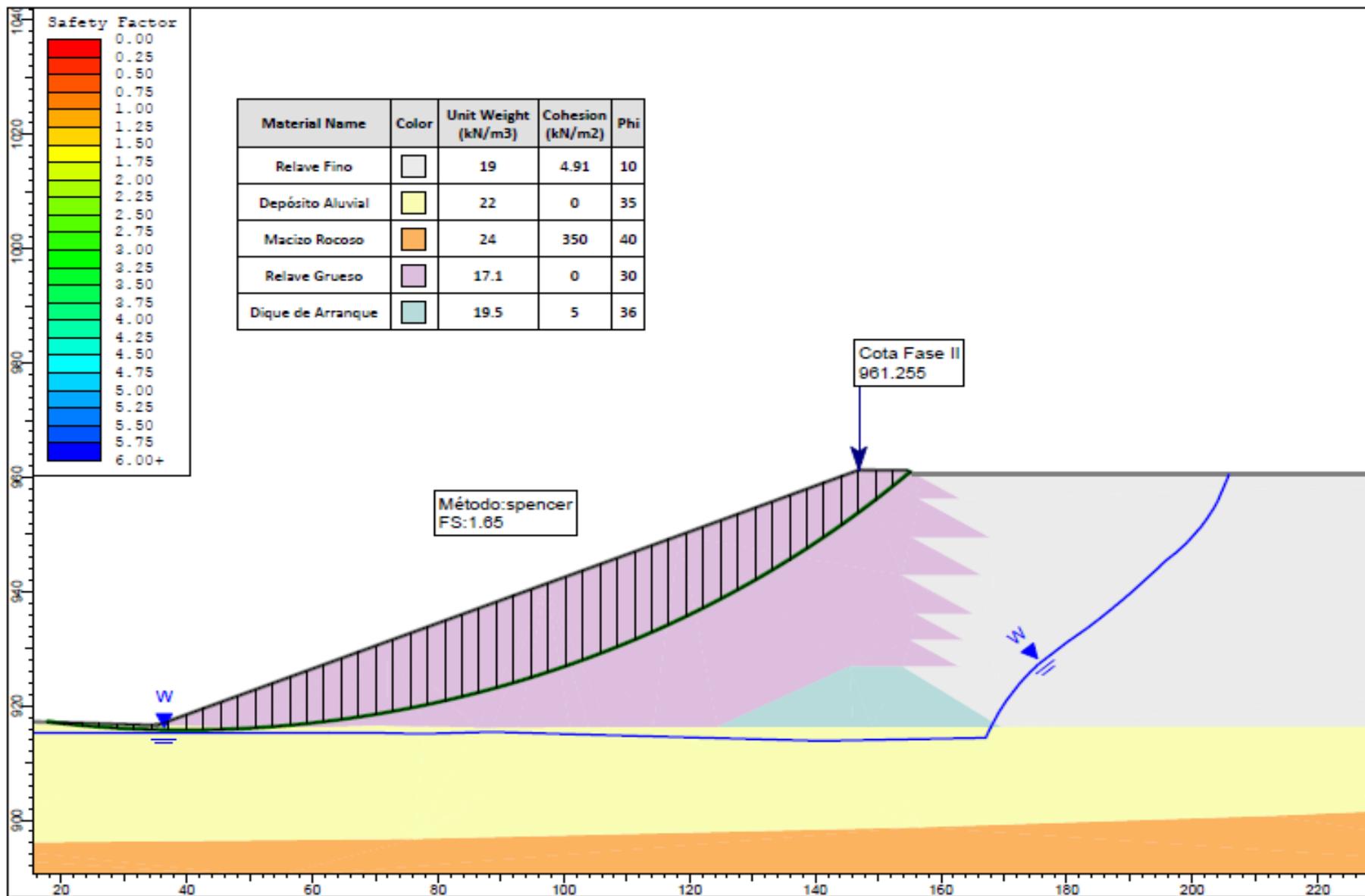
# Línea de Nivel Freático

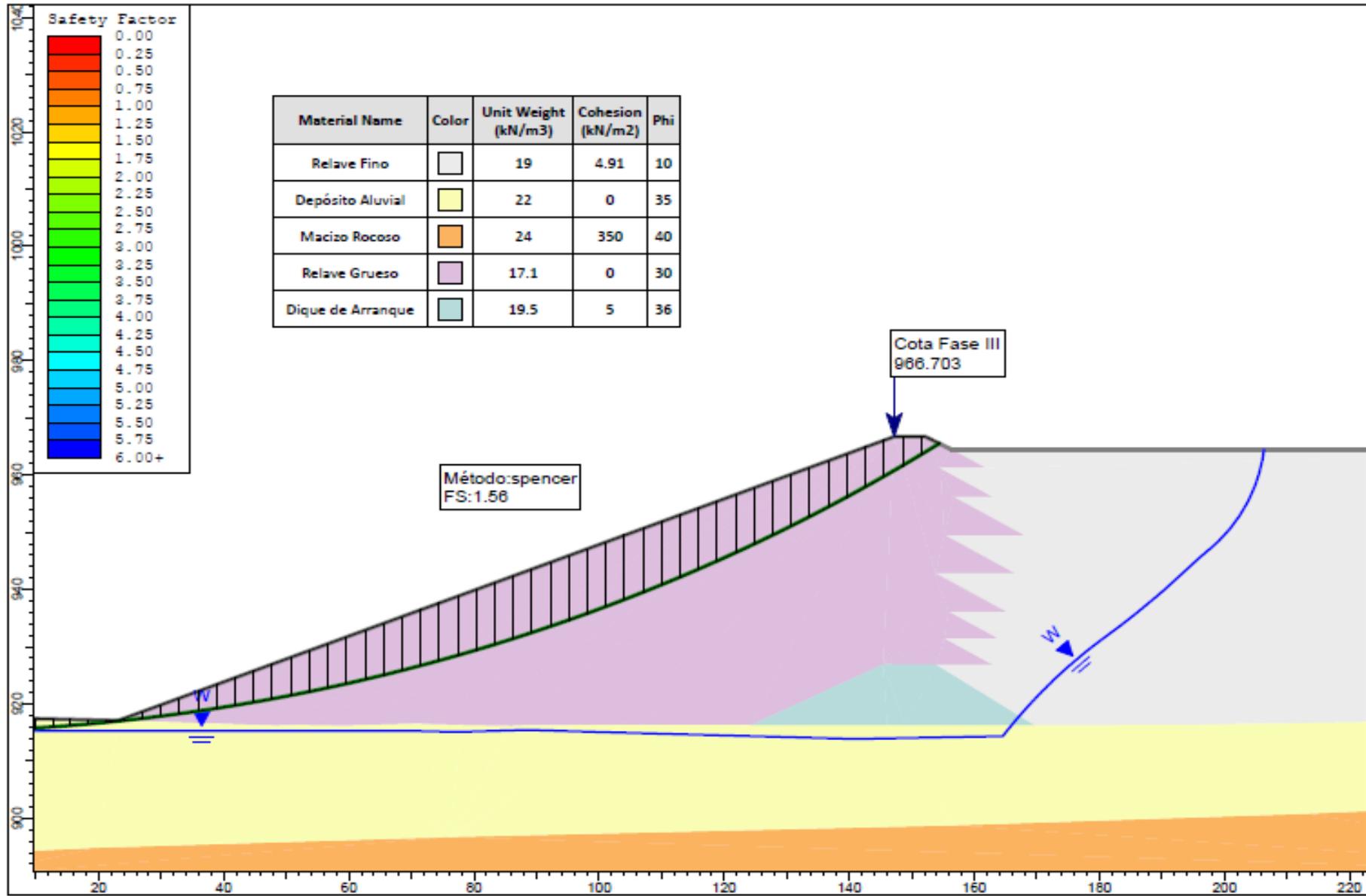


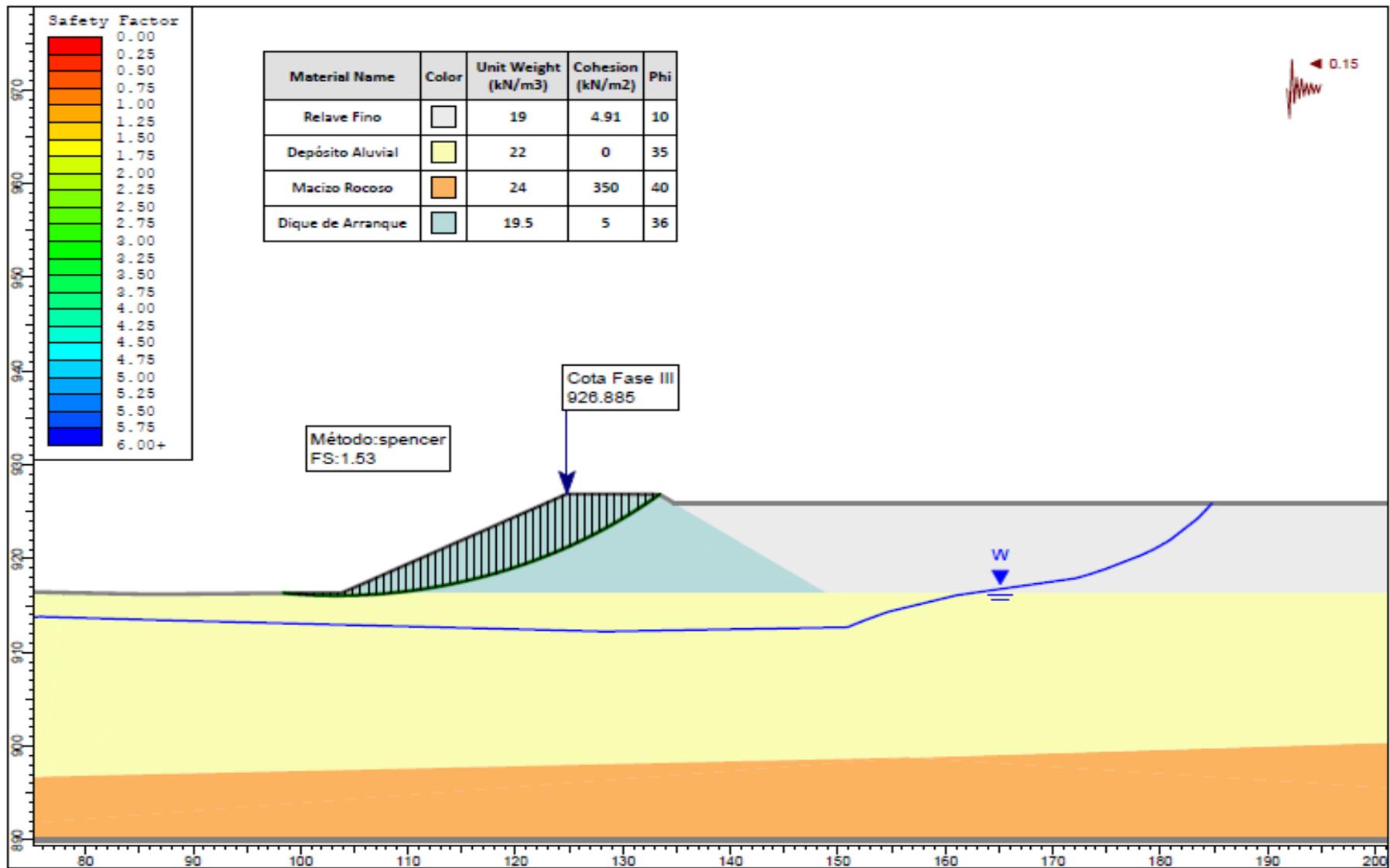
ANEXO D: Análisis de Estabilidad de Taludes

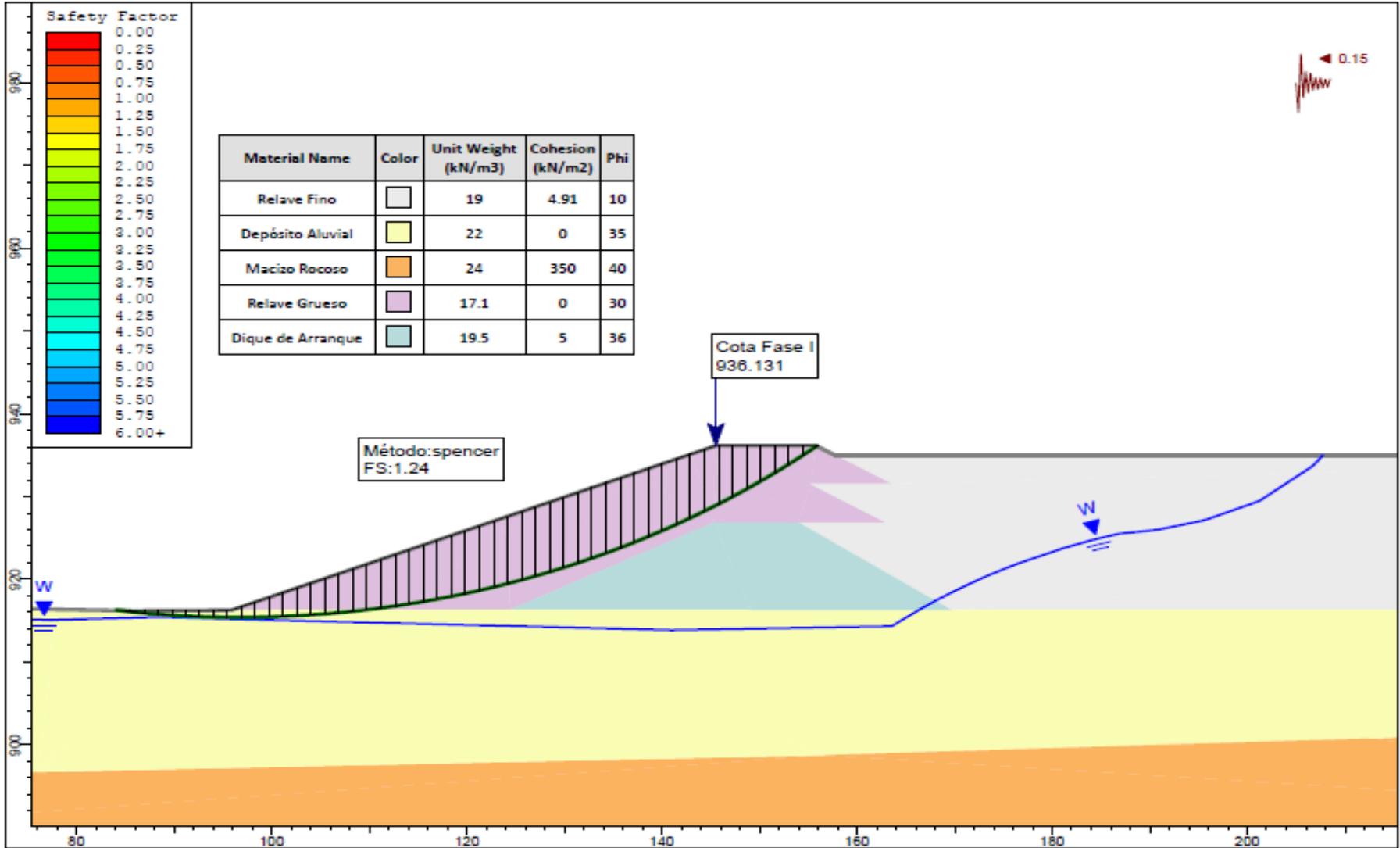


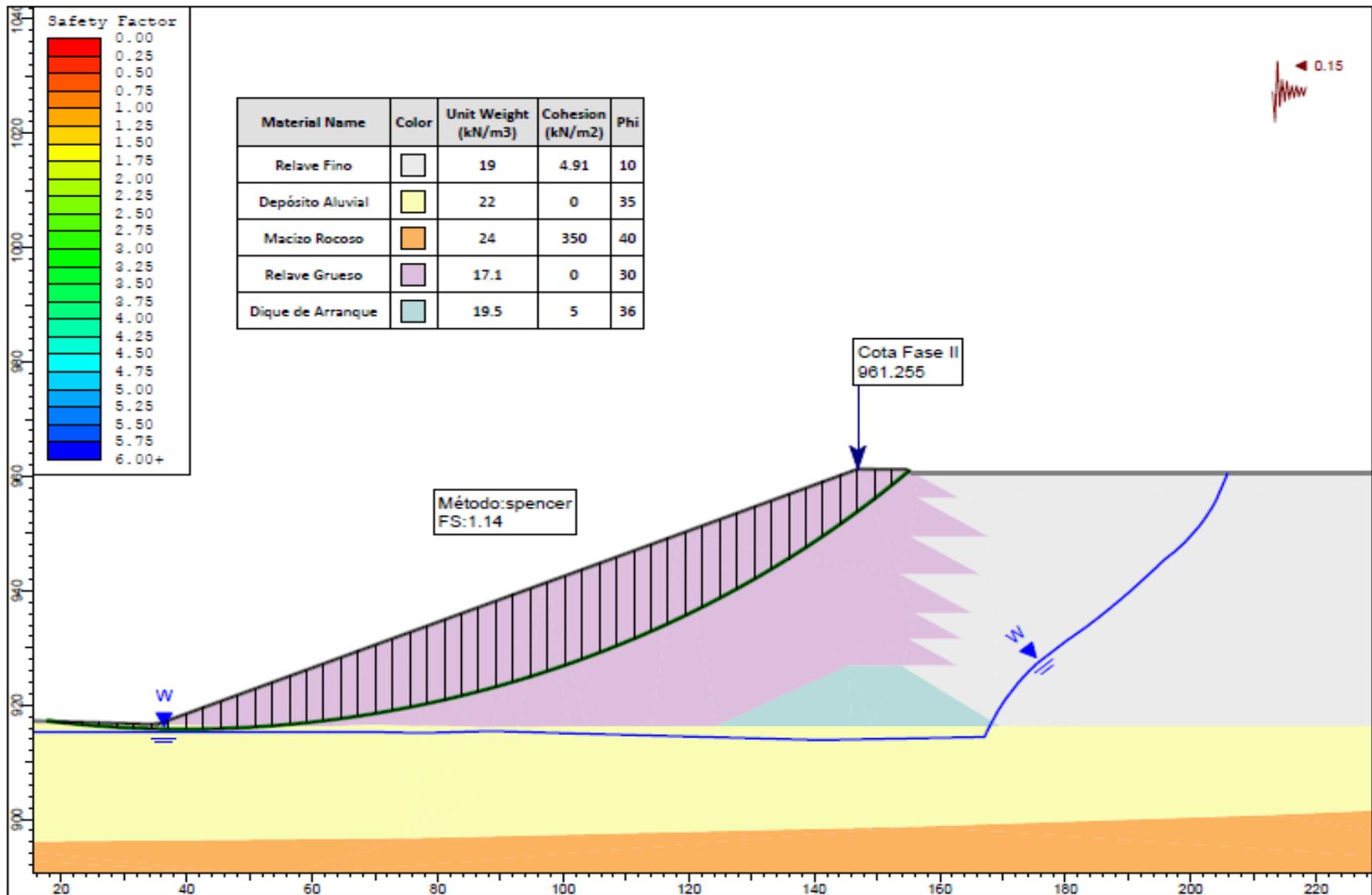


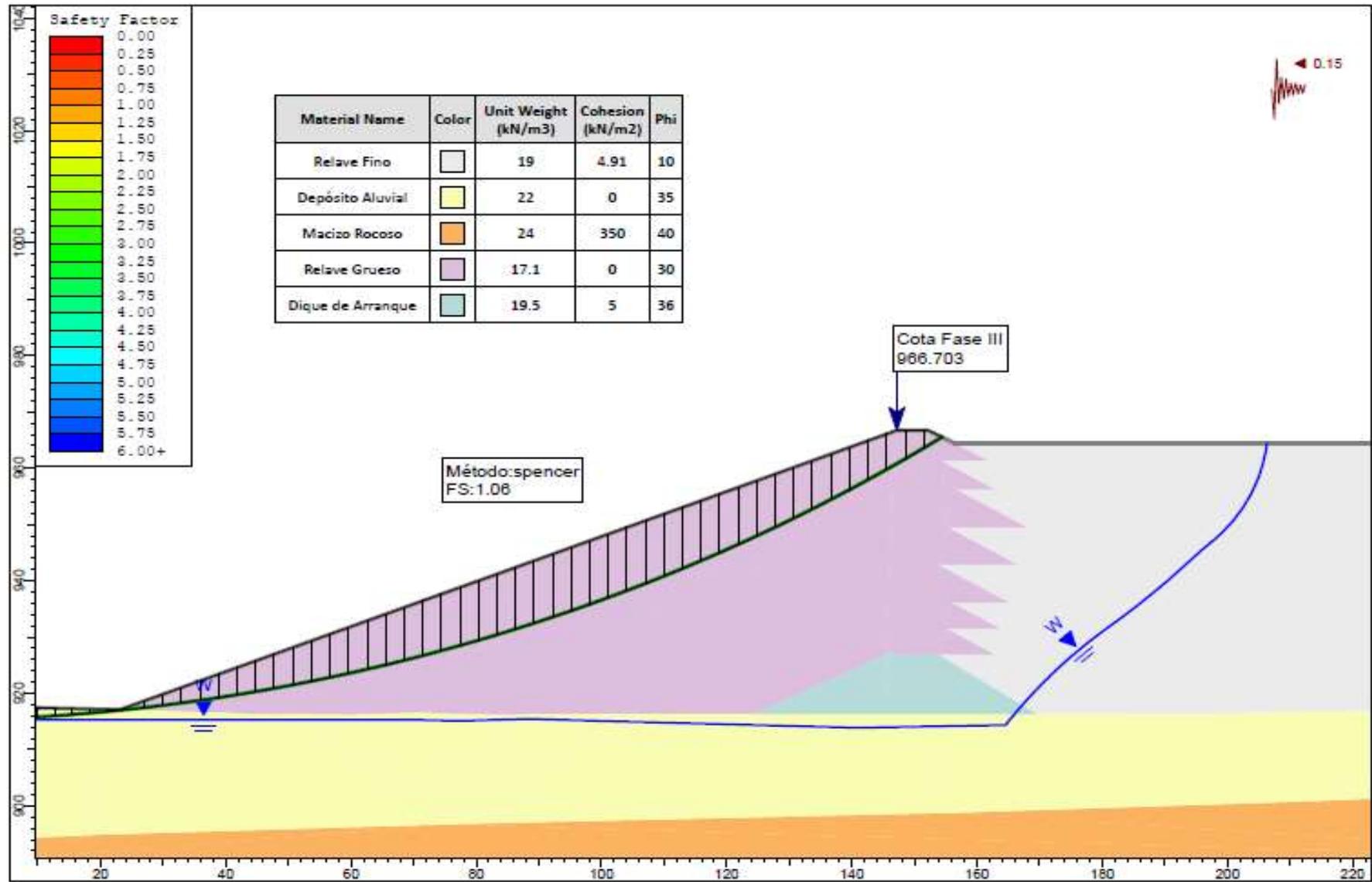




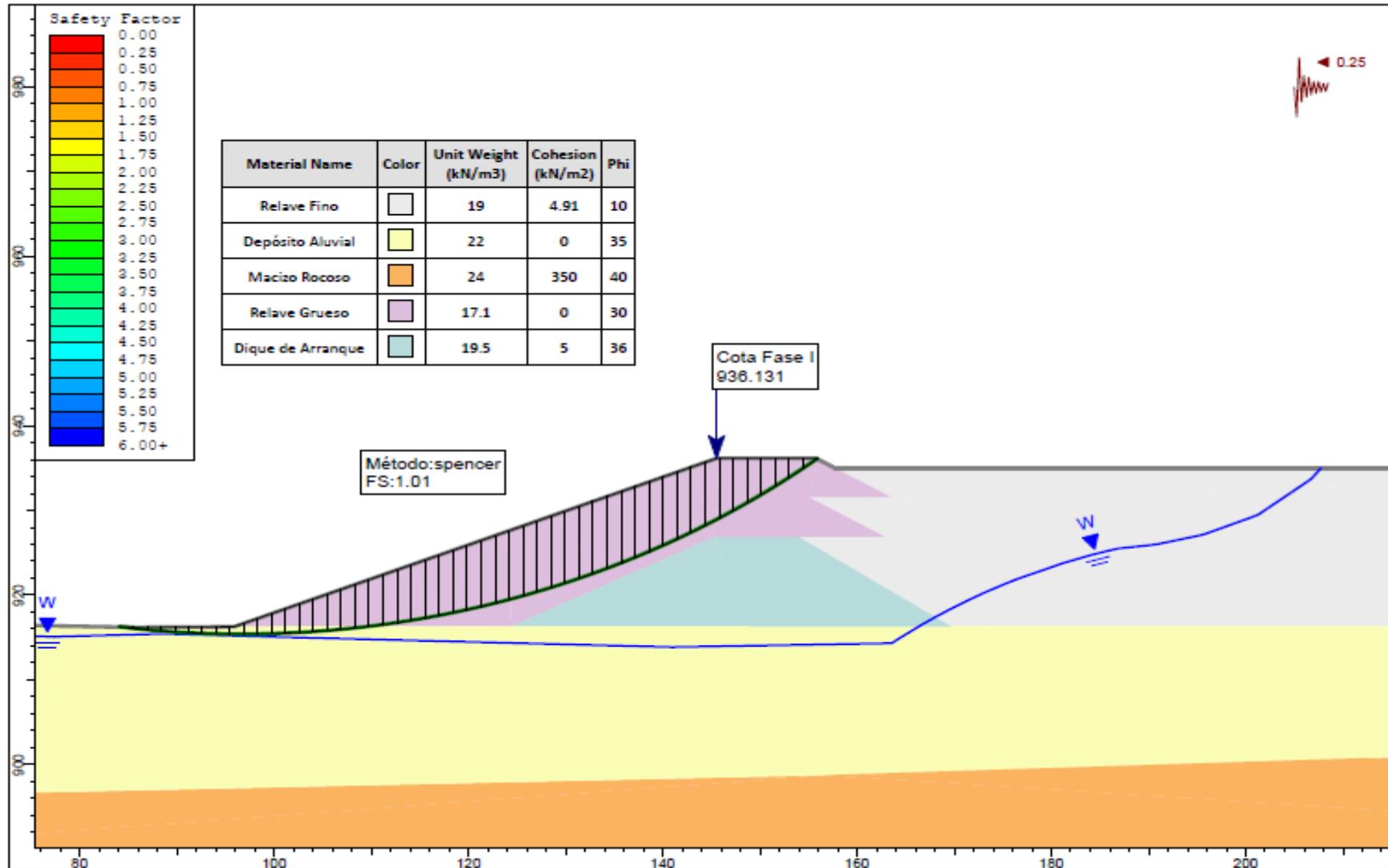


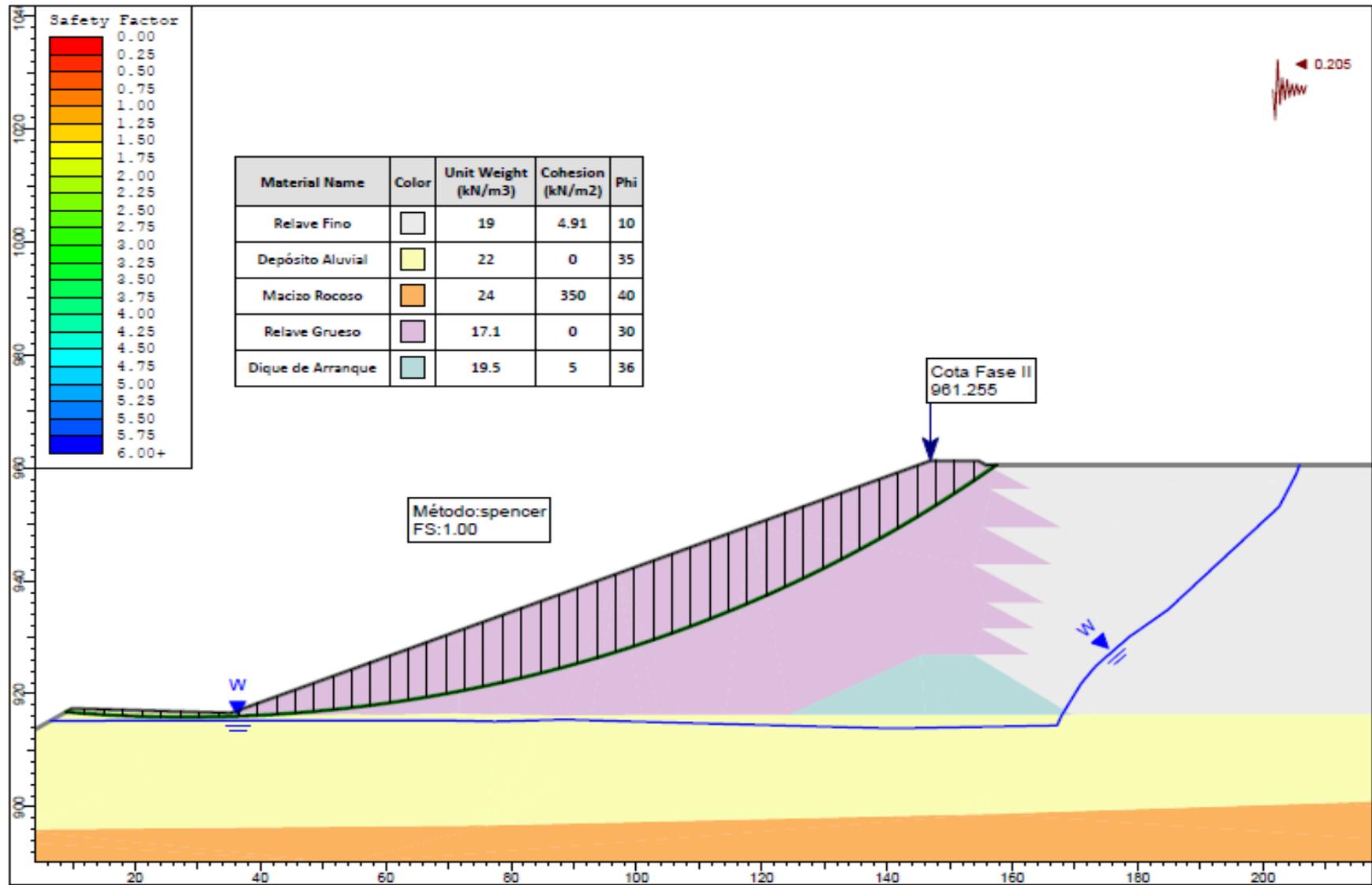


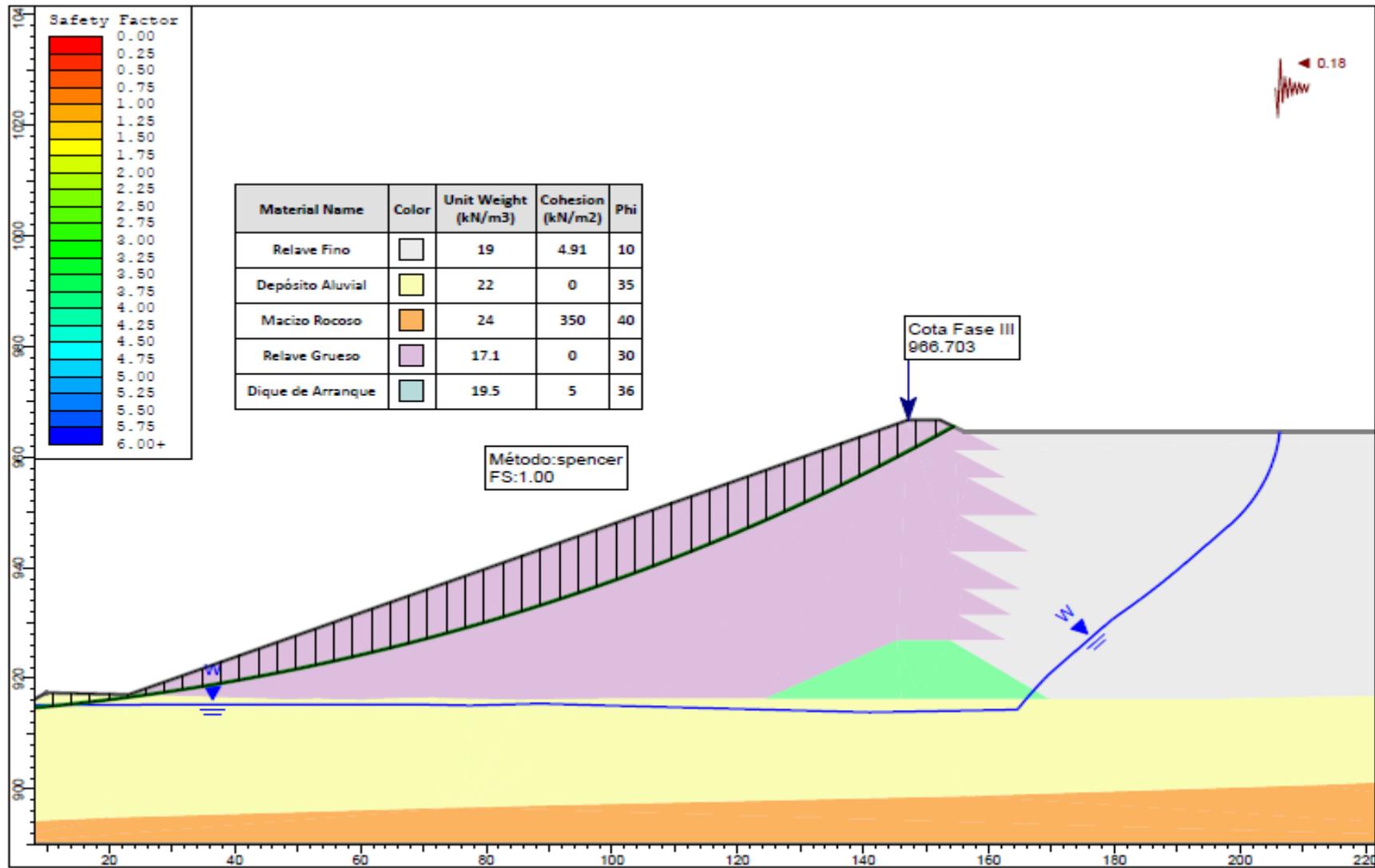




# ANEXO F: Aceleración de Fluencia





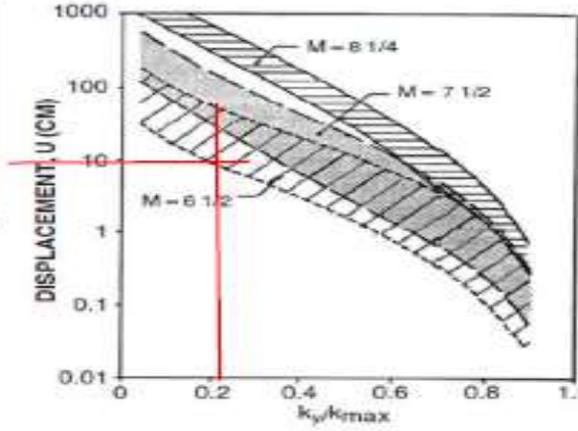
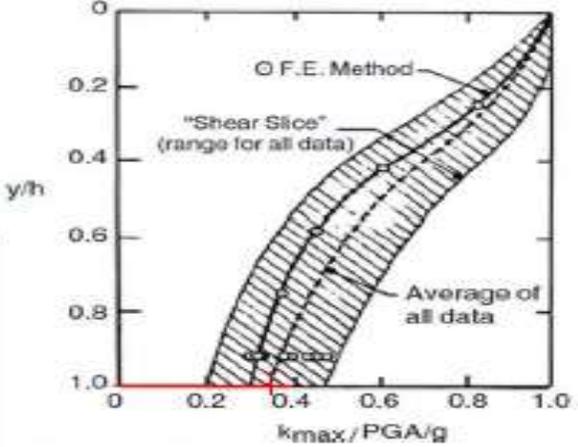
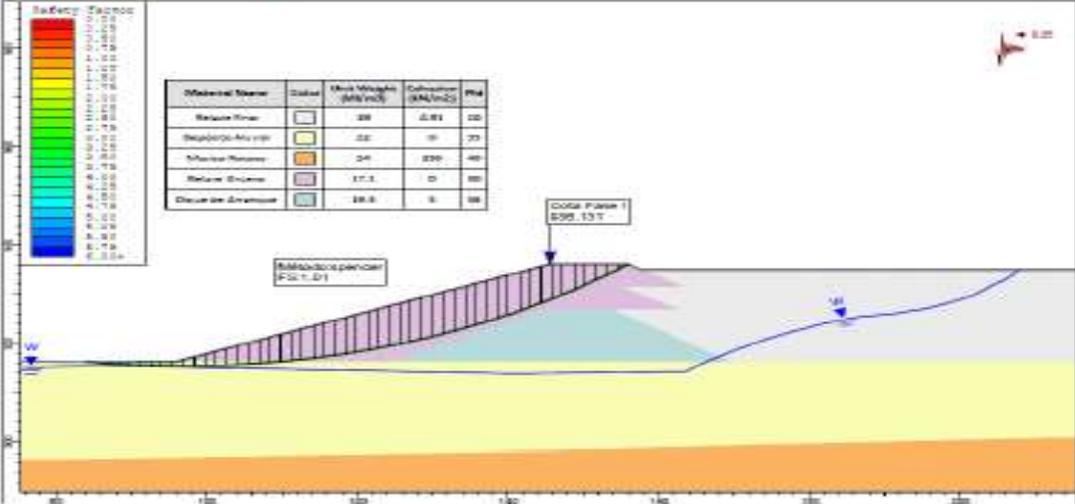


ANEXO G: Desplazamientos Permanentes Inducidos por Sismos

Makdisi-Seed

$k_y = 0.25$   
 $H = 19.81$   
 $z = 19.81$   
 $PGA = 0.302 \text{ g}$   
 $M = 6.6$   
 $z/H \text{ o } y/H = 1.00$   
 $k_{max}/PGA/g = 0.38$   
 $k_{max} = 1.13$   
 $k_y/k_{max} = 0.22$   
 Desplazamiento = 10 cm

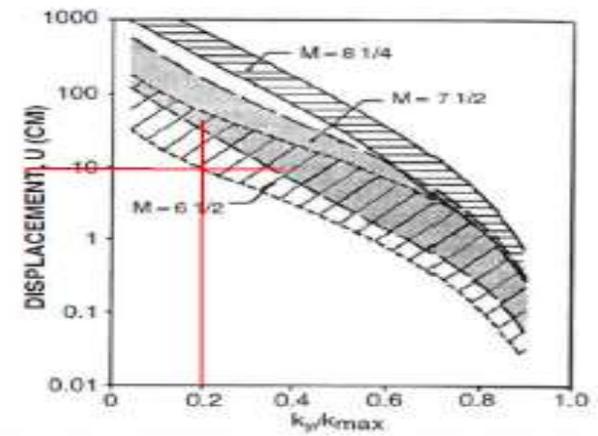
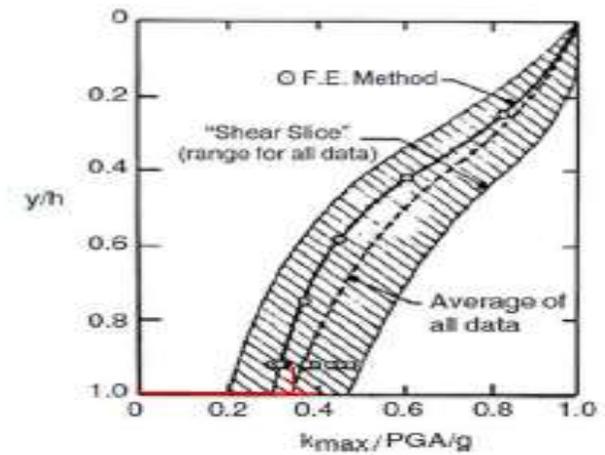
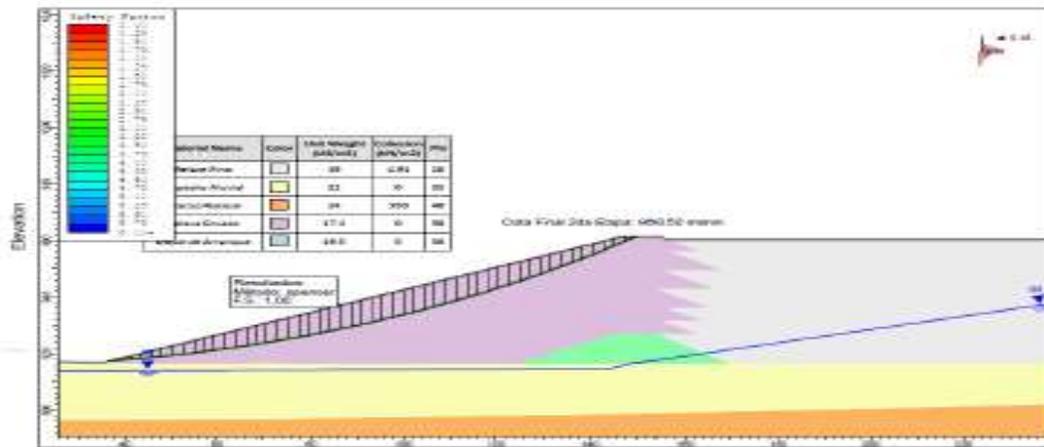
1RA ETAPA



Makdisi-Seed

2DA ETAPA

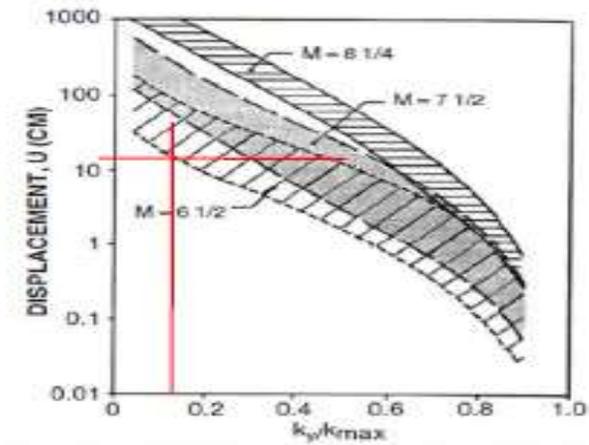
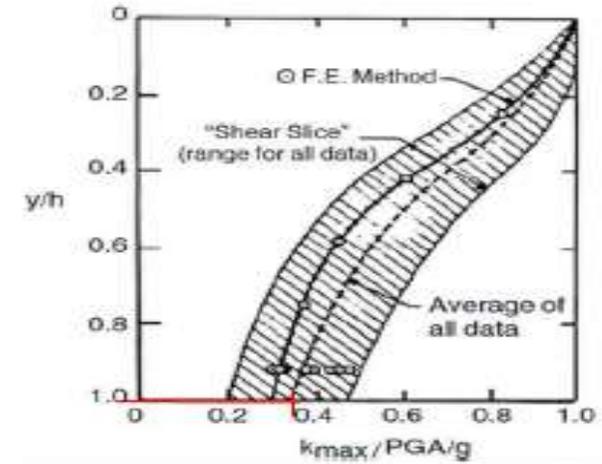
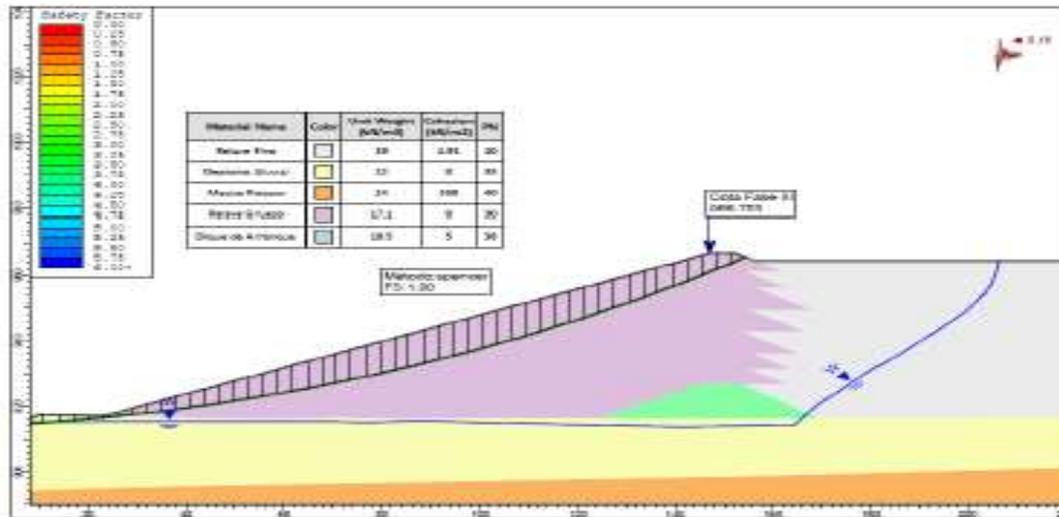
$k_y = 0.22$   
 $H = 44.92$   
 $z = 44.92$   
 $PGA = 0.302 \text{ g}$   
 $M = 6.6$   
 $z/H \text{ o } \gamma/H = 1.00$   
 $k_{max}/PGA/g = 0.38$   
 $k_{max} = 1.13$   
 $k_y/k_{max} = 0.20$   
 Desplazamiento = 10 cm



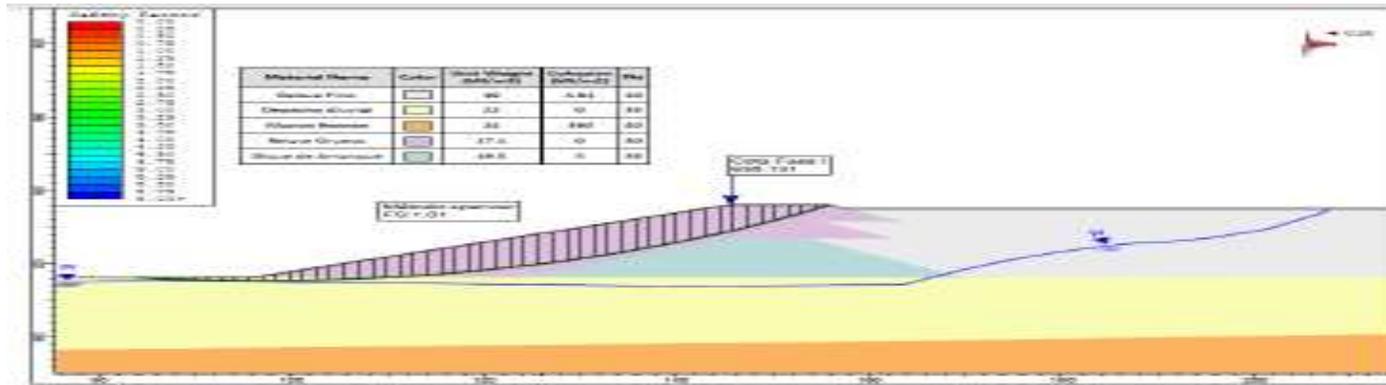
# Makdisi-Seed

$k_y = 0.18$   
 $H = 50.38$   
 $z = 50.38$   
 $PGA = 0.302 \text{ g}$   
 $M = 6.6$   
 $z/H \text{ o } \gamma/H = 1.00$   
 $k_{max}/PGA/g = 0.38$   
 $k_{max} = 1.13$   
 $k_y/k_{max} = 0.16$   
 Desplazamiento = 23 cm

## 3ra FASE



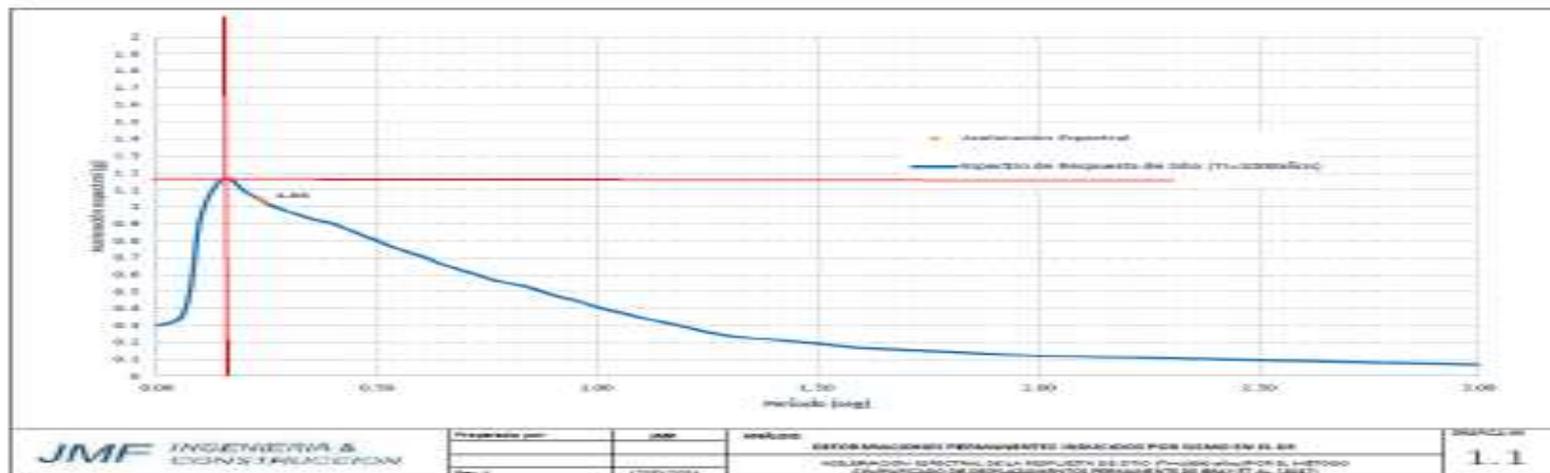
Bray 2007



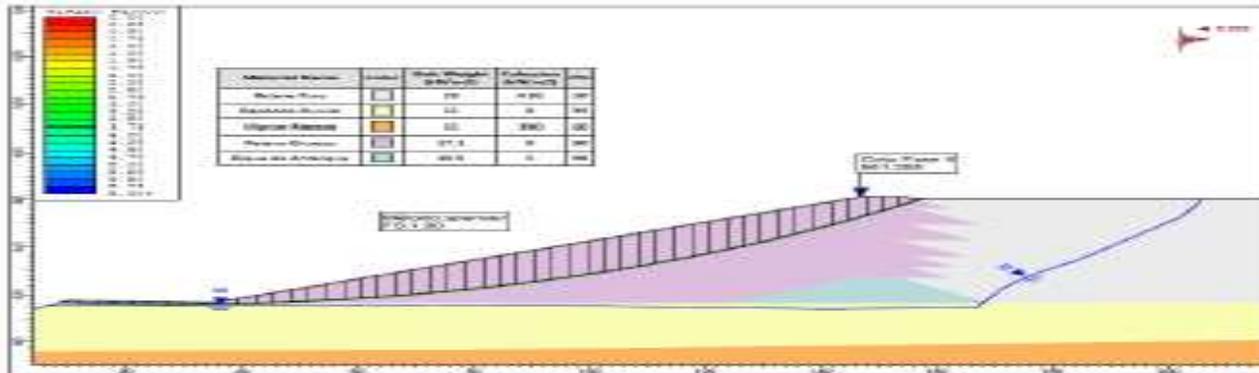
Aplica el metodo c

$H_s = 19.81 \text{ m}$   
 $V_s = 760 \text{ m/s}$   
 $T_s = 0.104263 \text{ s} > 0.10 \text{ s}$   
 $a_1 = -6.896$   
 $a_2 = 3.081$   
 $a_3 = -0.803$   
 $k_y = 0.25 \text{ g}$   
 $M = 6.6$   
 Se tomará el espectro de color azul oscuro  
 $1.5T_s = 0.156395$   
 $S_e(1.5T_s) = 1.17 \text{ g}$

$\ln(k_y) = -1.38629$   
 $\ln(S_e(1.5T_s)) = 0.157004$   
 $\ln(D) = 1.303031$   
 $D = 3.7 \text{ cm}$



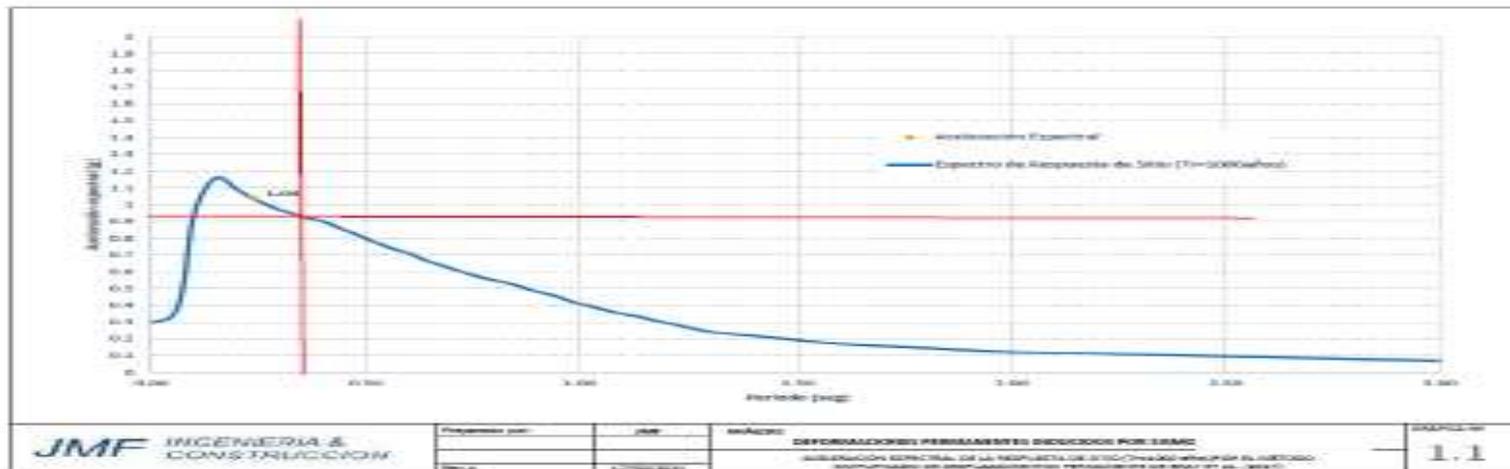
Bray 2007



Usa el metodo c

$H = 44.92 \text{ m}$   
 $V_s = 760 \text{ m/s}$   
 $T_s = 0.236421 \text{ s} > 0.10 \text{ s}$   
 $a_1 = -6.896$   
 $a_2 = 3.081$   
 $a_3 = -0.803$   
 $k_y = 0.205 \text{ g}$   
 $M = 6.6$   
 Se tomará el espectro de color azul oscuro  
 $1.5T_s = 0.354632$   
 $S_e(1.5T_s) = 0.93 \text{ g}$

$\ln(k_y) = -1.58475$   
 $\ln(S_e(1.5T_s)) = -0.07257$   
 $\ln(D) = 1.59035$   
 $D = 4.9 \text{ cm}$



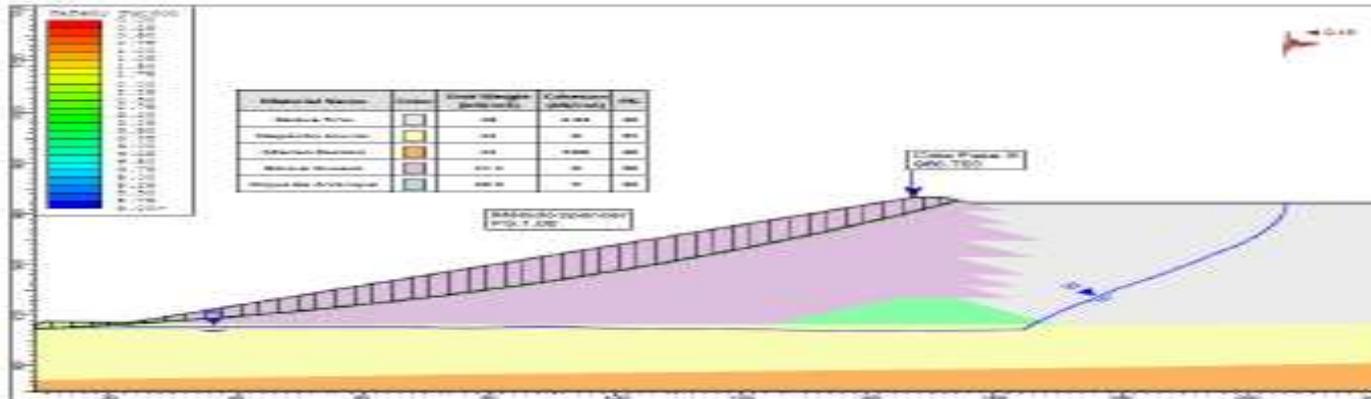
**JMF** INGENIERIA & CONSTRUCCION

|                |     |           |
|----------------|-----|-----------|
| Preparado por: | JMF | Revisado: |
| Diseño:        | JMF |           |

DEFINICIONES PERMANENTES INDICADAS POR ISRMIC  
 SUBCOMISIÓN NACIONAL DE LA RESPUESTA DE SITIO (TS=2000 años) POR EL METODO  
 INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y CENSOS (INEC) (2007)

1.1

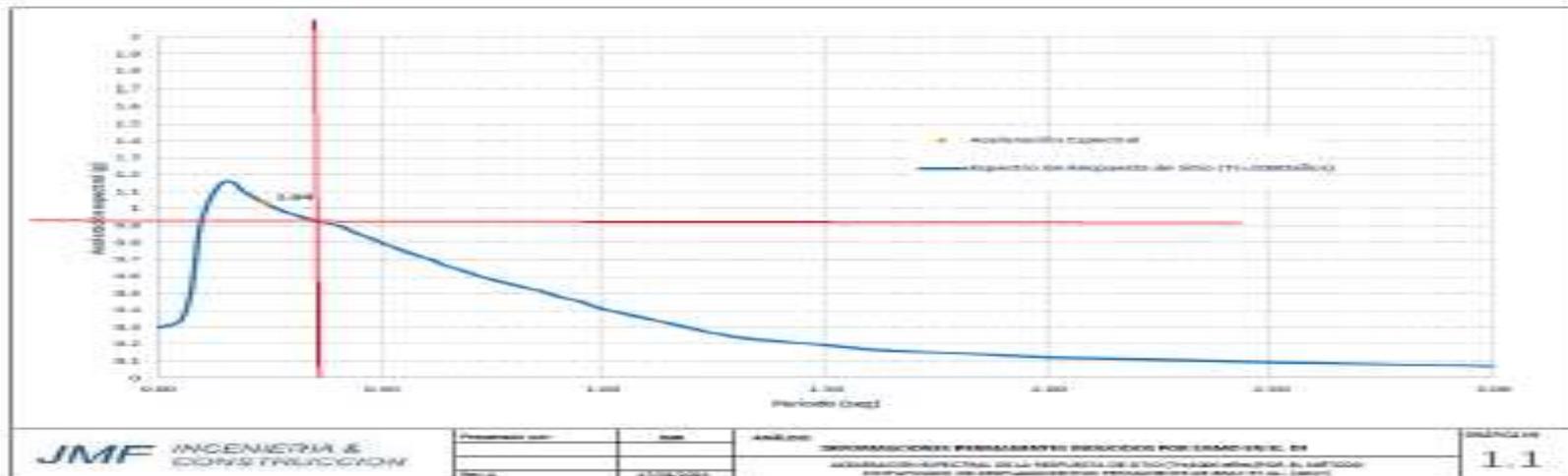
Bray 2007



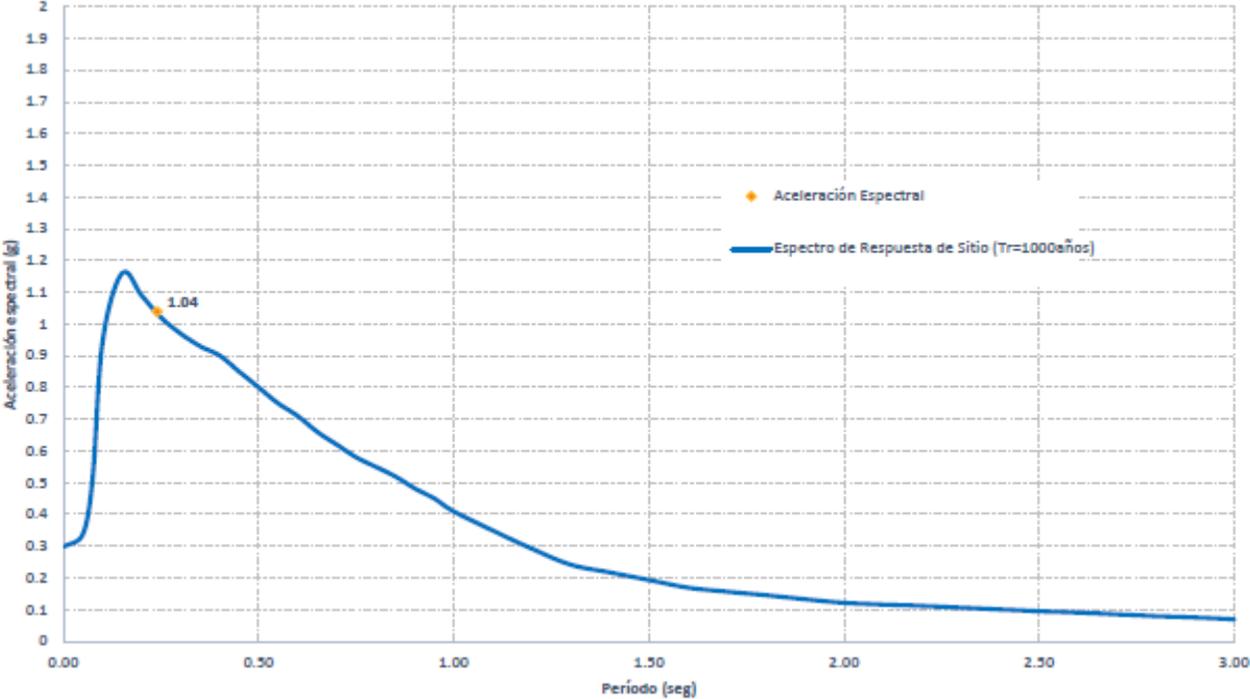
Aplica el metodo c

$H = 50.38 \text{ m}$   
 $V = 760 \text{ m/s}$   
 $T = 0.265158 \text{ s} > 0.10 \text{ s}$   
 $a1 = -6.896$   
 $a2 = 3.081$   
 $a3 = -0.803$   
 $k_y = 0.18 \text{ g}$   
 $M = 6.6$   
 Se tomará el espectro de color azul oscuro  
 $1.5T = 0.397737$   
 $S_e(1.5T) = 0.91 \text{ g}$

$\ln(k_y) = -1.7148$   
 $\ln(S_e(1.5T)) = -0.09431$   
 $\ln(D) = 1.89382$   
 $D = 6.6 \text{ cm}$



Aceleración Espectral de la Respuesta de Sitio Tr= 1000 años



## ANEXO H: Autorización para manejo de información



### **AUTORIZACIÓN PARA EL MANEJO Y USO DE INFORMACIÓN CON FINES ACADÉMICOS**

Estimada Sra. Pamela Gonzáles Vigil Bentin,

Por medio de la presente, me dirijo a usted con el fin de solicitar su amable autorización para el uso y manejo de la información proporcionada por la empresa JMF INGENIERIA & CONSTRUCCIÓN S.A.C con Ruc N° 20508908645, en el marco de mi trabajo de tesis en la universidad Ricardo Palma. Como estudiante comprometido en un proyecto académico, requiero de dicha información para llevar a cabo mi investigación de manera eficiente y precisa. Estoy plenamente consciente de la importancia de la confidencialidad y el buen uso de los datos y me comprometo a respetar todas las normativas y restricciones que la empresa establezca para garantizar la integridad de la información proporcionada. Agradezco de antemano su consideración y cooperación en este asunto.

Atte. Arturo Sebastian Guevara Peralta

Santiago de Surco, octubre 2023.

Estimado Arturo Guevara:

Adjunto mi firma con la autorización para el manejo de la información necesaria a fin de sustentar tu tesis, cumpliendo siempre con la confidencialidad de los datos para proteger el nombre del cliente y proyecto.

Gracias.

  
Firmado digitalmente por Pamela  
Gonzales Vigil  
Nombre de reconocimiento (DN):  
cn=Pamela Gonzales Vigil,  
o=GRUPO JMF, ou=JMF Ingenieria  
y Construccion SAC,  
email=pamgonzales@jmf.com.pe,  
c=PE  
Fecha: 2023.10.20 11:59:54 -05'00'